

王晓飞,贾虎,王鹏飞,等.多龄期钢框架结构地震损伤模型研究[J].地震工程学报,2018,40(2):198-205.doi:10.3969/j.issn.1000-0844.2018.02.198

WANG Xiaofei, JIA Hu, WANG Pengfei, et al. Seismic Damage Model of a Multi-age Steel Frame Structure [J]. China Earthquake Engineering Journal, 2018, 40(2): 198-205. doi: 10.3969/j.issn.1000-0844.2018.02.198

多龄期钢框架结构地震损伤模型研究^①

王晓飞¹, 贾虎¹, 王鹏飞¹, 程洋², 罗强¹

(1. 南阳师范学院土木建筑工程学院, 河南 南阳 473061; 2. 合肥建工集团有限公司, 安徽 合肥 230088)

摘要:基于 ABAQUS 非线性有限元分析, 通过控制变量法分析得出影响多龄期钢框架地震损伤的主控因素为构件有效截面收缩与钢材极限强度退化。定义广义的锈蚀损伤, 并探索锈蚀损伤与未锈蚀原型结构地震损伤的关系, 最后建立基于未锈蚀原型结构地震损伤的多龄期结构地震损伤模型。

关键词:多龄期; 钢框架; 有限元分析; 锈蚀损伤; 地震损伤模型

中图分类号: TU391; TU317.1

文献标志码: A

文章编号: 1000-0844(2018)02-0198-08

DOI: 10.3969/j.issn.1000-0844.2018.02.198

Seismic Damage Model of a Multi-age Steel Frame Structure

WANG Xiaofei¹, JIA Hu¹, WANG Pengfei¹, CHENG Yang², LUO Qiang¹

(1. Academy of Civil Engineering & Architecture, Nanyang Normal University, Nanyang 473061, Henan, China;

2. Hefei Construction Engineering Group Co., Ltd, Hefei 230088, Anhui, China)

Abstract: Steel structures are light in weight, high in strength, and suitable for industrial manufacture. In China, there is currently a policy that supports the development of steel structures and their durability is gradually being addressed by designers, users, and researchers. In the design working life, even if a steel structure is maintained with an anti-corrosion coating, it is difficult to avoid corrosion as this is caused by external factors and the influence of corrosion on the performance of steel structures has become an urgent problem. Therefore, in this paper a dynamic time history analysis of multi-age (different degrees of corrosion) steel frame structures is carried out using ABAQUS software and the influence of corrosion damage is studied. The main work progressed as follows: based on the nonlinear finite element analyses from ABAQUS and using the control variable method, the main factors influencing earthquake damage in multi-age steel frames were found to be effective section shrinkage and ultimate strength degradation of the steel. Generalized corrosion damage was defined, and the relationship between corrosion damage and seismic damage in a non-corroded prototype structure explored. Finally, a multi-age structural damage model based on the earthquake damage in the non-corroded prototype structure was established.

① 收稿日期: 2016-08-22

基金项目:河南省高等学校重点科研项目(18A560018); 南阳师范学院校级专项项目(ZX2016009); 国家青年科学基金项目(51609117); 南阳师范学院校级青年项目(17437)

作者简介:王晓飞(1987—), 女, 山东临沂人, 博士, 讲师, 主要从事结构工程与工程抗震研究。E-mail: wangxiaofei870102@163.com。

通信作者:贾虎(1980—), 男, 河南南阳人, 博士, 副教授, 主要从事爆炸力学研究。E-mail: jiahu80@163.com。

Key words: multi-age; steel frame; finite element analysis; corrosion damage; seismic damage model

0 引言

钢结构质轻高强且适合工业化生产,与传统混凝土结构相比,钢结构更加符合可持续发展战略。在目前国家大力扶持发展钢结构的政策背景下,钢结构的耐久性问题也逐渐受到设计单位、用户以及科研人员的广泛关注。由于在设计使用年限内,即使对钢结构进行防腐涂装维护,也很难避免其受到外界腐蚀性介质的侵蚀,这使得腐蚀对钢结构设计使用年限内性能的影响成为了亟待解决的问题。

