

基于纤维单元的钢筋混凝土桥墩地震损伤评价

艾庆华¹, 王东升^{*2}, 向敏¹

(1. 石家庄铁道大学 桥梁工程教研室, 石家庄 050043; 2. 大连海事大学 道路与桥梁研究所, 大连 116026)

摘要:基于纤维模型的梁柱单元特别是柔度法单元有着较高的计算精度,已被较多地用于评价钢筋混凝土桥墩的位移(延性)能力。随着基于性能/位移抗震设计理论的发展,相继提出了残余位移、极限曲率及曲率延性系数、纵筋和混凝土的最大应变、纵筋低周疲劳损伤等桥墩地震损伤量化指标。选用刚度法和柔度法纤维单元,考虑材料非线性、几何非线性和结点锚固钢筋粘结滑移的影响,通过数值分析和试验数据对比研究了利用纤维单元对上述损伤指标进行估计的准确程度及主要影响因素。结果表明,柔度法单元计算的损伤参数均大于刚度法;两种纤维单元计算的滞回曲线及残余位移和试验结果十分接近,刚度法单元计算的截面曲率和纵筋拉应变更接近试验值,当加载位移幅值或剪跨比较大时,两种单元有时会低估桥墩的截面曲率反应;两种单元都会高估桥墩纵筋的最大拉应变,低估核芯混凝土的最大压应变。

关键词:钢筋混凝土桥墩;基于性能抗震设计;纤维单元;损伤指标;低周反复加载试验
中图分类号:P315.9; U442.5 **文献标志码:**A

1 引言

基于纤维模型和有限元梁柱理论的纤维单元可以准确地考虑轴力和(单向和双向)弯曲的耦合作用,在土木工程结构分析中得到较广泛应用。纤维单元又可分为刚度法单元和柔度法单元,刚度法单元是基于三次埃米特多项式位移插值函数的受弯构件有限元杆系模型,计算效率和精度在很大程度上依赖于位移形函数的准确性。由于三次埃米特位移插值函数描述的位移场在强非线性阶段严重偏离结构的真实位移场,而细分网格又会带来巨大的计算量和数值上的不稳定,故刚度法单元分析精度受到一定的影响^[1,2]。鉴于刚度法单元在强非线性阶段分析精度的不足,一些学者提出了基于力的形函数的纤维单元(柔度法单元),Spacone 通过一个较为稳定的类似牛顿-拉斐逊迭代的算法解决了给定单元结点力下如何求解单元结点位移的材料非线性问题^[3,4]。陈滔等解决了柔度法纤维单元的几何非线性问题^[5]。

随着桥梁基于性能/位移抗震设计理论的发展,对钢筋混凝土桥墩地震损伤量化参量提出了更高的要求,除传统的位移延性和曲率延性外,相继提出了残余位移、纵筋和混凝土最大应变、损伤指数(纵筋低周疲劳)等指标。如利用纤维单元对这些损伤指标进行估计,其准确程度如何尚未见到相关研究。本文编写了分别基于刚度法和柔度法纤维单元的计算程序 DLUT-RC,采用能够较为精确反应钢筋和混凝土力学性能的 Chang-Mander 本构关系模型。通过数值分析和试验数据对比,研究了利用纤维单元进行钢筋混凝土桥墩地震损伤评价的可行性及主要影响因素,目的是为纤维单元在钢筋混凝土桥墩基于性能抗震设计中的应用提供更完备基础,同时促进桥梁抗震设计规范发展。

2 计算的损伤指标和选取的桥墩试件

2.1 损伤指标

选用残余位移、极限曲率及曲率延性系数、混凝土和纵筋应变、纵筋低周疲劳损伤指数等作为损伤指标。

2.2 选取的桥墩试件

主要以 Lehman 等^[6]完成的 5 根钢筋混凝土桥墩低周反复加载试验结果作为比较依据。桥墩试件底部为较大尺寸钢筋混凝土承台,纵筋伸入承

收稿日期:2010-06-07;修改稿收到日期:2010-10-04.

基金项目:国家自然科学基金(50878033,50978042);河北省自然科学基金青年基金(E2010001066)资助项目.

