

吊杆退化钢丝损伤模型及双折线近似计算

李元兵, 张启伟

(同济大学 桥梁工程系, 上海 200092)

摘要: 提出了新的钢丝损伤模型及双折线近似计算方法. 根据退化钢丝单调拉伸试验数据和有限元模拟结果, 以钢丝荷载—位移包络图, 建立了包含强度、刚度、延性折减及反映环境腐蚀和加载历程等影响因素的损伤模型. 结合精确积分及 S. M. Elachachi 本构方程损伤计算结果, 给出了新的双折线近似计算方法. 依据吊杆截面内钢丝锈蚀分布规律, 确立吊杆损伤因子, 并进行了模型验证和参数分析. 结果表明, 钢丝损伤后, 力学性能退化较明显; 所建立的吊杆损伤因子, 反映了各力学性能的退化, 较合理.

关键词: 吊杆; 退化钢丝; 拱桥; 损伤模型; 双折线

中图分类号: U 448.22

文献标识码: A

Damage Model and Bilinear Approximation of Deteriorated Wires in Suspenders

LI Yuanbing, ZHANG Qiwei

(Department of Bridge Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: Based on the mechanical properties of deteriorated wires which examined by experimental tests and FEM simulation, a new damage model and bilinear approximation of deteriorated wires in suspenders are proposed according to force-displacement envelope of deteriorated wires. The model is cumulative and capable of combining the real constitutive relations of wires, strength, stiffness, ductility, corrosion, and loading history. The new bilinear approximation of the deteriorated wires is advanced based on the exact solutions of integral method and S. M. Elachachi constitutive method. Furthermore, the damage indicator of suspender is established combined with the corrosion distribution and damage indicators of wires. Finally, the rationalization of the proposed model is validated and the sensibility of parameters is illustrated. It is found that the mechanical properties of wires degrade significantly with the corrosion and actual load history. In addition, the damage indicator of suspender is

reasonable which reflects the degradation in strength, stiffness and limit strain.

Key words: suspender; deteriorated wires; arch bridge; damage model; bilinear

吊杆是由钢丝所组成的串并联系统, 钢丝的力学行为控制着吊杆结构整体的力学行为. 在环境腐蚀及真实加载历程下, 吊杆内各层钢丝力学性能会不同程度地损伤退化, 使得吊杆承载力发生一定程度的折减. 为合理评价吊杆承载力, 需建立真实的吊杆损伤模型. 传统的损伤模型主要包括非累积损伤模型、累积损伤模型及组合模型. 最早的非累积损伤模型是以转角、曲率或位移为基准量定义的延性模型^[1]. Banon 等人提出考虑结构刚度或强度折减的损伤模型^[1]. Roufaiel 和 Meyer 对上述刚度损伤模型进行了改进^[2]. 累积损伤模型主要以累积塑性变形或加载历程中所吸收的滞后能为基准定义. 初始基于变形的累积损伤模型, 仅简单地将延性模型拓展至循环加载历程^[3]. Chung 结合 Miner 原理和假定的失效准则, 提出了基于变形的累积损伤模型^[4]. Kunnath 等人对该模型进行了一定的修改和完善^[5]. Gosain 等人根据屈服承载力和屈服位移, 提出了基于能量的累积损伤模型^[6]. 随后, Kratzig 和 Meskouris 以给定位移水平下循环加载中吸收的能量和失效所需能量, 定义损伤因子^[7]. 应用最广泛的组合模型是 Park 和 Ang 提出的将变形和吸收能线性叠加的损伤模型^[8-9]. Kunnath 等人用弯矩和曲率代替力和位移, 对该模型进行修改^[5].