由于大气环境中的腐蚀对钢材造成了巨大的损失,世界各国投入了大量的人力物力研究建筑钢结构耐腐蚀问题,但所取得的成果主要集中在钢材耐腐蚀性能、机理、内外界影响因素及防腐措施有效性和寿命等方面,即大多仅停留在材料的范畴,较少涉及构件和结构层面,即使涉及也集中于钢结构桥梁、海洋平台等方向,鲜有研究涉及民用钢结构建筑^[1-6]。

基于材料层面,钢材腐蚀后其强度和延性下降;腐蚀生成的物质不能提供强度,导致构件有效截面缩小^[1-2]。本文针对腐蚀对钢材各项性能的影响,采用控制变量法分别研究钢材各项性能(包括屈服强度、极限强度、屈服应变、极限应变、弹性模量、构件有效截面等)的退化对多龄期钢结构地震整体损伤的影响程度,确定影响多龄期结构地震损伤的主控因素,并建立主控因素影响下的多龄期结构的地震损伤模型,为地震灾害损失评估提供有利工具。

1 腐蚀后钢材材料力学性能退化规律

国内外研究表明,一般大气环境下钢材的腐蚀大部分为均匀腐蚀,所以本文忽略坑蚀对钢材性能的影响,假定钢材发生均匀腐蚀;钢材腐蚀后屈服强度、极限强度等力学性能指标随失重率变化的公式多采用线性方程。文献[7]基于受腐蚀钢材力学性能试验结果,探索用失重率 D_w 这一指标来衡量腐蚀后钢材力学性能劣化的程度,并运用最小二乘法线性回归,得到受腐蚀后 Q235B 钢材屈服强度和抗拉强度与其失重率的关系式分别为:

$$f'_y/f_y = 1 - 0.985\ 2D_w \tag{1}$$

$$f'_u/f_u = 1 - 0.973\ 2D_w \tag{2}$$

$$D_w = (W_0 - W_1)/W_0 \tag{3}$$

式中: f_y 、 f'_y 分别为钢材锈蚀前后的屈服强度; f_u 、

f'_u 分别为钢材锈蚀前后的极限强度; W_0 、 W_1 分别为腐蚀前与腐蚀后钢材试件的质量。

对于腐蚀前的钢材,弹性模量 E_s 取 2.06×10^5 MPa;对于腐蚀后的钢材,参照 Lee H S 等^[8] 提出的钢筋的弹性模量随失重率下降公式 $E'_s/E_s = 1 - 0.75D_w$ 进行取值。

文献[9]总结了钢材腐蚀试验数据,得出钢材腐蚀后屈服应变 ϵ_y 和极限应变 ϵ_u 的退化规律。

本文基于各学者^[7-9]对腐蚀后钢材材料性能退化的研究成果,总结钢结构腐蚀现状,分别计算了失重率 D_w 为 0%、5%、12% 和 20% 时的材料性能参数(表 1)。

表 1 不同龄期/失重率的钢材材料性能参数

Table 1 Performance parameters of steel materials with different ages and weight loss rates

龄期/ D_w	σ_y /MPa	σ_u /MPa	ϵ_y	ϵ_u	E /MPa	D_A /%
龄期一/0%	235	375	0.001 175	0.024 675	2.06×10^5	0
龄期二/5%	223	357	0.001 165	0.019 215	1.98×10^5	5
龄期三/12%	207	331	0.001 160	0.013 302	1.87×10^5	12
龄期四/20%	189	301	0.001 155	0.013 204	1.75×10^5	20

