

用扰动应力场模型模拟深受弯简支梁的受力性能*

张川, 蒋宁

(重庆大学 土木工程学院, 重庆 400045)

摘要:使用基于扰动应力场模型的非线性有限元程序 VT2 分析了 4 个深受弯简支梁的受力性能。通过与试验结果的对比,在开裂形态、破坏形式、纵筋应变分布及荷载位移曲线等局部与整体反应层次上,评价了扰动应力场模型模拟深受弯简支梁受力性能的适用性。

关键词:扰动应力模型;深受弯构件;混凝土;开裂;破坏模态;纵筋应变

中图分类号:TU375.1 **文献标识码:**A **文章编号:**1006-7329(2006)01-0047-04

Nonlinear Finite Element Analysis of RC Deep Flexural Simply Supported Beams Using Disturbed Stress Field Model

ZHANG Chuan, JIANG Ning

(College of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400045, P. R. China)

Abstract: A nonlinear finite element analysis of 4 RC deep flexural simply supported beams with the program VT2 is presented. Crack development and failure modes, longitudinal reinforcement strain distributions and load-deflection curves were compared as a result in order to evaluate the validity of the disturbed stress field model to analyse such deep simply supported beam.

Keywords: Disturbed stress field model; deep flexural beam; Concrete; crack; failure mode; strain

1986年 Vecchio 和 Collins 在斜压场理论的基础上,提出修正斜压场理论(Modified Compression Field Theory)^[1]描述平面应力作用下开裂混凝土的复合受力性能。在此模型中,将开裂混凝土假定成一种正交异性材料,用平均应力和平均应变表示平衡、协调以及应力应变本构关系。新的本构关系通过板单元复合受力试验确定。该模型的受压软化关系反映了横向拉应变对纵向受压性能的影响,即开裂混凝土在与主压方向垂直的方向同时受到大的拉应变作用时,与未开裂的单轴受压混凝土相比,强度和刚度会降低。另外,模型还建议了考虑受拉硬化的方法。

由于 MCFT 理论在描述开裂混凝土局部反应上的不足,无法合理地反映裂缝的错动等局部反应导致主应力角与主应变角不同的影响,Vecchio^[2]在 MCFT 理论的基础上又提出了扰动应力场模型(Disturbed Stress Field Model),并开发了非线性有限元程序分析 VT2。DSFM 模型在 MCFT 理论的基础上进行了以下改进:

1) 在 MCFT 原有的应变协调条件中增加了考虑

裂缝剪切滑移变形影响的应变协调条件,将裂缝间剪切滑移变形产生的单元体平均应变与单元体混凝土抹平后产生的平均应变区分开来。这样,去掉了 MCFT 中主应力场倾角与主应变场倾角一致的假定,代之以一种“抹平的滞后转角裂缝模型”。

2) 通过直接计算裂缝间剪切滑移变形,去掉了 MCFT 中的裂缝处拉应力与剪应力验算。

3) 改进了混凝土和钢筋的本构关系。

在钢筋混凝土深弯简支梁在对称集中荷载作用下受力性能试验研究基础上,利用非线性有限元程序 VT2 对共 4 个剪跨比为 1.59 的有腹筋^[3]及无腹筋^[4]试验梁进行分析,并把计算的结果与试验结果进行比较,以检验 DSFM 模型的适用范围及其理论的合理性。

1 受力性能试验介绍

试验共 4 根简支梁,构件编号分别为 L1、L2 及 S1、S2。构件的截面尺寸统一取 250 mm × 500 mm,剪跨段长度统一取 700 mm,此时试件的剪跨比为 1.59。

* 收稿日期:2005-08-05

作者简介:张川(1965-),男,江西南昌人,教授,博士,主要从事钢筋混凝土结构性能、抗震性能研究。

另外,试验采用两点集中对称加载。典型试件 S1 如图 1 所示。各试件的详细配筋及其混凝土强度实测值见表 1。

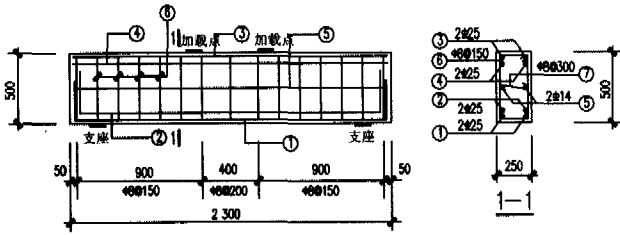


图 1 试件 S1 配筋图

表 1 试件参数表

试件编号	截面尺寸 /mm ²	下部纵筋	上部纵筋	箍筋	下部纵筋率/%	配箍率/%	f_{cu} /MPa
L1	250 × 500	4φ25	—	—	1.79	—	31.8
L2	250 × 500	4φ25	4φ25	—	1.79	—	40
S1	250 × 500	4φ25	2φ8	φ8@150	1.79	0.27	41.1
S2	250 × 500	4φ25	4φ25	φ8@150	1.79	0.27	36.8