总地来讲, 上述各损伤模型具有几点缺陷: ①不能同时考虑延性、刚度、强度、吸收能、低周累积等参数; ②不能同时考虑环境腐蚀和真实加载历程的影响; ③参数复杂, 取值离散性较大, 不能作为整体性

收稿日期: 2008-09-03

基金项目: 国家自然科学基金面上资助项目(50978199)

作者简介: 李元兵(1979—), 男, 工学博士, 主要研究方向为拱桥吊杆力学行为及损伤退化理论及应用. E-mail: cti_258@163.com

张启伟(1966—), 男, 教授, 博士生导师, 工学博士, 主要研究方向为桥梁结构健康监测理论. E-mail: zhangqw@tongji.edu.cn

损伤指标.

为克服上述缺陷,笔者以钢丝荷载—位移包络图建立了包含强度、刚度、延性折减及反映环境腐蚀和加载历程等影响因素的新的损伤模型及双折线近似计算方法.依据吊杆截面内钢丝锈蚀分布规律,确立了吊杆损伤因子,为今后吊杆损伤后的力学行为及剩余寿命评估提供理论基础.

1 退化钢丝理论损伤模型

1.1 退化钢丝应力应变关系

随钢丝损伤程度增加,钢丝强度、刚度、极限延伸率等力学性能指标均会不同程度地降低,力学行为呈脆性或延性,应力(σ)—应变(ϵ)关系表现为弹塑性. Elachachi S M 等人根据退化钢丝拉伸试验结果,提出如下本构关系^[10]:

$$\left. \begin{aligned} \sigma &= E \epsilon & \sigma &\leq \sigma_e \\ \sigma &= \sigma_e + \frac{E(\epsilon - \epsilon_e)}{1 + C(\epsilon - \epsilon_e)} & \sigma &\geq \sigma_e \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

式中: $C = (E \epsilon_u - \sigma_u) / [(\sigma_u - \sigma_e)(\epsilon_u - \epsilon_e)]$; ϵ_e 和 σ_e 分别为弹性应变和应力; ϵ_u 和 σ_u 分别为极限应变和应力; E 为钢丝弹性模量.

徐俊等人对 62 根退化钢丝进行了拉伸试验(钢丝失效应变的范围大致在 1.94%~6.88%)^[11], 所得的钢丝荷载—应变曲线如图 1 所示. 由图可知, 钢丝本构关系基本与式(1)相符. 钢丝力学性能退化趋势见图 2. 由图 2 可知, 钢丝退化后, 极限承载力和屈服承载力基本随 d_{\min} (钢丝的最小直径) 呈线性折减; 而极限延伸率和轴向刚度则随 d_{\min} 呈非线性折减. 因此, 吊杆截面内钢丝损伤因子的定义须包含各力学性能, 并反映环境腐蚀及真实加载历程等因素的影响.

