

# 应变滞后对 RC 压弯结构套箍加固后极限承载力的影响研究

孙航行, 周建庭\*, 陈磊, 胡天祥, 王蔚丞

(重庆交通大学 土木工程学院, 重庆市 400074)

**摘要:**为探究 RC 压弯结构在“服役—加固—再服役”过程中的滞后应变对其套箍加固后极限承载力的负面影响,分析了滞后应变影响下 RC 偏压柱在套箍加固后可能存在的破坏模式,并在考虑混凝土材料非线性与滞后应变条件下计算并分析了一矩形偏压 RC 柱在套箍加固后的极限承载力  $M-N$  关系曲线。分析结果显示:滞后应变使结构在加固后存在两种负面状态:① 极限状态下原结构先于加固层到达极限,导致极限承载力降低;② 极限状态下加固层先到达极限,但原结构应力水平较低,导致极限承载力降低。在现行加固规范的基础上,提出了考虑滞后应变的极限承载力计算修正公式,并分析了先期恒载水平、先期偏心水平以及截面厚高比(加固层厚与原截面高之比)等 5 项无量纲参数对公式中应变滞后劣化系数以及劣化扩大系数的影响,分析发现,在仅考虑加固效率时,采用高强材料与薄层加固可以有效提升加固材料利用率。

**关键词:** 滞后应变; RC 压弯结构; 套箍加固; 极限承载力;  $M-N$  关系

## 1 引言

钢筋混凝土(Reinforced concrete, RC)压弯结构作为建筑工程、交通运输工程中最主要的构件类型之一,其维护与加固一直受到科研与工程领域的重视。除去外贴碳纤维布等加固方式,工程中广泛采用套箍的形式加固 RC 压弯结构,而二次受力问题是套箍加固设计中需要考虑的主要问题之一。

在结构加固过程中,RC 压弯构件所承担的工况存在“服役—加固—再服役”的二次受力变化过程,在这一过程中结构往往面对以下工况变化:① 加固前仅承担自身结构自重即其他结构恒载;② 加固时在①的基础上增加加固结构的自重荷载;③ 加固后额外承载结构上活载、恒载等后期工况(如人群、车辆、新增建筑物等)。这将导致加固层相对于原结构存在应力应变滞后现象,在平截面假定下,两者对于后期工况的变形是协调的,但原结构存在先期恒载作用下的先期变形,

即滞后应变。

针对这一问题,相关规范如 GB 50367—2013《混凝土结构加固设计规范》、GB 50010—2010《公路桥梁加固设计规范》(以下简称《规范》)通过考虑一阶段截面边缘压应变等方式对结构极限承载力进行修正,能有效保障结构加固后的安全性。

在此基础上,该文分析套箍加固 RC 柱在大、小偏心先期恒载作用下结构可能出现的破坏模式,通过 Matlab 等电算手段计算其二次受力  $M-N$  曲线,依据曲线深入分析导致加固构件承载力降低的潜在原因,最后通过定量化分析确立较为简便的承载力降低计算途径,为相应设计工作提供参考。

## 2 考虑滞后应变的组合截面极限状态及其计算

### 2.1 基本假定

为保证结构安全性,钢筋屈服强度采用《规范》设

收稿日期:2021-05-10(修改稿)

基金项目:国家重点研发计划项目(编号:2017YFC0806007);国家自然科学基金杰出青年科学基金资助项目(编号:51425801);重庆市研究生教育创新基金项目(编号:2018S0104,CYS18214)

作者简介:孙航行,男,硕士研究生, E-mail:1208776092@qq.com

\* 通信作者:周建庭,男,博士(后),教授,博士生导师, E-mail:jtzhou@cqjtu.edu.cn

计值,混凝土本构关系采用《规范》提供的本构关系,如式(1)所示:

$$\sigma_i = \begin{cases} 0 & \epsilon < 0 \\ f_{ci} \left[ 2 \frac{\epsilon_i}{\epsilon_i'} - \left( \frac{\epsilon_i}{\epsilon_i'} \right)^2 \right] & 0 \leq \epsilon_i < \epsilon_i' \\ f_{ci} & \epsilon_i' \leq \epsilon_i < \epsilon_{iu} \end{cases} \quad (1)$$

