

高强混凝土新型梁柱节点抗震性能非线性分析*

李 静¹, 杨发云², 甘 琳³

(1. 华南理工大学 建筑学院, 广东广州 510641; 2. 香港大学 土木工程系, 香港; 3. 重庆大学 建设管理与房地产学院, 重庆 400045)

摘要:影响梁柱节点性能的因素很多, 仅仅进行试验研究是不够的。因此, 非线性有限元分析可以使我们对梁柱节点的性能有更深刻的认识。作者在进行了大量的高强混凝土新型梁柱节点试验的基础上, 采用非线性有限元方法进行进一步的参数研究。首先用试验数据验证了作者的非线性有限元模型, 分析表明计算结果可较好的模拟试验情况, 在此基础上对混凝土强度对梁柱节点抗震性能的影响进行了参数研究。

关键词:梁柱节点; 混凝土强度; 高强混凝土; 非线性有限元分析

中图分类号:TU375 **文献标识码:**A **文章编号:**1006-7329(2006)05-0110-05

Nonlinear Finite Element Analysis for Seismic Performance of High - Strength Concrete Beam - Column Joints with New Reinforcement Details

LI Jing¹, PAM Hoat Joen², GAN Lin³

(1. South China University of Technology, Guangzhou 510641, P. R. China; 2. The University of Hong Kong, Hong Kong, P. R. China; 3. Chongqing University, Chongqing 400045, P. R. China)

Abstract: Because the factors that affect the behavior of the beam - column joints are complicated, an experimental study alone is not sufficient. Therefore, a nonlinear finite element analysis was conducted to provide better understanding of the performance of the beam - column joints. The authors intend to do the parameter study with nonlinear finite element method after a lot of high - strength concrete beam - column joints have been experimented. In this paper, the analytical model firstly was applied to simulate the experimental joint behavior and the comparison results were very well. Based on this, the parametric analysis of concrete strength on seismic performance of beam - column joints has been conducted.

Keywords: beam - column joint; concrete strength; high - strength concrete; nonlinear finite element analysis

在一些采用英国规范^[1]的低 - 中震害区, 由于不考虑地震荷载影响, 钢筋混凝土梁柱节点并不要求配置节点构造钢筋。但最近的试验研究表明^[2], 这样的节点构造不能满足低 - 中震害的有限延性和强度要求。为此, 作者提出了两种新型梁柱节点构造形式: 在节点区加配斜钢筋, 或部分梁主钢筋在节点区弯起。

文献[3]中介绍了四个拥有不同节点构造形式的高强混凝土梁柱节点试件的试验情况。四个试件的情况见表1。试验结果表明, 部分梁主钢筋在节点区弯起不可提高试件强度, 但可大大提高试件延性; 在节点区加配斜钢筋既可提高试件强度, 又可提高试件延性。

为了更好的分析梁柱节点的性能, 采用了针对混凝土结构的非线性有限元分析程序 ATENA^[4]对

文献[3]中的四个试件进行了分析。并在此基础上, 对我们特别关心的混凝土强度对节点性能的影响进行了参数分析。

表1 试件概况

试件	节点内配筋	f_{cu}/MPa	f_y/MPa
E	无	81.0	/
H	加配箍筋 3Φ12	82.2	493
CD	部分纵向筋 2Φ16 弯起	79.4	557
AD	加配斜钢筋 2Φ16	81.0	557

1 计算模型

试件单元划分如图1所示, 几何尺寸与实际试件完全相同, 节点及节点周边 300 mm 区域采用 30 mm 尺寸的单元, 其它部分采用 50 mm 尺寸的单元。单元

* 收稿日期: 2006-04-15

作者简介: 李 静(1971-), 女, 山东济南人, 讲师, 博士, 主要从事混凝土结构抗震, 桥梁分析与施工监控研究。

采用平面单元。为了研究钢筋对梁柱节点性能的影响,用分离式的钢筋单元来模拟钢筋,钢筋的配置也与试件相同。柱的上下节点采用铰节点。除了节点的构造钢筋不同,四个试件采用相同的单元划分。

