

文章编号: 1000-4750(2011)11-0130-08

# 预应力混凝土结构组合式非线性分析模型

\*于 琦<sup>1,2</sup>, 孟少平<sup>1</sup>, 吴 京<sup>1</sup>, 郑开启<sup>1</sup>

(1. 东南大学混凝土&amp;预应力混凝土教育部重点实验室, 南京 210096; 2. 华东建筑设计研究院有限公司, 上海 200002)

**摘 要:** 为了准确预测预应力混凝土结构的非线性行为, 建立了基于纤维截面的预应力混凝土结构组合式分析模型。开发了一种粘结单元模拟预应力筋与混凝土间的粘结滑移, 采用基于纤维截面的粘结单元模拟普通纵筋与混凝土的粘结滑移, 模型还考虑了材料低周疲劳特性对结构损伤的贡献。利用 3 组预应力混凝土框架试验对模型进行了验证, 结果表明: 组合式模型不仅能够反映预应力混凝土结构在往复荷载作用下的强度退化、刚度退化以及捏缩现象, 准确预测结构滞回曲线, 也能准确地评估预应力混凝土结构在地震作用下的各种动力特性。模型计算量小, 收敛性好, 可作为预应力混凝土结构非线性分析的有效手段。

**关键词:** 预应力混凝土; 非线性分析; 组合式模型; 纤维截面; 粘结滑移; 低周疲劳; 抗震性能

**中图分类号:** TU378 **文献标志码:** A

## A COMBINED NONLINEAR ANALYTICAL MODEL OF PRESTRESSED CONCRETE STRUCTURES

\*YU Qi<sup>1,2</sup>, MENG Shao-ping<sup>1</sup>, WU Jing<sup>1</sup>, ZHENG Kai-qi<sup>1</sup>

(1. Key Laboratory of Concrete and Prestressed Concrete Structures of the Ministry of Education, Southeast University, Nanjing 210096, China;

2. East China Architectural Design and Research Institute Co., Ltd, Shanghai 200002, China)

**Abstract:** In order to predict the nonlinear behavior of prestressed concrete structures, a combined model based on the fiber section is proposed. A bond element is developed to simulate the bond-slip behavior between prestressed tendons and concrete, and the fiber section-based bond element is utilized to model that between reinforcing bars and concrete. The contribution to structural damage due to the low cycle fatigue property of materials is also considered. The proposed model is illustrated by three tests of prestressed concrete frames. The results show that the model is able to carry out the strength degradation, stiffness degradation and pinch phenomenon of structures under the cyclic loading, which conclude the exact hysteretic curve. It can also evaluate the dynamic properties of prestressed concrete structures under earthquakes. Because of the advantages of less computational effect and better convergence, the model can be used for the nonlinear analysis of prestressed concrete structures.

**Key words:** prestressed concrete; nonlinear analysis; combined model; fiber section; bond-slip; low cycle fatigue; seismic performance

随着有限元分析技术的进步, 预应力混凝土结构非线性分析理论也得到了快速的发展。Kang Y J<sup>[1]</sup>提出用离散单元的方法分析预应力混凝土结构,

在此基础上苏小卒等<sup>[2]</sup>在离散单元内假定预应力筋为直线, 对无粘结构件, 不计入预应力筋对刚度的贡献; 对有粘结构件, 将预应力筋等价于同位置处

收稿日期: 2010-03-17; 修改日期: 2010-05-12

基金项目: 国家 973 项目(2007CB714200); 国家自然科学基金项目(50878055)

作者简介: \*于 琦(1983—), 男, 江苏沛县人, 博士, 主要从事预应力混凝土结构抗震能力评估方面的研究(E-mail: kestrel@yaho.com.cn);

孟少平(1960—), 男, 江苏泰州人, 教授, 博士, 主要从事预应力结构基本理论, 预应力混凝土结构抗震设计与评估方面的研究(E-mail: cardoso\_meng@sina.com);

吴 京(1972—), 男, 浙江东阳人, 副教授, 博士, 主要从事结构抗震、减震及预应力技术方面的研究(E-mail: seuwj@seu.edu.cn);

郑开启(1986—), 男, 山东临沂人, 博士生, 主要从事预应力预制拼装桥梁相关问题的研究(E-mail: zhengkq@tom.com)。

的一个层来考虑对整体刚度的贡献。杨建明<sup>[3]</sup>推导了预应力混凝土截面弯矩-轴力-曲率关系的计算方法,提出了变刚度单元的位移模式与刚度矩阵。胡文发等<sup>[4]</sup>将混凝土结构离散为杆单元,然后对各杆单元按分层组合原理分成不同的材料层进行分析,体现了纤维截面的分析思想。近年来,张峰<sup>[5]</sup>提出了一种预应力混凝土梁非线性分析模型,利用钢筋单元和混凝土单元之间的位移场关系形成钢筋对混凝土单元的贡献,将预应力钢筋对结构的作用直接反映在单元模型内部。

