

钢管混凝土结构非线性有限元分析中 混凝土边界面模型的研究及应用

查晓雄, 唐家祥

(华中理工大学土木建筑工程学院, 武汉 430074)

摘 要: 本文在理论分析和试验结果的基础上, 针对钢管混凝土结构受力特点, 对混凝土边界面模型进行了研究, 它不仅较全面地反映了材料在三向复杂应力状态下的性能, 准确可靠, 而且在非线性有限元计算中简单可行。

关键词: 钢管混凝土; 边界面模型

中图分类号: TU375 **文献标识码:** A

1 前言

随着钢管混凝土结构一系列优点得到广大工程技术人员的认识, 其应用范围越来越广泛, 特别是近年来在高层超高层建筑、大跨度桥梁中。此时钢管混凝土柱在风荷或地震力作用下, 除承受轴力和弯矩外, 往往尚有扭矩等力作用, 其极限承载力是由上述不同形式的力组合而共同决定, 除了有静力荷载, 还要受到动力反复循环荷载的作用。在这种情况下对钢管混凝土构件受力性能的研究, 仅仅依靠一定的简化假设理论并配以试验方法, 不仅经验公式回归困难, 而且由于试验数量有限, 针对性较强, 远远不能满足工程应用中各种复杂情况的需要。近三十年来, 随着电子计算机的飞速发展和广泛应用, 有限元法被公认为应力分析中最有效的工具。对钢管混凝土构件进行非线性有限元分析最大困难在于, 一则钢管混凝土构件承受复杂应力状态, 以及钢管与核心混凝土之间存在环向的紧箍力作用, 必须使两种材料的本构关系处于三向应力状态, 二则由于钢管壁与核心混凝土相比较薄, 为了不使单元过分畸形, 就需要把整个构件划分很多单元, 这将导致存储空间占用过大, 计算时间太长, 甚至无法计算, 最终使方法失效。

本文针对钢管混凝土构件在复杂应力状态下受力特性和试验结果仅对混凝土的本构关系进行了讨论, 主要在混凝土边界面模型及其在非线性有限元程序应用方面进行了研究。

2 混凝土本构关系研究现状

混凝土的本构关系用于分析钢管混凝土构件的非线性分析中二个重要问题是建立混凝土强度准则和确立能较好且便应用的混凝土应力应变关系。由于混凝土本身是由水、砂石骨料和水泥组成,有时还有其它外加剂,在混凝土硬化以后,在混凝土中仍留有自由水和孔隙、甚至未水化的水泥粒,并不可避免地形成许多微观裂缝,因此如何建立强度破坏条件和令人满意的本构关系模型,虽然国内外不少学者进行了研究,仍然处于一个不断探索的过程中。六、七十年代以来,随着电子计算机的迅速发展,计算速度和容量不断提高,一些可用于有限元分析的较为复杂的混凝土本构关系模型相继出现,并随着理论基础、实验研究的进展,使得混凝土有限元分析的研究已进入相当实用的阶段。

在混凝土强度准则方面,目前,国内外研究学者分别建立了混凝土从简单一参数到复杂五参数强度准则^[1]。在应力应变关系方面,基于连续介质力学中有关变形体的本构关系众多模型和理论,再针对混凝土的力学特性,确定或调整各种材料的参数,提出了线弹性匀质本构模型、非线性弹性本构模型、弹塑性本构关系、塑性断裂理论、内时理论、连续损伤理论等众多模型^[1]。但由于混凝土材料的复杂性,还没有哪一种理论被公认可完全描述混凝土材料的本构关系。

3 混凝土边界面模型简介

钢管混凝土结构在高层建筑等复杂结构中,需要对其在各种不同荷载情况下作出复杂而又精确的判断,如反向荷载作用和低周循环荷载。理论上讲这样的模型应含有大量的变量和参数来反映在不同加载历史条件下材料的性能,但考虑到混凝土性能的离散性和计算的可行性,又需要这种模型在数学表达上简单。因此这种模型要抓住混凝土的主要性能,同时满足一定的工程上的精确度。另一方面,混凝土的本构模型不仅反映三向受压情况(不一定成比例),而且尽可能多地反映混凝土的实际物理现象,如连续破坏过程中的刚度退化,循环荷载作用下的能量消耗,剪力压缩膨胀现象,应变软化性能等。

