

王斌,吕斌,郑山锁.考虑材料损伤累积的型钢高强混凝土框架节点数值建模及参数分析[J].地震工程学报,2019,41(5):1177-1185.doi:10.3969/j.issn.1000-0844.2019.05.1177

WANG Bin, LÜ Bin, ZHENG Shansuo. Numerical Modeling and Parameter Analysis of Steel-reinforced High-strength Concrete Frame Joints Considering Damage Accumulation of Materials[J]. China Earthquake Engineering Journal, 2019, 41(5): 1177-1185. doi: 10.3969/j.issn.1000-0844.2019.05.1177

考虑材料损伤累积的型钢高强混凝土框架 节点数值建模及参数分析

王斌¹, 吕斌¹, 郑山锁²

(1. 西安工业大学建筑工程学院, 陕西 西安 710021; 2. 西安建筑科技大学土木工程学院, 陕西 西安 710055)

摘要:为研究地震作用下损伤累积对型钢高强混凝土框架节点抗震性能的影响,基于5组型钢高强混凝土框架节点低周反复加载试验结果,分析节点构件损伤累积过程及其对刚度和强度的影响。从材料自身损伤入手,通过引入刚度影响系数考虑循环荷载作用下混凝土的单边效应,对Faria-Oliver本构模型进行改进,进而建立适应于型钢混凝土结构的材料损伤累积本构模型。同时基于该模型采用ANSYS分析软件对地震作用下的型钢高强混凝土框架节点进行数值分析,并与试验结果进行对比分析。结果表明:采用本文建立的材料损伤累积本构模型能较好地反映地震作用下型钢高强混凝土框架节点的损伤特性。在此基础上,进一步分析构件轴压比、配箍率、配钢率等设计参数对型钢高强混凝土框架节点抗震性能的影响。研究成果可为该类结构构件的抗震设计提供理论和技术支撑。

关键词:型钢混凝土节点; 损伤累积; 材料本构; 数值模拟; 参数分析

中图分类号: TU398.9; TU317.1

文献标志码: A

文章编号: 1000-0844(2019)05-1177-09

DOI: 10.3969/j.issn.1000-0844.2019.05.1177

Numerical Modeling and Parameter Analysis of Steel-reinforced High-strength Concrete Frame Joints Considering Damage Accumulation of Materials

WANG Bin¹, LÜ Bin¹, ZHENG Shansuo²

(1. School of Civil and Architecture Engineering, Xi'an Technological University, Xi'an 710021, Shaanxi, China;

2. School of Civil Engineering, Xi'an University of Architecture and Technology, Xi'an 710055, Shaanxi, China)

Abstract: To investigate the effect of damage accumulation on the seismic behavior of steel-reinforced high-strength concrete (SRHSC) frame joints under earthquake, five groups of SRHSC frame joints under low cyclic loading tests were studied, and the damage accumulation process and its effects on the stiffness and strength of the frame joints were analyzed. This study begins with the modeling of material damage. First, the unilateral effect of the concrete under a cyclic

收稿日期: 2018-11-12

基金项目: 国家科技支撑计划项目(2013BAJ08B03); 国家自然科学基金项目(51108041, 51678475); 陕西省科技厅科研计划项目(2018JQ5158); 陕西省教育厅科研计划项目(18JK0382)

第一作者简介: 王斌(1983-), 男, 博士, 副教授, 研究方向: 结构工程及工程抗震。E-mail: wangbin2346@xatu.edu.cn.

load is considered by introducing the stiffness influence coefficient, and then the Faria-Oliver constitutive model is improved to establish a material damage cumulative constitutive model adapted to the steel-reinforced concrete structure. Based on the material damage constitutive model, a refined numerical analysis model was established for seismic SRHSC frame joints using ANSYS. Compared with the hysteretic curves of SRHSC frame joints under low cyclic loading, the results show that the cumulative damage model can reflect the damage characteristics of SRHSC frame joints under seismic loading. The influences of the parameters of axial compression ratio, stirrup ratio, and steel ratio on the seismic behavior of SRHSC frame joints were further analyzed. The research results can provide theoretical and technical references for the study of the cumulative damage of similar SRHSC frame joints under earthquake.

Keywords: steel reinforced concrete joints; damage accumulation; material constitutive relation; numerical simulation; parameter analysis

0 引言

型钢混凝土组合结构集型钢、钢筋、混凝土三种材料优点于一体,具有承载力高、刚度大、抗震性能优良等优点,已在高层及超高层建筑中得到广泛应用^[1-2]。地震作用下框架节点处于多维受力状态,是框架结构最为薄弱的部位。目前国内外针对型钢普通混凝土框架节点的承载力、剪切变形以及抗震性能进行了一系列研究^[3-5],而对地震作用下型钢高强混凝土框架节点的损伤累积特性及过程研究较少,加之高强混凝土较普通混凝土脆性更加显著,使节点更易发生脆性剪切破坏,因此建立合理的材料损伤累积模型以实现对该类节点损伤累积特性的精确模拟与分析至关重要。Lemaitre等^[6]基于大量单轴拉伸试验,采用各向同性损伤模型定义了钢材的损伤,但这与实际情况下钢材的损伤通常是各向异性的事实不相符。Krieg和Key^[7]基于Von-Mises屈服准则建立了钢材材料损伤累积模型,能够有效地描述遭受严重地震的钢材的机械性能及力学性能,在定义钢材材料损伤方面应用较为广泛。Jason等^[8]专门针对混凝土材料进行了试验研究,分别在不考虑受压过程中混凝土的塑性变形以及考虑塑性变形两种情况下建立了混凝土的损伤模型,定义了混凝土的损伤状态。Faria等^[9]建立了单轴应力状态下的混凝土损伤累积模型,能够较准确地定义混凝土的损伤,但该模型不适用于自身刚度大和材料脆性明显的高强混凝土,亦不能较好地反映往复荷载作用下混凝土的累积损伤破坏过程和描述型钢混凝土中混凝土处于多轴应力状态这一实际情况。