基于以上理论,预应力混凝土结构非线性分析模型主要可以分为分离式、整体式和组合式3类。分离式模型是分别建立混凝土、普通钢筋和预应力筋,通过节点耦合或约束方程实现三者共同工作。其中混凝土部分多采用三维实体单元,计算量大,收敛性差。整体式模型将钢筋部分与混凝土部分统一考虑,预应力筋的作用分为两部分<sup>[6]</sup>:等效荷载与等效普通钢筋。该模型形式简单,但无法获取预应力筋的受力状况,且等效荷载在整个非线性分析过程中保持不变会带来多大误差尚有待研究。组合式模型可以利用杆系单元进行分析,截面处预应力筋结点与对应的梁柱单元结点通过刚臂或宏单元连接以保证共同工作<sup>[7]</sup>。杆系梁柱单元计算效率高,但无法考虑截面上纵筋和箍筋的作用。随着纤维截面分析方法的提出<sup>[8]</sup>,杆系梁柱单元在钢筋混凝土非线性分析方面得到了广泛研究和应用<sup>[9-10]</sup>。本文将在这些研究的基础上,采用基于纤维截面的杆系梁柱单元,建立预应力混凝土结构组合式非线性分析模型。

## 1 组合式预应力混凝土结构模型

### 1.1 模型介绍

预应力混凝土结构组合式模型基于以下基本假定:1) 结构为几何小变形;2) 截面满足平截面假定;3) 不考虑截面的剪切与扭转效应。

模型分为4部分,见图1所示:1) 非线性纤维梁柱单元——模拟梁柱混凝土、普通纵筋以及箍筋作用;2) 拉索单元——模拟预应力筋部分;3) 刚臂约束——满足截面上预应力筋与混凝土的变形协调;4) 连接单元——模拟钢筋及预应力筋与混凝土的粘结滑移。梁柱单元副结点通过刚臂约束与主结点连接,两者具有相同的自由度。当未变形时,梁柱副结点与索单元结点在空间位置上重合,两者

通过粘结单元1连接。粘结单元2位于节点与支座部位,模拟普通纵筋与混凝土间的粘结滑移。

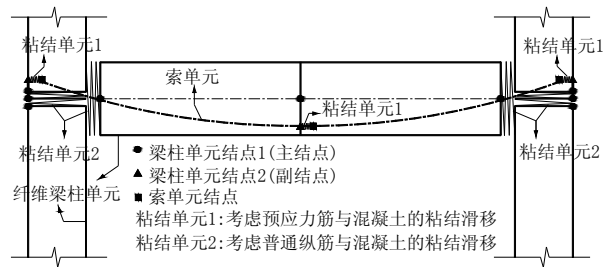


图1 预应力混凝土结构组合式分析模型

Fig.1 Combined model for prestressed concrete structures

在每个梁柱节点位置,4个梁柱单元结点(主结点)的坐标是相同的,它们由粘结滑移单元2相互连接。在实际结构中,预应力筋一般锚固在柱边,为了考虑有效预应力对梁柱连接处粘结滑移的影响,节点部位应设置柱副结点,使得预应力索单元穿越梁柱间的粘结单元2。

### 1.2 纤维梁柱单元

非线性纤维梁柱单元有基于刚度法和柔度法两种<sup>[11-12]</sup>。在刚度法中,当位移函数能够准确描述单元实际位移分布时,才能得到较准确的结果,因此当结构进入强非线性阶段后,要靠加密单元网格来提高求解精度。柔度法单元刚度矩阵主要依赖力的形函数,而力的形函数通常是准确的<sup>[12]</sup>,与单元所处的非线性状态无关,因而柔度法的计算精度要高于刚度法。但是,刚度法容易确定单元状态,因此程序的实现更加容易,通用性要优于柔度法。在预应力混凝土结构中,预应力筋往往是曲线布置,为了尽量精确地模拟这种情况,需要将预应力构件(梁)划分为较密的网格。在这种情况下,需要在单元与截面层次循环迭代的柔度法收敛性比刚度法差。

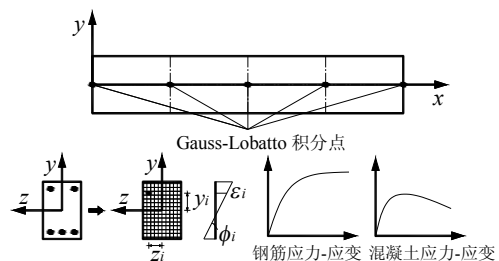


图2 纤维截面

Fig.2 Fiber section

综合考虑计算精度和计算量两个方面,在模型中,带有曲线预应力筋的框架梁采用刚度法梁柱单元,而普通钢筋混凝土框架柱则采用计算精度高的

柔度法梁柱单元。

纤维模型将截面划分为纤维束，不同的纤维束应力-应变关系由对应位置的材料本构关系确定，通过平截面假定建立截面的力与变形关系。如图 2 所示，截面上坐标 $(y_i, z_i)$ 处的应变 $\varepsilon(y, z)$ 可由截面重心处轴向应变 $\varepsilon_0$ 和曲率 $\phi_{0y}$ 、 $\phi_{0z}$ (受拉为正，受压为负)确定：

$$\varepsilon(y, z) = B_s \{\varepsilon_0 \ \phi_{0y} \ \phi_{0z}\}^T, \quad B_s = [1 \quad z \quad -y] \quad (1)$$