能反映上述情况的比较理想的模型有:内时理论、塑性断裂模型和连续损伤模型。内时理论和塑性断裂过于复杂,连续损伤模型有时需要确定各个破坏面,使得参数的确定相当困难甚至不可能,同时在反复加载过程中能量消耗现象没有很好的体现出来,虽然它的形式简单。因此本人采用边界面模型。

边界面模型认为混凝土经历着不断损伤过程。在应力空间中,混凝土可能达到的应力点,即组成一个边界面,随着材料损伤的增加而不断减小,同时在这—边界面之内任一点的应力状态特性,如强度和模量都与这一边界面有关,具体而言,与该点沿应力偏量方向到边界面距离有关,随着距离的减少而减小。其边界面方程和应力应变关系如下:

$$F(\sigma_{ij}, k_{\max}) = \frac{1.85(\sqrt{J_2} + 0.378J_2)(12 + 11 \cos 3\theta)^{1/6}}{I_1 + 0.3} - \frac{40}{k_{\max}^2 + 39} = 0$$

$$d\varepsilon_{ij} = \frac{d\sigma_{ij}}{2G} + \frac{1}{3H^p \cdot \tau_0} \left(\frac{S_{ij}}{\tau_0} + \delta_{ij} \frac{\beta}{3} \right) S_{km} d\sigma_{km} + \delta_{ij} \left(\frac{1}{9k_i} - \frac{1}{6G} \right) d\sigma_{kk} \quad (k, m = 1, 2, 3)$$

式中参数见文献[2][3]。

4 界面模型的改进及程序计算中混凝土受拉受弯的处理

根据该模型并对该公式中的相关参数的推导,本人编制了有限元计算程序^[9],该程序可以得到某应力分量和应变分量的关系曲线,把混凝土在各种受力情况下的各种反应与试验结果进行了比较发现,虽然该模型能反映混凝土的非线性应力—应变关系、循环荷载下的能力消耗、剪力压缩膨胀和超过极限强度的应变软化现象,但与试验结果之间还存在着一定误差,必须对此进行相应修改,只有这样才能将其较好地应用于钢管混凝土构件在各种复杂状态下的有限元计算中。经分析,修改如下:

(1) 在上升段,取损伤参数的增量 $dk = \frac{0.8RdD}{H^p F_1(I_1, \theta)}$, 以便在单向受压时的峰值点损伤

参数 k 正好等于 1。

(2) 偏量卸载时,函数 $F_1(I_1, \theta)$ 取与偏量加载相同的形式:

$$F_1 = 0.23 \frac{(I_{1,\max} - I_1 + 0.3)^2}{F_2}, I_{1,\max} - I_1 \leq 3.18$$

$$F_1 = 1.60 \frac{(I_{1,\max} - I_1 - 0.144)^2}{F_2}, I_{1,\max} - I_1 > 3.18$$

(3) G, K_1 (初始剪切模量和切线体积模量) 在上升段时,按 GBJ10-89 中给出的 E_c 公式:

$$E_c = \frac{10^3}{2.2 + \frac{23.25}{f_c}} \text{ 进行推导, 得到:}$$

$$G = \frac{85.114}{2.2f_c + 23.25}$$

静水加载

$$K_r = \frac{100}{(1.0 + 0.358I_1^{1.5})(2.2f_c + 23.249)}$$

静水卸载

$$K_r = \frac{10}{2.2f_c + 23.249}$$

从而增大加载初期的模型刚度。

$$\text{下降段, } G=8.00, K_r = \frac{1}{2.2f_c + 23.249}$$

从而减小了下降时模型刚度过大的问题。

(4) 上升段塑性剪切模量 H_p 计算公式中的 $0.65D^2$ 改为 $0.89D^2$, 减小了上升段部分过大的模型刚度。下降段模型刚度与试验吻合不好,适当地进行了修改,取为