鉴于此,本文基于5榀型钢高强混凝土框架节点低周反复加载试验结果,分析地震作用下节点的

累积损伤过程,分别建立型钢材料损伤累积本构模型和通过引入刚度影响系数考虑单边效应的混凝土材料累积损伤本构模型,采用ANSYS有限元分析软件建立型钢高强混凝土框架节点有限元模型,并与试验结果进行对比分析,以验证模型的正确性。同时分析轴压比、配箍率及配钢率等设计参数对框架节点抗震性能的影响,以弥补试验的不足,以期为该结构构件的抗震分析提供理论和技术参考。

1 试验概况及结果分析

1.1 试验概况

本次试验共设计5榀型钢高强混凝土框架梁-柱节点试件。试验中主要考虑混凝土强度等级和轴压比两种因素对试件抗震性能的影响。节点构造及试件截面配筋分别如图1和图2所示。型钢采用Q235工字钢,纵筋采用HRB335,箍筋采用HPB235。各试件混凝土强度及轴压比设计参数列于表1,其他试验相关内容详见文献[10]。

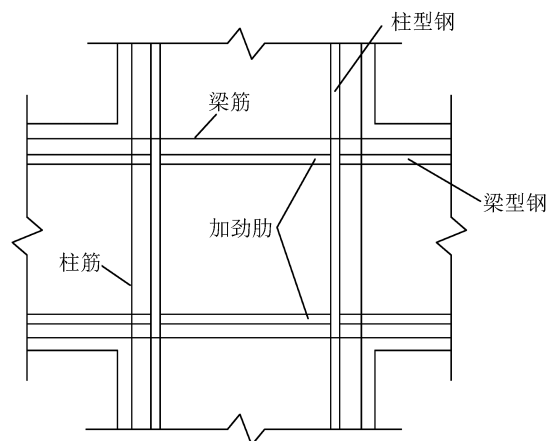


图1 框架节点构造

Fig.1 Joint design of the frame

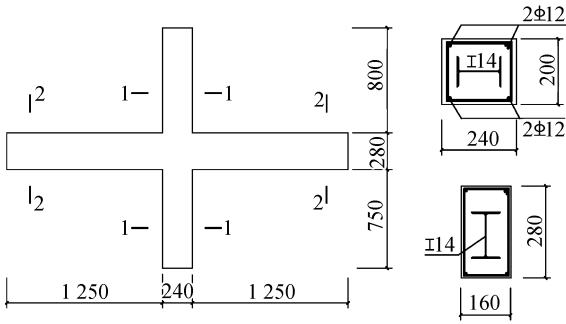


图 2 试件模板及截面配筋图(单位:mm)

Fig.2 Specimen formwork and section reinforcement (Unit:mm)

表 1 设计参数

Table 1 Design parameters

编号	J-1	J-2	J-3	J-4	J-5
轴压比	0.2	0.4	0.6	0.6	0.6
混凝土强度	C80	C80	C80	C100	C60

1.2 损伤累积过程

在反复循环加载初期,节点核心区混凝土无裂缝出现,刚度和强度无明显退化,试件处于弹性阶段,此时材料损伤可忽略不计,试件处于无损状态;随循环次数和水平荷载的增加,首先在梁端出现竖向裂缝,当水平荷载增至 60~90 kN 时,梁端裂缝逐渐向节点核心区延伸,型钢及箍筋应变有所增大,但仍处于弹性阶段,此时混凝土材料损伤较为明显,且不断累积,试件处于轻度损伤状态;当水平荷载增至极限荷载的 60%时,裂缝不断延伸和开展,并在节点核心区形成“X”型交叉裂缝,与此同时柱端出现明显水平裂缝,箍筋应变显著增大,试件出现残余变形,试件损伤不断累积,但在此阶段型钢-混凝土-

箍筋之间相互约束,暂缓了型钢腹板的屈曲,有效提升了混凝土抵抗变形的能力,此阶段损伤累积稳定发展,试件处于中度损伤状态;当水平荷载达到峰值荷载后,节点核心区多条“X”型交叉裂缝,且裂缝宽度不断加大和贯通,核心区混凝土被分割成若干个菱形小块,混凝土保护层严重开裂并出现局部崩裂和剥落,相继退出工作,型钢发生局部屈曲现象,试件损伤不断累积,且累积幅度显著增加,而此时梁、柱端型钢应变相对比较稳定,进一步说明型钢腹板约束部分混凝土仍可承受一定荷载,随水平荷载继续增加,型钢腹板完全屈服,纵筋及箍筋外露,试件残余变形进一步加大,此时损伤累积急剧增大,试件承载力衰减及刚度退化显著,试件处于重度损伤状态;继续加载至试件承载力完全丧失,宣告最终破坏。

1.3 强度衰减及刚度退化

型钢高强混凝土框架节点核心区中存在钢材与混凝土之间的相互约束,使得高强混凝土脆性大、延性弱的缺点得到有效改善,可充分发挥型钢高强混凝土结构承载力大、抵抗变形能力强的优势。基于试验结果,考虑损伤累积及高强混凝土高脆性特点对试件强度及刚度在荷载增加情况下随加载循环次数增加的变化规律进行了分析。

1.3.1 强度衰减

已有研究表明,强度的衰减与损伤的累积发展密切相关,损伤累积导致的试件强度衰减主要体现在混凝土裂缝的延伸发散以及型钢和钢筋逐渐屈曲变形等方面。不同设计参数下试件强度随循环次数增加的退化规律如图 3 所示。