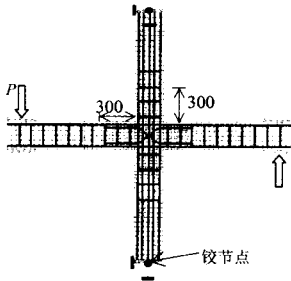


图1 网格划分

钢筋的屈服强度及弹性模量采用实测结果。在反复荷载下,考虑到包兴格效应,钢筋应力-应变关系采用 Giuffre - Menegotto - Pinto 模型^[5]。

混凝土材料模型包括混凝土材料的硬化和软化,混凝土的断裂力学性能,完整的混凝土等效单轴应力-应变关系如图2所示,受拉为正。曲线中的拉压应力峰值 f_t^{ef} 、 f_c^{ef} 按照 Kupfer^[6] 的双向应力状态计算。

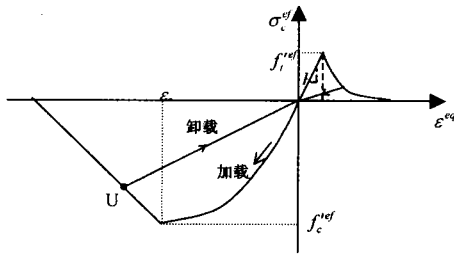


图2 混凝土等效单轴应力-应变关系

因此等效单轴应力-应变关系事实上反映了双向应力状态。卸载被假定为一连接到原点的直线,图2给出了点U卸载的例子。因此等效应力 σ_c^{ef} 与等效应变 ϵ_c^{ef} 之间的关系是不唯一的且与加载过程有关。当等效应变的符号改变时,荷载就由加载变为卸载。如果随后继续加载,加载路线将沿着线性的卸载路线直到卸载点U再一次达到。然后沿着初始的荷载路线加载。图2中混凝土受拉开裂前假定为线弹性,弹性模量为混凝土的初始弹性模量。混凝土受拉开裂后采用建立在断裂能量 G_f 原则上的假想裂缝模型^[7],这个模型适用于模拟混凝土的裂缝开展。混凝土受压应力-应变关系的上升段采用 CEB - FIP^[8] 中给出的公式,对普通强度混凝土和高强混凝土同样适用。混凝土受压应力-应变关系的软化段通过软化模量来定义,混凝土的裂缝采用抹平裂缝模型。

钢筋被假定完全锚固于周围的混凝土,但此锚固只有有限的强度。这个锚固强度即为粘结强度。本研究采用 CEB - FIP^[8] 所建议的锚固应力-滑移关系。

2 数值分析

在数值分析过程中,荷载是通过施加于梁两端的位移进行加载的(图1),每一加载循环的峰值都是遵循相应试件试验中的位移峰值。混凝土的抗压强度采用实测值,断裂能量 G_f 等无法由实测得到的参数则根据混凝土强度按 CEB - FIP^[8] 建议确定。

2.1 裂缝开展

为了更清晰地表现试件的计算裂缝状况,图3中的试件变形都放大一倍,且仅显示宽度大于0.2 mm的裂缝。当试件加载到第一荷载循环峰值时,即最大梁弯矩为 $0.75M_n$ 时,试件E的节点区裂缝最多,试件CD节点区的裂缝集中在斜钢筋附近,在梁主钢筋的弯起点有竖直裂缝。试件AD的节点区表现最好,试件H次之。图3显示了当试件加载到 $\mu = 2$ 时的计算裂缝状况,试件E的节点区裂缝发展最为严重,且开展到上下柱。试件CD的裂缝开展也集中于节点区。与它们不同的,试件H的梁弯曲裂缝发展明显,而梁的剪切则为试件AD的薄弱环节。试件的计算裂缝状况与前文中给出的试件实际裂缝发展状况相比,计算结果较好的模拟了试验过程,且反映了试件的薄弱环节。