$$H^p = -0.15e^{-0.025(K_{\max} - G_2(I_{1,\max}))^4} \sqrt{G_2(I_{1,\max})}$$

(5) 上升段混凝土剪切体积压缩—膨胀系数 β 过小, 下降段其值过大, 也适当地进行了修改。

经过一定修正之后, 最后本文采用的本构关系如下:

$$d\varepsilon_{ij} = \frac{d\sigma_{ij}}{2G} + \frac{1}{3H^p \cdot \tau_0} \left(\frac{S_{ij}}{\tau_0} + \delta_{ij} \frac{\beta}{3} \right) S_{km} d\sigma_{km} + \delta_{ij} \left(\frac{1}{9k_i} - \frac{1}{6G} \right) d\sigma_{kk} \quad (k, m=1,2,3) \quad (1)$$

$$\text{或} \quad \{d\varepsilon\} = [G]\{d\sigma\} \quad (2)$$

式中: ε_{ij} —应变张量,

σ_{ij} —应力张量

τ_0 —八面体剪应力,

S_{ij} —应力偏量

H^p —塑性剪切模量,

β —剪切体积压缩—膨胀系数

k_i —切线体积模量,

G —初始剪切模量

将以上元素各乘以 ε_0 / f_c 即可得有量纲结果。 f_c, ε_0 分别是单轴受压时强度和应变。

边界方程:

$$F(\sigma_{ij}, k_{\max}) = \frac{1.85(\sqrt{J_2} + 0.378J_2)(12 + 11\cos 3\theta)^{1/6}}{I_1 + 0.3} - \frac{40}{k_{\max}^2 + 39} = 0 \quad k_{\max} \leq 1 \quad (3)$$

$$F(\sigma_{ij}, k_{\max}) = \frac{1.85(\sqrt{J_2} + 0.378J_2)(12 + 11\cos 3\theta)^{1/6}}{I_1 + 0.3} - \frac{40}{k_{\max}^{0.3} + 39} = 0 \quad k_{\max} > 1 \quad (4)$$

式中: I_1 —第一应力不变量, J_2, J_3 —应力偏量的第二、三不变量, $k_{\max}$ —损伤参数 k 的最大值。

上升段:

$$dk = \frac{0.89RdD}{H^p F_1(I_1, \theta)} \quad (5)$$

$$G = \frac{85.114}{2.2f_c + 23.249} \quad (6)$$

$$k_i = \frac{100}{(1.0 + 0.358I_1^{1.5})(2.2f_c + 23.249)}, \text{ 静水加载} \quad (7)$$

$$k_i = \frac{100}{2.2f + 23.24}, \text{ 静力卸载} \quad (8)$$

$$H^p = \frac{R}{F_1(I, \theta)} \times \frac{2.4(1-D)^{0.89D^3} A_L}{1 + 0.7k_{\max}^2}, \text{ 偏量加载} \quad (9)$$

$$A_L = 1.02 - 0.81k_R / k_{\max}, k < k_{\max} \quad (10)$$

$$A_L = 1, k = k_{\max} \quad (11)$$

式中: k_R —本次加载开始时的 k 值。

$$H^p = \frac{R}{F_1(I_1, \theta)} \cdot \frac{3.84(D^2 + 0.2)}{1 + 0.2k_{\max}^2}, \text{ 偏量卸载} \quad (12)$$

$$\beta_1 = 1.15e^{-20(k_{\max} - 0.4)^3}, k = k_{\max} \quad (13)$$

$$\beta_1 = 0, k < k_{\max} \quad (14)$$

$$\beta_2 = -1.97\lambda \cdot e^{-2\lambda^2} \quad (15)$$

$$\beta = \beta_1 + \beta_2 \quad (16)$$

$$\lambda = D - 0.2k_{\max}^2 \quad (17)$$

下降段:

