

文章编号: 1000-4750(2010)11-0071-05

钢筋混凝土剪力墙非线性分析单元模型

*聂 祺, 李云贵, 林春哲

(中国建筑科学研究院建筑结构研究所, 北京 100013)

摘 要: 该文基于龙驭球院士研究组创建的带旋转自由度膜元和厚薄通用板单元构造理论, 结合修正压场混凝土双轴本构模型, 建立了一种新型钢筋混凝土剪力墙非线性有限元分析整体式壳元模型。在整体式壳元模型中, 采用钢筋混凝土膜元模拟剪力墙墙板的内刚度, 采用厚薄通用板单元模拟剪力墙墙板的板外刚度, 采用纤维梁元模拟剪力墙中的边缘构件。为了验证该模型, 将该模型的数值分析结果和钢筋混凝土剪力墙试件的试验结果进行对比。结果表明: 整体式壳元模型能够对弯、剪、压共同作用下的钢筋混凝土剪力墙的极限承载力及非线性弯曲、剪切耦合变形进行较为准确的预测。该壳元模型自由度少、单元计算精度高、收敛速度快且总计算量小, 适合作为高层建筑结构在地震作用下非线性动力响应分析的钢筋混凝土剪力墙单元模型。

关键词: 钢筋混凝土; 剪力墙; 非线性有限元分析; 整体式壳元; 修正压场模型

中图分类号: TU398⁺.2 **文献标识码:** A

A NEW ELEMENT MODEL FOR NONLINEAR ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE SHEAR WALLS

*NIE Qi, LI Yun-gui, LIN Chun-zhe

(Institute of Building Structures, China Academy of Building Research, Beijing 100013, China)

Abstract: Based on the biaxial constitutive model of the modified compression field theory (MCFT) for concrete, a new distributed shell element model for nonlinear analysis of reinforced concrete (RC) shear-walls is developed by the combination of the membrane element with drilling freedoms, the thin-thick plate element and the beam element. In this model, the in-plane and the out-of-plane behaviors of the reinforced concrete wall are simulated by the generalized conforming 4-node quadrilateral membrane element with drilling freedoms and locking-free thin-thick plate bending element respectively, which were both proposed by Long Yu-Qiu and his co-workers; and some fringe structural components of the wall are modeled by the fiber beam element. In order to validate the present model, some experimental data of the RC shear wall specimens are employed for comparison. Numerical results show that, the new distributed shell element model can well predict not only the ultimate load capacity of the RC shear walls simultaneously subjected to bending, shearing and compression, but also the coupled deformation caused by nonlinear bending and shearing. It is also demonstrated that the proposed model, which exhibits high accuracy and efficiency, is quite suitable for the nonlinear dynamic response analysis of the RC shear walls in high-rise buildings under earthquake loading.

Key words: reinforced concrete; shear wall; nonlinear analysis; distributed shell element; modified compression field model

钢筋混凝土剪力墙及剪力墙组成的结构体系
由于具有侧向刚度大、承载力高、能有效消耗地震

能量等优点, 是目前高层、超高层建筑中最主要的
抗侧力构件。其力学计算模型对建筑结构非线性动

收稿日期: 2009-04-29; 修改日期: 2010-07-16

基金项目: “十一五”国家科技支撑计划项目: 现代建筑设计与施工关键技术研究(2006BAJ01B)

作者简介: *聂 祺(1977—), 男, 河北唐山人, 助研, 博士, 从事结构分析与 CAD 软件研究(E-mail: yhxguilin@sina.com);

李云贵(1962—), 男, 辽宁锦州人, 研究员, 博士, 博导, 从事结构分析与 CAD 软件研究(E-mail: liyungui@china.com);

林春哲(1938—), 男, 辽宁鞍山人, 研究员, 博士, 从事结构分析与 CAD 软件研究(E-mail: lichunzhe@sina.com).