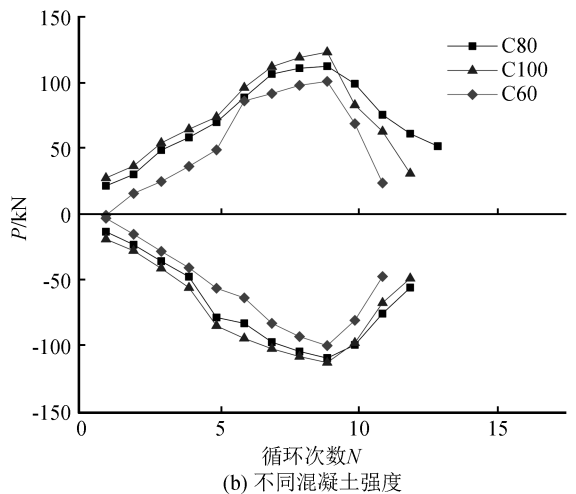
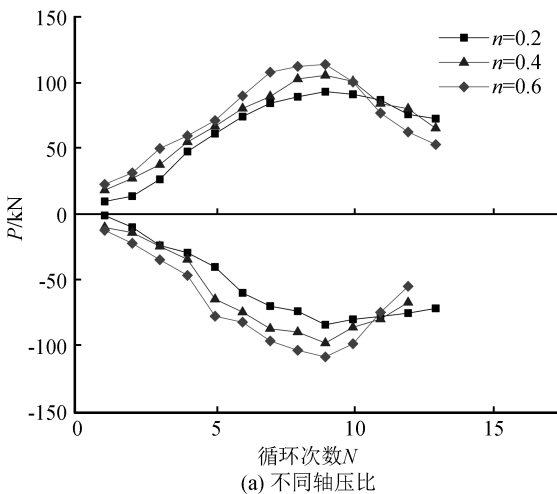


图 3 试件强度退化对比图

Fig.3 Strength degradation of specimens

图 3(a)给出了不同轴压比下试件强度随加载循环次数增加的变化规律。可以看出,轴压比对试件强度变化影响显著。加载初期,试件强度缓慢提升;轴压比较大试件相对应峰值荷载较大;达到峰值荷载后,强度衰减速率随轴压比增大而增大,这主要是由于在损伤累积影响下,混凝土裂缝发展速率及钢材的屈曲变形加快,造成试件劣化速率加快。

图 3(b)给出了不同混凝土强度对试件强度衰减的影响规律。可以看出,随着混凝土强度的提高,试件的承载力不断提高;达到峰值荷载后,C100 混凝土试件对应的强度衰减曲线斜率明显大于 C80

混凝土试件,但衰减速率略小于 C60 混凝土试件,这是由于设计轴压比 $n=0.6$ 时,C60 混凝土试件的竖向荷载过大,造成损伤累积幅度较大,同时试件抵抗循环荷载作用下损伤累积的能力相对较弱,因此峰值荷载后试件强度衰减幅度加大。

1.3.2 刚度退化

与强度衰减类似,损伤累积亦造成试件刚度的不断退化。试件达到峰值荷载后,往复加载作用下试件残余变形较大,而随水平荷载的增大,试件等效刚度退化加剧。图 4 为不同条件下试件等效刚度 K 随加载循环次数 N 增加的退化对比图,其中“+”代表正向加载,“-”代表反向加载。

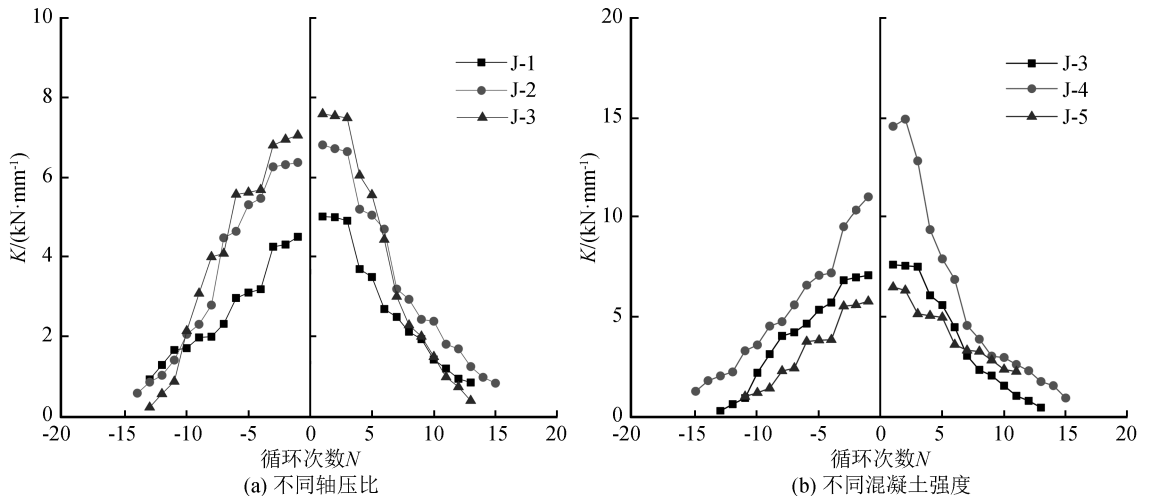


图 4 试件等效刚度退化对比图

Fig.4 Equivalent stiffness degradation of specimens

如图 4(a)所示,当混凝土强度相同时,随着轴压比的增大试件刚度退化的幅度也在不断加大。正向与反向加载 $K-N$ 曲线并未完全对称,且正向加载初始刚度明显大于负向初始刚度,这主要是由于试件在经过不同方向循环后出现了不同程度的损伤,且随着循环次数的增加试件损伤不断累积。同时,加载初期,试件处于弹性阶段,变形较小,等效刚度退化无较大差异;达到峰值荷载后,随加载循环次数增加,轴压比较大试件 $K-N$ 曲线下降段斜率更大,这主要是由于在加载初期试件损伤不是很明显,随着加载次数和水平荷载的增加,使得试件损伤进一步加大,且不断累积。

如图 4(b)所示,当设计轴压比均为 $n=0.6$ 时,混凝土强度对试件等效刚度退化影响显著,初始刚度随混凝土强度增大有明显提升。达到峰值荷载后,试件刚度退化速率随着混凝土强度的提高而加快,其中试件 J-4 刚度退化尤为显著,这是由于试件