$$dk = \frac{d\gamma_o^p}{F_1(I_1, \theta)} \quad (18)$$

$$G=8.00 \quad (19)$$

$$k_t = \frac{100 \times 0.01}{2.2f_c + 23.249} \quad (20)$$

$$H^p = -0.15e^{-0.025(k_{\max} - G_2(I_1, \max))^2} \sqrt{G_2(I_1, \max)} \quad (21)$$

$$G_2(I_1, \max) = \frac{0.34}{I_{1, \max}^2 - 0.66} I_{1, \max} \leq 2.54 \quad (22)$$

$$G_2(I_1, \max) = 0.0587, I_{1, \max} > 2.54 \quad (23)$$

$$\beta = -2.5\lambda e^{-0.5\lambda^2} \quad (24)$$

$$\lambda = 1 - 0.2k_{\max}^2 \quad (25)$$

函数 $F_1(I_1, \theta)$:

偏量加载:

$$F_1 = 0.23 \frac{(I_1 + 0.3)^2}{F_2}, I_1 \leq 3.18 \quad (26)$$

$$F_1 = 1.60 \frac{(I_1 - 1.44)^2}{F_2}, I_1 > 3.18 \quad (27)$$

偏量卸载:

$$F_1 = 0.23 \frac{(I_{1, \max} - I_1 + 0.3)^2}{F_2}, I_{1, \max} - I_1 \leq 3.18 \quad (28)$$

$$F_1 = 1.60 \frac{(I_{1, \max} - I_1 - 1.44)^2}{F_2}, I_{1, \max} - I_1 > 3.18 \quad (29)$$

钢管混凝土构件在复杂应力作用下有两种情况可能导致混凝土受拉。一种情况是在钢管混凝土组合构件受载的初期侧向受拉。另一种情况在弯矩作用下,截面上必定有一部分纤维的压应变增加,另一部分的压应变减少,压应变减少的那部分有可能反而超过总的压应变值,出现受拉区。为了简化计算和分析,本文采用如下近似处理:认为混凝土在承担纵向拉力时,保持为弹性的应力应变关系,取其弹性模量为—很小的数,为混凝土初始模量的百分之一。在这种情况下,纵向应变引起的纵向拉力与压应力相比基本保持为零,虽然造成一部分误差,但在工程范围内是允许的,同时也保证了在纵向受拉情况下程序的正常运行。

钢管混凝土构件在弯矩作用下，由于不断有受拉区混凝土退出工作或混凝土由受拉变为受压，所以与理想弹性体不同，为了保持截面的平衡条件，截面形心处的纵向应变增量 $\Delta\bar{\varepsilon}$ 发生变化，不能保证轴压力值恒定，需要增加一个反复迭代的过程。即在弯矩作用下，每次曲率增量时，检查 $\Delta\bar{N}$ 的值，只有 $\bar{N}$ 与上次的值近似相等时，才能得到准确的外弯矩增量。具体计算过程如下：

假定第 $i-1$ 次和第 i 次计算时形心处的纵向应变增量分别是 $\overline{\Delta\varepsilon_{i-1}}$ 和 $\overline{\Delta\varepsilon_i}$ ，相应的轴心力的增量分别为 ΔN_{i-1} 和 ΔN_i ，则第 $i+1$ 次试算时所得假设的截面形心处的纵向应变增量为：

$$\overline{\Delta\varepsilon_{i+1}} = \overline{\Delta\varepsilon_i} + \frac{\Delta N_i}{\Delta N_i - \Delta N_{i-1}} (\overline{\Delta\varepsilon_i} - \overline{\Delta\varepsilon_{i-1}}) \tag{30}$$