力时程分析的计算精度和计算效率有很大影响。所以,剪力墙的非线性分析模型就成为研究人员不断研究并试图努力解决的一个关键问题^[1-6]。在非线性和有限元分析中,剪力墙的非线性分析模型应该满足两个基本要求:一是具有足够的计算精度,能够很好的描述钢筋混凝土剪力墙在弯、剪、压共同作用下的非线性行为,从而能够较为准确的预测建筑结构非线性动力响应;二是计算成本较低,作为结构非线性程序的组成部分,剪力墙模型的计算量应在可接受的范围内,也就是说,高效、适用的分析模型应该能够在计算精度和计算效率之间找到一个合理的平衡点。本文将建立一个满足上述要求、用于高层建筑非线性分析的钢筋混凝土剪力墙整体式壳元模型。

1 计算模型

1.1 钢筋混凝土剪力墙力学模型

建筑结构中常见的钢筋混凝土剪力墙截面形式及配筋情况如图1所示。通常剪力墙可以分为两部分^[7],墙板和边缘构件。在整体式钢筋混凝土壳元模型中,这两个组件的模型化方法如下。

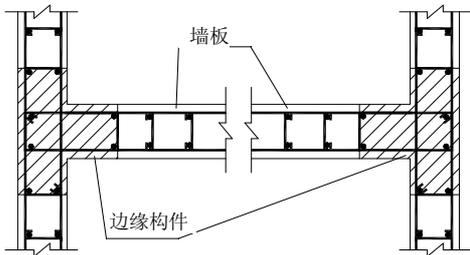


图1 典型的剪力墙断面和配筋

Fig.1 Cross section and reinforcement of shear wall

对于剪力墙墙板部分,在整体式壳元模型中,将墙板面内刚度采用非线性钢筋混凝土膜单元来模拟;对于墙板的平面外刚度采用简化的非线性或线性板单元考虑。由于剪力墙主要是在平面内受力,墙板中的混凝土和钢筋主要处于平面应力状态,并且墙板内水平、竖向分布钢筋布置均匀,这样的简化具有足够的计算精度,而且计算效率较高,能大幅度减少总计算时间。

剪力墙边缘构件通常包括暗柱、端柱、翼墙和转角墙等。边缘构件通常配置纵向钢筋和箍筋,使得边缘构件内部的混凝土处于约束状态,而约束混凝土的强度和变形能力都大于非约束混凝土。在整体式壳元模型中采用能考虑箍筋约束效应的纤维梁元模型^[8]来模拟边缘构件。

将整体式壳元模型直接基于混凝土和钢筋的微观材料本构模型,可以较为准确的给出剪力墙中混凝土和钢筋的非线性发展过程,包括混凝土材料的弹性、开裂、屈服及压碎以及钢筋的弹性、屈服、强化直至破坏的整个非线性演化发展过程。

1.2 壳元面内膜单元列式

整体式壳元模型采用四边形四结点壳单元,由代表面内刚度的膜元和代表面外刚度的板元组成。

整体式壳元膜部分采用文献[9]所构造的带转角自由度的四边形四结点膜元。单元的结点位移向量定义为:

$$\{d\} = [\{d_1\} \{d_2\} \{d_3\} \{d_4\}]^T \quad (1)$$

每个结点的位移向量为:

$$\{d_i\} = [u_i \ v_i \ \theta_{zi}]^T, \quad i=1,2,3,4 \quad (2)$$

其中, u_i 、 v_i 、 θ_{zi} 分别为单元结点 $i(i=1,2,3,4)$ 的平移自由度和转角自由度,单元及结点自由度正方向如图2所示。

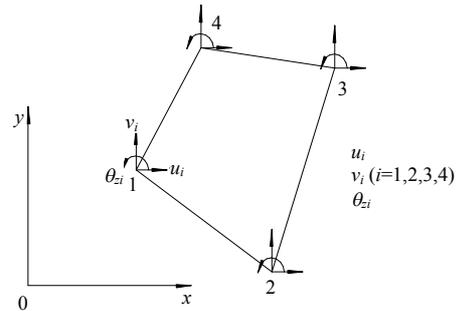


图2 四边形四结点膜元

Fig.2 4-node quadrilateral membrane element

单元位移函数为:

$$\{u\} = [N]\{d\} \quad (3)$$

其中: $\{u\}$ 是单元位移函数, $\{u\} = \{u, v\}^T$; $[N]$ 为插值函数矩阵。

$$[N] = \begin{bmatrix} N_1 & 0 & N_{u\theta 1} & N_2 & 0 & N_{u\theta 2} \\ 0 & N_1 & N_{v\theta 1} & 0 & N_2 & N_{v\theta 2} \\ N_3 & 0 & N_{u\theta 3} & N_4 & 0 & N_{u\theta 4} \\ 0 & N_3 & N_{v\theta 3} & 0 & N_4 & N_{v\theta 4} \end{bmatrix} \quad (4)$$