文中采用的材料模型如图 2 所示。混凝土受压上升段取 Hognestad 曲线,表示开裂前的混凝土。下降段选择 Popovic 曲线。混凝土受拉的应力应变曲线上升段用线性关系来表示,达到抗拉强度后的平均应力可以由 Collins 和 Mitchell^[5] 的受拉强化模型求得。箍筋被弥散在钢筋混凝土中。混凝土弹性模量取为 $E_c = 3\ 320 \sqrt{f_c} + 6\ 900$ MPa,混凝土抗拉强度为 $f_t = 0.33 \sqrt{f_c}$ MPa。混凝土峰值应变取 0.002。最大粒径 25 mm,密度为 2 500 kg/m³。其余的模型参数按手册^[5] 取值。

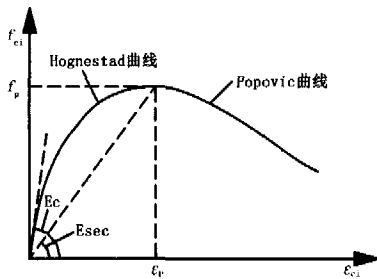


图 2 混凝土受压的应力应变曲线

图 3 为钢筋应力应变曲线,考虑了钢筋的强化。

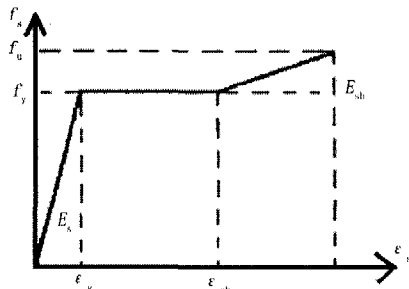


图 3 钢筋应力应变曲线

2 采用 VT2 的非线性有限元分析

文中构件按四节点平面应力单元划分。由于程序采用在混凝土材料中设定分布筋含量来为构件配置分布钢筋,因此在有腹筋构件建模时,保护层混凝土、纯弯段混凝土和剪弯段混凝土采用了三种不同配箍率的混凝土材料。纵筋用桁架杆单元加到混凝土的节点上,不考虑纵筋的粘结滑移。加载点和支座垫板按无限刚性的混凝土材料来定义,宽度和厚度按实际取。按位移控制加载,每一步增加 0.2 mm 至构件破坏。

3 VT2 分析结果与试验结果对比

3.1 破坏模式对比

各试件破坏模式对比见表 2 和图 4,裂缝开展对比结果见表 3。

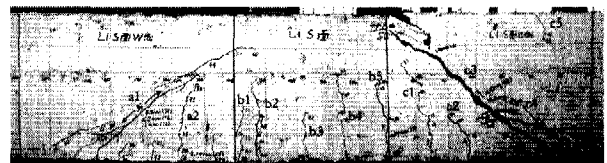
表 2 试件的破坏模式对比

试件编号	破坏模式		破坏特征	
	试验	分析	试验结果	分析结果
L1	剪坏	剪坏	临界斜裂缝加宽,两侧错动	临界斜裂缝加宽,两侧错动
L2	剪坏	剪坏	临界斜裂缝加宽,两侧错动	临界斜裂缝加宽,斜压杆压溃
S1	弯坏	弯坏	加载点间梁顶混凝土压酥	加载点间梁顶混凝土压酥
S2	剪坏	剪坏	临界斜裂缝加宽,两侧错动	腹剪裂缝加宽,加载点截面剪坏

