

DOI: 10.7511/jslx20211107001

基于刚度损伤并考虑强度退化的钢筋模型

魏程风, 宗金辉*, 李廷涛

(河北工业大学 土木与交通学院, 天津 300401)

摘要: Clough 本构广泛应用于现浇节点的滞回模拟中, 针对原始 Clough 本构中的应力可能会超出材料自身极限强度的问题, 提出了一种根据节点刚度损伤来推导钢筋本构的算法。该算法依次建立现浇节点刚度退化与构件中钢筋模量退化间的关系及梁端位移角与钢筋应变的关系, 根据以上关系建立钢筋强度退化的表达式, 并得到钢筋的本构模型。使用 Fortran 语言编写自定义纤维单元材料子程序, 利用有限元软件 ABAQUS 进行两个算例验证, 得到的模拟滞回曲线具有捏缩现象, 形状与试验吻合良好, 耗能和延性等方面可与试验接近, 在峰值点位移角的预测方面也具备一定的优势, 同时, 本构在二维和三维模型中均有良好的收敛性, 且精度较高, 可以应用于实际工程中。

关键词: Clough 本构; 现浇节点; 刚度; 承载力退化; 子程序; Fortran

中图分类号: TU375.3; O346.5

文献标志码: A

文章编号: 1007-4708(2023)04-0647-09

1 引言

随着有限元理论不断发展, 数值模拟在实际中的应用越来越多, 在工程实践中的地位愈发重要, 利用有限元模拟解决大型工程问题已成为趋势。但是, 材料本构对模拟的精度起着举足轻重的作用, 以钢筋混凝土的梁柱节点模拟为例, 针对钢筋本构来说, 有限元软件 ABAQUS 内置的各向同性本构模型不足以表现拟静力分析时的滞回特征和钢筋与混凝土之间的粘结滑移现象^[1], 而利用 UMAT 子程序可以编制符合需求的本构材料, 并达到较高的精度。针对钢筋滞回本构, 已有不少学者提出了相关的模型。

单独的钢筋本构模型有经典各向同性强化模型、考虑包辛格效应的随动强化模型^[2]、既考虑各向同性强化又考虑随动强化的混合强化模型^[3]、钢筋在循环荷载下的 M-P 模型^[4]以及循环荷载下考虑包辛格效应的钢筋模型^[5]。针对钢筋个体做试验, 来归纳本构特征, 所得钢筋本构适用于一些与混凝土无粘结的体外钢构件的模拟, 若应用于现浇节点的模拟, 模拟滞回曲线比较饱满, 难以模拟出粘结滑移现象, 模拟效果欠缺。

Youssef 等^[6]通过将构件承载力的退化计入

钢筋的滞回本构中, 来研究粘结滑移和混凝土压溃对节点承载力退化的影响, 数值模拟结果与试验吻合, 可见将宏观构件的力学行为计入钢筋滞回本构中是模拟现浇节点的粘结滑移和承载力退化的有效方法之一。

钢筋和混凝土协同工作的本构模型有, Clough^[7]率先提出的最大点指向型恢复力模型, 该模型以再加载时曲线指向该方向的历史最大点而著称; Park 等^[8]提出钢筋混凝土损伤模型, 其认为钢筋混凝土的损伤与破坏位移和累积耗能有关; 汪训流等^[9]在钢筋实际单调荷载下本构的基础上, 再结合 Esmaeily 等^[10]模型, 提出的可考虑拉压不等强的钢筋滞回本构; 方自虎等^[11]在 Clough 本构的基础上提出的通过先弱化后强化再加载段刚度的钢筋滞回本构; 曲哲等^[12]提出有效累积滞回耗能的概念, 根据有效累积滞回耗能来确定再加载指向点的承载力大小, 基于此提出的考虑承载力退化的钢筋混凝土模型。以上本构均是针对钢筋混凝土构件, 其大多是在 Clough 本构基础上进行修正, 一些本构是对构件的滞回骨架线进行修正, 一些是对再加载指向点的承载力大小或再加载应力路径进行修正, 还有一些是对循环荷载下的卸载刚度进行修正。总之, 修正本构几乎都是为了与构件真实的力学行为接近, 以获得较好的模拟结果。

针对 Clough 本构无强度退化的问题, 本文以刚度损伤的角度, 根据钢筋混凝土的承载力退化规

收稿日期: 2021-11-07; 修改稿收到日期: 2022-05-24.

基金项目: 河北省科技计划(16275406D)资助项目.

作者简介: 宗金辉* (1974-), 男, 博士, 副教授

(E-mail: walkerzong@126.com).

律提出考虑强度退化的钢筋模型。本文模型属于钢筋和混凝土协同工作的模型,其借助了较多参数的修正,并且将部分非线性关系进行简化,其本质也是一种修正骨架线的近似方法。

2 理论分析

对节点做拟静力滞回分析时,节点的骨架线遵循先增后降的一般规律,是由节点的损伤累积所致,从研究节点在循环荷载下的刚度出发,引入修正因子以量化循环加载下的刚度影响因素,并将这一规律赋予构件的受力筋上,以考虑钢筋的强度退化和粘结滑移等影响。为了达到这一目的,需要作出以下假设。

(1) 近似认为节点达到屈服状态之前,钢筋和混凝土无粘结滑移,为弹性状态;节点达到屈服点时,钢筋应力也近似达到屈服强度;节点在屈服点之后为塑性状态,钢筋进入强化阶段且应力逐渐向极限强度靠拢,并考虑钢筋和混凝土的粘结滑移和节点刚度损伤等。

(2) 遵循平截面假定和忽略节点区的剪力,虽然剪力对节点有影响,但由于本文模型基于纤维单元,主要考虑轴向应力和应变,故忽略剪应变和剪应力对本文模型的影响。

(3) 节点处于塑性阶段时,由于混凝土出现塑性损伤和钢筋进入强化阶段等因素影响,混凝土和钢筋的刚度和强度不再是定值,导致混凝土和钢筋各自对节点刚度的贡献出现较大变化,而此变化可以用一修正因子表示。