注: D_A 为有效截面收缩率,根据失重率 D_w 推算。

2 钢结构层损伤模型研究

目前对钢结构的损伤尚无标准的定义,损伤力学从宏观和微观的角度对损伤是这样描述的:在加工、运输、安装及使用过程中,钢结构构件不可避免地会在内部或表面产生微小的裂纹或空洞等,在荷载、温度变化以及腐蚀介质等一定的外部因素作用下,这些缺陷会不断扩展、融合形成宏观裂纹,裂纹如果继续扩展将会导致构件或结构的脆性断裂破坏。这些缺陷的存在也会导致强度、刚度、塑性下降或使用寿命降低,使材料和结构力学性能发生劣化的这些微观变化就成为损伤。

随着人们认识的加深,研究损伤指标的角度也在不断发展,从材料层次到构件层次,再到结构整体层次,从单参数模型到多参数模型。地震作用下结构的破坏不仅与最大变形有关,还与结构的低周疲劳效应所造成的累积损伤有关。因此,目前研究者们更倾向于研究能考虑变形与低周疲劳效应共同作用的损伤模型,即更多地考虑多参数的损伤模型。

2.1 构件损伤模型

目前可应用于钢结构的损伤指数模型有以下 3

种：

(1) 欧进萍等^[10]首次提出的针对钢结构的损伤模型。该模型的非线性组合系数 β 对于一般结构取 2.0,对于重要结构取 1.0。

(2) 牛荻涛等^[11]通过试验研究和理论分析提出的一种最大变形和滞回耗能非线性组合的双参数地震损伤模型。该模型中 α 、 β 是组合系数,对于钢筋混凝土结构已采用统计回归方法得出相应数值,但是对于钢结构,其值还没有给出。

(3) 王光远等^[12]提出的规格化最大位移和规格化滞回耗能的非线性组合双参数损伤模型,可以近似考虑加载路径对结构损伤的影响,但该模型没有给出线性组合系数的取值。

不同损伤模型在不同损伤程度下的震害指数范围详见表 2 所列。

表 2 不同损伤程度下的震害指数范围

Table 2 Damage index range under different damage degrees

损伤程度	基本完好	轻微破坏	中等破坏	严重破坏	倒塌
牛荻涛	0.00~0.20	0.20~0.40	0.40~0.65	0.65~0.90	>0.90
欧进萍	0.00~0.10	0.11~0.25	0.26~0.45	0.46~0.65	0.90
刘伯权	0.00~0.10	0.11~0.30	0.31~0.60	0.61~0.85	0.86~1.00
Park&Ang	-	0.00~0.40	-	0.40~1.00	≥1.00

2.2 楼层损伤模型的选择

本文的结构层损伤模型采用欧进萍等^[10]提出的钢结构在地震作用下的地震损伤模型：

$$D = \left(\frac{X_m}{X_u}\right)^\beta + \left(\frac{E_h}{E_u}\right)^\beta \tag{4}$$

式中： X_m 为层结构在地震作用下的最大层间位移， E_h 为层结构在地震作用下的最大滞回耗能，这两个参数可通过 ABAQUS 软件对结构的弹塑性时程分析得到； X_u 为层结构的极限位移， E_u 为层结构的极限滞回耗能； β 为非线性组合系数，一般性结构取 $\beta=2.0$ ，重要结构取 $\beta=1.0$ ，本文中 β 取 2.0。

2.3 极限变形 X_u 参数的求解

极限变形 X_u 的求解可通过层结构恢复力模型求得。由于假定梁的刚度无穷大，结构的第 2 刚度系数较大，得出的极限变形较小，与 ABAQUS 结果及实际情况存在差别。