作者简介:艾庆华(1977-),男,博士,讲师;
王东升*(1974-),男,博士,教授
(E-mail: wdszxb@dlut.edu.cn);
向敏(1968-),男,硕士,副教授.

表 1 桥墩试件参数

Tab. 1 Parameters of bridge columns

构件编号	直径/mm	墩高/mm	剪跨比	配筋率(%)	配箍率(%)	轴压比	最终破坏状态
LA407	609.6	2438.4	4	0.75	0.70	0.07	纵筋断裂
LA415	609.6	2438.4	4	1.49	0.70	0.07	纵筋断裂
LA430	609.6	2438.4	4	2.98	0.70	0.07	箍筋断裂
LA815	609.6	4876.8	8	1.49	0.70	0.07	纵筋断裂
LA1015	609.6	6096	10	1.49	0.70	0.07	纵筋断裂

台,承台固定在实验台座上。该试验采用外部装置详细量测了塑性铰区的变形特征,涉及曲率分布、混凝土和纵筋应变及变形组成成分(弯曲、剪切、粘结)等多个方面。试件变化参数为剪跨比(分别为 4,8 和 10 为试件编号前 1 位或 2 位数字)和纵筋配筋率(分别为 0.7%,1.5%和 3%,为试件编号后 2 位数字)。选取的桥墩试件参数见表 1,数据来自 PEER 钢筋混凝土柱抗震性能试验数据库。

3 计算模型

3.1 基本假设和规定

(1) 伯努利梁平截面假定和小应变假定;

(2) 力和变形以拉为正,压为负;弯矩、曲率和转角以顺时针为正,逆时针为负。

3.2 刚度法和柔度法纤维单元

单元建模过程较为繁琐,限于篇幅,不再赘述,详见文献[2]。

3.3 材料本构关系

本文采用 Chang-Mander 钢筋和混凝土本构关系模型,分别由 10 和 15 条滞回规则组成,能较好模拟材料在反复荷载下的力学性能^[2,7]。

3.4 计算中的若干问题

3.4.1 非线性迭代方法

当结构的力-位移曲线进入下降段时,传统的 Newton-Raphson 迭代法无法对平衡路径进行追踪,本文采用力和位移综合控制的弧长迭代法求解桥墩反应的下降段曲线^[8,9]。

3.4.2 节点锚固钢筋粘结滑移的影响

反复加载试验时桥墩试件底部承台内钢筋粘

结滑移会造成桥墩顶部的附加位移反应,可由式(1)计算得

$$\Delta_{slip} = \theta_{slip} L \quad (1)$$

式中 θ_{slip} 为锚固钢筋粘结滑移而产生的桥墩底部转角,详见文献[6]。

3.4.3 奇异阵的处理

桥墩形成塑性铰后,刚度矩阵易形成奇异阵,影响计算的稳定性。本文采用文献[10]介绍的方法,收敛效果良好。

若截面弹性矩阵的行列式 $|[D]^e| < \alpha |[D_o]^e|$ 时,则令:

$$[D]^e = \beta [D_o]^e + (1 - \beta) [D]^e \quad (2)$$

式中 $[D_o]^e$ 为截面初始弹性矩阵。

根据本文数值试验结果,选用刚度法单元时,取 $\alpha = 0.2, \beta = 0.02$;选用柔度法单元时,取 $\alpha = 0.15, \beta = 0.05$,能取得较好地收敛效果,又不至于影响计算速度。

3.4.4 数值积分

由于高斯积分的积分点不包括梁单元端部信息,本文采用文献[3]推荐的 Gauss-Lobatto 积分,以获取单元端点处的信息,如墩底截面曲率、应变和钢筋低周疲劳指数等损伤指标。

3.5 参数敏感性分析

以 LA415 桥墩试件为例,采用刚度法单元时单元数目和纤维密度对墩底截面曲率和最外层混凝土应变的影响见表 2,采用柔度法单元时积分点数目的影响见表 3。考虑到计算精度和计算效率,刚度法单元采用 7 个单元,40 个条带,柔度法单元采用 6 个积分点。