2.1 节点的 $P-\Delta$ 恢复力模型

据现有资料表明,钢筋混凝土现浇节点的 $P-\Delta$ 恢复力模型受混凝土、钢筋和二者间粘结作用共同影响,共同决定节点的强度和刚度。根据 Youssef 的理论,可将粘结滑移和构件的承载力退化计入钢筋本构,那么,节点的 $P-\Delta$ 模型就主要与钢筋本构存在关系。随着加载的进行,节点进入塑性阶段,混凝土出现塑性损伤,此时钢筋本构对节点 $P-\Delta$ 模型的影响越来越大,因此,有必要建立钢筋滞回本构与之的联系。

2.2 位移角 v/l 与钢筋应变 ϵ_s 的关系

节点 $P-\Delta$ 恢复力模型可转化为 $M-v/l$ 恢复力模型(M 表示梁柱接触面的弯矩, $M=Pl$; v/l 表示加载点竖向位移角),建立节点弯矩-位移角恢复力模型与钢筋 $\sigma_s-\epsilon_s$ 间的关系,在梁柱节点拟静力滞回试验中,梁在竖向荷载下,横截面上存在剪力和

弯矩,会产生横力弯曲效应,为了简化分析,根据假设(2)而忽略剪力。如图 1 所示,用横截面 1-1 和 2-2 从钢筋混凝土梁中切取长为 dx 的一个微段,以微段竖向对称轴和中性轴分别建立 y 轴与 x 轴。梁弯曲变形后,纵坐标为 y 的线 ab 变为弧 $a'b'$,设截面 1-1 和 2-2 的相对转角为 $d\theta$,中性层 O_1O_2 的曲率半径是 ρ ,线 ab 的应变为

$$\epsilon = \frac{a'b' - ab}{ab} = \frac{a'b' - dx}{dx} = \frac{(\rho + y)d\theta - \rho d\theta}{\rho d\theta} = \frac{y}{\rho} \quad (1)$$

式中 y 为横截面上受拉侧 ab 纤维与中性轴的距离(单位:m)。

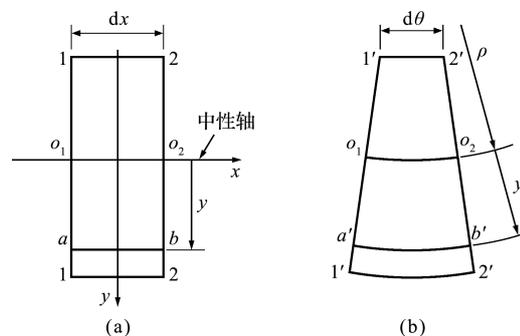


图 1 弯曲几何关系
Fig. 1 Bending geometry

根据材料力学可知悬臂梁在集中荷载下(图 2)的挠曲轴的函数、一阶导函数和二阶导函数表达式为

$$\begin{aligned} v(x) &= \frac{Flx^2}{2EI_0} - \frac{Fx^3}{6EI_0} \\ v'(x) &= \frac{Flx}{EI_0} - \frac{Fx^2}{2EI_0} \\ v''(x) &= \frac{Fl}{EI_0} - \frac{Fx}{EI_0} \end{aligned} \quad (2)$$

式中 v 为加载点竖向位移(单位:m), F 为集中荷载(单位:N), l 为加载点至梁柱接触面的长度(单位:m), x 为梁上某点的横坐标, EI_0 为梁的总抗弯刚度。

数学公式的曲率半径 ρ 为

$$\rho = \left| (1 + v'^2)^{3/2} / v'' \right| \quad (3)$$

由式(1~3)可得梁上坐标 x 处横截面上的纵

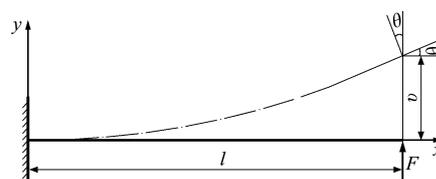


图 2 悬臂梁在集中荷载下的变形
Fig. 2 Deformation diagram of cantilever beam under concentrated load

坐标 y 的纤维应变 ϵ 为

$$\epsilon(x) = \frac{y \left| \frac{Fl}{EI_0} - \frac{Fx}{EI_0} \right|}{\left[1 + \left(\frac{Fl}{EI_0} x - \frac{Fx^2}{2EI_0} \right)^2 \right]^{3/2}} \quad (4)$$

式中 y 为截面上任一纤维与中性轴的距离。

令 $x=0$, 得到梁柱接触面的应变

$$\epsilon = y \frac{Fl}{EI_0} \quad (5)$$

再根据悬臂梁在集中荷载下的最大挠度公式为

$$\nu = \frac{Fl^3}{3EI_0} \quad (6)$$

由式(5,6)得到
$$\epsilon = \frac{3y}{l} \left(\frac{\nu}{l} \right) \quad (7)$$

在节点的承载力未达到屈服点的近似弹性阶段中,其中性轴位置变化较小,混凝土材料也未出现较大损伤,此时式(7)可以成立;而承载力超出屈服点后,混凝土在往复位移加载下损伤严重,梁端的裂缝迅速发展,梁的中性层位置出现较大变化,此时式(7)难以成立,实际的应变比式(7)计算所得应变较大,引入修正因子 λ_i 来解决塑性阶段时中性轴偏移和节点刚度损伤导致的应变偏差问题。最后,给出一般情况下的应变公式(8)。

$$\epsilon = \lambda_i \frac{3y}{l} \left(\frac{\nu}{l} \right) \quad (8)$$

两边取微分
$$\Delta\epsilon = \lambda_i \frac{3y}{l} \Delta \left(\frac{\nu}{l} \right) \quad (9)$$

式中
$$\lambda_i = \begin{cases} 1 & (\nu \leq \nu_0) \\ \gamma_i / \eta_i & (\nu > \nu_0) \end{cases} \quad (10)$$

$$\gamma_i = (h_0 - x_c) / (h_0 - h/2) \quad (11)$$

$$\eta_i = (E_c I_{0,i}) / (E_c I_0) \quad (12)$$

式中 ν_0 为屈服状态时加载点竖向位移(单位:m); γ_i 为中性轴偏移修正因子, x_c 为受压区高度^[13]; η_i 为节点截面刚度 $E_c I_0$ 的损伤修正因子,可用节点的刚度损失近似表示; λ_i 为应变的修正因子,可根据 γ_i 和 η_i 计算; I_s 为弹性时纵筋换算惯性矩(单位: m^4); I_c 为弹性时混凝土惯性矩(单位: m^4); I_0 为弹性时梁截面总惯性矩, $I_{0,i}$ 为损伤后梁截面总惯性矩(单位: m^4)。