本文采用柱的双线性恢复力模型得出其参数（第 2 刚度系数取 0.02）。层结构的屈服变形 X_y 和极限变形 X_u 采用同一层各柱中屈服变形 X_{yi} 和极限变形 X_{ui} 的最小值：

$$X_y = \min(X_{yi}); X_u = \min(X_{ui}) \tag{5}$$

层结构的屈服剪力 f_y 和极限剪力 f_u 为同一

层各柱屈服剪力 f_{yi} 和极限剪力 f_{ui} 的叠加：

$$f_y = \sum_{i=1}^n f_{yi}; f_u = \sum_{i=1}^n f_{ui} \tag{6}$$

2.4 极限滞回耗能 E_u

利用钢结构低周疲劳试验结果导出的公式，求解极限滞回耗能 E_u ：

$$E_u = 2(1 - \alpha)E[\mu]F_yX_y(2N_f) \tag{7}$$

$$E[\mu] = \frac{E[X_m - X_y]}{X_y} \tag{8}$$

$$2N_f = \left(\frac{E[\mu]}{\mu_u}\right)^{-1/0.8} \tag{9}$$

$$\mu_u = \frac{X_u - X_y}{X_y} \tag{10}$$

式中： $E[\mu]$ 为层结构塑性延性系数均值； $2N_f$ 为半个滞回圈数目； μ_u 为层结构极限塑性延性系数。

3 钢结构整体损伤模型

本文采用 Park 等^[13]建立的整体结构损伤模型，对层结构损伤分析方法进行计算和评价，然后按一定权重系数将求得的各个层结构损伤指数进行加权组合得到整体结构的损伤指数。具体表达式为：

$$D = \sum (W_i D_i) / \sum W_i \tag{11}$$

式中： W_i 为第 i 层结构的损伤加权值，加权值代表了第 i 层对整个结构的损伤所做的贡献大小，Park 等通过把加权值 W_i 取为 $W_i = D_i$ 来表示损伤程度越严重的构件或楼层对整体结构损伤贡献越大。

4 钢材性能退化对结构整体损伤的影响

钢结构在大气腐蚀影响下，不同的龄期对应不同的腐蚀程度。然而，全国各地的钢结构因其所处外界环境的不同，其腐蚀速率也大不相同（表 3）。本文并非针对某一特定环境下腐蚀速率变化的影响研究，而是针对不同腐蚀程度对结构的影响展开的研究。针对某种特定环境，可以通过实地考察得出某地在大气腐蚀下的腐蚀速率，进而计算某龄期对应的腐蚀失重率 D_w ，再通过本文结论预测评估该地钢结构不同龄期下的地震损伤程度，为震害评估提供基础数据。

本文假定龄期一（未锈蚀）、龄期二、龄期三、龄期四所对应的钢材失重率 D_w 分别为 0%、5%、12%、20%。大气腐蚀对钢结构材料性能的主要影响为钢材屈服强度与极限强度降低、屈服应变与极限应变减小、弹性模量降低和有效截面收缩。采用单一控制变量法，分别研究不同腐蚀程度下各性能。

表 3 Q235 钢材在大气环境下的腐蚀速率

Table 3 The corrosion rates of Q235 steel in atmospheric environment

大气腐蚀速率	成都	广州	武汉	北京	包头	上海	鞍山	南京	ISO C2	ISO C3
$K/(\mu\text{m}\cdot\text{a}^{-1})$	27.5	36.4	14.2	11.7	6.7	17.8	19.5	4.0	1.3~25.0	25.0~50.0

退化因素对结构损伤的影响,并比较其影响程度,指出大气腐蚀对结构损伤影响的主控因素

有效截面缩小率 D_A 根据失重率推算,本文失重率 D_w 分别取 0%、5%、12%、20%。

$$D_A = \frac{A - A'}{A} = \frac{(A - A') \cdot \rho \cdot l}{A \cdot \rho \cdot l} = \frac{W - W'}{W} = D_w$$

(12)

式中: A 和 A' 分别为腐蚀前后构件的横截面积; ρ 为钢材密度; l 为构件长度; W 和 W' 分别为腐蚀前后构件的质量。

4.1 算例原始模型

按照我国现行《建筑抗震设计规范》^[14] 和《钢结构设计规范》^[15] 的相关规定,利用 PKPM 的 STS 软件设计了一榫九层平面抗弯钢框架,跨度为 6 m,层高均为 3.6 m。平面布置如图 1,结构立面如图 2。