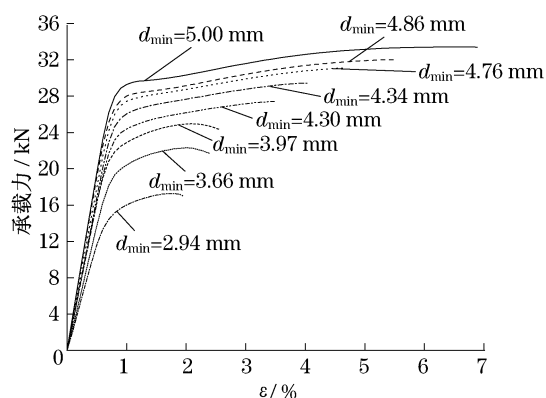


图 1 损伤钢丝荷载—应变曲线

Fig.1 Force strain curve of damaged wires

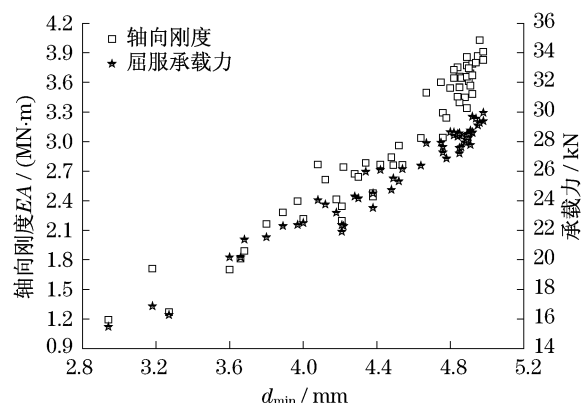


图 2 钢丝力学性能退化规律

Fig.2 Deterioration of mechanical properties of wires

1.2 模型定义

钢丝损伤因子的计算简图如图 3 所示. 图中, 曲线 OHI 为钢丝无损伤时的荷载—应变曲线, 完好钢丝的失效应变、极限承载力及轴向刚度分别为 ϵ_f , F_u 和 K_0 , 由荷载应变包络图所组成的总能量为 A_0 ; 曲线 LMN 为钢丝经历一定加载历程及环境腐蚀后的荷载—应变曲线, 钢丝失效应变、极限承载力以及轴向刚度分别折减为 ϵ_{fd} , F_{ud} 和 K_d , 而经历一定加载历程后的塑性应变为 ϵ_{pd} , 由荷载应变包络图所组成的剩余能量为 A_d (图 3 中阴影部分). 因此, 参考相关文献^[12], 钢丝退化后, 损伤因子可定义为

$$D = \frac{(A_0 - A_d)}{A_0} = \left(\int_0^{\epsilon_f} F d\epsilon - \int_{\epsilon_{pd}}^{\epsilon_{fd}} F_d d\epsilon \right) / \int_0^{\epsilon_f} F d\epsilon \quad (2)$$

式中, F 和 F_d 分别为完好钢丝和损伤钢丝承受的荷载. 当钢丝无损伤时, $A_d = A_0$, $D = 0$; 而当钢丝完全损伤时, $A_d = 0$, $D = 1.0$.

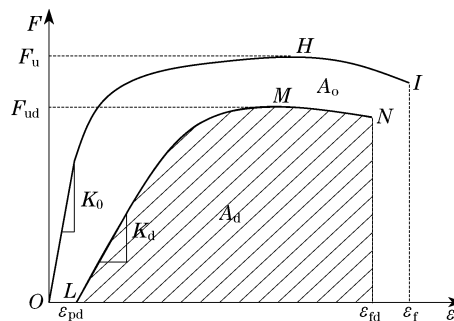


图 3 钢丝损伤因子定义

Fig.3 Definition of damage indicators of wires

由图 3 可知, 式(2)定义的钢丝损伤因子主要是基于力—位移响应, 而非弹性模量、拉伸强度、延伸率等基准量建立的, 不仅反映了真实加载历程对退化钢丝力学性能的影响, 而且包含了腐蚀等环境因

素的作用. 并且该模型为累积损伤模型, 包含了延性、刚度和强度等方面的折减, 参数简洁, 结果的离散性不大.

1.3 钢丝损伤因子简化计算方法

退化钢丝本构关系复杂, 而且由于试验条件、设备及人为因素等影响, 要精确计算钢丝的损伤因子有一定难度. 因此, 需建立参数简洁、结果离散性小的简化方法.

Park 和 Paulay 曾提出用简化的双折线模型代替钢的本构关系来计算钢筋混凝土构件的损伤^[13]. 本文以 Park 和 Paulay 法为基础, 结合图 1 中钢丝退化后荷载—应变曲线, 提出了如图 4 所示的两种简化计算方法. 图中, OAB 即 Park 和 Paulay 法, OA 为经过点 O 及荷载—应变曲线上对应 $0.75F_{yd}$ 点的直线, AB 为屈服承载力线; 双折线 OCB 中, OC 为退化钢丝荷载—应变曲线的切线, CB 同为屈服承载力线; 双折线 OEF 中, OE 与 OA 斜率相同, 直线 EF 对应的钢丝承载力为 $(F_{yd} + F_{ud})/2$. 各简化方法的计算表达式如下:

双折线 OAB

$$D = \frac{(F_y \epsilon_f - 2F_y \epsilon_{0.75,y}/3) - (F_{yd} \epsilon_{fd} - 2F_{yd} \epsilon_{0.75,yd}/3)}{F_y \epsilon_f - 2F_y \epsilon_{0.75,y}/3} \quad (3)$$

双折线 OCB

$$D = \frac{[F_y \epsilon_f - F_y(\epsilon_y - 0.2)/2] - [F_{yd} \epsilon_{fd} - F_{yd}(\epsilon_{yd} - 0.2)/2]}{F_y \epsilon_f - F_y(\epsilon_y - 0.2)/2} \quad (4)$$

双折线 OEF

$$D = \left\{ (F_y + F_u) [3\epsilon_f - (1 + F_u/F_y) \epsilon_{0.75,y}] - (F_{yd} + F_{ud}) [3\epsilon_{fd} - (1 + F_{ud}/F_{yd}) \epsilon_{0.75,yd}] \right\} / \left\{ (F_y + F_u) [3\epsilon_f - (1 + F_u/F_y) \epsilon_{0.75,y}] \right\} \quad (5)$$

式中: F_y 和 F_{yd} 分别为完好和损伤钢丝的屈服承载力; F_u 和 F_{ud} 分别为完好和损伤钢丝的极限承载力; ϵ_f 和 ϵ_{fd} 分别为完好和损伤钢丝的失效应变; $\epsilon_{0.75,y}$ 和 $\epsilon_{0.75,yd}$ 分别为完好和损伤钢丝对应 0.75 倍屈服承载力时的应变; ϵ_y 和 ϵ_{yd} 分别为完好和损伤钢丝对应的屈服应变.

为比较上述三种简化方法的计算精度, 将其与式(2)以及 Elachachi S M 法计算结果相比较(参见图 5). 由图可知, 双折线 OEF 的损伤计算结果同式(1)及 Elachachi S M 法较接近, 而 OAB 和 OCB 的计算值则偏高. 因此, 钢丝损伤因子可按双折线 OEF

(式(2))近似计算. 式(3)~(5)主要适用于加载历程中无塑性累积变形的情况. 而对有塑性累积变形的情况, 钢丝损伤因子可按图 6 近似计算(OEF 法). 式(5)修正为

$$D = \left\{ (F_y + F_u) [3\epsilon_f - (1 + F_u/F_y) \epsilon_{0.75,y}] - (F_{yd} + F_{ud}) [3(\epsilon_{fd} - \epsilon_{pd}) - (1 + F_{ud}/F_{yd}) \epsilon_{0.75,yd}] \right\} / \left\{ (F_y + F_u) [3\epsilon_f - (1 + F_u/F_y) \epsilon_{0.75,y}] \right\} \quad (6)$$

式中, ϵ_{pd} 为损伤钢丝的塑性累积应变.