增量形式为：

$$\Delta\varepsilon(y, z) = B_s \{\Delta\varepsilon_0 \ \Delta\phi_{0y} \ \Delta\phi_{0z}\}^T \quad (2)$$

$$\text{应力增量: } \Delta\sigma(y, z) = E(x, y, z)\Delta\varepsilon(y, z) \quad (3)$$

其中， $E(x, y, z)$ 为纤维束弹性模量，由各纤维束对应的材料确定。对式(3)在截面范围内积分，可得到截面力增量：

$$[K_s] = \begin{bmatrix} \sum E(x_i, y_i, z_i)A_i & \sum E(x_i, y_i, z_i)A_i z_i & -\sum E(x_i, y_i, z_i)A_i y_i \\ \sum E(x_i, y_i, z_i)A_i z_i & \sum E(x_i, y_i, z_i)A_i z_i^2 & -\sum E(x_i, y_i, z_i)A_i y_i z_i \\ -\sum E(x_i, y_i, z_i)A_i y_i & -\sum E(x_i, y_i, z_i)A_i y_i z_i & \sum E(x_i, y_i, z_i)A_i y_i^2 \end{bmatrix} \quad (7)$$

式(5)~式(7)给出了任意截面力-变形关系。将每个纤维梁柱单元分成若干段，每段特性由积分点处的截面控制，由于 Gauss-Lobatto 积分法有两个积分点在单元两端，这里一般是塑性集中区域，因此本文采用 5 点 Gauss-Lobatto 积分法则。

### 1.3 钢筋与混凝土的粘结滑移

#### 1.3.1 粘结滑移单元 1——预应力筋与混凝土间的粘结滑移

粘结滑移单元 1 连接梁柱副结点与索结点，其截面位置处的力与位移关系详见图 3 所示，其中  $x$  代表预应力筋和粘结单元的局部坐标， $X-Y$  代表整体坐标系，由于粘结单元 1 的自由度与索单元相同，因此两者局部坐标系相同。基于平截面假定，梁柱单元的副结点可以通过约束方程与主结点相连，在整体坐标系下，所有结点的自由度为：

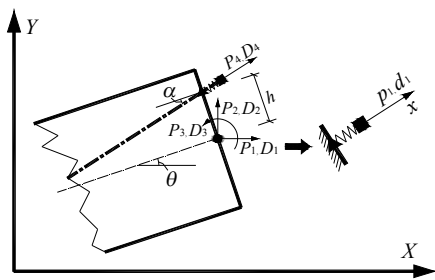


图 3 粘结单元 1 在整体与局部坐标系中的力与位移关系  
Fig.3 Force and deformation relationship of bond element 1 in the global and the local coordinate systems

$$\Delta F_s = \begin{Bmatrix} \Delta N \\ \Delta M \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \int_A \Delta\sigma(y, z) dA \\ \int_A \Delta\sigma(y, z) y dA \end{Bmatrix} = \int_A B_s^T E(x, y, z) B_s \begin{Bmatrix} \Delta\varepsilon_0 \\ \Delta\phi_0 \end{Bmatrix} dA \quad (4)$$

$$\text{又因为: } \Delta F_s = [K_s] \begin{Bmatrix} \Delta\varepsilon_0 \\ \Delta\phi_0 \end{Bmatrix} \quad (5)$$

$[K_s]$ 为截面刚度矩阵，所以：

$$[K_s] = \int_A B_s^T E(x, y, z) B_s dA = \int_A \begin{bmatrix} 1 & z & -y \\ z & z^2 & -yz \\ -y & -yz & y^2 \end{bmatrix} E(x, y, z) dA \quad (6)$$

对于离散化的纤维截面，近似有：

$$D = \{D_1 \ D_2 \ D_3 \ D_4\}^T \quad (8)$$

其中： $D_1$ 、 $D_2$ 为梁柱结点平动自由度， $D_3$ 为梁柱结点转动自由度； $D_4$ 为索结点自由度，方向为索的切线方向。对应的结点力为：

$$P = \{P_1 \ P_2 \ P_3 \ P_4\}^T \quad (9)$$

粘结单元 1 设置在副结点和索结点之间，在局部坐标系下，相对于梁柱副结点，粘结单元 1 的位移(粘结滑移量)和力(粘结力)分别为：

$$s = \{s_1\} \quad (10)$$

$$p = \{p_1\} \quad (11)$$

则  $s$ 、 $p$  与  $D$ 、 $P$  的关系如下：

$$s = LD \quad (12)$$

$$P = L^T p \quad (13)$$

转换矩阵为：

$$L = [-\cos(\alpha + \theta) \quad -\sin(\alpha + \theta) \quad h \cos \alpha \quad 1] \quad (14)$$