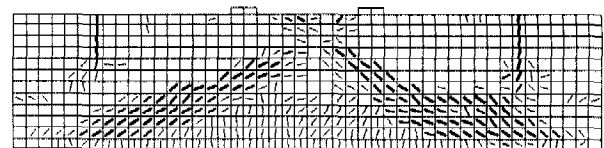
表 3 试件裂缝开展对比

试件编号	斜裂缝最大宽度		临界斜裂缝倾角		弯曲裂缝数量		弯曲裂缝开展高度	
	试验值	分析值	试验值	分析值	试验值	分析值	试验值	分析值
L1	11.5 mm	23.37mm	37.5°	40.7°	5 条	无	300 mm	-
L2	14 mm	7.43 mm	37°	43°	3 条	2 条	300 mm	300 mm
S1	0.9mm	0.9 mm	37°	30°	3 条	3 条	360 mm	336 mm
S2	7.8 mm	4.62 mm	41°	43°	5 条	3 条	310 mm	380 mm

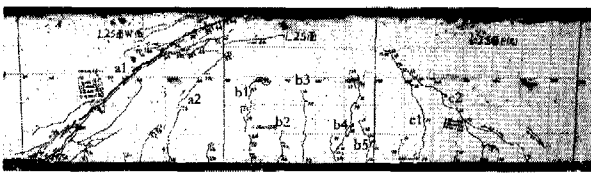
对于无腹筋单筋构件 L1 而言,有限元分析的破坏模式和试验的破坏模式相同,均发生剪切破坏,但在裂缝发展上存在明显不同。试验达到极限承载力时,纯弯段有 5 条弯曲裂缝形成,延伸高度为 300 mm 左右。



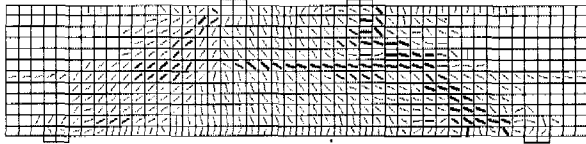
L1 试验破坏形态



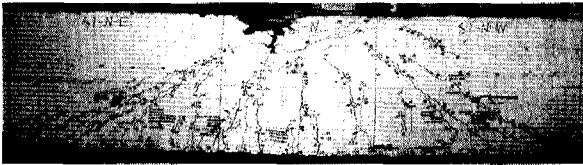
L1 分析破坏形态



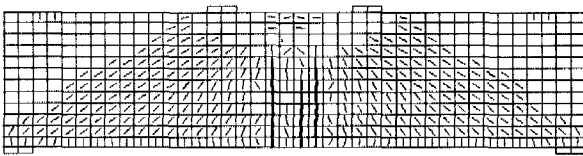
L2 试验破坏形态



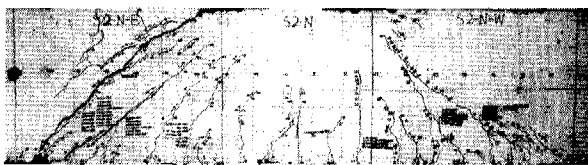
L2 分析破坏形态



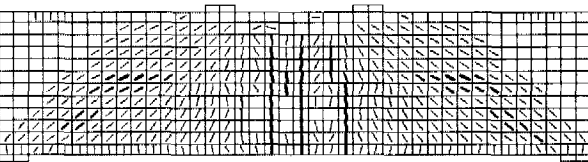
S1 试验破坏形态



S1 分析破坏形态



S2 试验破坏形态



S2 分析破坏形态

图 4 各构件破坏形态对比

而在有限元分析中没有出现主要的弯曲裂缝,仅有弥散裂缝。在弯剪段,分析结果中的弯剪斜裂缝开展宽度和开展角度均大于试验结果。试验中构件破坏由弯剪段斜裂缝加宽、并造成构件弯剪段错动而失效。而有限元分析结果中,弯剪斜裂缝进入了构件纯弯段,并向梁顶跨中截面扩展,最后在弯剪段靠近支座截面发生斜向错动,同时伴随着纯弯段梁顶压区混凝土压溃。在弯剪段靠近支座的截面,试验结果和分析结果均发现了从构件顶面向下垂直延伸的裂缝。试验结果开展约 90 mm,而分析结果开展约 250 mm。

对于无腹筋双筋构件 L2 而言,有限元分析的破坏模式和试验的破坏模式相同,均发生剪切破坏。但分

析结果在剪切破坏类型上与试验结果不同。试验结果由弯剪段斜裂缝加宽,并造成构件弯剪段上下错动失效。而有限元分析结果中,弯剪段出现一条指向加载点和支座的斜裂缝带。构件的破坏由混凝土斜压杆压溃造成。