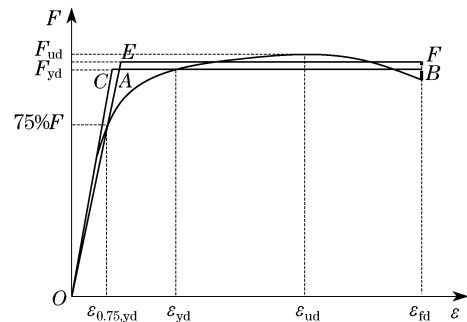


图 4 钢丝损伤因子简化计算图

Fig.4 Approximation of wires' damage indicators

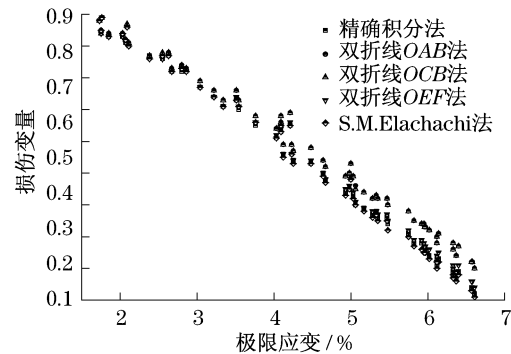


图 5 钢丝损伤因子计算结果比较

Fig.5 Comparison of different approximations of wires' damage indicators

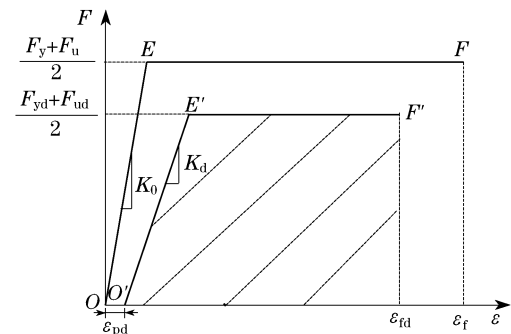


图 6 钢丝损伤因子的双折线 OEF 近似计算

Fig.6 Bilinear approximation OEF of wires' damage indicators

2 吊杆损伤因子

为计算吊杆损伤因子,首先需了解吊杆截面内钢丝锈蚀分布规律,并根据锈蚀规律模拟出各钢丝力学性能,再根据式(5)或式(6)计算出钢丝损伤因子,最后由钢丝损伤因子确定吊杆损伤因子.下面先确定吊杆截面内各钢丝锈蚀分布规律.

文献[11]研究认为:拉索截面内,位于护套破损位置正下方的钢丝锈蚀程度最高,而沿拉索周向和径向,随着破损部位和距离的增加,锈蚀比率按指数衰减(参见图7).表达式如下^[11]:

$$R_i = a^i \quad (7)$$

式中: R_i 为第*i*根钢丝的锈蚀比率, $R = (d_0 - d_{\min}) / (d_0 - d_{\min,0})$, d_0 为钢丝的公称直径; d_{\min} 为钢丝的最小直径; $d_{\min,0}$ 为基准钢丝的最小直径,基准钢丝为护套破损位置正下方的钢丝; i 指距离护套破损处的钢丝数(沿拉索周向),或钢丝所在层编号(沿拉索径向); a 为常数,根据文献[11],沿周向取0.868,沿径向则取0.844.吊杆和拉索腐蚀机理一致,截面内钢丝锈蚀分布规律采用式(7)模拟,而参数可根据吊杆检测结果予以修正.

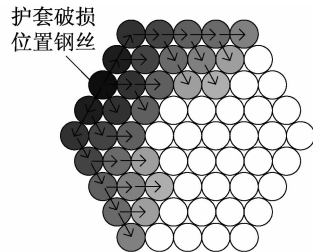


图7 吊杆锈蚀程度分布模拟^[11]

Fig.7 Simulation of corrosion distribution of suspender

由吊杆截面内各钢丝锈蚀分布规律及退化钢丝损伤模型,可定义吊杆损伤因子如下:

$$D = NA_0 - (1 - r) \sum_{i=1}^N A_i / NA_0 = 1 - \frac{(1 - r)}{N} \sum_{i=1}^N (1 - D_i) \quad (8)$$

式中: N 为吊杆截面钢丝总数; D_i 为第*i*根钢丝的损伤因子; r 为吊杆截面断丝率,根据文献[10], r 服从Weibull极值分布,可由吊杆检测结果确定.

3 模型验证与参数分析

3.1 损伤模型验证

图8、表1为不同损伤模型钢丝损伤计算结果(表中,试件编号1~60的腐蚀程度逐步增加).由结果可知,以极限承载力、轴向刚度和极限延伸率为基准量计算的损伤结果均低于本文计算值.其中,极限承载力法最小,刚度折减法其次,极限应变法相对较高.这表明,单独以刚度、强度或延性为基准量建立的损伤模型,预测结果会偏于不安全;而本模型既包含了钢丝各力学性能的退化,又反映了环境腐蚀以及真实加载历程的影响,较为合理.