确定  $L$  时要注意粘结单元 1 的位移  $s$  与梁柱单元结点位移  $D$  是反向的。式中各参数详见图 3。

粘结单元 1 选用文献[13]提供的粘结滑移关系：

$$\tau = -\tau_1, \quad k = 0, \quad s_1 < s \quad (15)$$

$$\tau = (s - s_0) \frac{\tau_1 - \tau_0}{s_1 - s_0} + \tau_0, \quad k = \frac{\tau_1 - \tau_0}{s_1 - s_0}, \quad s_0 < s \leq s_1 \quad (16)$$

$$\tau = \frac{2\tau_0}{s_0} \left( s - \frac{s^2}{2s_0} \right), \quad k = \frac{2\tau_0}{s_0} \left( 1 - \frac{s}{s_0} \right), \quad 0 \leq s \leq s_0 \quad (17)$$

其中,  $\tau$ 、 $s$  和  $k$  分别代表粘结力、滑移量和切线刚度。该模型关于坐标原点对称, 见图 4, 此处仅给出滑移量大于 0 的部分。在本文中,  $s_0=0.025\text{mm}$ ,  $\tau_0=6.64\text{MPa}^{[14]}$ ;  $s_1=20s_0$ ,  $\tau_1=0.2\tau_0$ 。

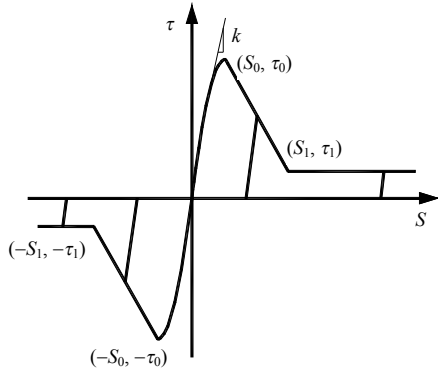


图 4 粘结单元 1 粘结滑移关系

Fig.4 Bond-slip relationship of bond element 1

基于以上定义, 单元的计算过程如下:

1) 利用式(12)计算粘结单元变形  $s$ 。

2) 确定粘结应力和应力-滑移刚度: 假定单元计算时的前一步状态为  $h_{i-1}$ , 则该步粘结应力为:

$$\tau_i = f_1(s, h_{i-1}) \quad (18)$$

切线刚度为:

$$k_i = f_2(s, h_{i-1}) \quad (19)$$

其中:  $f_1$ 、 $f_2$  为相关函数, 由式(15)~式(17)确定,  $i$  代表第  $i$  计算步。

3) 确定粘结单元力  $R$  和刚度  $K$  :

$$R_{\text{bond}} = [A\tau_i] \quad (20)$$

$$K_{\text{bond}} = [Ak_i] \quad (21)$$

$A$  为预应力筋与混凝土间的粘结面积, 由下式确定:

$$A = lC \quad (22)$$

其中:  $l$  为单段梁柱单元范围内的预应力筋长度;  $C$  为预应力筋周长。

4) 集成结构结点力向量  $P_i$  和刚度矩阵  $K_i$  :

$$P_i = P_{i-1} + L^T R_{\text{bond}} \quad (23)$$

$$K_i = K_{i-1} + L^T K_{\text{bond}} L \quad (24)$$

其中:  $L$  为转换矩阵, 见式(14)。

### 1.3.2 粘结滑移单元 2——普通钢筋与混凝土的粘结滑移

模型的建立是基于 OpenSees 分析平台, 粘结滑移单元 2 可以采用既有的基于纤维截面的粘结滑移单元<sup>[15]</sup>。具体做法是在粘结滑移集中的构件端部设置 0 长度截面单元(图 5), 单元截面尺寸和钢筋位

置与中间部位梁柱单元相同, 利用试验得到的粘结滑移关系替代原来的钢筋材料。通过分析验证<sup>[15]</sup>, 该模型的计算结果与试验结果吻合较好。

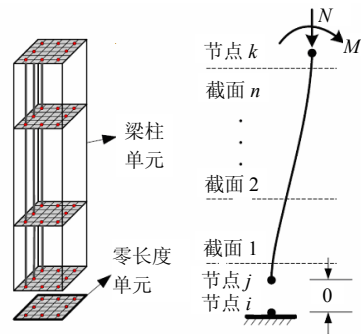


图 5 基于纤维截面的粘结滑移模拟<sup>[15]</sup>

Fig.5 Fiber section-based modelling bond-slip effects

## 2 材料低周疲劳特性的考虑

结构在往复地震作用下一个重要特性是强度退化与刚度退化, 主要原因除了构件的塑性变形以及钢筋与混凝土的粘结滑移外, 还有材料本身的累积损伤。考虑材料累积损伤的方法有多种, 其中 Miner 线性累积损伤理论形式简单, 且在多数情况下与试验结果吻合较好, 是目前普遍应用的疲劳损伤理论之一。主要表述如下: 若材料受到  $\sigma_1$ 、 $\sigma_2$ 、 $\dots$ 、 $\sigma_n$  不同应力水平作用, 对应的疲劳寿命分别为  $N_1$ 、 $N_2$ 、 $\dots$ 、 $N_n$ , 而各级应力下的实际循环数为  $n_1$ 、 $n_2$ 、 $\dots$ 、 $n_n$ , 则总损伤为:

$$D = \sum_{i=1}^n d_i = \sum_{i=1}^n \frac{n_i}{N_i} \quad (25)$$

基于该理论, Uriz 等人开发了 Fatigue Material<sup>[16]</sup>以考虑材料的累积损伤, Fatigue Material “包裹”在需要考虑疲劳损伤的材料(母体材料)外, 且不影响母体材料的应力-应变关系, 一旦 Fatigue Material 的损伤值  $D$  达到 1, 母体材料的应力即变为 0。Fatigue Material 还有一个功能是设定母体材料的最大单循环应变, 即母体材料应变只要达到设定值, 不管损伤值  $D$  为多少, 材料即破坏。本文即采用该方法考虑材料低周疲劳特性对结构损伤的贡献。