说明 为了简化模型和提高计算效率,本文模型在单向荷载下和循环荷载下的骨架线近似相同,将骨架线的塑性段分成 n 段,每一段对应屈服后的每一加载循环(同一位移多次循环可按一段),下标 i 表示屈服点后所在塑性段的段落名($i=1,2,\dots$,

n),下同。

由式(9)表示的二者增量间的线性关系较为稳定,受条件的限制较弱,再取 $y=h/2-a_s$, 得到钢筋应变增量 $\Delta\epsilon_s$ 与梁端位移角增量 $\Delta(\nu/l)$ 的关系,根据增量累加得到应变 ϵ_s 和位移角 ν/l 的关系,而节点处弯矩 M 与钢筋应力 σ_s 也存在联系(见钢筋混凝土原理^[14])。最后根据以上公式推导,可见节点的 $M-\nu/l$ 骨架线与钢筋 $\sigma_s-\epsilon_s$ 关系曲线之间存在非线性关系。

2.3 钢筋切线模量损伤

任意取一个现浇节点^[16]的骨架曲线为例,研究节点切线刚度退化的规律。因为正反向加载时节点的受压刚度不等,导致节点骨架线的正反向部分存在差别,将节点的正向骨架线和反向骨架线的绝对值取平均,得到平均骨架线(图3)。

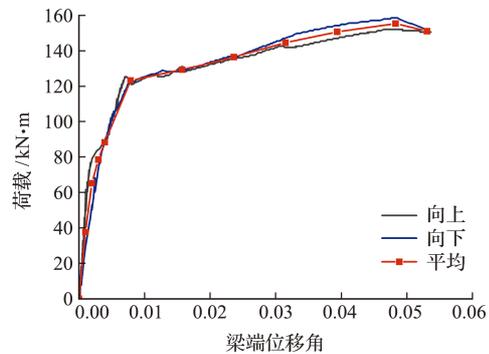


图3 平均骨架线
Fig. 3 Average skeleton curve

根据试验平均骨架线可得到节点的切线刚度退化规律(图4),弹性阶段的初始刚度为 K , 节点进入硬化阶段时,将硬化阶段根据实际的骨干点划分成若干段,从左至右将每一段的切线刚度表示为初始刚度 $\beta_i K$ ($i=1,2,\dots$)。将以上切线刚度退化规律移植于钢筋本构中,再根据刚度退化规律得到强度的发展情况,进而得出具有强度退化特点的钢筋本构。

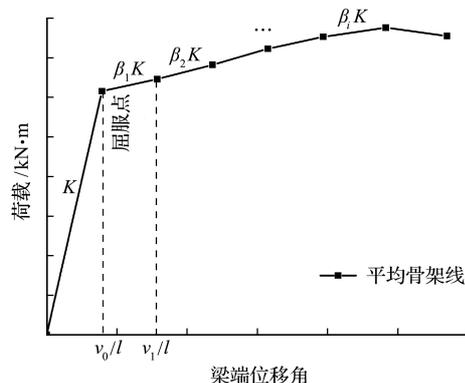


图4 节点的切线刚度退化规律
Fig. 4 Stiffness degradation law of joints

在整个滞回过程中,节点的承载力和刚度在不断变化,其中钢筋和混凝土在加载的不同阶段对节点刚度的贡献也在不断变化,弹性阶段中混凝土和钢筋的各自贡献比例较为固定,可以通过各自的刚度比来确定;而进入塑性阶段时,由于混凝土的塑性损伤和钢筋进入硬化状态,混凝土和钢筋的刚度不再是定值,导致混凝土和钢筋各自对节点的刚度的贡献出现较大的变化,而这一变化不能再简单地用刚度比来确定,引入一个系数 δ_i ($i = 1, 2, \dots$) 来确定钢筋对节点刚度的贡献变化(式(17)),经修正后可得钢筋刚度退化关系如图5所示。

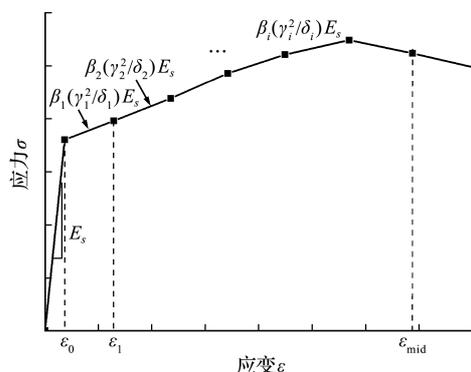


图5 钢筋切线模量退化规律
Fig. 5 Stiffness degradation law of steel

由于塑性阶段中混凝土损伤较钢筋损伤严重,其对节点刚度的贡献占比下降得更快,而钢筋的贡献占比则相对增加,从而导致 δ_i 值会有所增大,因 δ_i 在不断变化,建议取最大值和最小值的平均值。

钢筋屈服前(弹性)

$$M = Fl = \frac{3E_c I_0}{l} \left(\frac{\nu}{l} \right) = K \left(\frac{\nu}{l} \right) \rightarrow K =$$

$$\frac{3E_c I_0}{l} = \frac{3A_s \chi^2}{l(I_s/I_0)} E_s \quad (13)$$

$$\chi = h/2 - a_s \quad (14)$$

钢筋屈服后(塑性)

$$K = \frac{3A_s (h/2 - a_s)^2}{l(I_s/I_0)} \left(\frac{\gamma_i^2}{\delta_i} E_s \right) \quad (15)$$

$$\chi = \gamma_i (h/2 - a_s) \quad (16)$$

$$\delta_i = \frac{I_{s,i}/I_{0,i}}{I_s/I_0} \quad (17)$$

$$\bar{\delta} = \frac{1}{2} \left(\frac{I_{s,cr}/I_{0,cr}}{I_s/I_0} + \frac{I_s/I_0}{I_s/I_0} \right) \quad (18)$$