混凝土强度较高、脆性较大,因此在加载初期混凝土开裂显著,且循环荷载下损伤不断累积。但由于型钢及钢筋与混凝土之间的相互约束作用使得加载后期刚度退化均趋于平稳。

2 材料累积损伤模型

基于上述试验结果的分析可以看出,地震作用下不同材料会产生不同程度的损伤,且损伤不断累积,从而造成试件的强度和刚度的退化,因此,建立合理的材料损伤累积本构模型以反映试件的损伤累积破坏状态是确保数值模拟准确性的基础。

2.1 钢材料累积损伤本构模型

Krieg&Key 提出的钢材料损伤本构模型是以 Von-Mises 屈服准则为基础建立的,能够有效地描述遭受严重地震的钢材的机械性能及力学性能^[7]。该模型通过引入强化参数来反映 Bauschinger 效应和组合结构刚度的变化规律,并基于此提

出相应的结构失效模型。在数值模拟中, Kriegl&Key 失效模型还提供了一种临界应力状态, 并且在较小的力学计算误差下可以对其中相应的单元及基础参数进行调整。

Kriegl&Key 本构模型的定义如下:

$$\sigma_y = \sigma_0 + \beta E_p \epsilon_{\text{eff}}^p = \sigma_y(\epsilon_{\text{eff}}^p, \beta) \quad (1)$$

其中,

$$E_p = \frac{EE_t}{E - E_t} \quad (2)$$

$$\epsilon_{\text{eff}}^p = \int_0^t \left(\frac{2}{3} \dot{\epsilon}_{ij}^p \dot{\epsilon}_{ij}^p \right)^{\frac{1}{2}} dt \quad (3)$$

式中: σ_y 和 σ_0 分别为钢材的屈服应力和初始屈服应力; ϵ_{eff}^p 和 $\dot{\epsilon}_{ij}^p$ 分别为等效塑性应变和塑性应变增量; E 、 E_p 和 E_t 分别为钢材的弹性模量、塑性模量和切线模量; β 为强化准则参数, 当 $\beta=0$ 时适用于随动强化, $\beta=1$ 时适用于各向同性强化, $0 < \beta < 1$ 适用于混合强化, 本文取 $\beta=0.5$ 。

通过上述试验结果分析可以看出, 在低周反复荷载作用下, 随着荷载循环次数及水平荷载的增加, 钢材出现了不可恢复的损伤, 且该损伤在往复荷载作用下不断累积, 因此本文采用一种基于连续介质损伤力学的塑性损伤模型来考虑损伤累积对材料性能的影响, 该模型可具体表示为^[11]:

$$f_D = \left[\frac{1}{2} \left(\frac{Y}{S_0} \right)^2 \frac{H_0}{1-D} \right] \frac{(D_{\text{cr}} - D)^{(a-1)/\alpha}}{(\epsilon_{\text{eff}}^p)^{(2+n)/n}} \quad (4)$$

$$\Delta D = \alpha \frac{(D_{\text{cr}} - D_0)^{1/\alpha}}{\ln(\epsilon_{\text{cr}}/\epsilon_{\text{th}})} f \left(\frac{\sigma_m}{\sigma_{\text{eq}}} \right) (D_{\text{cr}} - D)^{(a-1)/\alpha} \frac{\Delta \epsilon_{\text{eff}}^p}{\epsilon_{\text{eff}}^p} \quad (5)$$

式中: f_D 为损伤耗散势函数; H_0 为材料常数, 本文取 0.5; Y 为损伤塑性应变能增量的一半; ΔD 、 D_0 、 D_{cr} 、 D 分别为损伤增量、初始损伤值、临界损伤值和累积损伤值; ϵ_{cr} 为对应于临界损伤的临界应变; ϵ_{th} 为塑性损伤的初始应变; α 为损伤参数, 本文取 $\alpha=0.19$; $f(\sigma_m/\sigma_{\text{eq}})$ 为三轴应力状态下的影响因子, 可以表示为:

$$f \left(\frac{\sigma_m}{\sigma_{\text{eq}}} \right) = \frac{2}{3} (1 + \nu) + 3(1 - 2\nu) \left(\frac{\sigma_m}{\sigma_{\text{eq}}} \right)^2 \quad (6)$$

$$\sigma_{\text{eq}} = \sqrt{\frac{3}{2} S_{ij} S_{ij}} \quad (7)$$

式中: σ_{eq} 为等效的 Von Mises 应力; ν 为泊松比; S_{ij} 为应力偏量, $S_{ij} = \sigma_{ij} - \frac{1}{3} \sigma_{kk}$, 其中 σ_{ij} 为柯西应力张量, $\frac{1}{3} \sigma_{kk}$ 为钢材料静水压力。

综上所述, 由于损伤累积的存在使得钢材的材料性能出现不同程度下降, 因此考虑损伤累积的钢材应力及弹性模量可表示为:

$$\sigma_D = (1 - D) \sigma_y \quad (8)$$

$$E_D = (1 - D) E \quad (9)$$

式中: σ_D 和 E_D 分别为考虑损伤累积的钢材屈服强度和弹性模量; 钢材料损伤前屈服应力 σ_y 通过式(1)进行计算, 累积损伤值 D 可通过式(4)~(7)计算确定。

2.2 混凝土累积损伤模型

在单轴应力状态下具有损伤累积特性的 Faria-Oliver 模型能够较好地描述混凝土材料的非线性本构关系。该模型定义了独立双参数损伤变量, 可以表示为^[9]:

$$\sigma_{ij} = (1 - d^+) \bar{\sigma}_{ij}^+ + (1 - d^-) \bar{\sigma}_{ij}^- \quad (10)$$