## 3 模型的应用

为了验证该组合式模型, 选取了 3 组有代表性的试验进行分析。在模型中, 钢筋采用修正的 Menegotto-Pinto 模型, 强化系数取 0.01; 预应力筋采用文献[17]提供的模型; 截面保护层和核心区混

凝土分别采用我国《混凝土结构设计规范》提供的无约束和 Mander 约束混凝土模型。同时,根据东南大学研究成果,结构阻尼比取 0.03<sup>[17]</sup>。

### 3.1 竖向荷载作用下结构静力分析

杨建明<sup>[18]</sup>进行了二榀(PF1、PF2)预应力混凝土框架竖向承载力试验,试验模型尺寸、配筋及加载位置见图 6。其中,预应力筋张拉控制应力  $\sigma_{con} = 1099\text{MPa}$ ,各材料性质详见文献<sup>[18]</sup>。

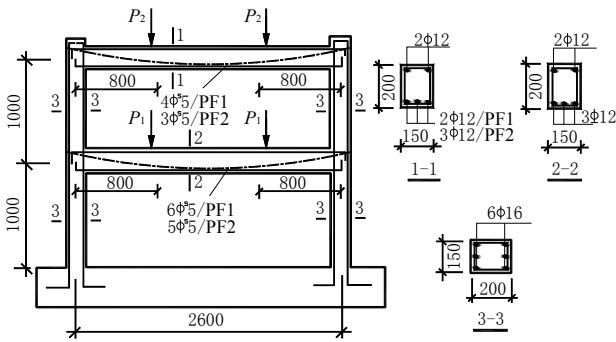
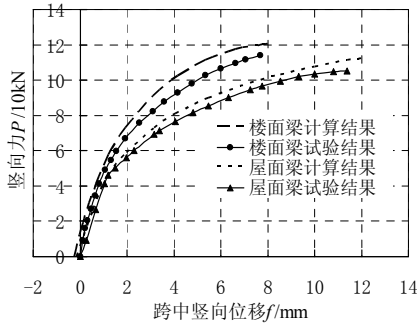


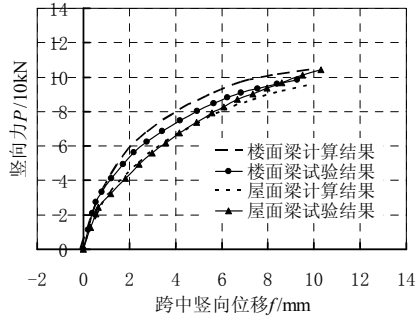
图 6 预应力框架竖向静载试验模型<sup>[18]</sup>

Fig.6 Model of vertical loading test

利用本文的组合式模型对试验进行分析,得到的各层跨中竖向位移与竖向力关系如图 7 所示。通过图 7 可以看到:理论计算得到的承载力略大于试验结果,但两者总体上吻合较好,组合模型能够准确地预测预应力混凝土框架在竖向荷载下的受力性能。



(a) PF1



(b) PF2

图 7 框架梁竖向荷载与跨中位移关系

Fig.7 Relationship between loading and deformation at mid-span of beams

### 3.2 低周反复荷载作用下结构静力分析

低周反复荷载试验是研究结构抗震性能的重要手段之一,孟少平<sup>[19]</sup>对一两层两跨预应力混凝土框架进行了低周反复荷载试验,得到了结构滞回特性以及破坏机制等抗震性能。试验模型配筋及加载历程见图 8、图 9。其中,预应力筋采用 1570 级钢绞线,有效预应力为 816MPa,各种材料性质详见文献<sup>[19]</sup>。