对于有腹筋构件 S1 而言,分析和试验得到的破坏模式接近:均匀弯曲破坏。纯弯段弯曲裂缝开展充分,但开展高度较低;加载点间梁顶压区混凝土被压酥;同时弯剪段的弯剪斜裂缝也有较大的发展,但数量少,集中在加载点至支座连线与加载点截面之间的范围内,角度比剪切破坏的大,越靠近支座截面,角度越大,延伸的高度和弯曲裂缝相近。

对剪切破坏构件 S2,有限元分析结果为梁半高处上下约 100 mm 高度范围内的腹剪斜裂缝向加载点截面方向水平扩展,并向加载点斜向延伸,最后是弯剪段靠近加载点截面垂直方向出现错动而导致破坏。但试验结果中构件的破坏由弯剪斜裂缝加宽,并造成构件弯剪段错动而失效。

3.2 纵筋应变对比

图 5 中对比无腹筋构件 L2 的上部纵筋应变分布可见,分析结果和试验结果存在明显的不同。

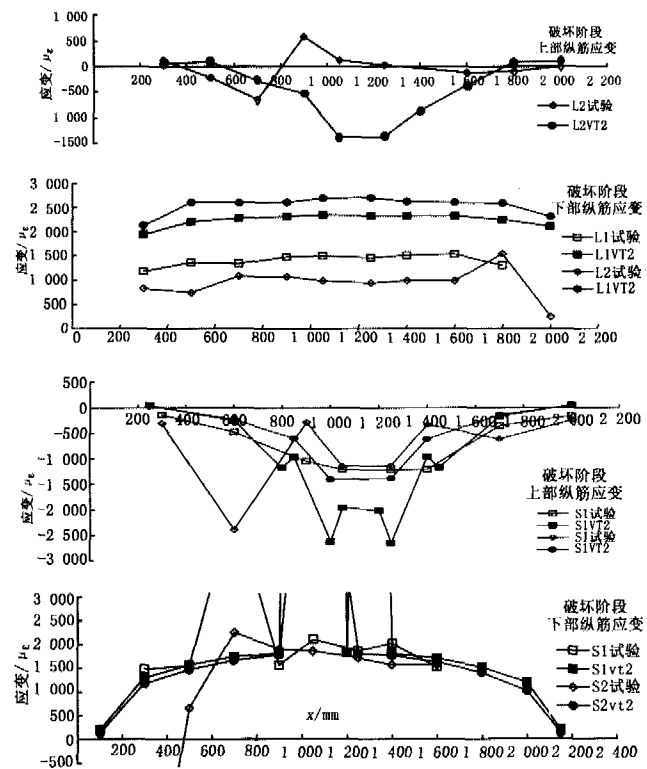


图 5 各构件破坏阶段纵筋应变对比

试验时试件的大部分区域内,钢筋的压应变很小。而分析结果的顶部受压钢筋的应变分布与构件的弯矩曲线基本一致。最大压应变出现在纯弯段,且分布均匀。在剪弯段,压应变沿梁长逐渐减小,在靠近支座的

截面上出现很小的拉应力。

从无腹筋构件 L1、L2 的底部纵向钢筋应变可见,无论有限元分析还是试验结果,构件破坏前其底部纵向钢筋应变沿梁长分布都比较均匀。由于有限元分析得到的构件 L1、L2 极限承载力值远大于试验值,因此对于构件破坏阶段的底部纵筋应变,有限元分析结果大于试验结果。

从弯曲破坏的有腹筋构件 S1 的纵向钢筋应变分析发现:在荷载级别小时,分析的结果与试验结果基本一致。但随荷载的增大,特别是弯剪段内弯剪斜裂缝出现和发展后,两者的结果差别明显。有限元分析中弯剪段内的斜裂缝从角度到宽度变化很小,因此荷载的增加对弯剪段内的压筋、腰筋、受拉钢筋的应变影响很小。试验中当弯剪斜裂缝出现后,裂缝不断开展,影响到整个构件的受力特征和弯剪段内纵筋的应变分布。因此,构件底部受拉纵筋在弯剪段内发生屈服而在纯弯段内未屈服,这与有限元分析结果正好相反。这同时导致了分析和试验结果从极限承载力到纵筋的后期应变均存在较大的差异。