楼屋面恒(活)载为 4.5(2.0) kN/m²,不上人屋

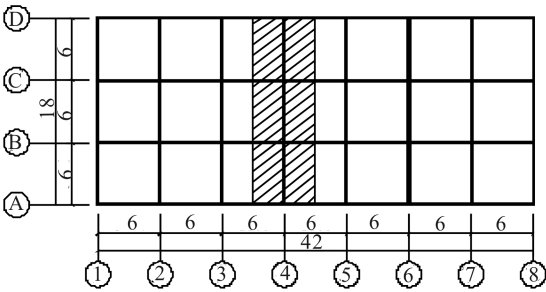


图 1 结构平面布置图(单位:m)
Fig.1 Structural plan layout (Unit:m)

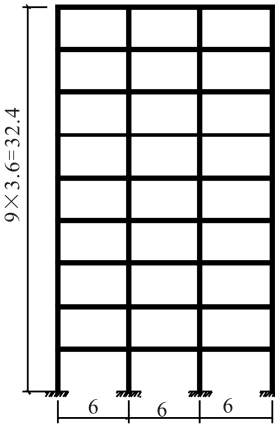


图 2 结构立面图(单位:m)
Fig.2 Structural elevation (Unit:m)

面活载为 0.7 kN/m²,基本风压为 0.3 kN/m²,雪载为 0.4 kN/m²,结构阻尼比为 0.02,抗震设防烈度为Ⅷ度(0.3g),地面粗糙度为 B 类,场地类别为Ⅱ类,设计地震分组为第三组。钢材为 Q235B,屈服强度 f_y 为 235 MPa,极限强度 f_u 为 390 MPa。框架柱采用箱形截面,框架梁采用焊接 H 型钢截面,结构的宽厚比满足规范的要求,且柱的轴压比均小于 0.4,满足强柱弱梁的要求。算例均属于规则建筑,不考虑结构的平面扭转。由于对称性,取一榫框架为研究对象,结构的地震作用由各榫框架平均承担,取④轴框架为计算单元,立面见图 2,截面尺寸见表 4。

表 4 结构截面尺寸

Table 4 Structural section size

层数	柱截面/mm×mm×mm		梁截面/mm×mm×mm
	中柱	边柱	
1~3	□400×400×18	□360×360×16	H450×180×9×14
4~6	□370×370×14	□350×350×14	H440×180×9×14
7~9	□340×340×12	□310×310×12	H390×170×9×14

4.2 地震波的选取

根据相关文献^[16]的研究,在增量动力时程分析中采用 3 条远场地震动记录对结构进行动力时程分析(表 5),以研究不同地震波对多龄期结构损伤的影响。

4.3 单独考虑多龄期材料属性的退化对结构损伤的影响

采用文献^[17,18]中的动力时程分析方法对多龄期钢框架结构进行损伤分析。腐蚀后只考虑屈服强度的变化,不考虑极限强度、屈服应变、极限应变、弹性模量和有效截面的变化。根据不同龄期对结构腐蚀程度的不同和前文给出的不同龄期/失重率对应的钢材材料性能参数,在 ABAQUS 建模中选用双折线钢材本构关系,只需调整材料本构模型参数即可。经计算,结果如图 3(a)所示。

同理,根据以上程序,可分别计算得出多龄期其他材料属性的退化对结构损伤的影响,结果如图 3。在计算有效截面缩小对结构的损伤影响时,在 ABAQUS 数值模拟建模过程中只考虑方形钢柱外表面的截面损失,以便更好地模拟实际的腐蚀情形。

由图 3 可知,三条不同的输入地震波在其强度相同的情况下对结构造成的损伤差别很大,但总体

表 5 ATC-63 建议的地震动输入

Table 5 Ground motion input recommended by ATC-63

编号	震级	发生年份	名称	地震台	分量	峰值加速度 PGA/g
1	6.5	1979	Imperial Valley, USA	EL Centro Array #11	NGA174-IMPVALL-H-E11230	0.38
2	6.5	1987	Superstition Hills, USA	EL Centro Imp.Co.	NGA721-SUPERST-B-ICC000	0.36
3	6.9	1989	Loma Prieta, USA	Gilroy Array #3	NGA767-LOMAP-G03000	0.56