式中:  $\sigma_i$  为第  $i$  类混凝土的应力;  $f_{ci}$  为第  $i$  类混凝土的轴心抗压强度设计值;  $\epsilon_i$  为第  $i$  类混凝土的应变;  $\epsilon_i'$  为第  $i$  类混凝土的压应力峰值应变;  $\epsilon_{iu}$  为第  $i$  类混凝土的极限压应变。

此外,考虑到在整体上 RC 压弯结构承载能力受结构长细比影响,具备一定的随机特性,且数值分析较为复杂,同时《规范》设置了偏心距增大系数  $\eta$  修正其影响,故理论分析仅限于截面强度计算。

最后,假使原结构与加固结构结合良好,变形协

调,符合平截面假定,且加固结构的自重作为一次性工况添加至先期恒载。

## 2.2 加固后截面极限状态

不同于梁结构,压弯结构的截面极限承载力处于弯矩与轴力的耦合状态,依据钢筋屈服或混凝土压溃的破坏模式分为大偏心破坏与小偏心破坏。

而考虑滞后应变的影响,破坏模式将变得更加复杂(图 1),以套箍加固小偏心柱为例——在先期轴力  $N_1$ 、先期弯矩  $M_1$  作用下,原结构在加固前已经具备一定初应力水平,故截面加固后在后期轴力  $N_2$ 、后期弯矩  $M_2$  作用下,原结构截面边缘应变  $\epsilon_{1y}$  到达极限应变  $\epsilon_{1u}$  的路程( $\epsilon_{1u} - \epsilon_{1y}$ )较一次性受力的路程  $\epsilon_{1u}$  短,但对于加固层,虽然其极限应变  $\epsilon_{2u}$  一般比  $\epsilon_{1u}$  大,然而其距截面形心较原结构更远,在二次受力作用下其应变增长速率也更快,两者谁先到达极限应变需要综合考虑。

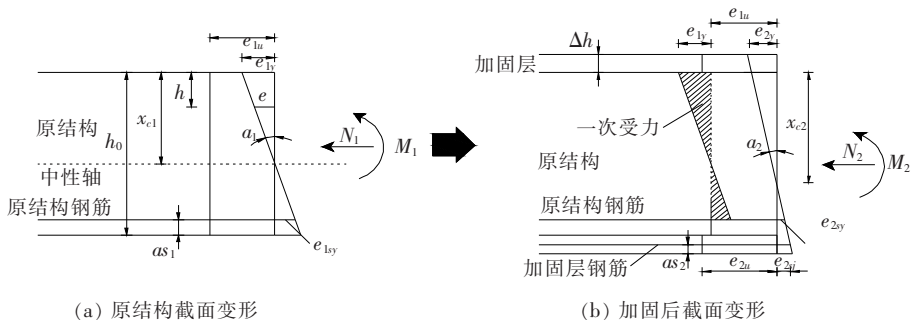


图 1 “服役—加固—再服役”中截面变形特征

如果进一步考虑受拉侧钢筋屈服的大偏心破坏模式,截面极限状态复杂程度将会进一步提升——对于不同的工况,构件的极限状态可分为以下几种:

- (1) 模式 I: 原结构混凝土压溃[图 2(a)]。
- (2) 模式 II: 加固层加固材料压溃[图 2(b)]。
- (3) 模式 III: 原结构钢筋受拉屈服[图 2(c)]。
- (4) 模式 IV: 加固层钢筋受拉屈服[图 2(d)]。

而每一种破坏模式都分为两种情况,即  $M_1$ 、 $M_2$  同向与  $M_1$ 、 $M_2$  反向。

## 2.3 基于应变斜率的截面应变分布

对于一个符合平截面假定的压弯结构,其截面在轴力与弯矩作用下应变分布为一条斜线,称这一斜线斜率为应变斜率(图 1 中  $\alpha_1$ ),则截面任意位置应变可表示为:

$$\epsilon_1 = (x_{c1} - h) \cdot \alpha_1 \quad (2)$$

式中:  $h$  为自变量;  $\alpha_1$ 、 $x_{c1}$  为一次受力下截面应变斜率、受压区高度。

由式(2)可知:  $\alpha_1$  的量纲为  $1/l$ ,在考虑材料非线性

性时,其值只与作用在截面上的荷载工况、截面尺寸以及材料本构关系有关。

## 2.4 考虑滞后应变的加固截面 $M-N$ 曲线计算

结合前两节,可通过以下流程计算截面  $M-N$  曲线,确定其截面极限状态:

- (1) 依据  $N_1$ 、 $M_1$  得到原结构截面应变分布

以  $N_1$ 、 $M_1$  为因变量,原截面先期恒载作用下受压区高度  $x_{c1}$ ,应变斜率  $\alpha_1$  为自变量,求解原截面应变分布状态( $x_{c1}$ ,  $\alpha_1$ ),其二维非线性约束优化问题可用式(3)表示:

$$\begin{cases} [As: M_1, N_1, [M_{j1}, N_{j1}]] = \varphi(x_{c1}, \alpha_1) \\ \min: z = [(M_{j1} - M_1)^2 + (N_{j1} - N_1)^2] \\ \text{s. t. } \begin{cases} x_{c1} \cdot \alpha_1 \leq \epsilon_{1u} \\ (x_{c1} - h_0) \alpha_1 \leq \epsilon_{1sq} \end{cases} \end{cases} \quad (3)$$

式中:  $M_{j1}$ 、 $N_{j1}$  分别为  $M_1$ 、 $N_1$  的数值解;  $\epsilon_{1sq}$  为原结构钢筋屈服应变。

- (2) 求解受滞后应变影响的  $M-N$  关系曲线

已知  $N_2$ 、 $M_2$ 、 $x_{c1}$ 、 $\alpha_1$ ,各个破坏模式下破坏位置

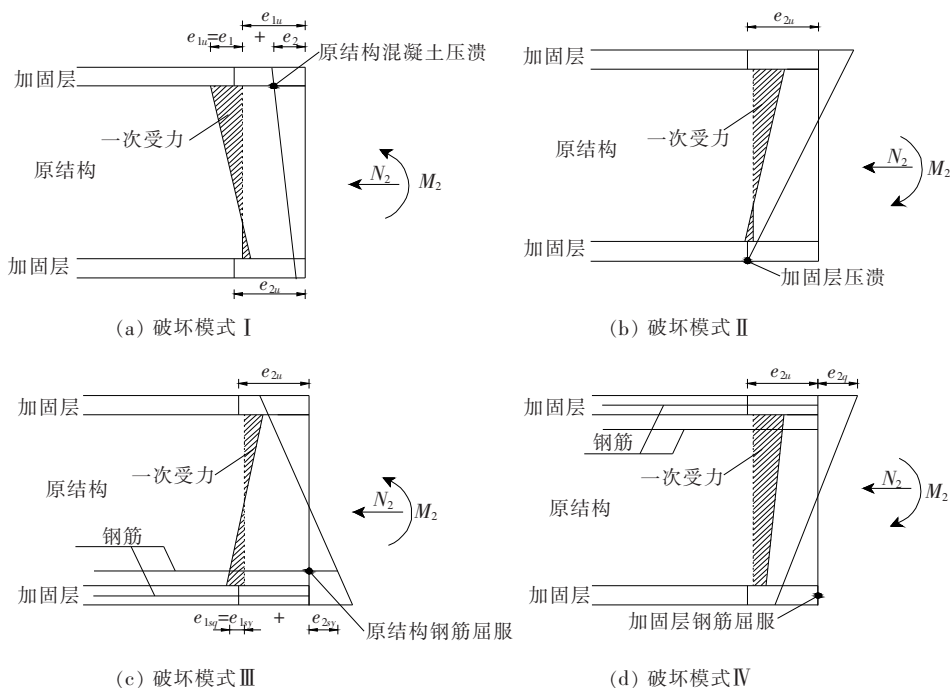


图2 套箍加固RC偏心柱破坏模式

极限应变( $\epsilon_{iu}, \epsilon_{isq}$ )以及先期恒载作用下原截面上下缘混凝土应变( $\epsilon_{ly}$ )、钢筋应变( $\epsilon_{lsy}$ ),以 $x_{c2}$ 做自变量,加固后各个破坏模式作边界条件,求解后期荷载下截面最大应变斜率 $\alpha_2$ ,最后即可求得不同 $x_{c2}$ 下对应的加固后截面极限状态的解析解( $M_1 + M_{2max}, N_1 + N_{2max}$ ),绘出考虑滞后应变的 $M-N$ 关系曲线,对于套箍加固的RC偏心柱,式(4)为 $M_1, M_2$ 同向时截面应变边界条件,若进一步考虑 $M_1, M_2$ 反向,则边界条件将共有8个。

$$\left\{ \begin{aligned} \alpha_2(1) &= (\epsilon_{lu} - x_{c1}\alpha_1) / (x_{c2} - \Delta h) \\ \alpha_2(2) &= [\epsilon_{lsq} - (x_{c1} - h_0)\alpha_1] / \\ &\quad (x_{c2} - \Delta h - h_0 + as_1) \\ \alpha_2(3) &= \epsilon_{2u} / x_{c2} \\ \alpha_2(4) &= \epsilon_{2sq} / (x_{c2} - as_2) \end{aligned} \right. \quad (4)$$