表 2 刚度法单元纤维划分敏感性分析

Tab. 2 The sensibility analysis of division of stiffness elements and fibers

单元数 条带数	3		5		7		9	
	40	200	40	200	40	200	40	200
曲率	14.0×10^{-5}	14.1×10^{-5}	18.9×10^{-5}	18.6×10^{-5}	21.6×10^{-5}	21.2×10^{-5}	21.2×10^{-5}	23.0×10^{-5}
拉应变	0.0629	0.0633	0.0852	0.0849	0.0974	0.0966	0.1012	0.1052
压应变	0.0143	0.0140	0.0171	0.0171	0.0211	0.0196	0.0191	0.0199

注: (1) 认为距离墩底 1100 mm 以上是弹性的,划分为一个单元,1100 mm 内均匀划分;(2) 混凝土条带为均匀划分。

表 3 柔度法单元纤维划分敏感性分析

Tab. 3 The sensibility analysis of division of flexibility elements and fibers

	4 个积分点	6 个积分点	8 个积分点
曲率	25.3×10^{-5}	25.8×10^{-5}	30.0×10^{-5}
拉应变	0.1178	0.1210	0.1421
压应变	0.0209	0.0205	0.0222

注:距墩底 1100 mm 以上划分一个单元,以内划分一个单元。

4 计算结果及分析

4.1 滞回分析

两种纤维单元计算的滞回曲线和试验曲线能够较好拟合,部分曲线如图 1 所示。可以看出,柔度法单元在强非线性阶段的模拟效果要稍好于刚度法单元;当计算到最后一个加载位移幅值时,计算曲线和试验曲线偏离略大,计算的强度略高于试验值,这是因为钢筋的本够关系中没有考虑屈曲的影响,而试验中所有构件的外层纵筋在最后一级加载时均已屈曲。

4.2 损伤指标的比较

本文取 Lehman 拟静力试验中每个桥墩试件最大

的四级位移加载幅值(分别用 $D1 \sim D4$ 表示)时的桥墩变形参数为主要研究内容,如 A407 试件, $D1=35 \text{ mm}, D2=50 \text{ mm}, D3=75 \text{ mm}, D4=125 \text{ mm}$ 。

(1) 最大残余位移

两种纤维单元计算的最大加载幅值对应的残余位移与试验值的比较见表 4。可见两种单元计算值与试验值的比值都接近于 1,数值模拟效果好。同时从图 1 可以看出,其他加载幅值下计算的残余位移几乎与试验曲线重合。

(2) 曲率

最后四级加载幅值相对应的截面曲率计算值和试验值的比值见表 5。对于不同的桥墩参数来说,随着配筋率的增加,比值也在增加;对于剪跨比 $\lambda \geq 8$ 的桥墩,最后一级加载幅值的曲率计算值要小于试验值。总体来说,柔度法单元的计算值普遍大于刚度法,而刚度法单元的计算值更接近试验值;对于最后两级加载位移幅值下的曲率计算值,(特别是刚度法)有时会低估桥墩的曲率反应。