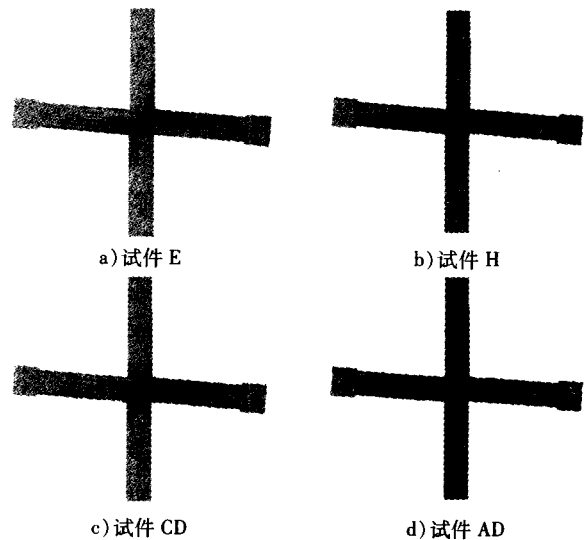


图3 $\mu = 2$ 时计算裂缝形态

2.2 荷载-变形滞回曲线

试件的荷载-变形滞回曲线的计算和试验值显示于图4,计算结果较好地模拟了试验结果。

四个试件的最大承载力的计算值和试验值列于表2。可见,计算结果与试验值非常接近,计算值与试验值的比值的平均值为0.99。

3 参数研究

通过计算结果与试验结果的分析比较,此非线性有限元分析模型可较好地反映试验结果,分析结果可

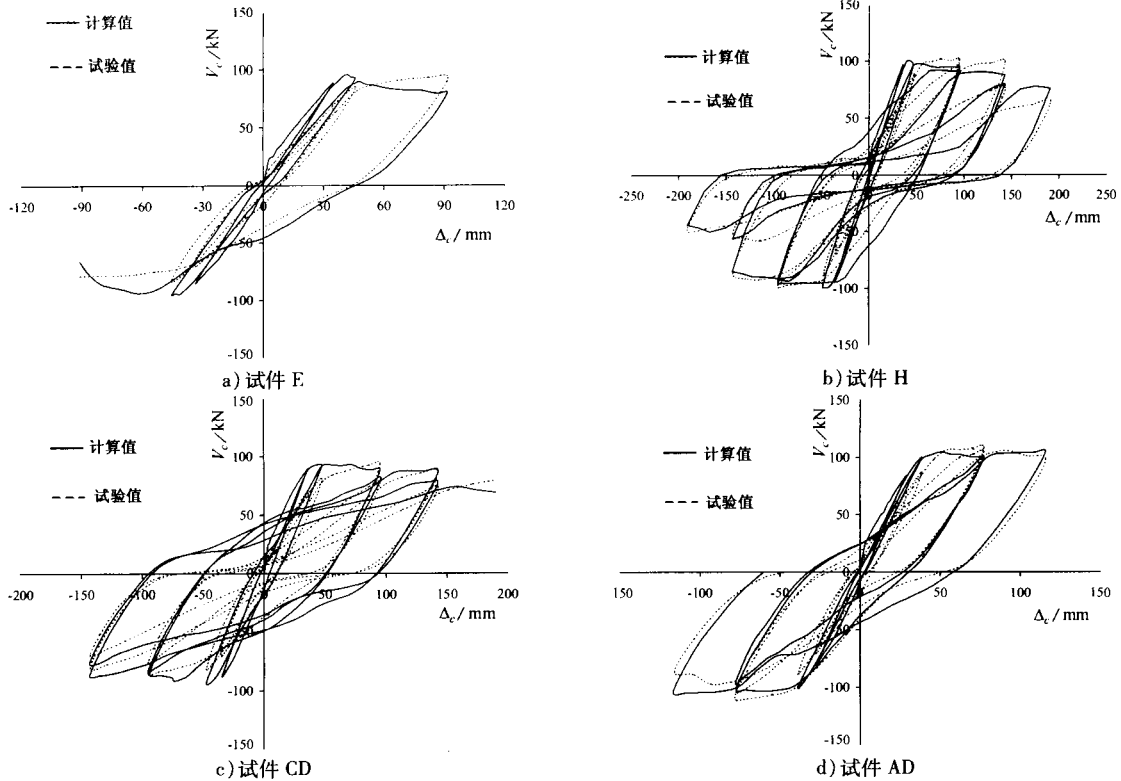


图4 试件的荷载-变形滞回曲线

表2 试件的最大承载力

试件	试验值/kN	计算值/kN	计算值/试验值
E	97.7	96.5	0.99
H	100.8	99.7	0.99
CD	93.1	92.6	0.99
AD	110.1	107.5	0.98