式中: $\Delta h$ 为加固层厚; $as_i$ 为原结构加固层钢筋形心距近侧混凝土边缘的距离; $\epsilon_{isq}$ 为原结构、加固层钢筋屈服应变。

很明显,如果( $M_1 + M_2, N_1 + N_2$ )处于 $M-N$ 关系图范围内,则加固后截面极限承载力满足要求。

### 3 滞后应变对 $M-N$ 关系的影响

#### 3.1 参数设置

为量化探究滞后应变对压弯结构 $M-N$ 关系

的影响,并尽可能涉及更多破坏模式,设置一增大截面套箍加固的RC矩形柱,其原结构截面尺寸为1000 mm×600 mm,采用对称配筋布置,单侧钢筋形心距截面边缘距离 $as_1 = 30$  mm,单侧钢筋面积 $As_1 = 706.5$  mm<sup>2</sup>,加固层厚 $\Delta h = 100$  mm,采用对称配筋设置, $as_2 = 30$  mm, $As_2 = 706.5$  mm<sup>2</sup>,原结构、加固层钢筋都为HRB400级,混凝土分别采用C30、C50,材料具体参数见GB 50010—2010《混凝土结构设计规范》。

通过改变变量( $N_1, e_1$ )( $e_1$ 为 $N_1$ 作用点至截面形心距离),分析在 $e_1 = 100, 510$  mm这两个典型小偏心、大偏心工况下先期恒载 $N_1$ 对 $M-N$ 关系特征的影响。

#### 3.2 结果分析

原截面在 $e_1 = 100, 510$  mm时先期恒载极限 $N_{1max}$ 分别为7115、1464.4 kN,在两种先期偏心距下分别使结构先期恒载 $N_1$ 达到 $N_{1max}$ 的65%~95%,计算得到其 $M-N$ 曲线(图3、4)。从数学意义上可以认为滞后应变对压弯构件 $M-N$ 关系的影响在于压缩了构件( $M_2, N_2$ )的可行域范围,表现在构件上,就是其后期荷载作用下应变斜率 $\alpha_2$ 的边界条件更加严苛。

由图3、4可以看出:在先期恒载为小偏心时,随着先期轴力水平的增大,其相应的 $M-N$ 曲线呈现出有规律的内缩趋势,在 $M_1, M_2$ 同向时,截面大小偏心承载力均有所减少,小偏心极限承载力减小较为明显,而在 $M_1, M_2$ 反向时,截面小偏心极限承载力反而有微

量增加,但大偏心承载力缩减明显。随着先期恒载水平接近原结构极限承载力,其  $M-N$  曲线内缩速度明显加快,具有明显的非线性特征。此外,在小偏心先期恒载作用下,结构轴心抗压极限承载力有较为明显的降低。

先期恒载为大偏心时,  $M-N$  曲线变化更加复杂——在  $M_1$ 、 $M_2$  反向情况下,结构小偏心极限承载力存在较为明显的极限承载力提升阶段与降低阶段,但对大偏心极限承载力影响较小;在  $M_1$ 、 $M_2$  同向时,  $M-N$  曲线变化趋势与小偏心先期恒载下  $M-N$  曲线相似,不同的是,先期恒载水平的增长主要使结构大偏心承载力降低,而对结构小偏心承载力影响较小,并且并不影响结构轴心抗压极限承载力。