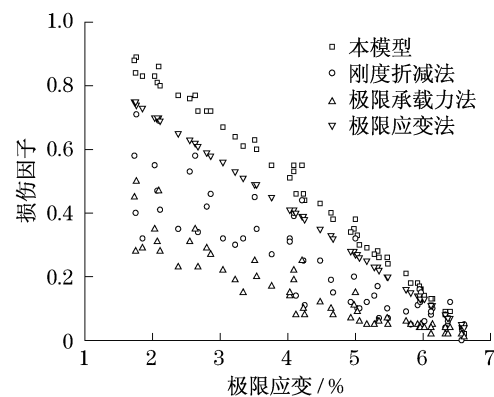


图8 不同损伤模型比较

Fig.8 Comparison of different damage models

3.2 参数分析

由表1可知,本文定义的损伤因子与极限应变法变化规律基本一致,而且以极限应变为基准量定义的损伤因子,较其他基准量高,表明钢丝对极限延伸率最敏感.这与Garry Wayne Vermaas等人研究成果基本一致^[14],即在钢丝损伤退化过程中,极限延伸率和表面几何形状变化是导致钢丝力学性能退化的关键因素.因此,极限延伸率是计算退化钢丝损伤因子的主要指标之一.损伤因子随钢丝各力学性能指标的变化规律参见图9.由图可见,损伤因子随极限应变呈线性变化,随极限承载力(或屈服承载力)呈非线性变化,随钢丝弹性模量及面积亦呈非线性变化.但损伤因子对极限延伸率敏感性最高,对轴向刚度(弹模和面积)和极限承载力为其次,其他力学性能指标基本包含其中.单独以弹性模量、面积、轴向刚度、延伸率等力学指标建立的损伤因子,会偏于不安全.

图10为吊杆截面内各钢丝力学性能随损伤因子退化情况,由图可见,当 $D < 0.10$ 时,钢丝力学性能基本未退化;当 $0.10 \leq D < 0.30$ 时,轻微退化;当 $0.30 \leq D < 0.45$ 时,有一定程度退化;当 $0.45 \leq D < 0.85$ 时,严重退化;而当 $D \geq 0.85$ 时,退化程度极高.因此, $D = 0.45$ 可作钢丝承载力评定的分界指标.

表 1 不同损伤模型钢丝 D 的计算结果
Tab.1 Numerical illustration of damage indicators of different damage models

试件编号	本模型	刚度折减法	极限承载力法	极限应变法	试件编号	本模型	刚度折减法	极限承载力法	极限应变法
1	0.89	0.71	0.50	0.74	31	0.46	0.25	0.10	0.39
2	0.88	0.58	0.45	0.75	32	0.35	0.20	0.11	0.28
3	0.86	0.69	0.47	0.70	33	0.29	0.12	0.05	0.25
4	0.77	0.58	0.35	0.62	34	0.13	0.08	0.04	0.11
5	0.83	0.55	0.35	0.70	35	0.30	0.10	0.06	0.26
6	0.76	0.53	0.31	0.63	36	0.24	0.07	0.05	0.20
7	0.81	0.47	0.31	0.70	37	0.16	0.15	0.05	0.13
8	0.55	0.44	0.25	0.39	38	0.09	0.12	0.04	0.07
9	0.80	0.41	0.28	0.69	39	0.34	0.12	0.07	0.28
10	0.63	0.45	0.25	0.49	40	0.17	0.16	0.04	0.14
11	0.67	0.32	0.22	0.56	41	0.33	0.10	0.09	0.27
12	0.77	0.35	0.23	0.65	42	0.26	0.10	0.07	0.20
13	0.84	0.40	0.28	0.75	43	0.38	0.15	0.08	0.32
14	0.72	0.42	0.29	0.59	44	0.28	0.17	0.06	0.23
15	0.72	0.46	0.27	0.58	45	0.13	0.10	0.05	0.11
16	0.83	0.32	0.29	0.73	46	0.18	0.05	0.05	0.15
17	0.72	0.34	0.23	0.61	47	0.26	0.07	0.06	0.22
18	0.60	0.35	0.20	0.49	48	0.18	0.11	0.05	0.14
19	0.51	0.31	0.15	0.41	49	0.09	0.08	0.04	0.08
20	0.53	0.40	0.19	0.41	50	0.16	0.12	0.04	0.13
21	0.55	0.39	0.22	0.41	51	0.21	0.09	0.06	0.16
22	0.51	0.32	0.14	0.41	52	0.14	0.06	0.04	0.13
23	0.64	0.30	0.19	0.53	53	0.11	0.09	0.02	0.11
24	0.38	0.32	0.15	0.27	54	0.27	0.14	0.05	0.23
25	0.55	0.27	0.17	0.45	55	0.07	0.06	0.02	0.07
26	0.61	0.32	0.15	0.51	56	0.08	0.04	0.02	0.08
27	0.43	0.25	0.12	0.35	57	0.04	0	0.02	0.05
28	0.46	0.14	0.08	0.40	58	0.02	0.05	0.01	0.04
29	0.44	0.11	0.08	0.38	59	0.04	0.03	0.02	0.04
30	0.40	0.19	0.10	0.33	60	0	0	0	0