信度高,可用来对梁柱节点进行参数研究。由文献[3]对拥有不同梁柱节点构造试件的试验结果分析可知,在节点区加配斜钢筋既可提高试件强度又可提高试件延性,是一种非常适合于低-中震害区框架结构的节点构造形式。因此,本节只介绍对这种节点形式所进行的参数研究。混凝土强度是影响钢筋混凝土梁柱节点性能的一个很重要的参数。作为一种新型的梁柱节点构造形式,混凝土和斜钢筋对节点的抗剪能力的贡献需要进行深入研究。由于计算时除混凝土的强度外,还需要混凝土的其它性能指标,如断裂能量 G_f 等,都采用CEB-FIP^[8]中给出的建议值,混凝土强度与之相对应采用圆柱体强度。

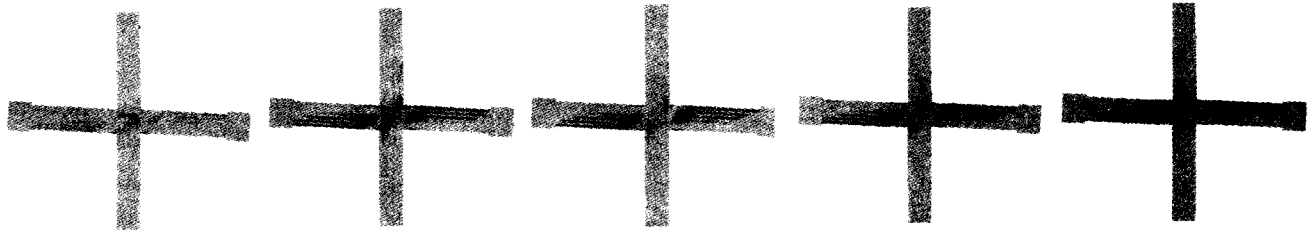
计算中所采用的构件几何尺寸及钢筋配置除特别说明外,与试验试件相同。在计算时,第一加载循环采用荷载控制,峰值为按照英国规范^[1]计算所得的屈服荷载(P_y)的75%,得到此时的梁端位移为 δ ,假定名义屈服位移(Δ_y)为 $(4/3)\delta$ 。此后采用位移控制,加载制度与试验时相同,当位移持续增大,而承载力降低时,判定构件破坏。对于没有破坏的构件,考虑到有限延

性要求,至 $\mu=3$ 时停止计算。

采用文中所介绍的非线性有限元模型对五个分别具有混凝土圆柱体强度从30 MPa到70 MPa的梁柱节点构件进行计算。构件名称包含两部分:如构件C30-AD表示构件的混凝土圆柱体强度为30 MPa,节点构造为外加斜钢筋。五个构件的节点构造均为外加两组2根16斜钢筋,该斜钢筋在梁中的锚固长度为240 mm。

试件在每一荷载循环峰值时的裂缝情况都可由计算得到。在第一个荷载循环的峰值时(最大梁弯矩为 $0.75M_n$),五个构件节点区域仅在受拉角附近产生较少裂缝,随着混凝土强度的增加,梁上的裂缝减少。当 $\mu=1$ 时,构件C30-AD的节点区产生两组竖直裂缝,其它构件仍仅在受拉角区域有较少裂缝,且混凝土强度越大裂缝越少。构件C30-AD在达到 $\mu=2$ 之前已经发生节点破坏如图5a所示。可见,当节点剪应力较大时,节点构造钢筋不能避免节点破坏。其它构件 $\mu=2$ 时节点区也产生较多裂缝,构件C40-AD尤为严重,同时梁的剪切裂缝也非常明显(图5)。构件C40-AD在达到 $\mu=-2$ 之前也发生了节点破坏。剩余三个构件在 $\mu=3$ 时的裂缝情况说明梁的抗剪成为此三个构件的薄弱环节。

图6给出了五个构件计算所得的荷载-变形滞回曲线。图中水平虚线为根据英国规范^[1]计算的理论值。构件C30-AD及构件C40-AD的荷载-变形滞



a) 构件 C30 - AD(破坏) b) 构件 C40 - AD c) 构件 C50 - AD d) 构件 C60 - AD e) 构件 C70 - AD
图 5 $\mu = 2$ 或破坏时构件的计算裂缝情况