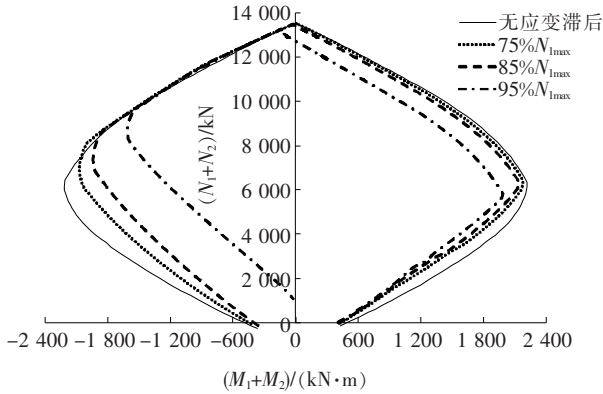


图 3 小偏心先期恒载下  $M-N$  曲线

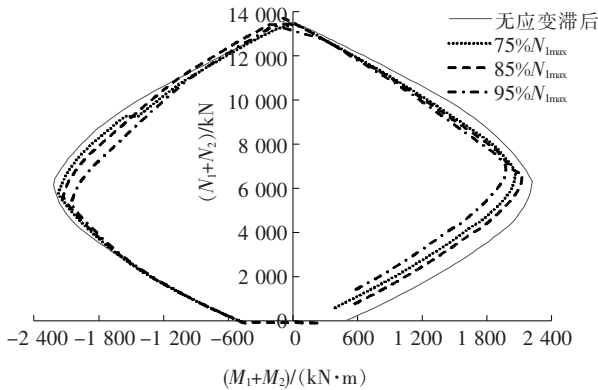


图 4 大偏心先期恒载下  $M-N$  曲线

分析各曲线段破坏模式(图 5、6),并去除后期轴力为拉力的情况(如图 5 中  $ABDE$  与  $JKMN$  区域)。

由图 5、6 可以看出:在  $M_1$ 、 $M_2$  同向时,图 5、6 中截面极限状态下破坏模式都为 I、III,这表明,滞后应变的存在使得原结构在到达极限状态时,加固层材料强度并未得到充分发挥,造成了截面的提前破坏(图 5、6 中  $BCD$ 、 $CDEGF$ 、 $A'B'C'D'$ 、 $C'D'E'$  区域)。此

外,在先期恒载为小偏心时,由于其先期恒载值较大,导致结构达到大偏心极限状态是较为困难的(图 5 中  $BCD$  区域)。

而在  $M_1$ 、 $M_2$  反向时,图 5、6 中截面极限状态下破坏模式有明显区别——在先期恒载为小偏心时,截面承载力降低主要由破坏模式 IV 导致,这是由于在滞后应变影响下,原结构上部钢筋经历了“先受压、再受拉屈服”的变化过程(图 2~4),这使得上部加固层钢筋屈服时,原结构上部钢筋应变水平较低,导致极限承载力降低。

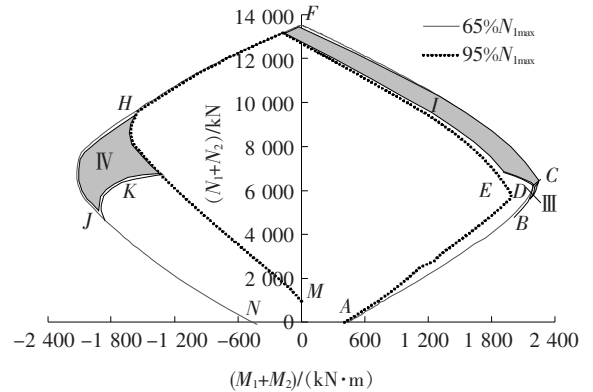


图 5 小偏心先期恒载下破坏模式

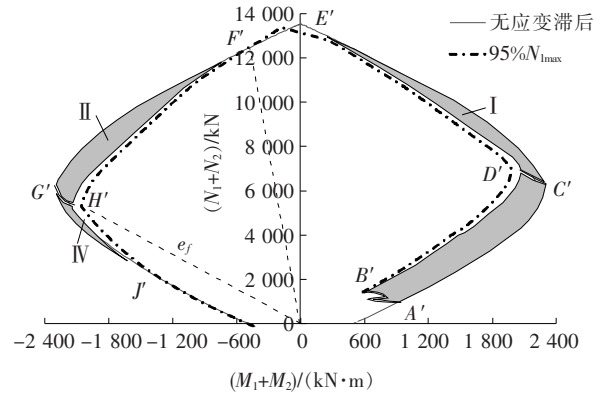


图 6 大偏心先期恒载下破坏模式

在  $M_1$ 、 $M_2$  反向且先期恒载为大偏心时,情况较为复杂,以 95% 先期恒载水平为例,根据后期荷载的偏心距  $e_2$  可以将截面破坏形式分为 3 类:

(1)  $e_2$  足够小时(小于图 6 中  $e_d$ ),原结构所受压应变相比不考虑滞后应变时更加均匀且具有更大的平均压应变——这使得结构在偏心距较小的小偏心破坏情况下,考虑应变滞后的截面承载力反而更高,在  $M-N$  曲线中则表现在  $E'F'$  段,这一区域破坏模式有可能是 I,也有可能是 II。

(2)  $e_d \leq e_2 < e_f$  时,截面虽然仍为小偏心破坏,然而随着受力接近大偏心,原结构平均压应变减少,截面



极限承载力也随之降低,其截面破坏模式为加固层混凝土压溃(即区域 $F'G'H'$ )。

(3)  $e_2 \geq e_f$  时,截面极限状态下为破坏模式Ⅳ,随着偏心距的增大,极限状态下原结构上部钢筋应变不断增加,从而使  $95\% N_{1\max} M-N$  曲线不断逼近无应变滞后  $M-N$  曲线,最终在  $F$  点处两曲线重合,与小偏心先期荷载不同的是,这一工况下 RC 压弯结构有可能在偏心距巨大的情况下无视应变滞后的影响。

4 基于无量纲参数的劣化系数分析

工程场景中,设计人员所面对的待加固构件形式多样,种类繁多——截面类型、截面尺寸差异、先期恒载水平、新老结构中混凝土以及钢筋等级差异等因素都会使得考虑滞后应变情况下的极限承载力计算变得复杂,而针对每一个加固工程都计算出构件的  $M-N$  曲线无疑是较为繁琐的,提供一个较为简便的计算方法具备实际意义。

观察图 5、6 不难看出:无论在何种情况下,加固后截面必存在弯矩损失最大值  $\Delta M_{\max}$ ,那么设:

$$\Delta M_{\max} = P'_{sd} \cdot M_{ne}$$

(5)

式中: $P'_{sd}$  为应变滞后劣化系数; $M_{ne}$  为无应变滞后时大小偏心交界处极限弯矩。

因此,对于任意套箍加固的矩形截面 RC 压弯结构,只需要修正 GB 50367—2013《混凝土结构加固设计规范》中 5.4.2—1~2,修正后公式见式(6),即可在不计算截面  $M-N$  关系曲线的情况下保证截面安全性(修正后示例见图 7)。

$$\gamma_0 N_S \leq N_R$$
$$\gamma_0 M_S \leq M_R - \Delta M_{\max}$$

(6)

式中: $\gamma_0$  为结构安全重要性系数; $N_S$ 、 $M_S$  分别为截面轴力与弯矩效应值, $N_R$ 、 $M_R$  分别为无应变滞后下截面轴力与弯矩极限状态下抗力,通过 GB 50367—2013《混凝土结构加固设计规范》中 5.4.2—1~2 条计算。

对于加固构件来说,其  $M_{ne}$  是不难确定的,而应变滞后劣化系数  $P'_{sd}$  则受众多因素影响。

为量化各影响因素对劣化系数的影响,并使其具备普适性,必须将各个影响因素无量纲化。在第 3 节所用截面的基础上,分析先期恒载水平  $N_1/N_{1\max}$ 、先期偏心水平  $2e_1/h_0$ 、加固后截面厚高比  $\Delta h/h_0$  (加固层厚度与原结构高度比值)、新老混凝土轴压强度比  $f_{c2}/f_{c1}$  以及新老钢筋屈服强度比  $f_{2sq}/f_{1sq}$  等无量纲参数对劣化系数的影响。

4.1 先期恒载水平  $N_1/N_{1\max}$ 、先期偏心水平  $2e_1/h_0$   
在  $\Delta h/h_0=0.05$ ,  $f_{c2}/f_{c1}=1.0$  (C30), 以及  $f_{2sq}/f_{1sq}=1.0$  (HRB400) 的条件下计算结构在  $N_1/N_{1\max}=50\% \sim 90\%$ ,  $2e_1/h_0=0.2 \sim 1.0$  时应变滞后劣化系数,其结果见表 1。

表 1  $N_1/N_{1\max}$  影响下  $P'_{sd}$  变化

$2e_1/h_0$	不同 $N_1/N_{1\max}$ 的 $P'_{sd}$				
	50%	60%	70%	80%	90%
0.20	0.059	0.084	0.121	0.188	0.385
0.40	0.050	0.072	0.107	0.175	0.389
0.60	0.064	0.087	0.120	0.169	0.413
0.80	0.098	0.136	0.164	0.210	0.162
1.00	0.102	0.130	0.167	0.192	0.222