其中:

$$d^+ = 1 - \frac{r_0^+}{\bar{\tau}^+} e^{A^+ \left(1 - \frac{\bar{\tau}^+}{r_0^+} \right)} \quad (11)$$

$$d^- = 1 - \frac{r_0^-}{\bar{\tau}^-} (1 - A^-) - A^- e^{B^- \left(1 - \frac{\bar{\tau}^-}{r_0^-} \right)} \quad (12)$$

$$A^+ = \left(\frac{G_f E_0}{f_t^2} - 0.5 \right)^{-1} \quad (13)$$

$$r_0^+ = f_{t0} / \sqrt{E_c} \quad (14)$$

$$r_0^- = \sqrt{\frac{2}{3} \frac{k}{2k-1} f_{c0}} \quad (15)$$

式中: σ_{ij} 为柯西应力张量; $\bar{\sigma}_{ij}^+$ 为混凝土抗拉应力张量, $\bar{\sigma}_{ij}^-$ 为混凝土抗压应力张量; d^+ 和 d^- 分别为混凝土抗拉和抗压损伤变量; A^+ 、 A^- 、 B^- 为混凝土模型参数; G_f 是混凝土抗拉断裂能; E_0 为高强混凝土初始弹性模量; f_t 为高强混凝土单轴抗拉强度; r_0^+ 和 r_0^- 分别为混凝土受拉和受压状态下初始损伤阈值; E_c 为混凝土的弹性模量; f_{t0} 和 f_{c0} 分别为非约束混凝土的抗拉强度和抗压强度; k 为受箍筋约束效应的混凝土强度增强系数, 本文取 $k=1.16$ 。

$\bar{\tau}^+$ 和 $\bar{\tau}^-$ 分别为混凝土抗拉和抗压单轴应力, 为了反映型钢混凝土中受约束混凝土的特性, 本文结合 Li Z 等^[12] 的研究结果, 将其定义为:

$$\bar{\tau}^+ = \sqrt{E_c^{-1}} \bar{\sigma}^+ \quad (16)$$

$$\bar{\tau}^- = \sqrt{\frac{\sqrt{3}}{3} (k - \sqrt{2})} \bar{\sigma}^- \quad (17)$$

式中: $\bar{\sigma}^+ = E_c \epsilon^+$, 为混凝土单轴抗压应力; $\bar{\sigma}^- = E_c \epsilon^-$, 为混凝土单轴抗压应力; ϵ^+ 和 ϵ^- 分别为相对应的单轴拉应变和压应变。

式(12)中参数 A^- 和 B^- 一般通过单轴受压应力-应变试验曲线进行定义,但该方法的物理意义较模糊,无法确保数值模拟的准确性,且对于型钢混凝土组合框架节点而言并不是十分适用,这主要由于型钢及钢筋对混凝土的有效约束,使得节点核心区混凝土处于三向受压状态。因此本文结合 Kent 等^[13] 提出的约束混凝土本构模型,对式(12)进行改进,将约束混凝土本构模型表示为:

$$\sigma_c = f_{cc} \left[2 \left(\frac{\epsilon_c}{0.002} \right) - \left(\frac{\epsilon_c}{0.002} \right)^2 \right], \epsilon_c \leq 0.002 \quad (18)$$

$$\sigma_c = f_{cc} \frac{\epsilon_c - \epsilon_{cu}}{0.002 - \epsilon_{cu}}, 0.002 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu} \quad (19)$$

$$\sigma_c = 0.3 f_{cc}, \epsilon_{cu} \leq \epsilon_c \quad (20)$$

式中: σ_c 和 ϵ_c 分别为混凝土抗拉应力和应变; f_{cc} 为约束混凝土极限抗压应力; ϵ_{cu} 为混凝土抗压应力下降到 $0.3 f_{cc}$ 时对应的混凝土应变。

损伤混凝土的单轴抗压应力可以表示为:

$$\sigma_c = (1 - d^-) \sigma^- \quad (21)$$

式中:有效应力 $\sigma^- = E_0 (\epsilon_c - \epsilon_p)$, 其中混凝土初始弹性模量 $E_0 = 2 f_{cc} / 0.002$ 。

假设混凝土的塑性变形仅受所受压力的影响,根据 Faria 等^[9] 的研究结果,塑性应变 ϵ_p 演化方程可写成:

$$\dot{\epsilon}_p = \int \dot{\epsilon}_p = \int -c H(\dot{d}^-) \langle -\dot{\epsilon} \rangle \quad (22)$$

式中: ϵ_p 为塑性应变; $\dot{\epsilon}_p$ 为塑性应变率张量; c 为塑性材料参数,当 $\epsilon_c \leq 0.002$ 时, $c = c_0 \epsilon_c / 0.002$, 当 $0.002 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu}$ 时, $c = c_0$, c_0 为材料初始参数,本文取 0.6; H 为 Heaviside 函数; $\dot{\epsilon}$ 为应变率张量。

通过上述分析可以得出改进的混凝土抗压损伤演化方程:

$$d^- = 1 - \frac{1}{(2 - \beta)} \left[2 - \frac{\sigma^-}{\sigma_0^-} \right], 0 > \sigma^- > \sigma_0^- \quad (23)$$

$$d^- = 1 - \frac{1}{(2 - \beta)} \frac{\sigma_0^-}{\sigma^-} \left[\frac{\sigma_u^-}{\sigma_u^- - \sigma_0^-} - \frac{\sigma^-}{\sigma_u^- - \sigma_0^-} \right], \sigma_0^- > \sigma^- > \sigma_u^- \quad (24)$$

$$d^- = 1, \sigma_u^- > \sigma^- \quad (25)$$

式中: σ_0^- 和 σ_u^- 分别为总应变 0.002 和 ϵ_{cu} 对应的有效应力。

可以看出,改进后的混凝土抗压损伤演化方程式(21)~(25)仅依靠材料参数,涉及的参数值可通过简单材性试验获得,且物理意义明确。

此外,高强混凝土为高脆性材料,在循环荷载下不可避免会产生单边效应,结合已有研究结果^[12],本文在 Faria-Oliver 本构模型中引入刚度影响系

数,考虑拉伸刚度对混凝土压缩损伤的影响,改进后的模型可以表示为:

$$\sigma = (1 - s d^-) (1 - d^+) \sigma^+ + (1 - d^-) \sigma^- \quad (26)$$

$$s = \begin{cases} 0 & \sigma = 0 \\ S_0 \frac{\langle \sigma \rangle}{|\sigma|} & \sigma \neq 0 \end{cases} \quad (27)$$