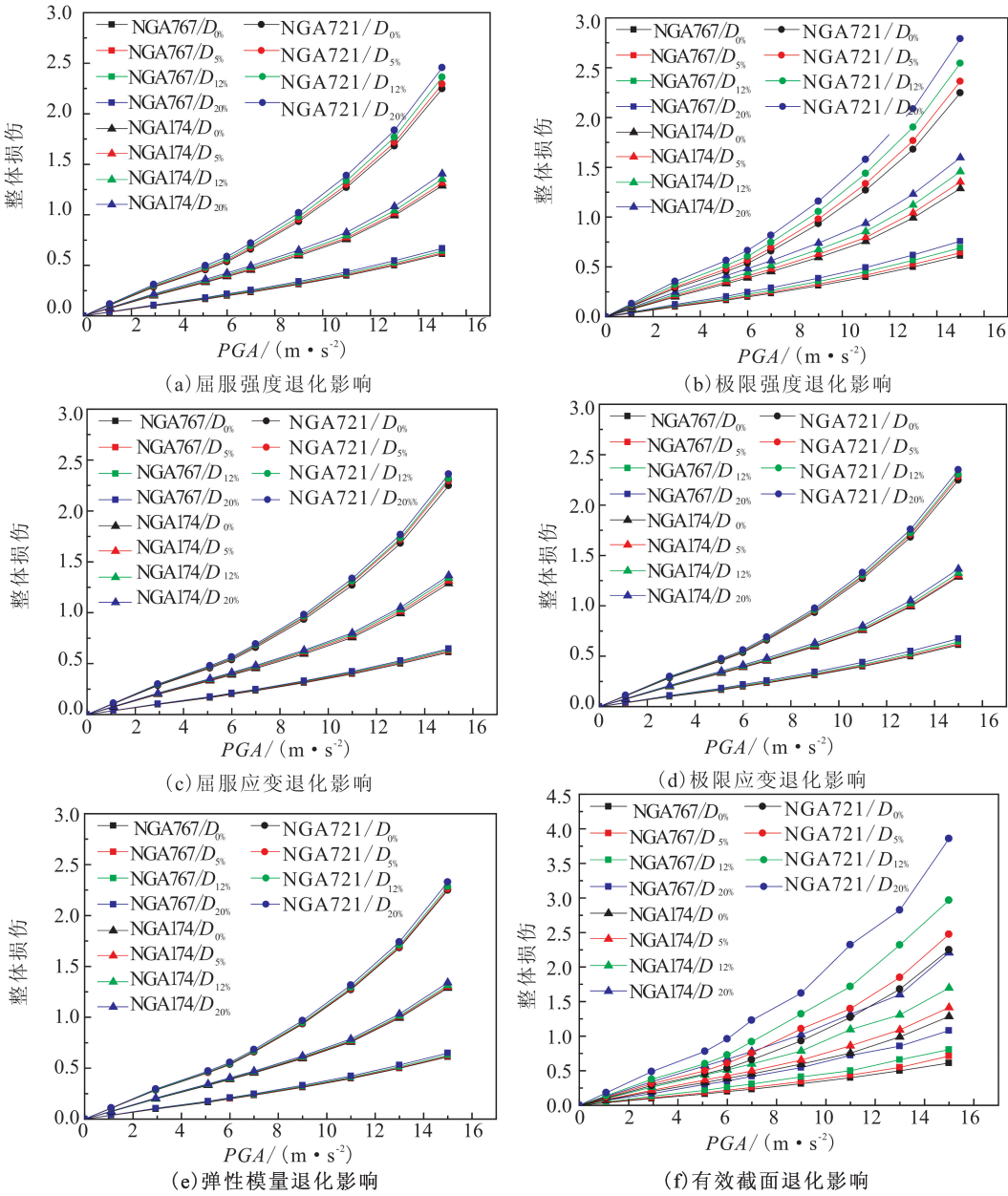


图 3 地震作用下不同龄期结构的整体损伤

Fig.3 Global damage of structures at different ages under earthquake

趋势上,结构损伤都是随着地震波强度的增大而增大。三条不同的地震波输入下,随着龄期的增长,结构的损伤值呈增大趋势,这符合客观规律,进一步说明了数值模拟的合理性。相对于极限强度、有效截面退化对结构损伤的影响,屈服强度、屈服应变、极

限应变和弹性模量的退化导致的结构损伤值随着龄期的变化范围较小,因此腐蚀造成的材料屈服强度、屈服应变、极限应变和弹性模量的性能退化是影响多龄期结构损伤的次要因素,而极限强度与有效截面的退化是影响多龄期结构损伤的主控因素。

下文的研究忽略次要因素对多龄期结构损伤的影响,主要研究主控因素的影响规律。

4.4 主控因素对整体结构损伤的影响

4.4.1 有效截面缩小的影响规律

为了更深入地了解主控因素对多龄期结构损伤的影响规律,本文定义广义的腐蚀损伤为腐蚀所导