由表 1 可以看出:整体上  $P'_{sd}$  具备随先期恒载水平以及偏心距增大而增大的趋势,在先期偏心距为小偏心且恒载水平达到 90% 时,  $P'_{sd}$  值明显大于先期偏心距为大偏心的情况,并且在偏心距接近其大小偏心界限时达到极值 ( $2e_1/h_0=0.58$ ),但鉴于结构达到 90% 先期恒载水平属于小概率事件,不做深入讨论,以下分析在  $N_1/N_{1\max}=80\%$ ,  $2e_1/h_0=0.60$  的基础上进行。

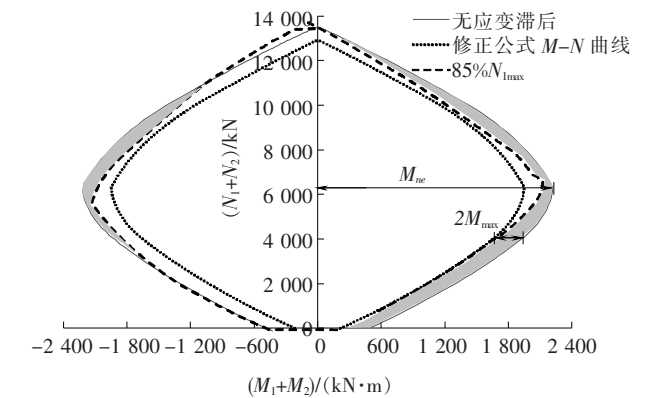


图 7 简化计算示意

4.2 其他参数

在  $f_{c2}/f_{c1}=1.0$  (C30),  $f_{2sq}/f_{1sq}=1.0$  (HRB400) 时计算不同厚高比  $\Delta h/h_0$  对应应变滞后劣化系数的影响,得到表 2。

表 2  $\Delta h/h_0$  影响下  $P'_{sd}$  变化

$\Delta h/h_0$	$P'_{sd}$	$\beta$	$\Delta h/h_0$	$P'_{sd}$	$\beta$
0.05	0.169	1.000	0.16	0.203	1.221
0.08	0.181	1.091	0.20	0.197	1.188
0.12	0.199	1.197			

在截面厚高比  $\Delta h/h_0=0.05$  以及  $f_{2sq}/f_{1sq}=1.0$  (HRB400) 时计算不同的新老混凝土轴压强度比  $f_{c2}/f_{c1}$  对应变滞后劣化系数的影响, 得到表 3。

表 3  $f_{c2}/f_{c1}$  影响下  $P'_{sd}$  变化

$f_{c2}/f_{c1}$	$f_{c2}$	$P'_{sd}$	$f_{c2}/f_{c1}$	$f_{c2}$	$P'_{sd}$
1.00	C30	0.169	1.92	C60	0.160
1.34	C40	0.162	2.22	C70	0.158
1.62	C50	0.162			

由表 2、3 可以看出: 劣化系数  $P'_{sd}$  受厚高比  $\Delta h/h_0$  影响较为明显, 随着高厚比的增加,  $P'_{sd}$  具有先增后减的趋势, 这是由于加固层厚度越大, 则加固层混凝土强度浪费率也越大, 然而当加固层厚度过大时, 原结构极限状态下不再破坏, 使得加固层混凝土强度得到充分利用。与高厚比不同的是, 更大的  $f_{c2}/f_{c1}$  比值对截面极限承载力反而是有利的, 随着加固层混凝土强度等级的增加, 其劣化系数  $P'_{sd}$  反而变小, 这意味着仅从受力上说, 采用高强混凝土加固 RC 压弯结构是更加高效的 (这里仅讨论《规范》所用的硅酸盐水泥混凝土)。

在  $f_{c2}/f_{c1}=1.0$  (C30), 厚高比  $\Delta h/h_0=0.05$  的条件下计算不同的新老钢筋屈服强度比  $f_{2sq}/f_{1sq}$  对应变滞后劣化系数的影响, 其结果见表 4。

表 4  $f_{2sq}/f_{1sq}$  影响下  $P'_{sd}$  变化

$f_{2sq}/f_{1sq}$	$f_{2sq}$	$P'_{sd}$	$f_{2sq}/f_{1sq}$	$f_{2sq}$	$P'_{sd}$
1.00	300	0.48	1.33	400	0.20
1.11	335	0.34	1.61	500	0.20