式中: σ 为损伤应力张量; σ^+ 为混凝土抗拉应力张量, σ^- 为混凝土抗压应力张量; s 为刚度影响系数; S_0 为试验测定的比例系数,其取值范围为 $[0, 1]$, 当 $S_0 = 0$ 时不考虑混凝土受压损伤对受拉刚度的影响, $S_0 = 1$ 时表示受压损伤对混凝土受拉刚度产生的影响最大,本文取 $S_0 = 0.3$ 。

可以看出,本文所选用的钢材料损伤累积模型能够更好地反映循环荷载作用下钢材料损伤累积状况,且损伤本构模型主要依赖于材料自身参数;改进后的混凝土材料损伤累积本构和演化方程各参数物理意义明确,同时考虑了多轴应力状态及高强混凝土的特性,两种材料均可以通过简单材性试验测得相应数值。

3 有限元模型的建立及验证

3.1 模型建立

为保证数值模拟结果的准确性,建模采用分离式建模方式,即分别建立钢筋、工字型钢和混凝土数值模型,定义各材料单元类型,通过耦合方程使各材料单元粘结为整体进行计算分析。各材料单元类型列于表 2,建立的有限元模型如图 5 所示。

表 2 材料单元类型

Table 2 Material element type

材料	钢筋	型钢	混凝土
单元类型	Link180	Beam189	Solid65

3.2 模型有效性验证

为验证本文所建立损伤累积模型的有效性,以本课题组前期框架节点试验为基础^[10],取 5 组试件中的前 4 组进行计算分析,验证损伤累积模型的有效性。计算结果与试验结果的对比如图 6 所示。

从图 6 中可看出,计算所得曲线与实际试验滞回曲线吻合度较好,充分反映了本文所建立的损伤累积模型的适用性,但计算结果与试验结果仍然存在一定的差异性。由于节点核心区型钢加劲肋板的存在,本文在建模过程中未加入弹簧单元考虑粘结滑移现象;并且在建模过程中,为了便于计算结果收敛,设定同一级加载位移幅值下的累积损伤值相同,因此与试验滞回曲线相比,计算曲线呈对称