剪切破坏的有腹筋构件 S2 分析结果与试验对比可以发现:分析结果中顶部受压钢筋的应变分布基本与梁的弯矩曲线一致。在纯弯段,应变分布均匀。在剪弯段,压应变沿梁长逐渐减小,在靠近支座的截面上出现很小的拉应力。而这也正是分析结果与试验结果最明显的区别所在。试验结果中,弯剪段临界斜裂缝上方混凝土区域出现较大压应变。下部纵筋在荷载较小时从纯弯段到弯剪段应变逐渐减小。随荷载的增大,应变逐渐在跨内有均匀分布的趋势。破坏时,分析结果中受拉钢筋在剪跨段内应变变化均匀,屈服都在纯弯段出现。而试验结果中钢筋屈服都发生在弯剪段。

3.3 荷载位移曲线对比

各构件荷载位移曲线见图 6,极限承载力及挠度分析见表 4。

表 4 试验梁的极限承载力及挠度对比分析

试件 编号	极限承载力 P_u		$P_{u-exp}/$ P_{u-VT2}	挠度 δ		$\delta_{u-exp}/$ δ_{u-VT2}
	试验值	分析值		试验值	分析值	
L1	620	876	0.708	10.237	5.779	1.771
L2	640	1044.9	0.612	7.81	7.11	1.098
S1	1000	928.5	1.08	12.7	6.9	1.841
S2	920	989.9	0.93	10.6	11.3	0.94

从对比分析中可以发现,有限元分析存在如下不足:

1) 有限元模型中混凝土刚度取值偏大。试验的 4 个构件剪跨比为 1.59,按 ACI318-02 规范^[7]属于深受弯构件的范畴,混凝土开裂后,压杆的作用占主导地位。试验中发现,构件在发生破坏前,弯曲裂缝开展较

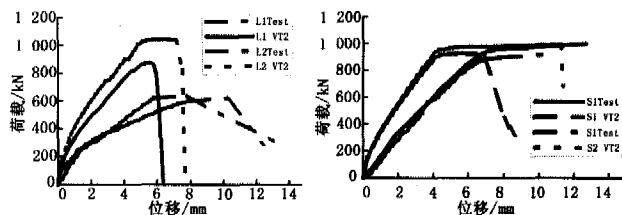


图 6 各构件荷载-位移曲线对比

大;而发生破坏时,斜裂缝上有较大的剪切滑移。较大的弯曲变形和裂缝上的滑移阻碍了斜裂缝的转动,使破坏时的斜裂缝角度大于按分析得到的角度。分析刚度大于试验中梁的刚度。Vecchio 在分析 Collins - Stanik 的试验结果时指出:截面的增大使尺寸效应、开裂前混凝土的拉力、骨料咬合、开裂面上的滑移和裂缝间距的增大等因素成了影响梁破坏的主导作用。另外,剪跨比降低使从支座到加载点的压杆作用更突出,同时也影响了裂缝的转动。因此,分析刚度比试验刚度明显偏大,挠度偏小^[6]。

2) 由荷载位移曲线对比可见:无论无腹筋构件还是有腹筋构件,对于极限承载能力,剪切破坏构件的分析值均大于试验值;而弯曲破坏构件的分析值要小于试验值。同时从表 4 中可以发现,无腹筋构件 L1、L2 极限承载力的有限元分析值与试验值的比值分别为 0.708 和 0.612,而有腹筋构件 S1、S2 的比值为 1.08、0.93。可见在极限承载能力的预测上,程序对无腹筋构件的误差远大于有腹筋构件。

3) 对于无腹筋构件而言,虽然 L1、L2 同为剪切破坏,但挠度分析精度有较大差异。对有腹筋的剪切破坏的梁 S2 挠度分析结果较准确,而弯曲破坏的梁 S1 挠度分析结果较差。

总之,非线性有限元分析程序 VT2 能在一定程度上很好地模拟无腹筋及有腹筋构件的破坏模式,但对承载力的预测准确性不高且预测的挠度偏小。

4 结论

利用程序 VT2 对 4 个剪跨比为 1.59、下部纵筋率为 1.79% 的有腹筋及无腹筋试验梁进行非线性有限元分析,在破坏模式、纵向钢筋应变、荷载-位移曲线等方面进行有限元分析结果与试验结果的对比,并用图表定量描述。得出如下结论:

1) DSFM 模型能有效预测试验构件的破坏模式,但在对裂缝发展进程等局部反应上的模拟上还存在较大的误差。

2) 对于无腹筋构件,纵筋应变的分析结果在总体上能体现沿梁长的变化规律。但对于有腹筋构件,由

(下转第 62 页)