由表 4 可知: 加固层采用低强度钢筋是不利的, 但是, 钢筋对劣化系数  $P'_{sd}$  的影响不仅与  $f_{2sq}/f_{1sq}$  有关, 同时也与加固层钢筋面积、原结构钢筋等级等因素有关, 不能简单依据表 4 结果得到结论, 故参数  $f_{2sq}/f_{1sq}$  不做进一步讨论。但是, 总体上仍建议加固层钢筋等级不低于 HRB400。

综上所述, 由于实际工程中加固层材料强度等级一般不会低于原结构, 且对劣化参数的影响较小, 故不考虑新老结构材料强度比  $f_{c2}/f_{c1}$  的有利影响, 采用先期恒载水平参数  $N_1/N_{1max}$ 、 $2e_1/h_0$  以及厚高比  $\Delta h/h_0$  这 3 个参数对式 (5)、(6) 进行进一步的修正。

为简化计算, 在式 (5)、(6) 的基础上, 根据厚高比  $\Delta h/h_0$  设置劣化放大系数  $\beta$  对  $P'_{sd}$  进行修正, 得到修正公式 (7):

$$\begin{aligned} \Delta M_{max} &= \beta \cdot P'_{sd} \cdot M_{ne} \\ \gamma_0 N_S &\leq N_R \\ \gamma_0 M_S &\leq M_R - \Delta M_{max} \end{aligned} \tag{7}$$

式中: 劣化放大系数  $\beta$  通过表 2 内插获得;  $P'_{sd}$  可通过表 1 确定, 其确定流程为:

(1) 计算待加固截面的先期恒载水平  $N_1/N_{1max}$ 、 $2e_1/h_0$ 。

(2) 结合表 1, 通过线性内插获得参数  $P'_{sd}$ , 如一结构  $N_1/N_{1max}=55\%$ 、 $2e_1/h_0=0.70$ , 则可分别内插得到  $N_1/N_{1max}=55\%$  时  $2e_1/h_0=0.60$ 、 $0.80$  的  $P'_{sd}$  参数为  $0.076$ 、 $0.117$ , 进一步内插则可得劣化系数  $P'_{sd}$  等于  $0.097$ 。

此外, 如结构极限状态为大偏心, 且原结构钢筋等级较低, 建议  $\Delta M_{max}$  再乘以  $1.2$  的放大系数, 以消除钢筋的影响。

5 结 论

从加固设计的角度, 以受压区混凝土达到极限应变或者受拉区钢筋屈服做为 RC 压弯结构极限状态, 对比分析滞后应变影响下套箍加固 RC 偏心柱的极限承载力, 得到以下结论:

(1) 在考虑滞后应变的情况下, 加固截面有可能会 3 种极限承载力降低情形: ① 原结构混凝土先于加固层混凝土破坏; ② 原结构钢筋先于加固层钢筋屈服; ③ 承载力达到极限时原结构应力水平较不考虑应变滞后时低 ( $M_1$ 、 $M_2$  反向时出现)。

(2) 随着先期恒载接近原结构极限承载力 (主要在  $80\% \sim 100\%$  先期恒载水平下), 滞后应变所导致的  $M-N$  可行域缩小速度会大大增加。

(3) 在 GB 50367—2013《混凝土结构加固设计规范》中 5.4.2—1~2 条的基础上, 提出了采用应变滞后劣化系数  $P'_{sd}$  以及劣化扩大系数  $\beta$  对其进行修正, 得到了考虑滞后应变的 RC 压弯构件极限承载力计算修正公式。

(4) 在一定范围内截面应变滞后劣化系数  $P'_{sd}$  与先期恒载水平  $N_1/N_{1max}$ 、先期偏心水平  $2e_1/h_0$  以及厚高比  $\Delta h/h_0$  正相关, 而与新老混凝土轴压强度比  $f_{c2}/f_{c1}$  以及新老钢筋屈服强度比  $f_{2sq}/f_{1sq}$  反相关, 如果仅考虑材料性能的使用效率, 采用高强材料加固以及薄层加固法更高效。

参考文献:

[1] JTG 3362—2018 公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范[S].  
[2] GB 50367—2013 混凝土结构加固设计规范[S].