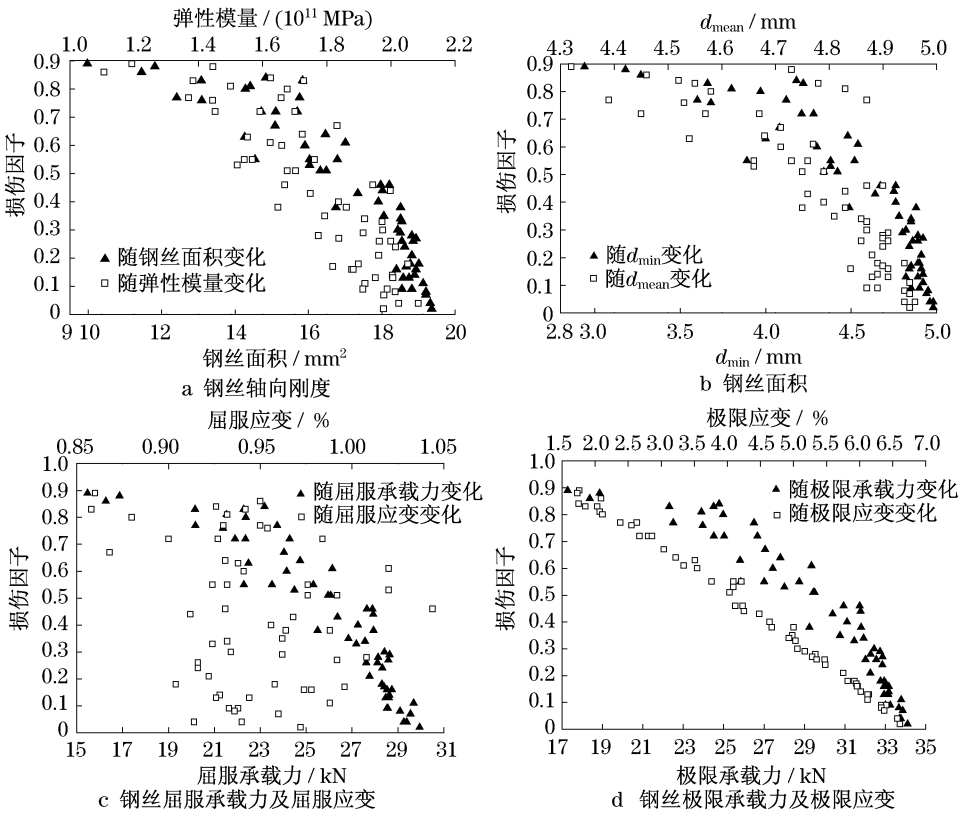


图 9 损伤因子随钢丝力学性能指标的变化

Fig.9 Deterioration of damage indicators with mechanical properties

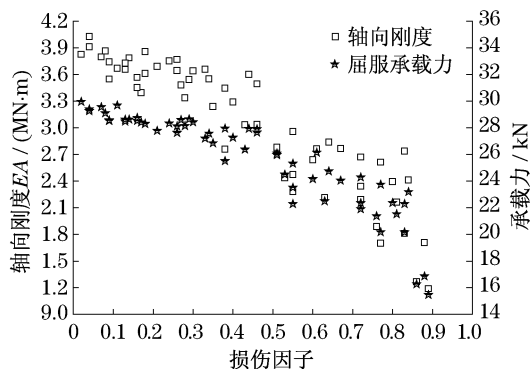


图10 钢丝力学性能随损伤因子的退化

Fig.10 Deterioration of wires' mechanical properties with damage indicator

4 结论

(1) 钢丝力学性能随损伤程度的增加呈不同程度降低,本模型包含了钢丝延性、强度、刚度折减及环境腐蚀和加载历程等因素影响,参数简洁,结果离散性小,是较合理的累积损伤模型。

(2) 钢丝损伤因子可按双折线 OEF 近似计算。

(3) 钢丝损伤因子对极限延伸率最敏感,对轴向刚度和极限承载力次之。

(4) 损伤因子 $D = 0.45$ 可作钢丝承载力评定的分界指标。

致谢 徐俊老师为本文提供了部分试验数据,使研究得以顺利进行,在此表示衷心的感谢!

参考文献:

[1] Banon H, Biggs J M, Irvine H M. Seismic damage in reinforced concrete frames[J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 1981, 107(9):1713.

[2] Roufaei M S L, Meyer C. Analytical modeling of hysteretic behavior of R/C frames[J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 1987, 113(3):429.

[3] Stephens J E, Yao J T P. Damage assessment using response. Journal of Structural Engineering[J]. ASCE, 1987, 113 (4):787.

[4] Chung Y S, Meyer C, Shinozuka M. Seismic damage assessment of RC members[R]. New York: State University of New York at Buffalo. Civil, Structural and Environmental Engineering, 1987.

[5] Kunnath S K, Reinhorn A M, Lobo R F. IDARC 3.0: a program for the inelastic damage analysis of RC structures[R]. New York: State University of New York at Buffalo. Civil, Structural and Environmental Engineering, 1992.