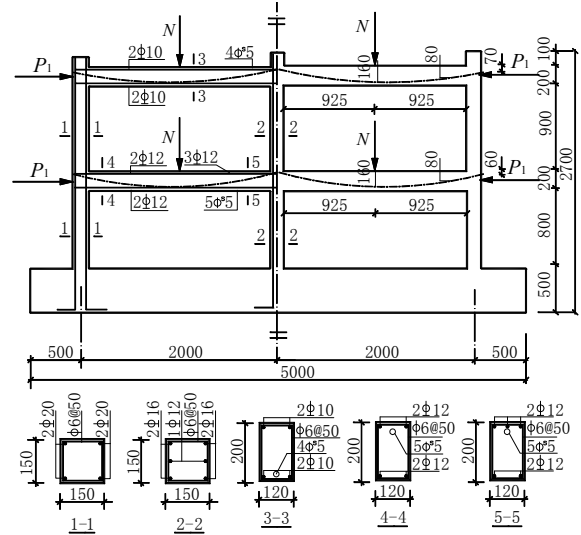


图 8 低周往复荷载试验结构配筋图<sup>[19]</sup>

Fig.8 Model of low cyclic loading test

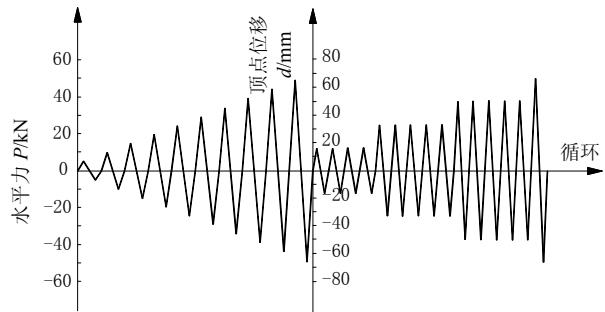


图 9 结构加载历程

Fig.9 Loading history of the structure

图 10 为组合式模型分析得到的滞回曲线,对比试验结果(图 11)可以看到,两者吻合较好。在加载初期,预应力混凝土框架基本保持弹性,卸载与再加载刚度变化较小,残余变形很小;当结构进入弹塑性阶段后,滞回环呈梭形,具有明显的捏缩效应,较普通钢筋混凝土框架,残余变形小,耗能能力稍差。由图 10 还可以看到,当不考虑钢筋及预应力筋的粘结滑移时,得到的滞回曲线较饱满,捏缩效应不明显,高估了结构耗能能力,且得到结构的抗侧力比考虑粘结滑移的情况高约 15%。

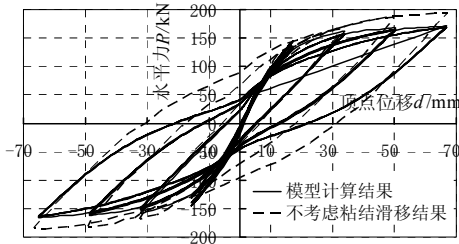


图 10 模型计算滞回曲线  
Fig.10 Hysteresis curve of theoretical analysis

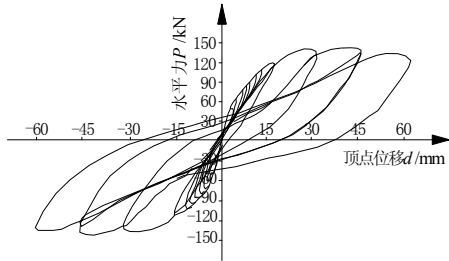


图 11 结构试验滞回曲线<sup>[19]</sup>  
Fig.11 Hysteresis curve of test

通过骨架曲线(图 12)的对比可以看到, 结构在进入弹塑性阶段后, 理论计算得到的骨架曲线高于试验结果: 当顶点位移达到 37mm 时, 试验最大水平力为 144.2kN, 此时理论计算结果为 161.1kN, 误差 11.7%; 当顶点位移继续加大时, 试验水平力进入下降段, 而理论计算水平力仍继续增加, 两者的误差逐渐增大。误差原因主要有 3 个方面: 1) 分析模型与实际模型在构件尺寸和材料特性等方面不可避免的存在一定误差; 2) 本文在计算过程中没有考虑原试验加载中的荷载控制阶段, 仅模拟了位移控制阶段。由于在荷载控制阶段, 试验模型已经产生了一定程度的损伤, 因此理论计算的结构抗侧能力要高于试验结果; 3) 在试验过程中, 当控制位移达到 2 倍屈服位移(33.4mm)时, 二层内节点出现交叉斜裂缝, 这时水平抗力也达到最大值, 此后随着节点破坏的加重, 骨架曲线进入下降段, 当顶点位移达到 4 倍屈服位移(66.8mm)时, 节点发生剪切破坏。但在本文的模型中, 尚无法预测节点损伤, 因此两者最终的破坏状态不同。

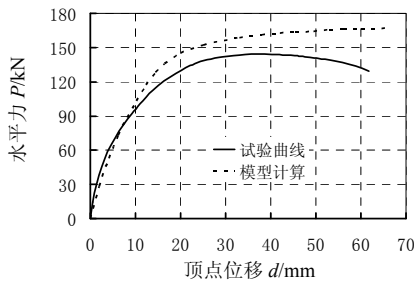


图 12 试验与计算骨架曲线  
Fig.12 Skeleton curves of test and theoretical analysis

综上所述, 在节点发生剪切破坏以前, 理论模型与试验模型在滞回特性、残余变形、骨架曲线方面均吻合较好, 组合式模型能够准确地模拟非节点破坏的预应力混凝土框架结构在低周反复荷载下的各项性能。

### 3.3 地震作用下结构动力分析

为了研究预应力混凝土框架结构在地震作用下的动力特性, 俞伟根进行了一榀小比例(1:8)单跨预应力混凝土框架振动台试验研究, 模型的详细尺寸、配筋和各材料属性见文献[20], 限于篇幅, 不再累述。试验输入地震波为 El Centro 南北波, 并根据相似比原则将持时压缩至 15s(图 13), 采用逐级加载的方式, 以获得结构从弹性到开裂, 直至破坏各个阶段的动力特性。