式中 E_c 为混凝土弹性模量(单位:Pa), E_s 为钢筋弹性模量(单位:Pa), $I_{s,i}$ 为第 i 塑性段的纵筋换算惯性矩(单位: m^4), $I_{0,i}$ 为第 i 塑性段梁截面惯性矩(单位: m^4), $I_{s,cr}$ 为裂缝截面纵筋换算惯性矩(单位: m^4), $I_{0,cr}$ 为裂缝截面处梁截面惯性矩^[14],

A_s 为受拉侧钢筋面积(单位: m^2), χ 为受拉侧钢筋至中性轴的距离(单位:m), δ_i 为第 i 塑性段受拉侧钢筋对节点截面刚度的贡献变化,其中, δ_0 为弹性段钢筋对节点截面刚度贡献变化,由于贡献不变,值为1; $\bar{\delta}$ 为 δ_i 中最大值和最小值的平均值,因 δ_i 是一近似线性变化量,可用 $\bar{\delta}$ 表示。

节点中钢筋强度退化规律为,钢筋的弹性模量在弹性阶段为 E_s , 硬化阶段同上文一样按照骨干点分成若干段,每一段的切线模量是 $\beta_i(\gamma_i^2/\delta_i)E_s$ (为了简化,取平均值 $\beta_i(\bar{\gamma}^2/\bar{\delta})E_s$), 当应变达到峰值应变时,钢筋应力达到峰值应力,如果应变继续增加,钢筋的强度会有所降低,进而解决了超出材料极限强度的问题。在骨干线的终点处定义下降段,本文将下降段简化为斜率 $g'(\epsilon_{mid})$ 的斜直线,下降段为 $h(\epsilon) = g'(\epsilon_{mid})(\epsilon - \epsilon_{mid}) + g(\epsilon_{mid})$, 如图9所示。

2.4 再加载曲线拐点承载力

滞回曲线在加载至屈服位移后进行卸载至零时,卸载刚度与初始刚度相近,反向再加载曲线会按照卸载刚度继续加载到一定数值,然后加载刚度发生改变,出现拐点(即转折点),拐点处的承载力是一变量,受多种因素影响,如图6所示。这与 Clough 本构存在差异,针对再加载段拐点承载力的取值问题,已有较多学者给出不同的解释,文献[11,12]对于再加载拐点承载力取值有所不同,曲哲等^[12]认为其可以近似取0.2倍最大历史应力,而方自虎等^[11]方则认为其是一个逐渐减小的量,由于他们研究的现浇节点类型不同,其结论存在些许差异。

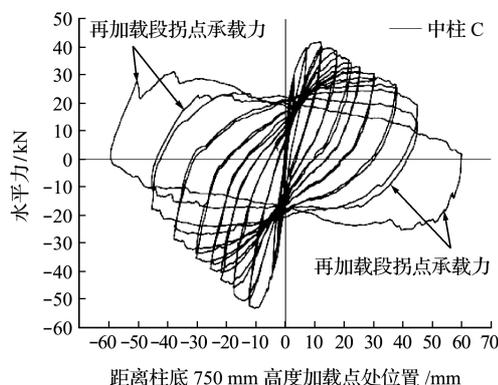


图6 文献[17]中柱C的试验滞回曲线
Fig. 6 Experimental curve of column-C in reference [17]

因此本文统计了抗震柱、梁柱节点等不同轴压比的30组现浇节点试验数据,这些数据来自文献[16-18],如图7和图8所示。从图7可以看出,再加载拐点承载力受累积耗能、最大位移和轴压比的

影响,拐点承载力随着累积耗能的增加而增大,拐点承载力随着最大位移的增加而增大,拐点承载力所连曲线的斜率随着轴压比的增大而有所提高,主要因为轴压比的增大进一步加速了构件的损伤。

由上述现象可知拐点承载力近似是刚度累积损伤的正相关函数,刚度的损伤越严重,拐点承载力的值越大。为了方便归纳特征,记再加载段的拐点承载力是卸载段始点承载力的 α 倍,如图 8 所示。