式中:

$$N_i = \frac{1}{4}(1 + \xi_i \xi)(1 + \eta_i \eta), \quad i=1,2,3,4,$$

$$N_{u\theta i} = \frac{1}{8}[\zeta_i(1 - \zeta^2)(b_1 + b_3 \eta_i)(1 + \eta_i \eta) + \eta_i(1 - \eta^2)(b_2 + b_3 \zeta_i)(1 + \zeta_i \zeta)],$$

$$N_{v\theta i} = -\frac{1}{8}[\zeta_i(1 - \zeta^2)(a_1 + a_3 \eta_i)(1 + \eta_i \eta) + \eta_i(1 - \eta^2)(a_2 + a_3 \zeta_i)(1 + \zeta_i \zeta)],$$

$$a_1 = \frac{1}{4} \sum_{i=1}^4 \zeta_i x_i, \quad a_2 = \frac{1}{4} \sum_{i=1}^4 \eta_i x_i, \quad a_3 = \frac{1}{4} \sum_{i=1}^4 \zeta_i \eta_i x_i,$$

$$b_1 = \frac{1}{4} \sum_{i=1}^4 \zeta_i y_i, \quad b_2 = \frac{1}{4} \sum_{i=1}^4 \eta_i y_i, \quad b_3 = \frac{1}{4} \sum_{i=1}^4 \zeta_i \eta_i y_i,$$

$x_i, y_i (i=1,2,3,4)$ 为单元的结点坐标。

1.3 壳元面外板单元列式

整体式壳元模型中板单元采用文献[9]中构造的厚薄通用板单元。该单元从假设应变场和转角场出发,当板厚度趋近于0时,单元的剪应变趋近于0,不存在剪切闭锁问题,较好的解决了厚板单元在分析薄板时产生的剪切闭锁现象。该单元还能够很好的解决著名的 MacNeal 梁的扭转问题^[10]。

板单元的结点位移向量定义为:

$$\{\mathbf{d}\} = [\{d_1\} \{d_2\} \{d_3\} \{d_4\}]^T \quad (5)$$

每个结点的位移向量为:

$$\{d_i\} = \{w_i \ \psi_{xi} \ \psi_{yi}\}^T \quad (6)$$

式中, $w_i, \psi_{xi}, \psi_{yi}$ 分别为结点 $i(i=1,2,3,4)$ 的平移自由度和转角自由度,其正方向如图3所示。

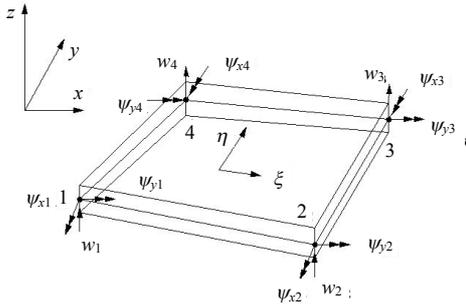


图3 四边形四结点板元

Fig.3 4-node quadrilateral plate element

单元剪切应变场和转角场为:

$$\gamma_x = \sum_{i=1}^4 N_i^0 \gamma_{xi}, \quad \gamma_y = \sum_{i=1}^4 N_i^0 \gamma_{yi} \quad (7)$$

$$\psi_x = \sum_{i=1}^8 N_i \psi_{xi}, \quad \psi_y = \sum_{i=1}^8 N_i \psi_{yi} \quad (8)$$