根据新假定的 $\overline{\Delta\varepsilon_{i+1}}$ 重新引入边界条件，解方程组求出相应的轴心力的增量 ΔN_{i+1} ，判断：

$$\Delta N_{i+1} \leq [\Delta N] \tag{31}$$

式中： $[\Delta N]$ ——轴向力增量的允许误差。

条件满足时的 $\Delta\bar{\varepsilon}$ 就是截面形心处纵向应变增量的真实值，所对应的 ΔM 也是外弯矩增量的真实值。

图 1 为一种加载情况下改进后的混凝土边界面模型计算结果和文献[6]试验结果的比较，更多的分析见文献[5]。

5 非线性有限元计算结果及试验验证

在此基础上，本文编制了通用性较强的计算钢管混凝土构件在复杂应力状态下的非线性有限元程序，并完成了一组共 54 根钢管混凝土构件的试验。其程序框图和试验概况见文献[5]。图 2 为有限元计算结果与试验结果的比较，可见二者之间吻合较好。

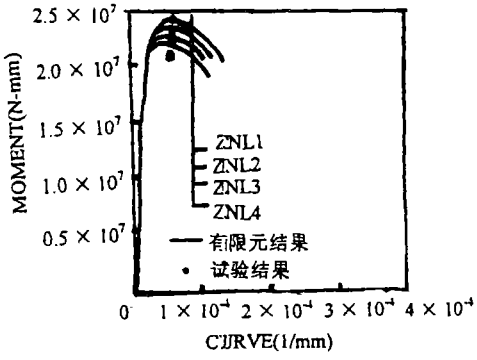
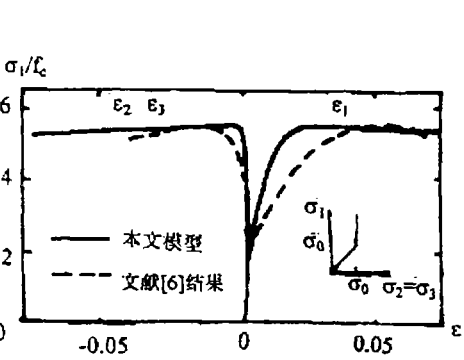


图 1 混凝土本轴受压应力-应变关系($\sigma_0 = 1.39 f_c$)

图 2 钢管混凝土有限元结果与试验比较

6 结论

本人通过对混凝土边界面模型的研究，经过修改和试验验证后，提出了适用于有限元程序计算和钢管混凝土压弯扭复杂应力状态下的混凝土本构模型，从而为钢管混凝土结构非线性分析创下了良好条件。

参考文献:

- [1] 江见鲸. 钢筋混凝土结构非线性有限元分析[M]. 西安: 陕西科学技术出版社, 1994.
- [2] M N Fardis, B Alibe and J L Tassoulas. Monotonic and Cyclic Constitutive Law for Concrete[J]. Journal of Engineering Mechanics. In: ASCE, Paper 17871, 1983, 109(EM2): 516-536.
- [3] E S Chen and O Buyukozturk. Constitutive Model for Concrete in Cyclic Compression[J]. In: Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 1985, 111(EM6): 797-813.
- [4] 王勖成, 邵敏. 有限单元法基本原理与数值方法[M]. 北京: 清华大学出版社, 1988.
- [5] 查晓雄. 钢管初应力对钢管混凝土压弯扭构件工作性能影响的理论分析和试验研究[D]. 哈尔滨建筑大学博士论文, 1996.
- [6] M D Kotosovos and J B Newman. Mathematical Description of Deformational Behaviour of Concrete Under Generalized Stress Beyond Ultimate Strength, In: ACI Journal, Vol.77, No.5, 1980: PP340-346

THE STUDY AND APPLICATION OF CONCRETE BOUNDING SURFACE CONSTITUTIVE RELATIONSHIPS TO THE NONLINEAR FINITE ELEMENT ANALYSIS OF CONCRETE FILLED STEEL TUBULAR STRUCTURES

ZHA Xiao-xiong , TANG Jia-xiang

(The School of Civil Engineering ,Huazhong University of Science and Technology, Wuhan 430074)

Abstract: Based on theoretical analyses and the results of tests, the paper studies concrete bounding surface constitutive relationships. The behavior of the material under multi-axial loading is taken into account completely and accurately in the relationships. It is shown that the relationships are simple and effective in nonlinear finite element analysis.

Key words: CFST; bounding surface model