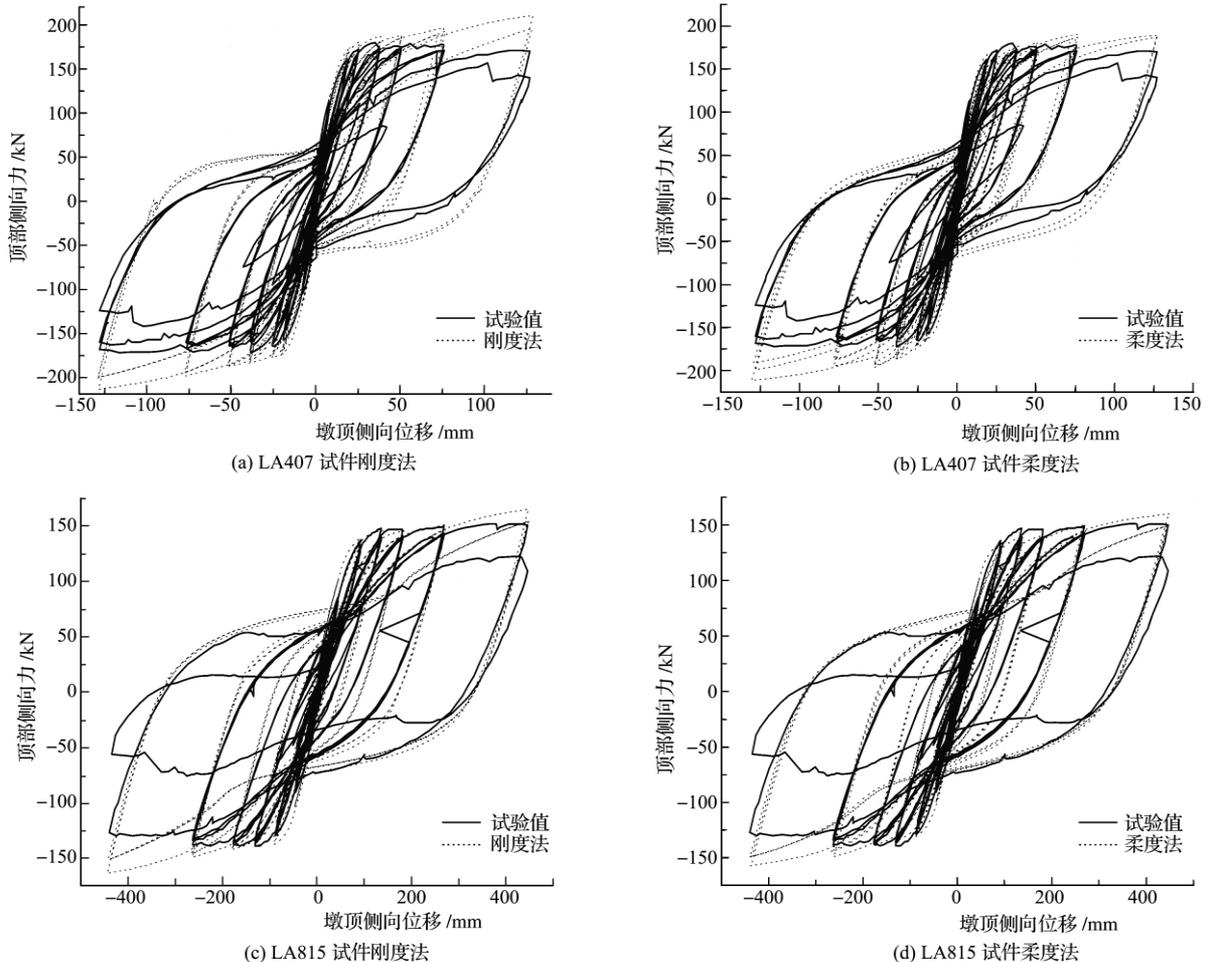


图 1 试验滞回曲线和模拟滞回曲线比较

Fig. 1 Comparison of the hysteretic curves between experimental and simulated results

表4 最大残余位移(计算值/试验值)

Tab.4 Maximum residual displacements
(computed value/test value)

桥墩编号	A407	A415	A430	A815	A1015	平均值	变异系数
刚度法	1.13	1.08	1.17	1.03	0.97	1.08	0.07
柔度法	1.09	1.01	1.10	1.00	0.97	1.04	0.05

表5 截面曲率(计算值/试验值)

Tab.5 Section curvature
(computed value/test value)

桥墩编号	单元类型	D1	D2	D3	D4	平均值	变异系数
A407	刚度法	1.04	0.80	0.90	1.09	0.96	0.12
	柔度法	1.56	1.13	1.22	1.48	1.35	0.13
A415	刚度法	1.32	1.24	0.85	0.87	1.07	0.20
	柔度法	2.07	1.98	1.15	1.10	1.57	0.29
A430	刚度法	1.42	1.41	1.76	1.11	1.43	0.16
	柔度法	2.19	2.22	2.31	1.38	2.03	0.18
A815	刚度法	1.84	1.15	1.03	0.60	1.15	0.39
	柔度法	2.68	1.43	1.22	0.75	1.52	0.47
A1015	刚度法	—	1.15	0.84	0.68	0.89	0.22
	柔度法	—	1.34	0.99	0.82	1.05	0.21
平均值	刚度法	1.41	1.15	1.07	0.87		
	柔度法	2.13	1.62	1.38	1.11		
变异系数	刚度法	0.20	0.17	0.32	0.24		
	柔度法	0.19	0.25	0.35	0.26		