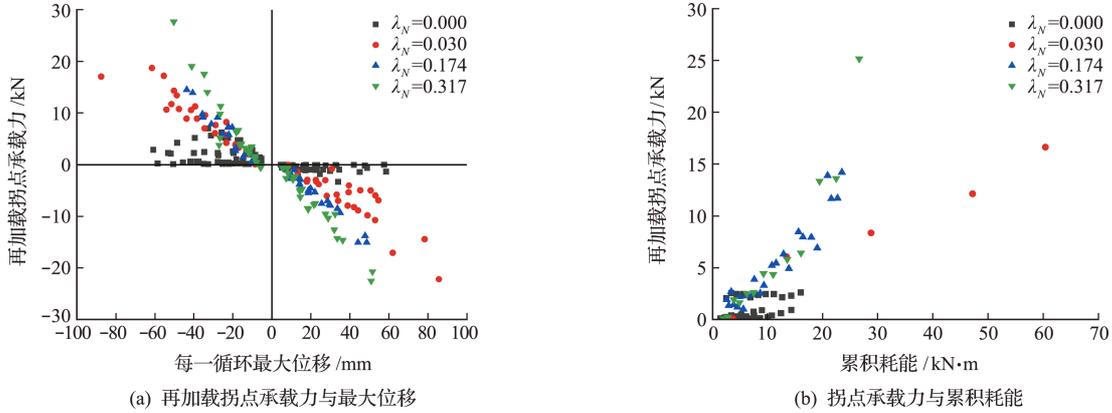


图 7 不同轴压比下的再加载段拐点承载力取值

Fig. 7 Value of bearing capacity of reloading section under different λ_N

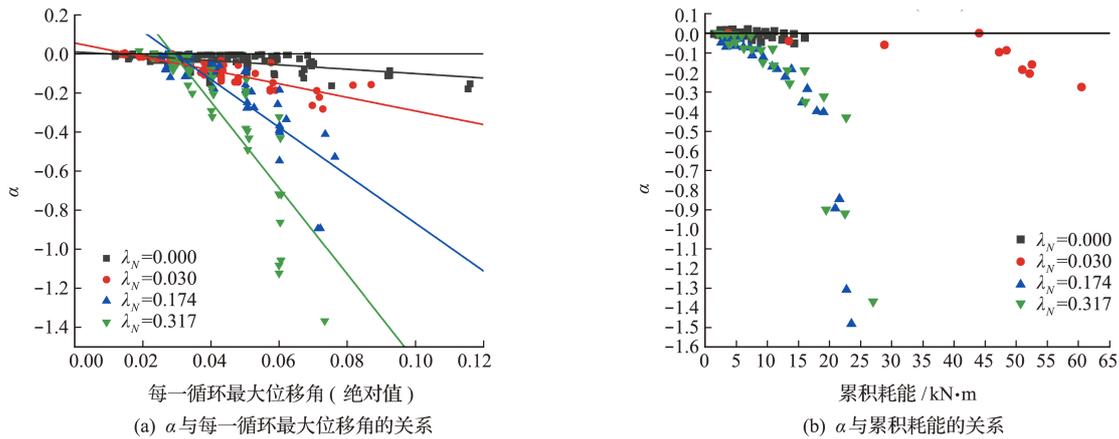


图 8 不同轴压比下的 α 取值

Fig. 8 Value of α under different axial compression ratios

本段仅用绝对值比较,从图 8(a)可以看出, α 值随着最大位移角大致呈线型增长,且随着 λ_N 的增加, α 所连直线的斜率逐渐增大;而从图 8(b)可以看出, α 值随着累积耗能的增加而增大,但其线性规律性相对较弱,正相关关系较强;故采用图 8(a)进行特征归纳,将其中的 4 条直线合并归纳进入同一个关系式(19),再将这一特征以线性的形式纳入本文钢筋模型中,即

$$\alpha = -(64.71\lambda_N + 1.34)(\nu - \nu_0)/l \quad (19)$$

$$\alpha = \begin{cases} 0 & (\epsilon \leq \epsilon_0) \\ \frac{\alpha_{\max}}{(\epsilon_{\text{mid}} - \epsilon_0)}(\epsilon - \epsilon_0) & (\epsilon_0 < \epsilon \leq \epsilon_{\text{mid}}) \\ \alpha_{\max} & (\epsilon_{\text{mid}} < \epsilon) \end{cases} \quad (20)$$

式中 $\alpha_{\max} = -(64.71\lambda_N + 1.34)(\nu_{\text{mid}} - \nu_0)/l$
 α_{\max} 为 α 的最大值, λ_N 为轴压比,梁节点等非

受压构件取 $\lambda_N = 0$,柱节点和抗震墙等受压构件取 $\lambda_N > 0$; ϵ_0 为钢筋的屈服应变, ϵ_{mid} 为最大位移角相对应的钢筋应变, ν 为每一循环的加载点最大竖向位移(单位:m), ν_0 为屈服状态时的加载点竖向位移(单位:m), ν_{mid} 为最后一循环的加载点最大竖向位移(单位:m), l 为加载点与柱的距离(单位:m)。

2.5 钢筋模型表达

通过以上步骤得到钢筋骨架线的若干个应力点,将硬化阶段的应力点通过曲线拟合成多项式函数 $g(\epsilon) = a_0 + a_1\epsilon^1 + a_2\epsilon^2 + a_3\epsilon^3 + a_4\epsilon^4 + \dots + a_n\epsilon^n (n \geq 4)$, 并把终点下降段表示成 $h(\epsilon) = g'(\epsilon_{\text{mid}})(\epsilon - \epsilon_{\text{mid}}) + g(\epsilon_{\text{mid}})$, 即可把钢筋本构以分段函数的形式表示出来(式(21)),再为本构增加按照初始弹性模量卸载、再加载拐点承载力和 Clough 本构所特有的再加载曲线指向历史应力最大点等特

征,结果如图9所示。

$$\sigma = \begin{cases} E_s \epsilon & (\epsilon \leq \epsilon_0) \\ a_0 + a_1 \epsilon^1 + a_2 \epsilon^2 + \dots + a_5 \epsilon^5 & (\epsilon_0 < \epsilon \leq \epsilon_{\text{mid}}) \\ g'(\epsilon_{\text{mid}})(\epsilon - \epsilon_{\text{mid}}) + g(\epsilon_{\text{mid}}) & (\epsilon_{\text{mid}} < \epsilon) \end{cases} \quad (21)$$

式中 ϵ_0 为钢筋屈服应变, a_0, a_1, \dots, a_5 为拟合多项式函数的参数, ϵ_{mid} 为硬化曲线段和斜直线段的分界点应变。

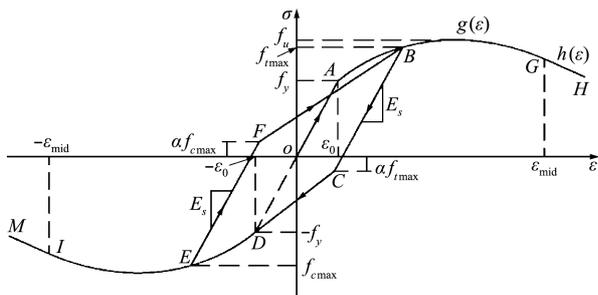


图9 本文钢筋模型
Fig.9 Present reinforcement model

3 核心代码流程

应力积分方式采用欧拉迭代(式(26)),此方法虽然只有一阶精度,但是简单实用,易于编写。

$$\{\sigma\}_{t+\Delta t} = \{\sigma\}_t + [\mathbf{D}]_t \{d\epsilon\} \quad (26)$$

(1) ABAQUS 将初始状态变量及 $d\epsilon$ 传入 UMAT, UMAT 根据每级增量步的起始应力来确定雅克比刚度矩阵 $[\mathbf{D}]_t$, 因为采用纤维单元, $[\mathbf{D}]_t$ 是一维数组, 其值是钢筋初始弹性模量 E_s 。

(2) 根据 ABAQUS 传入 UMAT 的应变增量来计算应力增量 $\{\Delta\sigma\} = [\mathbf{D}(\{\sigma_t\})]\{d\epsilon\}$ 。

(3) 更新迭代后应力 $\{\sigma\} = \{\sigma_t\} + \{d\sigma\}$, 更新历史上最大应力 σ_{max} 、最大应变 ϵ_{max} 和反向的最小应力 σ_{min} 、最小应变 ϵ_{min} , 以增量步末的应力状态确定新的刚度矩阵, 再将其传回 ABAQUS, 进行下一增量步迭代。