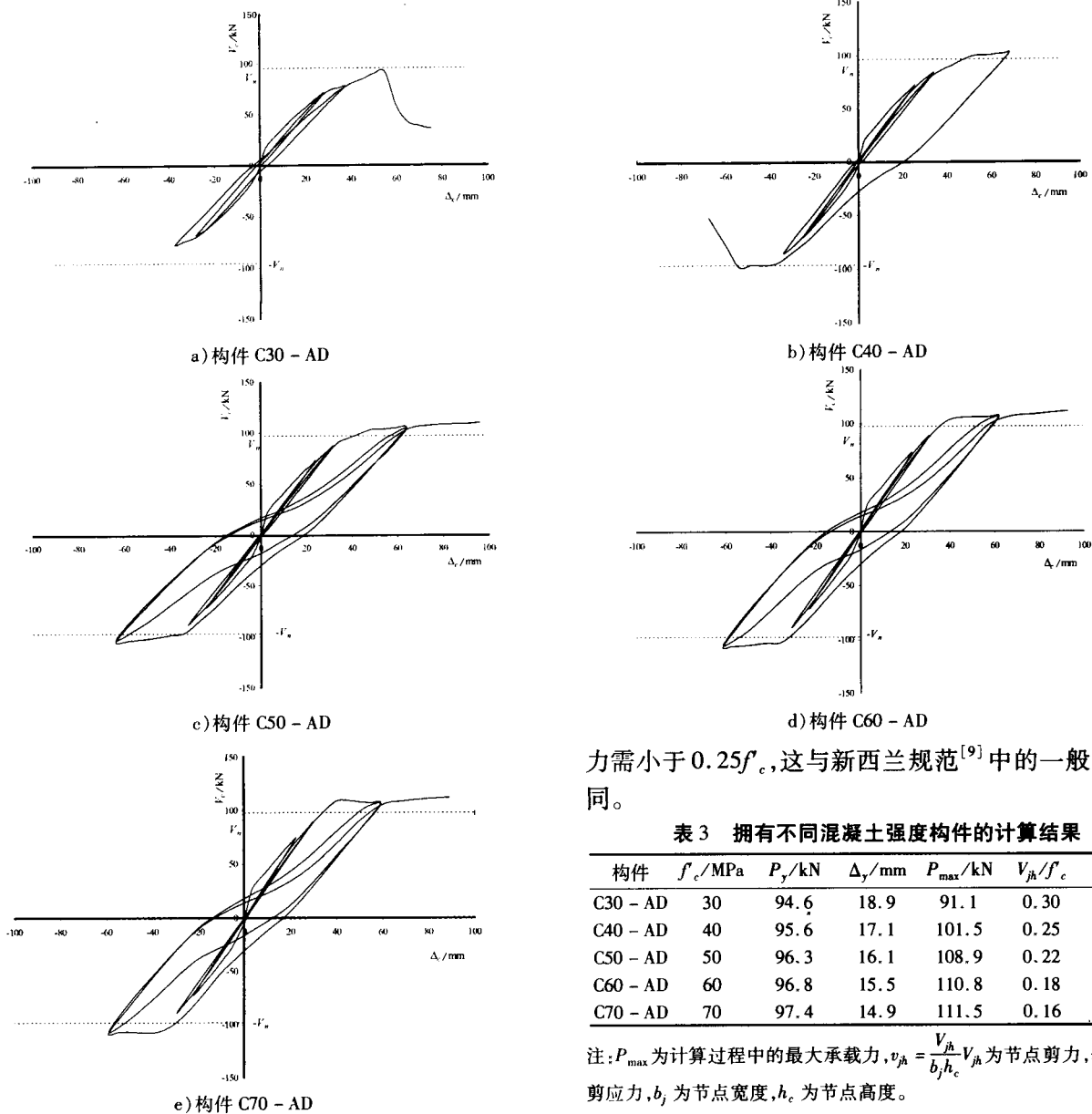


图 6 荷载 - 变形滞回曲线

回曲线显然是不理想的,应该避免。其它三个构件的荷载 - 变形滞回曲线相似。由计算结果表 3 可见,构件的刚度随混凝土强度的增加而增加。构件 C30 - AD 的最大承载力小于它的理论值。考虑到构件 C30 - AD 及构件 C40 - AD 均发生节点破坏,证明当节点剪应力大于 $0.25f'_c$, 节点破坏将无法避免。节点剪应