致结构在地震动作用下的损伤增加值,即多龄期结构在地震作用下的结构损伤值与未锈蚀原型结构地震损伤值的差值。以未被腐蚀的原型结构损伤量 $D_{0\%}$ 为横坐标,广义腐蚀损伤 $D_{\text{corrosion}}$ 为纵坐标,绘出各龄期主控因素影响下腐蚀损伤随地震动强度的变化规律(图 4)。

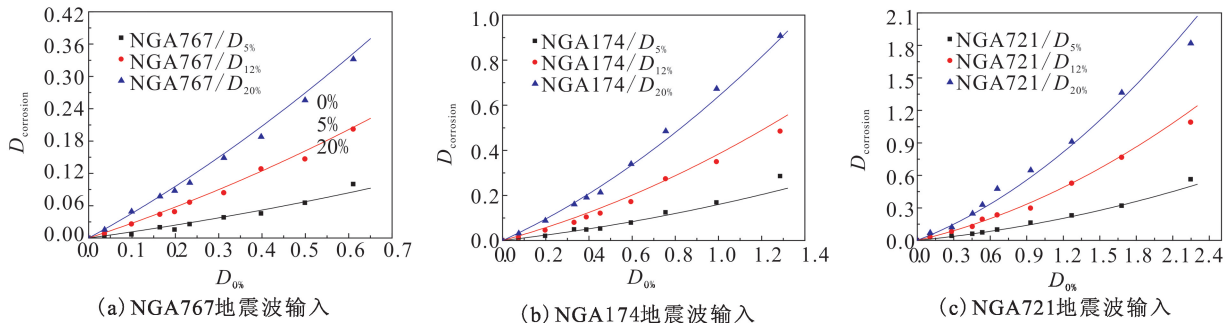


图 4 不同地震波作用下 $D_{\text{corrosion}}$ 与 $D_{0\%}$ 的关系(有效截面缩小影响)

Fig.4 The relationship between $D_{\text{corrosion}}$ and $D_{0\%}$ under the input of different seismic waves (Effected by the reduction of effective cross section)

由图 4 可知,三条不同的地震波输入下,腐蚀给结构带来的损伤随着原型结构变形累积损伤的增大而增大,且 $D_{\text{corrosion}}$ 与 $D_{0\%}$ 大致呈抛物线关系。