式中: γ_x, γ_y 为单元剪应变; γ_{xi}, γ_{yi} 为单元结点剪应变; ψ_x, ψ_y 为单元法线转角; ψ_{xi}, ψ_{yi} 为单元结点转角; N_i^0, N_i 为插值函数。

$$N_1^0 = \frac{1}{4}(1-\xi)(1-\eta), \quad N_2^0 = \frac{1}{4}(1+\xi)(1-\eta),$$

$$N_3^0 = \frac{1}{4}(1+\xi)(1+\eta), \quad N_4^0 = \frac{1}{4}(1-\xi)(1+\eta) \quad (9)$$

$$N_1 = \frac{1}{4}(1-\xi)(1-\eta)(1+\xi+\eta),$$

$$N_2 = \frac{1}{4}(1+\xi)(1-\eta)(1-\xi+\eta),$$

$$N_3 = \frac{-1}{4}(1+\xi)(1+\eta)(1-\xi-\eta),$$

$$N_4 = \frac{1}{4}(1-\xi)(1+\eta)(1+\xi-\eta),$$

$$N_5 = \frac{1}{4}(1-\eta^2)(1+\xi), \quad N_6 = \frac{1}{2}(1-\xi^2)(1+\eta),$$

$$N_7 = \frac{1}{2}(1-\eta^2)(1-\xi), \quad N_8 = \frac{1}{2}(1-\xi^2)(1-\eta) \quad (10)$$

1.4 壳元刚度矩阵

壳元的刚度矩阵由膜元刚度矩阵和板元刚度矩阵组成,公式如下:

$$[\mathbf{K}]^e = [\mathbf{K}_M]^e + [\mathbf{K}_P]^e \quad (11)$$

式中: $[\mathbf{K}]^e$ 为壳元的刚度矩阵; $[\mathbf{K}_M]^e$ 为膜部分刚度矩阵; $[\mathbf{K}_P]^e$ 为板部分刚度矩阵。

1.5 本构模型

在整体式壳元模型中,将钢筋均匀的分布到混凝土中,将两种材料等效成一种新的均匀材料。钢筋混凝土材料的本构矩阵 $[\mathbf{D}_{rc}]$ 为:

$$[\mathbf{D}_{rc}] = [\mathbf{D}_c] + [\mathbf{D}_s] \quad (12)$$

式中: $[\mathbf{D}_c]$ 为混凝土的本构矩阵; $[\mathbf{D}_s]$ 为分布钢筋的本构矩阵。

对于混凝土材料,采用修正压场模型(MCFT)^[11],该模型采用弥散型裂缝模型来描述混凝土的开裂行为,当应力较小且未开裂的情况下,将混凝土处理成各向同性的材料,采用弹性本构关系。当混凝土开裂后或压应力较大的情况下,将混凝土作为正交各向异性材料,混凝土主应力方向上的增量应力-应变关系为:

$$\begin{Bmatrix} d\sigma_1 \\ d\sigma_2 \\ d\tau_{12} \end{Bmatrix} = \frac{1}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} E_{c1} & \nu E_{c1} & 0 \\ \nu E_{c2} & E_{c2} & 0 \\ 0 & 0 & G \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\varepsilon_1 \\ d\varepsilon_2 \\ d\gamma_{12} \end{Bmatrix} \quad (13)$$

式中, E_{c1}, E_{c2} 为材料主轴方向切线模量, $G = E_{c1}E_{c2} / (E_{c1} + E_{c2})$ 。

对于分布钢筋,将水平分布筋和竖向分布筋等效为等体积的钢筋膜,但不考虑不同方向钢筋膜的耦联,忽略分布钢筋膜的剪切刚度,其水平钢筋膜、竖向钢筋膜的本构矩阵 $[\mathbf{D}_s]$ 为:

$$[\mathbf{D}_s] = \text{diag}[\rho_{sH} E_{sx} \ \rho_{sV} E_{sy} \ 0] \quad (14)$$