引起重视。

2) 另外由于隧道范围受崇山断裂带的影响,发育北西向断裂(万宝山~四角田断裂)。在隧道进口附近 K443+625(下)、K443+670(上)穿过,断裂两侧岩石普遍挤压破碎,风化强烈,节理裂隙很发育,岩体呈层状碎裂构造,基岩裂隙水发育。洞身 K444+330(下)、K444+350(上)附近穿过一条北西向次一级断层,性质不明,对洞室的稳定性不利。计算分析的结果也表明,该处的稳定性状况较差,应加强该处的支护与监测,隧道的进口段,地表水系发育,坡面有大片农田,灌溉水会不断渗入,补给地下水,所以围岩稳定性较差,围岩类别较低,容易产生拱部坍塌,侧壁位移变形。受断层构造的影响,岩体挤压破碎,节理裂隙很发育,所以在隧道的监测中应引起足够的重视。

3) 经过计算分析,可以得出隧道墙脚和断裂带附近应为本隧道的重点监测范围。隧道的有限元三维非线性模拟分析,确定了重点监测的范围,避免了盲目监测的发生,节约了监测成本,也给其他类似的工程起到了借鉴的作用。

参考文献:

[1] 蔡美峰,何满潮,刘东燕. 岩石力学与工程[M]. 北京:科

学出版社,2002.

- [2] 王桂林,郭超,张永兴,等. 复杂洞室地基稳定性数值模拟分析[A]. 第八次全国岩石力学与工程学术大会论文集[C]. 2004.
- [3] 吴满路,廖椿庭. 大茅隧道地应力测量及围岩体稳定性研究[J]. 地质力学学报,2000,6(2):71-76.
- [4] 唐建新,蔡世明,刘洪洲,等. 缙云公路隧道围岩位移分析[J]. 重庆大学学报,2002,25(12):137-140.
- [5] 李斯海. 厦门市仙岳山隧道围岩稳定性三维有限元计算分析[J]. 岩石力学与工程学报,2000,19(2):211-214.
- [6] 张玉军,刘谊平. 上下行隧道立交处围岩稳定性的有限元计算[J]. 岩石力学,2002,23(4):511-515.
- [7] 朱维申,张玉军,邱祥波. 小湾水电站坝前堆积体预应力锚索加固方案的三维有限元分析[J]. 岩石力学与工程学报,2000,19(4):459-463.
- [8] 阴可,张永兴,丁志诚. 高层建筑岩石洞室地基稳定性分析[J]. 重庆建筑大学学报,2001,23(1):17-20.
- [9] 于学馥,郑颖人,刘怀恒. 地下工程围岩稳定性分析[M]. 北京:煤炭工业出版社,1983.
- [10] 张应龙,刘增荣. 隧道围岩稳定性的有限元分析[J]. 探矿工程(岩石钻掘工程),2004,11:56-58.
- [11] 李杰,郭海燕,刘凌云,等. 丈八口隧道围岩稳定性分析[J]. 岩土力学,2004,25(S0):536-540.

(上接第50页)

于采用弥散的裂缝模型,裂缝模态上分析误差导致了在剪弯段内的应变分析上出现明显误差。

3) 从荷载-位移曲线的分析发现,对于剪切破坏构件,有限元分析的刚度和强度值偏大,挠度值偏小。

参考文献:

- [1] F. J. Vecchio, M. P. Collins. The Modified Compression - Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear[J]. ACI Structural Journal, 1986, 83(2):219-231.
- [2] Vecchio, F. J. Disturbed Stress Field Model for Reinforced Concrete: Formulation[J]. ASCE Journal of Structural Engi-

neering, 2000, 126(8):1 070-1 077.

- [3] 王伟. 纵筋率对剪跨比为1.5的有腹筋筒支梁受剪性能的影响[D]. 重庆:重庆大学,2003.
- [4] 蒋宁. 剪跨比为1.5的无腹筋筒支梁受剪性能试验研究及有限元分析[D]. 重庆:重庆大学,2005.
- [5] P. S. Wong, F. J. Vecchio, VT2&Formworks User's Manual [Z]. August 2000.
- [6] Vecchio, F. J. Analysis of Shear - critical Reinforced Concrete Beams[J]. ACI Journal, 2000, 97(1):102-110.
- [7] ACI Committee 318. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI-318-02)[S]. American Concrete Institute. Farmington Hills. Mich. . 2002.