注:实验中所采用的数据为距墩底截面上6英寸以内的平均值,计算值亦为此长度范围内的平均值,下表同。

刚度法单元采用位移形函数,单元内部曲率为斜率较小的线性分布,曲率反应较接近于单元的平均曲率;柔度法单元为力的形函数,在塑性区内形函数符合真实力场,根据弯矩-曲率关系可知,塑性阶段弯矩增加不多时就会有较大的曲率反应,故柔度法计算的曲率一般大于刚度法。

(3) 核芯混凝土压碎最大压应变

核芯混凝土压碎时的最大压应变见表6。除LA430试件外,压应变的比值均小于1,可见纤维单元低估了桥墩的混凝土压应变反应。可能原因是纵筋屈曲导致的混凝土压应变反应过大,而纤维单元中没有考虑其影响。

(4) 最外层纵筋最大拉应变

最外层纵筋在四级加载位移幅值时的最大拉应变见表7。由表中不同加载幅值的平均值来看,随着配筋率的增加,拉应变的比值也呈增加趋势;剪跨比的影响不明显。总体来看,除刚度法计算的LA407试件之外,其余比值普遍大于1;柔度法的计算结果大于刚度法,而刚度法更为接近试验结果。出现这种情况的可能原因与曲率相同。

表6 核芯混凝土压碎最大压应变(计算值/试验值)

Tab.6 The maximum compressive strain of
core concrete (computed value/test value)

桥墩编号	A407	A415	A430	A815	A1015	平均值	变异系数
刚度法	0.40	0.49	1.16	0.61	0.42	0.62	0.46
柔度法	0.70	0.93	2.26	0.80	0.53	1.04	0.60

注:核芯混凝土压碎定义为箍筋直径完全外露。

表7 最外层纵筋最大拉应变(计算值/试验值)

Tab.7 The maximum tensile strain of outmost
longitudinal steel (computed value/test value)

桥墩编号	单元类型	D1	D2	D3	D4	平均值	变异系数
A407	刚度法	0.98	0.74	0.75	1.05	0.88	0.16
	柔度法	1.47	1.09	1.07	1.47	1.27	0.15
A415	刚度法	1.03	0.98	1.26	1.22	1.12	0.11
	柔度法	1.73	1.59	1.80	1.65	1.69	0.05
A430	刚度法	1.50	0.95	1.43	1.07	1.24	0.19
	柔度法	2.41	1.52	1.87	1.33	1.78	0.23
A815	刚度法	2.62	1.38	1.28	1.13	1.60	0.37
	柔度法	3.93	1.76	1.54	1.43	2.17	0.47
A1015	刚度法	—	1.68	1.38	1.23	1.43	0.13
	柔度法	—	2.01	1.65	1.51	1.72	0.12
平均值	刚度法	1.53	1.14	1.22	1.14		
	柔度法	2.39	1.59	1.58	1.48		
变异系数	刚度法	0.43	0.30	0.20	0.07		
	柔度法	0.40	0.19	0.18	0.07		

(5) 纵筋低周疲劳损伤指数

用“雨流计数法”统计最外层纵筋的应变反应,然后采用Kunnath疲劳方程计算纵筋的低周疲劳损伤指数,如图2所示。柔度法计算的损伤指数普遍大于刚度法,根据试验现象,除LA430外,其他几个试件的纵筋均已断裂,当 $\lambda = 4$ 时,柔度法的计算值与试验现象较为接近, $\lambda > 4$ 时,计算值对纵筋损伤略有低估;刚度法计算的疲劳指数明显低估了纵筋的损伤,柔度法的计算结果相对来说更为接近试验现象。如前所述,柔度法计算的钢筋应变反应明显大于刚度法,而低周疲劳损伤指数是由应变变化幅值计算的,故前者计算的损伤指数要明显大于后者。