式中: E_{sx}, E_{sy} 为剪力墙中水平分布筋、竖向分布钢筋的弹性模量; ρ_{sH}, ρ_{sV} 分别为水平分布筋、竖向分布筋的配筋率。

1.6 纤维梁元模型

整体式壳元模型中纤维梁元的位移模式沿 x 轴采用三次 Hermit 插值, 如下式所示:

$$\begin{cases} u = h_i(x)u^i + h_j(x)u^j \\ v = H_i^1(x)v^i + H_i^2(x)\theta_z^i + H_j^1(x)v^j + H_j^2(x)\theta_z^j \\ w = H_i^1(x)w^i - H_i^2(x)\theta_y^i + H_j^1(x)w^j - H_j^2(x)\theta_y^j \end{cases} \quad (15)$$

式中:

$$\begin{cases} h_i(x) = 1 - \frac{x}{\ell}, h_j(x) = \frac{x}{\ell}, \\ H_i^1(x) = 1 - 3\left(\frac{x}{\ell}\right)^2 + 2\left(\frac{x}{\ell}\right)^3, \\ H_j^1(x) = 3\left(\frac{x}{\ell}\right)^2 - 2\left(\frac{x}{\ell}\right)^3, \\ H_i^2(x) = x\left(1 - \frac{x}{\ell}\right)^2, H_j^2(x) = \frac{x^2}{\ell}\left(\frac{x}{\ell} - 1\right). \end{cases} \quad (16)$$

忽略剪应变的影响, 只考虑轴向的应变, 则:

$$\begin{aligned} \varepsilon_x(x, y, z) &= \frac{du(x)}{dx} = \frac{d\Delta_x(x)}{dx} + z \frac{d\theta_y(x)}{dx} - \\ & y \frac{d\theta_z(x)}{dx} = \Delta_x'(x) - z w''(x) - y v''(x) \end{aligned} \quad (17)$$

单元的几何矩阵为:

$$[\mathbf{B}_1] = [h_i', -yH_i^{1''}, -zH_i^{2''}, 0, zH_j^{2''}, -yH_j^{2''}, h_j', -yH_j^{1''}, -zH_j^{2''}, 0, zH_j^{2''}, -yH_j^{2''}] \quad (18)$$

1.7 非线性方程组求解

本文采用增量迭代法求解荷载作用下结构的非线性有限元方程组, 第 n 荷载步的第 i 次迭代时迭代方程如下:

$$[\mathbf{K}_n^i] \{\Delta\delta_n^i\} = \{\mathbf{P}_n^{\text{ext}}\} - \{\mathbf{P}_{n,i}^{\text{int}}\} \quad (19)$$

式中: $\{\mathbf{P}_n^{\text{ext}}\}$ 为第 n 荷载步末的等效节点外力向量; $\{\mathbf{P}_{n,i}^{\text{int}}\}$ 为第 n 荷载步第 i 迭代步开始时节点内力向量; $\{\Delta\delta_n^i\}$ 为第 n 荷载步第 i 迭代步的位移增量。

由式(19)得到第 i 次迭代的位移增量为:

$$\{\Delta\delta_n^i\} = [\mathbf{K}_n^i]^{-1} (\{\mathbf{P}_n^{\text{ext}}\} - \{\mathbf{P}_{n,i}^{\text{int}}\}) \quad (20)$$

第 i 次迭代后, 结构总的位移向量为:

$$\{\delta_n^i\} = \{\delta_n^{i-1}\} + \{\Delta\delta_n^i\} \quad (21)$$

由迭代步结束时的结构位移全量即可求得当前单元应力状态和整体结构节点内力, 如果节点力残差的范数小于初始节点力范数, 则停止迭代进入下一个荷载增量步。

2 算例

为了验证本文构造的整体式钢筋混凝土壳元模型, 编制了相应的剪力墙非线性分析程序, 选取了两片剪力墙试件的试验结果进行对比计算。

2.1 剪力墙试验 1

1995 年—1998 年间, 瑞士苏黎士联邦技术学院结构试验室完成了 6 片钢筋混凝土剪力墙在单调荷载和反复荷载作用下的试验。为验证整体式壳元模型对在弯、剪、压共同作用下剪力墙的承载力和变形的预测能力, 本文选取其中的 WSH3 墙进行分析并将计算结果和试验结果进行对比以验证整体式壳元模型的有效性和适用性。