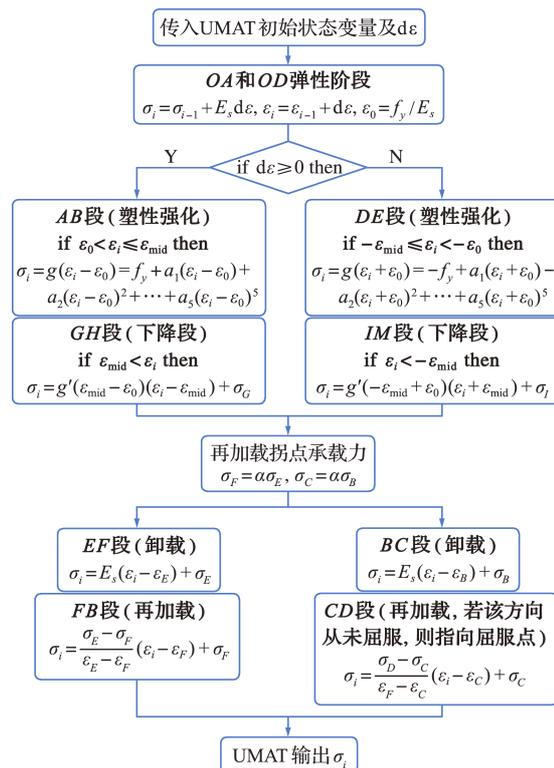
(4) 塑性状态的应力取值按照塑性势能函数确定, 本文塑性势函数由 $G(\epsilon_{p,t+\Delta t})$ 和 $H(\epsilon_{p,t+\Delta t})$ 确定。

$$G(\epsilon_{p,t+\Delta t}) = f_y + A_1(\epsilon + d\epsilon - \epsilon_0)^1 + A_2(\epsilon + d\epsilon - \epsilon_0)^2 + \dots + A_5(\epsilon + d\epsilon - \epsilon_0)^5 \quad (27)$$

$$H(\epsilon_{p,t+\Delta t}) = G'(\epsilon_{\text{mid}} - \epsilon_0)(\epsilon + d\epsilon - \epsilon_{\text{mid}}) + G(\epsilon_{\text{mid}} - \epsilon_0) \quad (28)$$

式中 $\epsilon_{p,t+\Delta t}$ 为增量步的终点塑性应变, $G(\epsilon_{p,t+\Delta t})$ 为 $g(\epsilon)$ 在代码描述中的塑性势函数, $H(\epsilon_{p,t+\Delta t})$ 为 $h(\epsilon)$ 在代码描述中的塑性势函数。

具体子程序流程如图10所示。



(注:图中段落标号源自图9。)

图10 UMAT 流程

Fig.10 Flow diagrammatic sketch of UMAT

4 算例验证与对比

取文献[16,17]的框架边节点 MCB 和边柱 B 等现浇节点进行拟静力滞回模拟分析, 选用本文钢筋本构和 PQ-Fiber^[12] 的 USteel02 本构共同来进行算例验证, USteel02 本构同样是考虑了承载力退化的模型(本文简称 PQ 模型)。

算例 1 取文献[16]的边节点 MCB 为例, 钢筋混凝土的材料属性、构件尺寸及加载制度按照文献[16]的试验数据取值。建模中混凝土采用三维 C3D8R 单元, 本构关系采用塑性损伤本构模型; 钢筋采用 T3D2 桁架单元, 本构关系分别采用本文模型和 PQ 模型; 拟静力滞回结果如图 11 所示。

可以看出, 本文模型的模拟和试验吻合很好, 模拟的滞回曲线在原点处有捏缩现象, 捏缩程度与试验相近, 能够模拟出钢筋和混凝土的粘结滑移, 骨架线存在下降段, 且下降段的斜率和试验骨架线斜率相近, 说明采用本文模型对节点的承载力退化有着促进作用。模拟骨架线的峰值点位移角与试验骨架线相近, 说明模拟与试验的延性特征相吻合。同时, PQ 模型模拟的屈服点承载力与试验接近, 但是模拟的峰值点位移角过小, 骨架曲线过早下降, 最大等效粘滞阻尼又远大于试验, 相比之下, 本文模型与试验更接近。

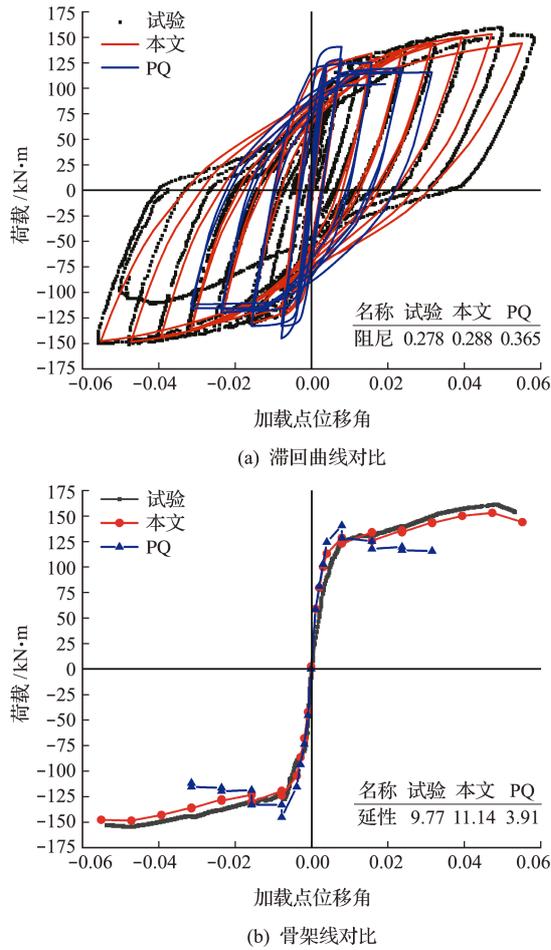


图 11 现浇 MCB 节点试验与模拟结果
Fig. 11 Test and simulation results of joints MCB

算例 2 取文献[17]的边柱 B 为例,为了考虑计算的经济性和凸显本文钢筋模型的强大适用性,在建模时,梁和柱采用平面梁单元 B21,通过输入关键字 Rebar 命令加入钢筋纤维单元,梁柱混凝土采用 Kent-Park 约束混凝土本构,纵筋分别采用本文模型和 PQ 模型来分析,拟静力滞回结果如图 12 所示。