5 结论

本文建立有限元刚度法和柔度法非弹性纤维梁柱单元,考虑了材料非线性、几何非线性、节点锚固钢筋粘结滑移等影响因素,对5个拟静力试验桥墩试件进行了弹塑性分析,数值计算与试验结果对

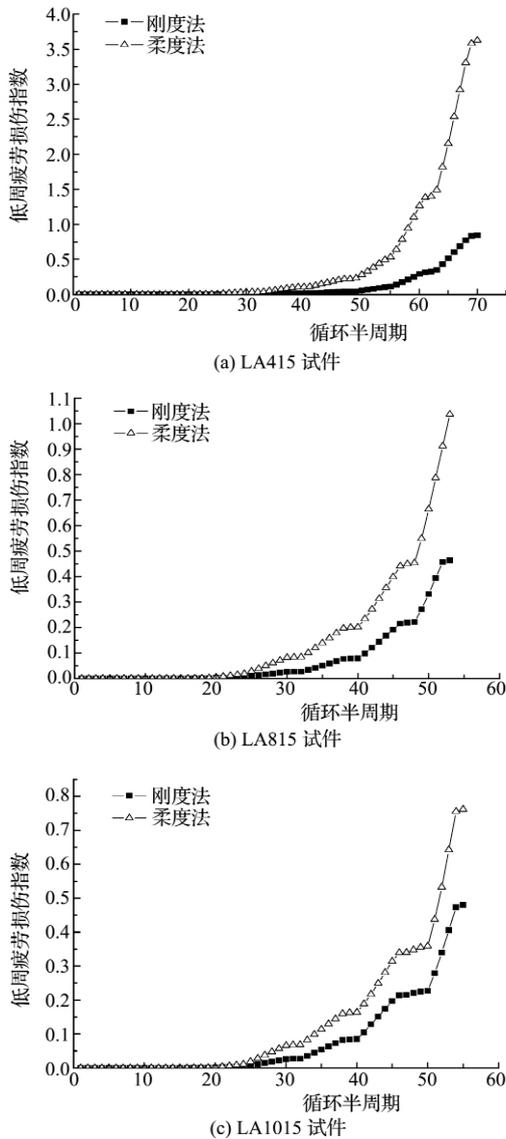


图2 纵筋低周疲劳损伤指数

Fig. 2 Low cycle fatigue damage indices of longitudinal steel

比表明:

(1) 纵筋屈曲之前,两种单元计算的力-位移滞回曲线和试验结果拟合良好,残余位移的计算值与试验值十分接近;由于采用的钢筋本构关系模型没有考虑纵筋屈曲的影响,屈曲后桥墩强度计算值大于试验值。

(2) 刚度法单元计算的曲率和纵筋拉应变较柔度法更接近试验值,但当桥墩顶部位移幅值较大或者剪跨比较大时,两种单元会低估桥墩的截面曲率。

(3) 两种方法都低估了核芯混凝土压碎时的压应变。

(4) 柔度法计算的低周疲劳损伤指标普遍大于刚度法;当剪跨比较小时,柔度法的计算值与试验现象较为接近;剪跨比较大时,计算值对纵筋损

伤略有低估,刚度法的计算值普遍低估了纵筋的疲劳损伤。

(5) 刚度法的计算结果受单元划分的影响很大,合理划分单元,计算的曲率和纵筋拉应变等指标更为接近试验值;柔度法的计算结果受积分点个数影响,计算的曲率和纵筋拉应变略大于刚度法。

参考文献(References):