在该片剪力墙中, 混凝土材料的相关参数为: 抗压强度为 36N/mm^2 , 弹性模量为 $3.6 \times 10^4\text{N/mm}^2$, 峰值压应变为 -0.002 。钢筋相关参数为: 边缘构件纵筋面积为 678mm^2 , 纵筋屈服强度为 550N/mm^2 , 极限强度为 720N/mm^2 ; 墙体水平分布筋配筋率为 0.25% , 墙体竖向分布筋配筋率为 0.44% , 分布筋屈服强度为 480N/mm^2 , 极限强度为 550N/mm^2 , 钢筋弹性模量为 $2.06 \times 10^5\text{N/mm}^2$, 强化模量为 $2.86 \times 10^4\text{N/mm}^2$ 。剪力墙顶部所作用的轴力为 583.4kN , 轴压比为 0.2 。该片墙尺寸图及断面配筋图如图 4 所示。计算中有限元网格取 $200\text{mm} \times 200\text{mm}$, 试验测得的荷载-位移曲线与程序计算分析的数值结果对比如图 5 所示。

2.2 剪力墙试验 2

1979 年, 波特兰水泥协会 Oesterle 等人完成了 9 片剪力墙的试验^[12], 试验的目的是为了研究剪力墙中抗弯钢筋和腹板中竖向钢筋在剪力墙破坏之前的性能, 以及腹板和边柱不同的竖向配筋率对剪力墙在反复荷载作用下抗剪能力和变形性能的影响。本文选取其中的 B2 号墙的试验结果进行对比以验证整体式模型的计算精度。

在该片剪力墙中, 混凝土相关参数为: 混凝土圆柱体抗压强度为 53.7N/mm^2 , 弹性模量为 $3.27 \times 10^4\text{N/mm}^2$ 。钢筋相关参数为: 钢筋屈服强度为 533N/mm^2 , 腹板部分水平分布筋配筋率为 0.63% , 竖向分布筋配筋率为 0.3% , 翼缘部分水平分布筋配筋率为 0.63% , 竖向分布筋配筋率为 3.67% 。该片剪力墙配筋图及尺寸图见图 6。计算中采用的有限元网格为 $150\text{mm} \times 150\text{mm}$, 试验测得的荷载-位移曲线与程序分析的结果对比如图 7 所示。