分布。同时,计算滞回曲线较试验曲线更为饱满,这是由于有限元模拟定义的各项材料参数是理想

化的,而实际试件的制作所采用的材料存在一定的缺陷。

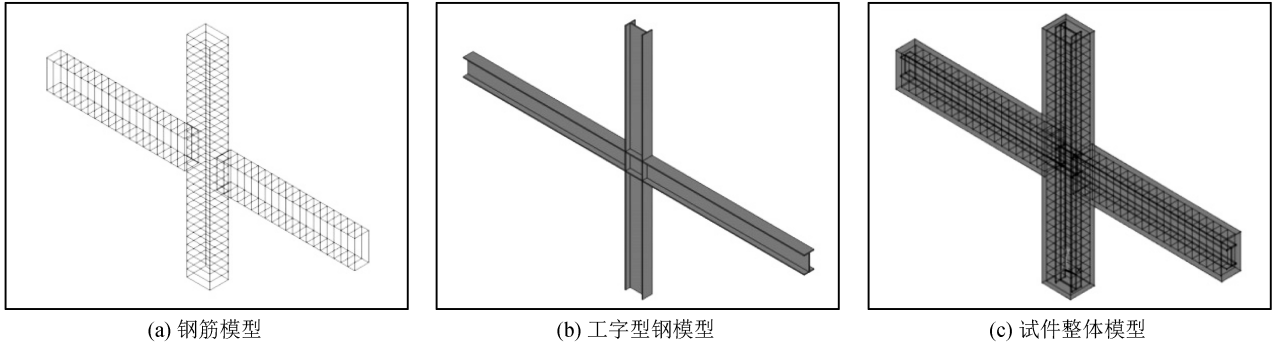


图 5 有限元模型

Fig.5 Finite element analysis model

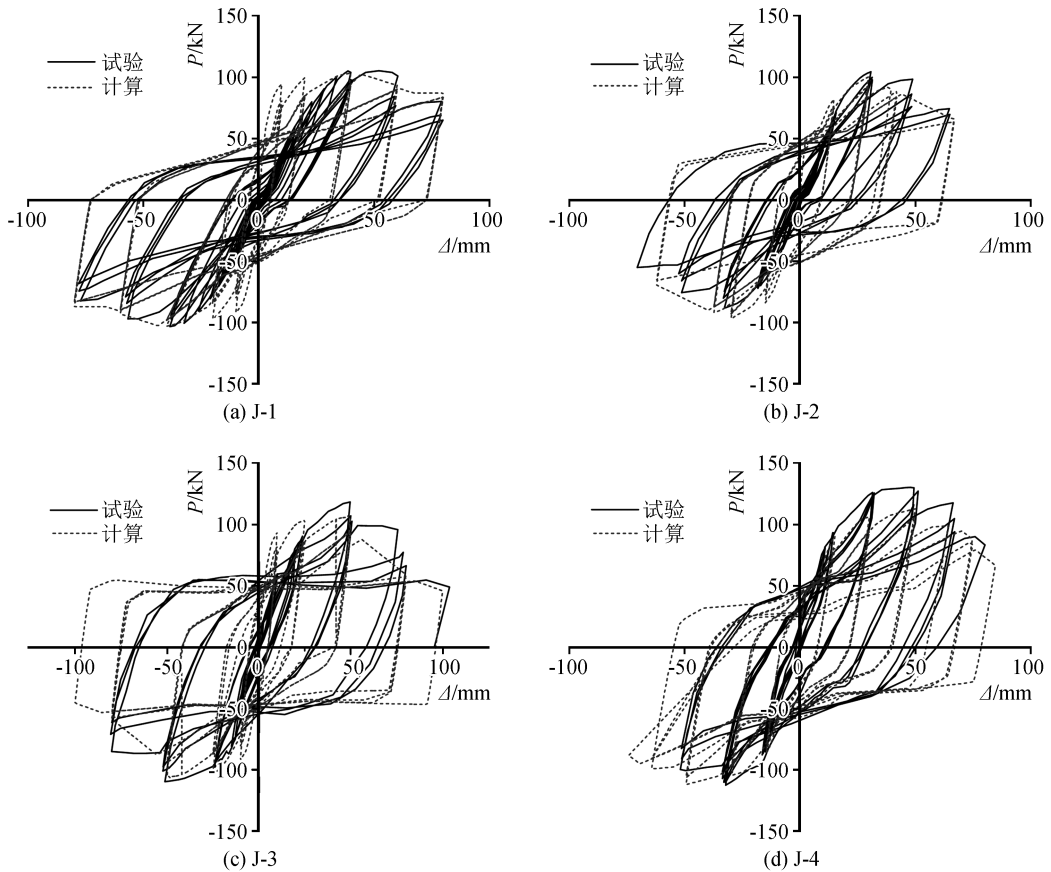


图 6 试验与计算 $P-\Delta$ 滞回曲线对比

Fig.6 Comparison of tested and calculated $P-\Delta$ hysteretic curves

4 参数分析

在地震作用下,影响型钢高强混凝土框架节点抗震性能的因素有混凝土强度、轴压比、配箍率、配钢率等。由于条件有限,本课题组前期试验仅考虑了混凝土强度和轴压比两种因素对节点抗震性能的影响,且设计试件组数较少。因此基于本文所建立

的损伤累积模型,借助 ANSYS 分析软件对试验进行补充研究。

4.1 轴压比

图 7 为设计轴压比 n 分别为 0.2、0.4、0.6、0.8 时的 $P-\Delta$ 骨架曲线。从图中可以看出:加载初期,试件初始刚度随轴压比的增大而增大,极限承载力提高;达到峰值荷载后,轴压比较大的试件骨架曲线

下降段斜率更大,延性降低;但设计轴压比 $n=0.8$ 时,由于柱顶竖向荷载过大,在横向荷载的作用下框架柱未达到理想状态即被压碎。

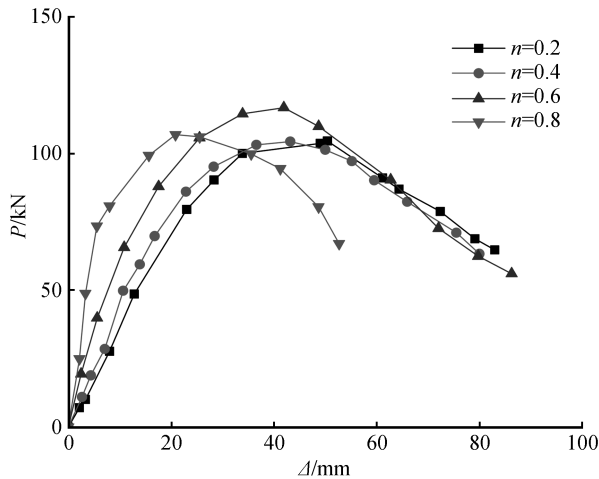


图7 不同轴压比的骨架曲线

Fig.7 Comparison of the skeleton curves with different axial compression ratios

4.2 配箍率

为研究配箍率变化对框架节点抗震性能的影响,对节点核心区箍筋进行调整,设计计算配箍率分别为0.60%、0.75%、0.83%,其他设计参数均与试件 J-2 相同(配箍率 0.70%)。图 8 给出了不同配箍率 $P-\Delta$ 骨架曲线对比图。从图中可以看出:增大节点核心区配箍率,试件极限承载力有所提升;加载初期,各试件骨架曲线上升段无较大差异;峰值荷载后,试件延性随配箍率增大而增大,说明增大节点核心区配箍率对混凝土约束效应更强。

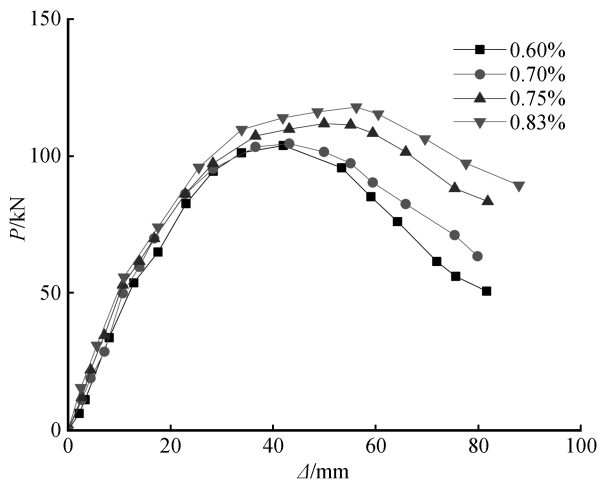


图8 不同配箍率的骨架曲线

Fig.8 Comparison of skeleton curves with different stirrup ratios

4.3 配钢率

本次计算配钢率分别为4.1%、6.1%、7.2%,混凝土强度及轴压比均与试验试件 J-2 相同(配钢率为4.9%)。图 9 给出了不同配钢率的荷载-位移骨架曲线。从图中可以看出:随配钢率的增大,型钢与混凝土间粘结力增强,二者之间的相互约束进一步加强,极限承载力明显提升;在峰值荷载后,配钢率较大试件曲线下降段斜率变缓,试件抵抗变形能力有所提升。因此,在实际工程中可适当增加结构配钢率以提高结构构件的延性及承载能力。