[6] Gosain N K, Brown R H, Jirsa J O. Shear requirements for load reversals on RC members[J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 1977, 103 (7):1461.

[7] Kratzig W B, Meskouris M. Nonlinear seismic analysis of reinforced concrete frames[J]. Earthquake Prognostics, 1993, 7(3):453.

[8] Park Y J, Ang A H S. Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete[J]. Journal of Structural Engineering, 1985, 111 (4):722.

[9] Ang A H S, Kim W J, Kim S B. Damage estimation of existing bridge structures [C] // Structural Engineering in Natural Hazards Mitigation. California: ASCE Structures, 1993:1137 - 1142.

[10] Elachachi S M, Breyse D, Yotte S, et al. A probabilistic multi-scale time dependent model for corroded structural suspension cables[J]. Probabilistic Engineering Mechanics, 2006, 21:235.

[11] 徐俊. 拉索损伤演化模型及剩余使用寿命评估[D]. 上海: 同济大学桥梁工程系, 2006.

XU Jun. Damage evolution model and residual service life assessment of stay cable [D]. Shanghai: Tongji University. Department of Bridge Engineering, 2006.

[12] Riyadh A Hindi. A proposed damage model for R/C bridge elements under cyclic loading[D]. Vancouver: The University of British Columbia. The Faculty of Applied Science, 2001.

[13] Park R, Paulay T. Reinforced concrete structures[M]. New York: John Wiley and Sons, 1975.

[14] Vermaas G W. Corrosion and embrittlement of high-strength steel bridge wires [D]. New York: Columbia University. Graduate School of Arts and Sciences, 2006.