本文模型的模拟和试验整体上吻合很好,模拟结果中,滞回曲线在原点处的捏缩程度较大,体现了钢筋粘结滑移的特征,正反向的骨架线下降段斜率和试验相近,位移延性接近于试验。PQ 本构模拟滞回环形状和试验接近,但峰值点位移角较小,骨架曲线较早下降,下降段斜率(绝对值)比试验偏小,初始刚度较大,延性系数偏大。

从图 12(a)可以看出,相比于 PQ 模型,本文模型在终点位移角附近的模拟滞回环面积与试验较为接近,表明节点在终点位移角情况下耗能能力与试验相近,由于本文模型对再加载段拐点承载力取值的修正,使得终点位移角处的再加载曲线所围面积更大,更接近于试验滞回环,而 PQ 模型在拐点

承载力的取值上较小,再加载曲线所围面积较小,其精度略低;而一般节点的拟静力试验加载到强度下降至极限强度 85%就已停止,对于从节点的屈服点到承载力下降至峰值点的 85%中间部分来说,本文模型和 PQ 模型均能与试验接近,能够证明二者在滞回耗能方面的模拟精度较高;且本文模型模拟的加载后期的粘滞阻尼高于 PQ 模型,与试验更接近,具体数据如图 12(b)所示。

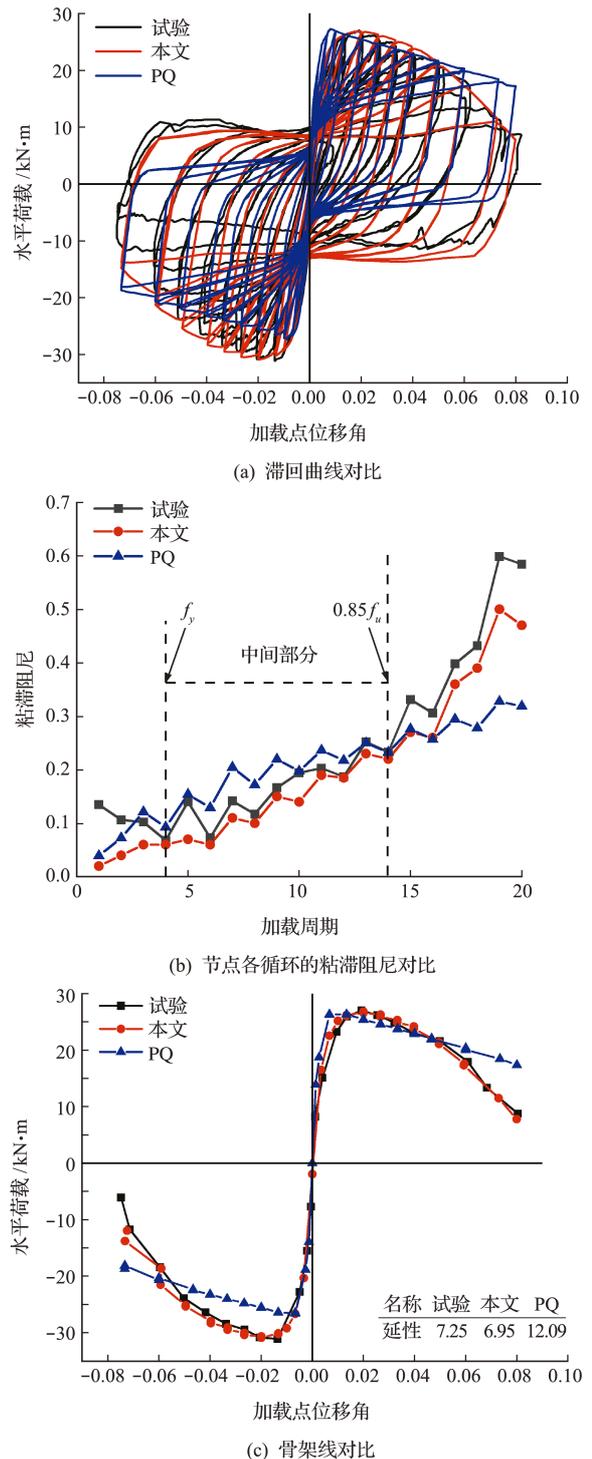


图 12 边柱 B 节点试验与模拟结果
Fig. 12 Test and simulation results of side-column B

5 结 论

(1) 本文模型在 Clough 模型基础上进行完善,通过算例验证表明本文模型在二维和三维模型中均有着不错的精度,模拟的滞回曲线在原点处均有捏缩现象,骨架线的下降段也可与试验吻合良好,可满足实际工程的需求。

(2) PQ 本构在骨架线峰值点位移角预测及节点耗能能力模拟等方面存在不足,在算例 1 中尤其明显,表明 PQ 本构在三维实体模型中的数值精度略显不足;在算例 2 边柱 B 的模拟中,针对粘滞阻尼方面的模拟精度相对有所提高,原因在于 PQ 本构是以桥墩类柱节点的有效累积耗能理念为依据提出的,其更加适用于抗震柱类耗能能力的模拟。总体上,在以上两个算例中,采用本文的钢筋模型能够与试验更为接近。

(3) 本文算法仅是一种修正骨架线的近似方法,需要今后更多详细试验数据来进行补充说明。 α_{\max} 的取值则会影响加载后期的模拟效果, α_{\max} 绝对值越大,模拟的后期耗能能力越强,因此有必要对 α_{\max} 的取值进行限制,避免超出出现浇节点实际的后期耗能能力。

参考文献 (References):