- [1] 黄宗明,陈滔.基于有限元柔度法和刚度法的非线性梁柱单元比较研究[J].工程力学,2003,20(5):24-31.(HUANG Zong-ming, CHEN Tao. Comparison between flexibility-based and Stiffness-based nonlinear beam-column elements [J]. *Engineering Mechanics*, 2003,20(5):24-31. (in Chinese))
- [2] 艾庆华.钢筋混凝土桥墩抗震性能数值评价与试验研究[D].大连理工大学,2008.(AI Qing-hua. Numerical evaluation and experimental study of seismic performance for reinforced concrete bridge piers [D]. Dalian University of Technology. (in Chinese))
- [3] Spacone E, Filippou F C, Taucer F F. Fiber beam-column model for nonlinear analysis of R/C frames: (part I). formulation[J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 1996,25(7):711-725.
- [4] 陈滔,黄宗明.钢筋混凝土框架非线性地震反应分析模型研究进展[J].世界地震工程,2002,18(1):91-96.(CHEN Tao, HUANG Zong-ming. A review of inelastic dynamic analysis models of reinforced concrete frames under earthquake ground motions [J]. *World Information on Earthquake Engineering*, 2002,18(1):91-96. (in Chinese))
- [5] 陈滔,黄宗明.基于有限元柔度法的材料与几何双重非线性空间梁柱单元[J].计算力学学报,2006,23(5):524-545.(CHEN Tao, HUANG Zong-ming. Material and geometrically nonlinear spatial beam-column element based on the finite element flexibility method [J]. *Chinese Journal of Computational Mechanics*, 2006,23(5):524-545. (in Chinese))
- [6] Lehman D E, Jack P M, et al. Experimental evaluation of the seismic performance of reinforced concrete bridge columns[J]. *Journal of Stru. Eng, ASCE*, 2004,130(6):869-879.
- [7] Chang G A, Mander J B. Seismic energy based fatigue damage analysis of bridge columns(Part 1)[R]. Uni-

- versity at Buffalo, State University of New York, Technical Report NCEER-94-0006.
- [8] Zhilong Z, Murray D W. An incremental solution technique for unstable equilibrium paths of shell structures[J]. *Computers & Structures*, 1994, **55** (5):749-759.
- [9] 宋振森,沈祖炎,等. 求解预定位移水平的改进弧长法[J]. *计算力学学报*, 2007, **24**(4):509-512. (SONG Zhen-sen, SHEN Zu-yan, et al. An improved arc-length method for searching pre-defined displacement in nonlinear analysis of structures[J]. *Chinese Journal of Computational Mechanics*, 2007, **24**(4):509-512. (in Chinese))
- [10] 陈明政,黄 音,王正霖,等. 基于弧长法的预应力框架结构非线性分析[J]. *华南理工大学学报(自然科学版)*, 2006, **34**(7):109-113. (CHEN Ming-zheng, HUANG Yin, WANG Zheng-lin, et al. Nonlinear analysis of prestressed frame based on Arc-Length method[J]. *Journal of South China University of Technology*, 2006, **34**(7):109-113. (in Chinese))

Seismic damage evaluation of RC bridge columns based on fiber elements

AI Qing-hua¹, WANG Dong-sheng^{*2}, XIANG Min¹

(1. Bridge Engineering Department, Shijiazhuang Tiedao University, Shijiazhuang 050043, China;

2. Institute of Road and Bridge Engineering, Dalian Maritime University, Dalian 116026, China)

Abstract: For the advantage of high computational accuracy, fiber beam-column elements are widely used in evaluation of displacement ductility capacity of RC bridge columns. With the development of bridge performance/displacement based seismic design, several damage indices have been suggested, such as ultimate curvature and curvature ductility factor of critical section, maximum strain of confined concrete and reinforced steels, low cycle fatigue damage indices of longitudinal reinforcement etc. To study the accuracy degree of damage indices calculated with fiber elements and the main influencing factors, stiffness-based and flexibility-based fiber elements are chosen to compute aforesaid damage indices compared with test data of RC bridge columns, with consideration of material non-linearity, geometrical non-linearity and bond-slip of anchoring steel. The study results show that the damage indices calculated by flexibility-based element are greater than those by stiffness-based element. Force-displacement curves and residual deformation calculated by both elements match the experiment with adequate accuracy. Section curvatures and tensile strain of longitudinal steel by stiffness element are closer to experimental data than those by flexibility element, but both elements underestimate section curvatures if loading displacement amplitude or shear span ratio is large. Both element overestimate tensile strain of longitudinal steel and underestimate compressive strain of concrete.

Key words: reinforced concrete bridge columns; performance based seismic design; fiber element; damage index; cyclic loading test