2.3 计算结果分析

从图 5 和图 7 的计算-试验结果对比可以看出, 单调加载下剪力墙试验的试验结果和计算预测值曲线的斜率相近似, 数值之间的差异在 10% 的范围

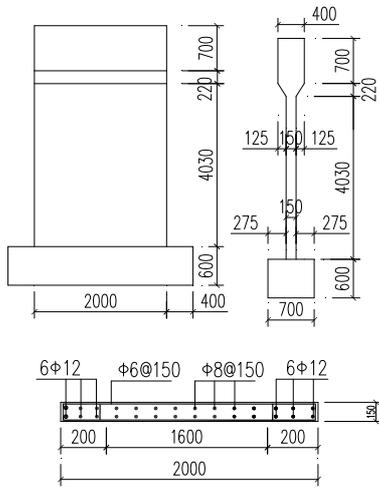


图 4 WSH3 墙尺寸图及配筋图

Fig.4 Dimension and reinforcement detail of WSH3 wall

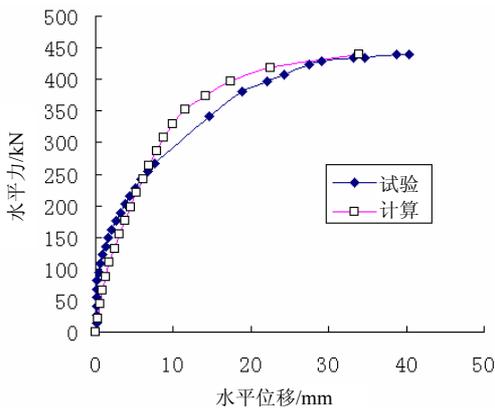


图 5 试验结果与计算结果的对比

Fig.5 Comparison of analytical and experimental curve of specimens

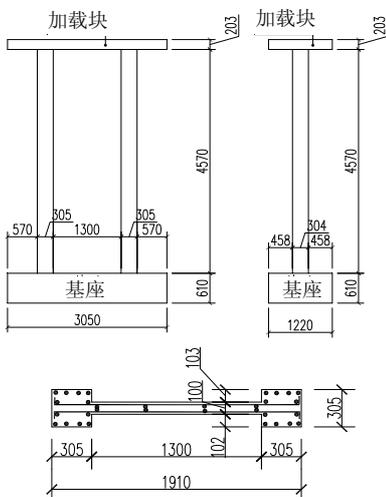


图 6 PCA Wall B2 墙尺寸图及配筋图

Fig. 6 Dimension and reinforcement detail of PCA wall

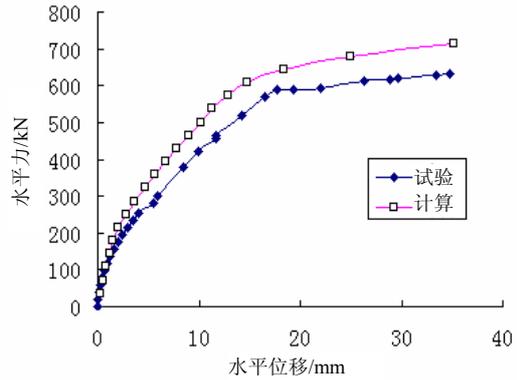


图 7 试验结果与计算结果的对比

Fig.7 Comparison of analytical and experimental curve of specimens

内。说明整体式壳元模型能够对弯、剪、压共同作用下剪力墙的极限承载力以及非线性弯曲、剪切耦合变形做出较为准确的预测, 而且与其它微观模型相比, 计算效率较高, 适合作为钢筋混凝土剪力墙单元模型用于建筑结构的非线性有限元分析。

3 结论

本文根据龙驭球教授创建的带旋转自由度膜元和厚薄通用板单元构造理论构造的壳元, 建立了用来模拟钢筋混凝土剪力墙的整体式钢筋混凝土壳元模型。该模型能够对弯、剪、压共同作用下的钢筋混凝土剪力墙的极限承载力和弯曲、剪切耦合变形进行较为准确的预测, 可为建筑结构剪力墙分析提供适用的数值解, 适合作为建筑结构非线性动力时程分析的钢筋混凝土剪力墙单元模型。

参考文献:

- [1] Hsu L.W. Behavior of multistory reinforced concrete walls during earthquake [D]. Urbana-Champaign Illinois: University of illinois at Urbana-Champaign, 1974.
- [2] Kabeyasawa T, Shioara T H, Otani S. U.S-Japan cooperative research on RC full-scale building test, Part 5, discussion of dynamic response system [C]. San Francisco: Proceeding of 8th WCEE, 1984: 327-634.
- [3] Vulcano A, Bertero V, Colotti V. Analytical modeling of R/C structural walls [C]. Japan, Tokyo: Proceeding of 9th WCEE, 1988: 41-46.
- [4] Kabeyasawa T. Design of RC shear walls in hybrid wall system [C]. California: Proceedings of Fourth Joint Technical Coordinating Committee, U.S-Japan Cooperative Seismic Research on Composite and Hybrid Structures. Monterey, 1997.

(参考文献[5]-[12]转第 87 页)