力需小于 $0.25f'_c$, 这与新西兰规范^[9]中的一般规定相同。

表 3 拥有不同混凝土强度构件的计算结果

构件	f'_c/MPa	P_y/kN	Δ_y/mm	P_{\max}/kN	V_{jh}/f'_c	P_{\max}/P_y
C30 - AD	30	94.6	18.9	91.1	0.30	0.96
C40 - AD	40	95.6	17.1	101.5	0.25	1.06
C50 - AD	50	96.3	16.1	108.9	0.22	1.13
C60 - AD	60	96.8	15.5	110.8	0.18	1.14
C70 - AD	70	97.4	14.9	111.5	0.16	1.14

注: P_{\max} 为计算过程中的最大承载力, $v_{jh} = \frac{V_{jh}}{b_j h_c} V_{jh}$ 为节点剪力, v_{jh} 为节点剪应力, b_j 为节点宽度, h_c 为节点高度。

图 7 给出了总节点剪力 (V_{jh}) 和节点内斜钢筋所承受的节点剪力 (V_{sh}) 的关系, V_{jh} 和 V_{sh} 分别根据节点内力平衡和斜钢筋的应力计算得到。由图可见斜钢筋所承受的节点剪力比例在 0.25 到 0.41 之间。

4 结论

采用 ATENA 程序对文献[3]中所介绍的四个高强混凝土梁柱节点试件进行了非线性有限元分析,分

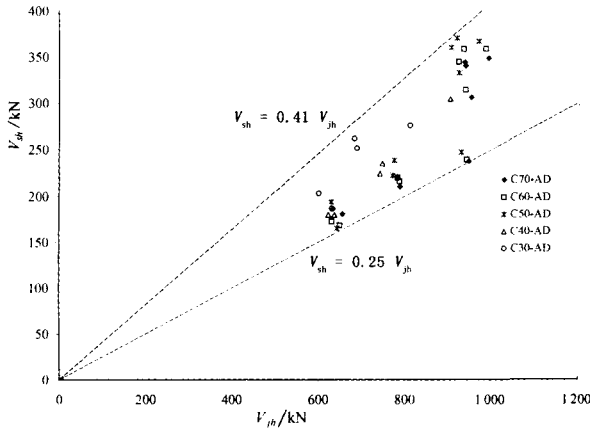


图7 节点内斜钢筋所承受的剪力

析结果表明:

1)数值分析所得到的裂缝开展过程较好地模拟了试验过程,试件的薄弱环节可得到体现。

2)数值分析所得到的荷载-位移曲线与试验结果符合较好。

3)计算所得的最大承载力与试验结果非常接近。

因此,此数值分析模型可被用来对混凝土梁柱节点进行进一步地参数及理论分析。对五个混凝土圆柱体抗压强度由30 MPa到70 MPa的梁柱节点构件进行理论分析,可发现在本分析进行的条件下,即节点轴压力为零且节点内未加配箍筋的情况下,为避免节点破坏节点剪应力需小于 $0.25f_c$ 。节点内斜钢筋所承受节点剪力比例在0.25到0.41之间。

参考文献:

- [1] BS 8110. Structural Use of Concrete, Part 1. Code of Practice for Design and Construction[S]. British Standard, 1997.
- [2] Li J., Pam H. J., Au F. T. K., Huang K. Experimental study and proposed improvement on reinforced concrete beam-column joints of Hong Kong practice[A]. Proceedings of the Structural Engineers World Congress(SEWC2002) [C]. Yokohama, Japan, 9-12 October 2002, Paper No. T1-3-b-4.
- [3] 李静,杨发云,区达光. 高强混凝土梁柱节点构造的抗震性能的实验研究[J]. 郑州大学学报(工学版), 2005, 26(4): 9-14.
- [4] Cervenka V., Cervenka J., ATENA Program Document, Part 2 Users Manual for ATENA 2D[Z]. June 2002, 138.
- [5] CEB. RC elements under cyclic loading[M]. state of the art report. London, U. K., Thomas Telford, 1996, 190pp.
- [6] Kupfer H., Hilsdorf H. K., Rusch H., Behavior of concrete under biaxial stresses[J]. ACI Journal, 1969, 66(8): 656-666.
- [7] Mier J. G. M. V. Fracture Process of Concrete[M]. CRC Press, 1997.
- [8] Comité Euro-International du Béton, CEB-FIP Model Code 1990[M]. Thomas Telford, London, 1993.
- [9] NZS 3101. Concrete Structures Standard; Part 1 - The Design of Concrete Structures[S]. 1995.