- [1] 刘新华,朱星宇,唐旭,等. 锈蚀钢筋混凝土粘结性能劣化研究[J]. 铁道标准设计, 2023, **67**(2):124-130. (LIU Xin-hua, ZHU Xing-yu, TANG Xu, et al. Study on bond deterioration of corroded reinforced concrete [J]. *Railway Standard Design*, 2023, **67**(2):124-130. (in Chinese))
- [2] Prager W. A new method of analyzing stresses and strains in work-hardening plastic solids[J]. *Journal of Applied Mechanics*, 1956, **23**(4):493-496.
- [3] Chaboche J L. Time-independent constitutive theories for cyclic plasticity [J]. *International Journal of Plasticity*, 1986, **2**(2):149-188.
- [4] Menegotto M. Method of analysis for cyclically loaded R. C. plane frames including changes in geometry and non-Elastic behavior of elements under combined normal force and bending [A]. Proceeding of IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads[C]. 1973.
- [5] Seckin M. Hysteretic Behavior of Cast-in-Place Exterior Beam-Column-Slab subassemblies[D]. University of Toronto, 1981.
- [6] Youssef M A, Ghobarah A. Strength deterioration due to bond slip and concrete crushing in modeling of reinforced concrete members[J]. *ACI Structural Journal*, 1999, **96**(6):956-966.
- [7] Clough R. *Effect of Stiffness Degradation on Earthquake Ductility Requirements* [M]. University of California, 1966.
- [8] Park Y J, Ang A H S. Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete[J]. *Journal of Structural Engineering*, 1985, **111**(4):722-739.
- [9] 汪训流, 陆新征, 叶列平. 往复荷载下钢筋混凝土柱受力性能的数值模拟[J]. 工程力学, 2007(12):76-81. (WANG Xun-liu, LU Xin-zheng, YE Lie-ping. Numerical simulation for the hysteresis behavior of RC columns under cyclic loads[J]. *Engineering Mechanics*, 2007, **24**(12):76-81. (in Chinese))
- [10] Esmaily A, Xiao Y. Behavior of reinforced concrete Columns under variable axial loads: Analysis[J]. *ACI Structural Journal*, 2005, **102**(5):736-744.
- [11] 方自虎, 甄翌, 李向鹏. 钢筋混凝土结构的钢筋滞回模型[J]. 武汉大学学报(工学版), 2018, **51**(7):613-619. (FANG Zi-hu, ZHEN Yi, LI Xiang-peng. Steel hysteretic model of reinforced concrete structures [J]. *Engineering Journal of Wuhan University*, 2018, **51**(7):613-619. (in Chinese))
- [12] 曲哲, 叶列平. 基于有效累积滞回耗能的钢筋混凝土构件承载力退化模型[J]. 工程力学, 2011, **28**(6):45-51. (QU Zhe, YE Lie-ping. Strength deterioration model based on effective hysteretic energy dissipation for RC members under cyclic loading[J]. *Engineering Mechanics*, 2011, **28**(6):45-51. (in Chinese))
- [13] 刘圣宾, 丁自豪, 张永兵, 等. 钢筋混凝土柱抗弯承载力的概率模型与校准分析[J]. 计算力学学报, 2020, **37**(3):316-325. (LIU Sheng-bin, DING Zi-hao, ZHANG Yong-bing, et al. Probabilistic model and calibration of flexure strength of reinforced concrete columns [J]. *Chinese Journal of Computational Mechanics*, 2020, **37**(3):316-325. (in Chinese))
- [14] 过镇海. 钢筋混凝土原理[M]. 北京: 清华大学出版社, 2013. (GUO Zhen-hai. *Principle of Reinforced Concrete* [M]. Beijing: Tsinghua University Press, 2013. (in Chinese))
- [15] Kawashima K, Koyama T. Effects of cyclic loading hysteresis on dynamic behavior of reinforced concrete bridge piers[J]. *Doboku Gakkai Ronbunshu*, 1988(398):139-146.
- [16] 王冬雁. 无粘结预应力装配混凝土节点抗震及震损加固性能研究[D]. 北京工业大学, 2008. (WANG

- Dong-yan, Research of Seismic Performance and Reinforcement Performance of Precast Prestressed Concrete Connections with Unbonded Post-Tensioned Tendons[D], Beijing University of Technology, 2008. (in Chinese))
- [17] 陆新征,叶列平,潘 鹏,等. 钢筋混凝土框架结构拟静力倒塌试验研究及数值模拟竞赛 II: 关键构件试验[J]. 建筑结构, 2012, 42(11): 23-26. (LU Xin-zheng, YE Lie-ping, PAN Peng, et al. Pseudo-static collapse experiments and numerical prediction competition of RC frame structure II: Key elements experiment[J]. *Building Structure*, 2012, 42(11): 23-26. (in Chinese))
- [18] 武江传. 新型预制预应力梁装配整体式框架抗震性能研究[D]. 东南大学, 2018. (WU Jiang-chuan, Seismic Behavior Study on a New Precast Prestressed Assembled Structural System[D]. Southeast University, 2018. (in Chinese))

Hysteretic constitutive model of reinforcement based on stiffness damage and considering strength degradation

WEI Cheng-feng, ZONG Jin-hui*, LI Yan-tao

(School of Civil Engineering and Transportation, Hebei University of Technology, Tianjin 300401, China)

Abstract: The Clough model is widely used in the hysteretic simulation of hysteretic cast-in-situ joints. Aiming at the problem that the stress in the original Clough model may exceed the material's ultimate strength, this paper proposes an algorithm based on the stiffness damage of joints to derive the constitutive model of reinforcement. The algorithm successively establishes the relationship between the stiffness degradation of cast-in-situ joints and the degradation of reinforcement modulus, and the relationships between beam end displacement angle and reinforcement strain. According to the above relationship, the expression of reinforcement strength degradation is established, and the constitutive reinforcement model is obtained. Then, the UMAT subroutine of fiber element is written in Fortran language, and two examples are verified by using the finite element software ABAQUS. The simulated hysteretic curve has the pinch phenomenon; the shape of the curve is in good agreement with the test; the energy consumption and ductility can be close to the test, and it has certain advantages in predicting peak displacement angle. Meanwhile, the constitutive model has good convergence and high precision in two and three-dimensional models, which can be applied to practical engineering.

Key words: clough model; cast-in-situ joints; stiffness; strength degradation; subroutine; Fortran

引用本文/Cite this paper:

魏程风,宗金辉,李延涛. 基于刚度损伤并考虑强度退化的钢筋模型[J]. 计算力学学报, 2023, 40(4): 647-655.

WEI Cheng-feng, ZONG Jin-hui, LI Yan-tao. Hysteretic constitutive model of reinforcement based on stiffness damage and considering strength degradation[J]. *Chinese Journal of Computational Mechanics*, 2023, 40(4): 647-655.