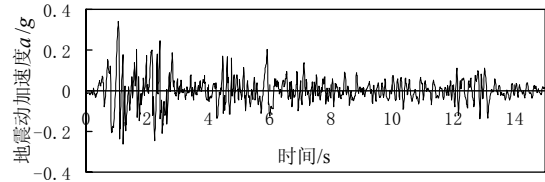


图 13 El Centro 地震波  
Fig.13 El Centro earthquake record

本文亦利用组合式模型对该试验进行了理论分析, 得到的结构整体自振频率和顶层加速度放大系数(顶层加速度反应幅值除以地面加速度反应幅值)变化规律见图 14、图 15 所示。从图 14 和图 15 中可以看到, 随着地震峰值加速度的加大, 结构自振频率不断降低, 损伤不断加大。试验前期损伤程度增幅较大, 随着地震作用的增大, 由于预应力的作用, 结构具有明显的捏缩效应, 残余变形得到控制, 结构的损伤逐渐平稳, 这些变化规律与试验结果相吻合。同时理论计算与试验结果仍存在一定的误差, 且误差随着地震作用的增大而增大, 但均在合理的范围内。

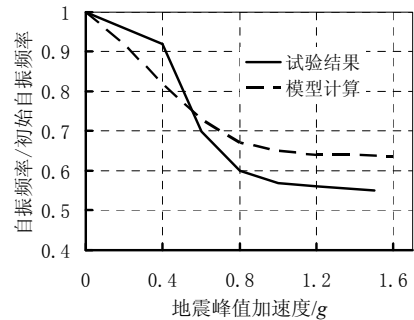


图 14 结构自振频率变化规律  
Fig.14 Variation of natural frequency

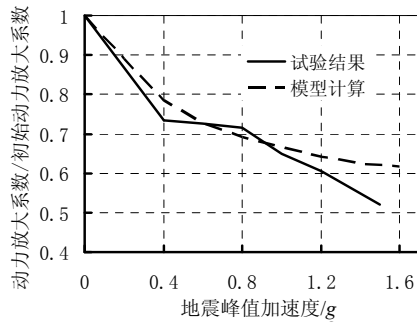


图 15 结构顶层动力放大系数变化规律

Fig.15 Variation of dynamic magnification factor

## 4 结论

文章建立了基于纤维截面的预应力混凝土结构组合式分析模型,综合考虑了钢筋粘结滑移,材料低周疲劳等影响结构非线性性能的主要因素,并通过 3 个有代表性的试验进行了验证,得到以下结论:

模型不仅能够准确地模拟预应力混凝土结构的竖向变形能力和滞回特性,也能够准确地预测预应力混凝土结构在地震作用下的动力性能。

模型的建立是基于杆系纤维截面单元,因而具有计算效率高,收敛性好的优点,能够作为预应力混凝土结构非线性分析的有效手段。

模型没有考虑节点区域的剪切变形,无法反映节点破坏模式。鉴于节点损伤对结构抗震性能具有重要的影响,模型仍需加以完善。

### 参考文献:

- [1] Kang Y J, Scordelis A C. Nonlinear analysis of prestressed concrete frames [J]. *Journal of the Structural Division, ASCE*, 1980, 106(2): 445—462.
- [2] 苏小卒, 朱伯龙. 预应力混凝土框架的反复荷载试验及有限元全过程滞回分析[J]. *同济大学学报*, 1987, 15(1): 35—46.  
Su Xiaozu, Zhu Bolong. Cyclic loading test and full range FEM analysis of prestressed concrete frames [J]. *Journal of Tongji University*, 1987, 15(1): 35—46. (in Chinese)
- [3] 杨建明, 吕志涛. 部分预应力混凝土框架结构的非线性分析[J]. *工程力学*, 1992, 9(3): 107—116.  
Yang Jianming, Lu Zhitao. Nonlinear analysis for partially prestressed concrete frames [J]. *Engineering Mechanics*, 1992, 9(3): 107—116. (in Chinese)
- [4] 胡文发, 黄鼎业. 预应力混凝土结构非线性地震反应分析[J]. *地震工程与工程振动*, 2000, 20(2): 44—50.  
Hu Wenfa, Huang Dingye. Analysis for nonlinear seismic response of prestressed concrete structures [J]. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 2000, 20(2): 44—50. (in Chinese)
- [5] 张峰, 叶见曙, 徐向锋. 预应力混凝土梁非线性分析单元模型[J]. *交通运输工程学报*, 2007, 7(5): 68—72.  
Zhang Feng, Ye Jianshu, Xu Xiangfeng. Nonlinear analysis element model of prestressed concrete beam [J]. *Journal of Traffic and Transportation Engineering*, 2007, 7(5): 68—72. (in Chinese)
- [6] 吴京, 孟少平. 预应力混凝土极限抗弯承载力计算的等效荷载法[J]. *工业建筑*, 1999, 19(9): 24—28.  
Wu Jing, Meng Shaoping. Equivalent load method in ultimate bending strength calculation of post-tensioned prestressed structures [J]. *Industrial Construction*, 1999, 19(9): 24—28. (in Chinese)
- [7] Zhu Zhenyu. Joint construction and seismic performance of concrete-filled fiber reinforced polymer tubes [D]. Raleigh: North Carolina State University, 2004.
- [8] Spacone E, Filippou F C, Taucer F F. Fiber beam-column model for non-linear analysis of R/C frames: Part I. Formulation [J]. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1996, 25(7): 711—725.
- [9] Spacone E, Filippou F C, Taucer F F. Fiber beam-column model for non-linear analysis of R/C frames: Part II. Application [J]. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1996, 25(7): 727—742.
- [10] 聂利英, 李建中, 范立础. 弹塑性纤维梁柱单元及其单元参数分析[J]. *工程力学*, 2004, 21(3): 15—20.  
Nie Liying, Li Jianzhong, Fan Lichu. Elastic-plastic fiber beam-column element and its parametric analysis [J]. *Engineering Mechanics*, 2004, 21(3): 15—20. (in Chinese)
- [11] Ansgar Neuenhofer, Filippou F C. Geometrically nonlinear flexibility-based frame finite element [J]. *Journal of Structural Engineering*, 1998, 124(6): 704—711.
- [12] 陈滔, 黄宗明. 基于有限单元柔度法和刚度法的几何非线性空间梁柱单元比较研究[J]. *工程力学*, 2005, 22(3): 31—38.  
Chen Tao, Huang Zongming. Comparison between flexibility-based and stiffness-based geometrically nonlinear beam-column element [J]. *Engineering Mechanics*, 2005, 22(3): 31—38. (in Chinese)
- [13] Eligehausen R, Popov E P, Bertero V V. Local bond stress-slip relationships of deformed bars under generalized excitations [R]. Report EERC 83-23, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1983.
- [14] 狄生林. 钢筋混凝土梁的非线性有限元分析[J]. 南京