- analysis for high-rise of Beijing television center [J]. Journal of Beijing Jiaotong University, 2006, 30(1): 59—62. (in Chinese)
- [5] 包建聪, 乔聚甫, 路克宽. 大屋盖钢结构整体提升点位的研究与应用[J]. 钢结构, 2005, 20(5): 72—74.
Bao Jiancong, Qiao Jufu, Lu Kekuan. Study and use of integral lifting spots of steel structure for a large roof [J]. Steel Structure, 2005, 20(5): 72—74. (in Chinese)
- [6] 伍小平, 高振锋, 李子旭. 国家大剧院钢壳体施工全过程模拟分析[J]. 建筑结构学报, 2005, 26(5): 40—45.
Wu Xiaoping, Gao Zhenfeng, Li Zixu. The analysis of whole erection process for steel shell of national grand theatre [J]. Journal of Building Structures, 2005, 26(5): 40—45. (in Chinese)
- [7] 吴探, 郑七振, 彭斌. 整体提升施工控制技术在绍兴世贸中心的应用[J]. 施工技术, 2008, 37(2): 57—59.
Wu Tan, Zheng Qizhen, Peng Bin. Application of integral hoisting control technology during construction of shaoxing world trade center [J]. Construction Technology, 2008, 37(2): 57—59. (in Chinese)
- [8] 王光远. 论时变结构力学[J]. 土木工程学报, 2000, 33(6): 105—108.
Wang Guangyuan. On mechanics of time-varying structures [J]. China Civil Engineering Journal, 2000, 33(6): 105—108. (in Chinese)
- [9] 曹志远. 土木工程分析的施工力学与时变力学基础[J]. 土木工程学报, 2001, 34(3): 41—46.
Cao Zhiyuan. Construction mechanics and time-varying mechanics in civil engineering [J]. China Civil Engineering Journal, 2001, 34(3): 41—46. (in Chinese)
- [10] 彭斌, 郑七振, 鲍永亮. 上海国际客运中心屋面桁架整体吊装[J]. 施工技术, 2008, 37(11): 37—39.
Peng Bin, Zheng Qizhen, Bao Yongliang. Integral lift and installation of roof trusses in Shanghai international transportation center [J]. Construction Technology, 2008, 37(11): 37—39. (in Chinese)
- [11] 郭彦林, 崔晓强. 大跨度复杂钢结构施工过程中的若干技术问题及探讨[J]. 工业建筑, 2004, 34(12): 1—5.
Guo Yanlin, Cui Xiaoqiang. Key technical problems and discussion in construction process of larger span steel structures [J]. Industrial Construction, 2004, 34(12): 1—5. (in Chinese)
- [12] 李征, 亓路宽, 宋建永, 刘祖胜. 钢筋混凝土拱桥参数化建模及特征值屈曲分析[J]. 公路交通科技, 2007, 24(4): 113—116.
Li Zheng, Qi Lukuan, Song Jianyong, Liu Zusheng. Modeling with parameters and eigenvalue buckling analysis of reinforced concrete arch bridges [J]. Journal of Highway and Transportation Research and Development, 2007, 24(4): 113—116. (in Chinese)

(上接第 75 页)

- [5] Chaallal O. Finite element model for seismic RC coupled walls having slender coupling beams [J]. Journal of Structural Engineering, 1992, 118(10): 2936—2943.
- [6] Ayoub A, Filippou C. Nonlinear finite element analysis of RC shear panels and walls [J]. Journal of Structural Engineering, 1998, 124(3): 1561—1574.
- [7] GB50011-2001, 建筑抗震设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2001.
GB50011-2001, Code for seismic design of building [S]. Beijing: China Architecture Press. (in Chinese)
- [8] Sugano T. 3-dimentional study of nonlinear behavior of reinforced concrete column under repeated lateral forces [C]. Istanbul, Turkey: Proceeding of 7th WCEE, 1980.
- [9] Long Yuqiu, Cen Song, Long Zhifei. Advanced finite element method in structural engineering [M] Beijing: Tsinghua University Press, 2009.
- [10] 李云贵, 李百春, 聂祺. 高层建筑开洞剪力墙分析中板单元性能的比较[J]. 工程力学, 2007, 24(3): 65—70.
Li Yungui, Li Baichun, Nieqi. Comparison of plate element models for analysis of shear-wall with opening in high-rise buildings [J]. Engineering Mechanics, 2007, 24(3): 65—70. (in Chinese)
- [11] Vecchio F J. The modified compression-filed theory for reinforcement concrete element subjected to shear [J]. ACI Structural Journal, 1986, 83(2): 219—231.
- [12] Fiorato A E, Oesterle R G, Corley W G. Behavior of earthquake resistant structural walls before and after repair [J]. ACI Structural Journal, 1983, 91(4): 403—413.