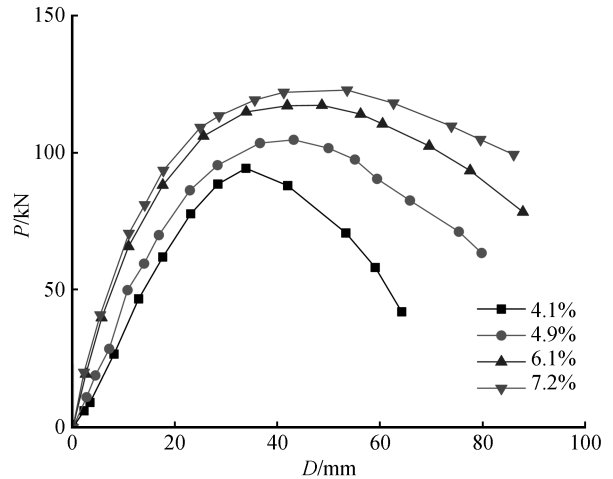


图9 不同配钢率的骨架曲线

Fig.9 Comparison of skeleton curves with different steel ratios

5 结论

本文基于型钢高强混凝土框架节点试验结果,建立了考虑损伤累积的材料本构模型,并利用 ANSYS 软件进行了设计参数分析,得到如下结论:

(1) 往复循环荷载作用下的型钢高强混凝土框架节点损伤累积过程主要分为四个阶段:无损伤→轻度损伤→中度损伤→重度损伤。各个损伤阶段损伤现象及其特点显著。

(2) 数值计算滞回曲线与试验值吻合度较好,表明本文建立的考虑损伤累积特性的材料损伤本构以及建模方法能够有效地反映型钢高强混凝土框架节点在地震作用下的损伤及破坏过程。

(3) 增大轴压比能够有效提升型钢高强混凝土框架节点的极限承载力,但同时会导致结构塑性阶段延性降低,刚度衰减速率加快;增大配钢率以及节点核心区配箍率对试件整体刚度、承载力以及延性都有所提高,所以在实际设计中用应合理考虑轴压比,通过适当增大构件配钢率和节点核心区箍筋率

提高构件承载力和延性。

参考文献(References)

- [1] 王秀丽,马肖彤.雅丹观光塔钢屋盖不规则双层网格结构设计研究[J].地震工程学报,2013,35(3):575-581.
WANG Xiuli, MA Xiaotong. Design Research on the Irregular Double Grid of the Yadan Sightseeing Tower[J]. China Earthquake Engineering Journal, 2013, 35(3): 575-581.
- [2] 洪敏,冯红卫,王凤,等.基于多点位移控制的梁柱节点刚度对钢框架抗震性能的影响[J].地震工程学报,2014,36(2):243-248.
HONG Min, FENG Hongwei, WANG Feng, et al. Effects of Beam-Column Joint Stiffness on Seismic Behavior of Steel Frames Based on Multiple Point Constraints[J]. China Earthquake Engineering Journal, 2014, 36(2): 243-248.
- [3] 建筑结构抗震设计规范:GB50011-2010[S].北京:中国建筑工业出版社,2010.
Code for Seismic Design of Buildings: GB50011-2010[S]. Beijing: China Architecture & Industry Press, 2010.
- [4] THERMOU G E, ELNASHAI A S, PLUMIER A, et al. Seismic Design and Performance of Composite Frames[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2004, 60(1): 31-57.
- [5] 薛建阳,鲍雨泽,任瑞,等.低周反复荷载下型钢再生混凝土框架中节点抗震性能试验研究[J].土木工程学报,2014(10):1-8.
XUE Jianyang, BAO Yuze, REN Rui, et al. Experimental Study on Seismic Performance of Steel Reinforced Recycled Concrete Inner-frame Joints Under Low-Cyclic Reversed Loading[J]. China Civil Engineering Journal, 2014, 47(10): 1-8.
- [6] LEMAITRE J, AUTHOR, CHABOCHE J L, et al. Mechanics of Solid Materials[J]. Journal of Engineering Mechanics, 1993, 119(3): 642-643.
- [7] KRIEG R D, KEY S W. Implementation of a Time Dependent Plasticity Theory into Structural Computer Programs [C]// Constitutive Equations in Viscoelasticity, Computational and Engineering Aspects. New York: ASME, 1976: 125-137.
- [8] JASON L, HUERTA A, GILLES P C, et al. An Elastic Plastic Damage Formulation for Concrete: Application to Elementary Tests and Comparison with an Isotropic Damage Model[J]. Computer Methods in Applied Mechanics & Engineering, 2006, 195(52): 7077-7092.
- [9] FARIA R, OLIVER J, CERVERA M. A Strain-based Plastic Viscous-damage Model for Massive Concrete Structures[J]. International Journal of Solids & Structures, 1998, 35(14): 1533-1558.
- [10] 郑山锁,曾磊,吕营,等.型钢高强高性能混凝土框架节点抗震性能试验研究[J].建筑结构学报,2008,29(3):128-136.
ZHENG Shansuo, ZENG Lei, LÜ Ying, et al. Experimental Research on Seismic Behavior of Steel Reinforced High Strength and High Performance Concrete Frame Joints[J]. Journal of Building Structures, 2008, 29(3): 128-136.
- [11] BONORA N, GENTILE D, PIRONDI A, et al. Ductile Damage Evolution under Triaxial State of Stress: Theory and Experiments[J]. International Journal of Plasticity, 2005, 21(5): 981-1007.
- [12] LI Z, HATZIGEORGIOU G D. Seismic Damage Analysis of RC Structures Using Fiber Beam-column Elements[J]. Soil Dynamics & Earthquake Engineering, 2012, 32(1): 103-110.
- [13] KENT D. Flexural Members with Confined Concrete[J]. Journal of Structural Division Asce, 1971, 97: 1969-1990.