- 工学院学报, 1984, 14(2): 87—96.
- Di Shenglin. Nonlinear finite element analysis of reinforced concrete beams [J]. Journal of Nanjing Institute of Technology, 1984, 14(2): 87—96. (in Chinese)
- [15] Zhao J, Sritharan S. Modeling of strain penetration effects in fiber-based analysis of reinforced concrete structures [J]. ACI Structural Journal, 2007, 104(2): 133—141.
- [16] Uriz, Patxi. Towards earthquake resistant design of concentrically braced steel structures [D]. Berkeley: University of California, Berkeley, 2005.
- [17] 吕志涛, 孟少平. 现代预应力设计[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1998.
- Lu Zhitao, Meng Shaoping. Modern prestressing force design [M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 1998. (in Chinese)
- [18] 杨建明. 部分预应力混凝土框架结构设计和非线性分析[D]. 南京: 东南大学, 1990.
- Yang Jianming. Design and nonlinear analysis of partial prestressed concrete frame structures [D]. Nanjing: Southeast University, 1990. (in Chinese)
- [19] 孟少平. 预应力混凝土框架结构抗震能力及设计方法的研究[D]. 南京: 东南大学, 2000.
- Meng Shaoping. Study on seismic capacity and design approach of prestressed concrete frame structures [D]. Nanjing: Southeast University, 2000. (in Chinese)
- [20] 俞伟根. 预应力混凝土框架抗震性能及抗震设计方法的研究[D]. 南京: 东南大学, 1995.
- Yu Weigen. Study on seismic performance and design approach of prestressed concrete frame structures [D]. Nanjing: Southeast University, 1995. (in Chinese)

(上接第 103 页)

- [38] Esmaily-Gh A, Xiao Y. Seismic behavior of bridge columns subjected to various loading patterns [R]. California: Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2002.
- [39] Prakash S, Belarbi A, You Y M. Seismic performance of circular RC columns subjected to axial force, bending, and torsion with low and moderate shear [J]. Engineering Structures, 2009, 32(1): 46—59.
- [40] Dodd L. The Dynamic behaviour of reinforced-concrete bridge piers subjected to New Zealand seismicity [D]. New Zealand: University of Canterbury, 1992.
- [41] 鞠彦忠, 阎贵平, 刘林. 低配筋大比例尺圆端型桥墩抗震性能的试验研究[J]. 土木工程学报, 2003, 36(11): 65—69.
- Ju Yanzhong, Yan Guiping, Liu Lin. Experimental study on seismic behaviors of large-scale RC round-ended piers with low reinforcement ratio [J]. China Civil Engineering Journal, 2003, 36(11): 65—69. (in Chinese)
- [42] 司炳君, 李宏男, 王东升. 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.
- Si Bingjun, Li Hongnan, Wang Dongsheng. Experimental evaluation of the seismic performance of reinforced concrete bridge piers designed on the bases of displacement (I): Quasi-static test [J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2008, 28(1): 123—129. (in Chinese)
- [43] Kowalsky M J, Priestley M J N, Seible F. Shear and flexural behavior of lightweight concrete bridge columns in seismic regions [J]. ACI Structural Journal, 1999, 96(1): 136—148.
- [44] Esmaily A, Xiao Y. Behavior of reinforced concrete columns under variable axial loads [J]. ACI Structural Journal, 2004, 101(1): 124—132.