经拟合回归分析,得到 $D_{\text{corrosion}}$ 与 $D_{0\%}$ 的关系均能较好地符合下式:

$$D_{\text{corrosion},A} = D_A(D_{0\%}^2 + 2.198D_{0\%}) =$$

$$D_W(D_{0\%}^2 + 2.198D_{0\%}) \quad (13)$$

4.4.2 极限强度退化的影响规律

以龄期一的结构在地震作用下的损伤值 $D_{0\%}$ 为横坐标,只考虑极限强度退化的龄期二、三、四的结构在地震作用下的损伤值 D' 为纵坐标,绘出多龄期结构损伤值与原型结构损伤值的关系(图 5)。

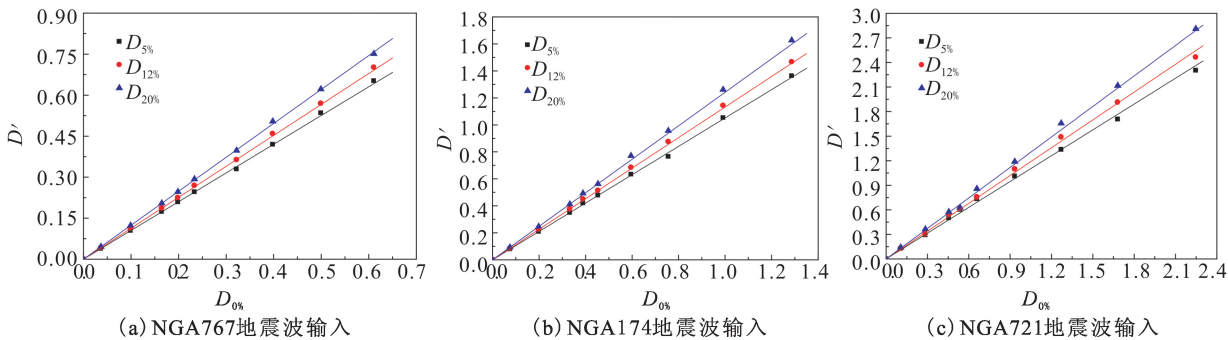


图 5 不同地震波作用下多龄期结构损伤 D' 与 $D_{0\%}$ 的关系(极限强度退化影响)

Fig.5 The relationship between D' and $D_{0\%}$ under the input of different seismic waves (Effected by the degradation of ultimate strength)

由图 5 可知,三条不同的地震波输入下,腐蚀给结构带来的损伤随原型结构变形累积损伤的增大而增大, $D_{5\%}$ 、 $D_{12\%}$ 、 $D_{20\%}$ 与 $D_{0\%}$ 呈线性关系,且符合以下关系式:

$$D' = \frac{1}{\frac{f_u'}{f_u}} \cdot D_{0\%} \quad (14)$$

化造成的腐蚀损伤为:

$$D_{\text{corrosion},f_u} = D' - D_{0\%} = \left(\frac{1}{\frac{f_u'}{f_u}} - 1 \right) D_{0\%} \quad (15)$$

4.5 基于未锈蚀原型结构地震损伤值的多龄期结构地震损伤模型

经过大量数值模拟发现多龄期结构在地震作用下的损伤值 D' 与原型结构/龄期一的损伤值 $D_{0\%}$ 有

根据广义腐蚀损伤定义,得到钢材极限强度退

一定关系。本文仅考虑主控因素,忽略次要因素对多龄期结构损伤的影响,认为多龄期结构在地震作用下的腐蚀损伤是由钢材极限强度和有效截面的退化引起的,则多龄期结构在地震作用下的损伤值可用龄期一的损伤值 $D_{0\%}$ 和腐蚀损伤 $D_{\text{corrosion}}$ 表示,见式(16),且本文所提出的多龄期结构地震损伤模型是基于欧进萍等^[10]的地震损伤模型,所以不用重新定义不同损伤程度下的震害指数范围。

$$D' = D_{0\%} + D_{\text{corrosion}, A} + D_{\text{corrosion}, f_u} = D_{0\%} + D_w(D_{0\%}^2 + 2.198D_{0\%}) + \left(\frac{1}{f'_u} - 1 \right) D_{0\%} \quad (16)$$

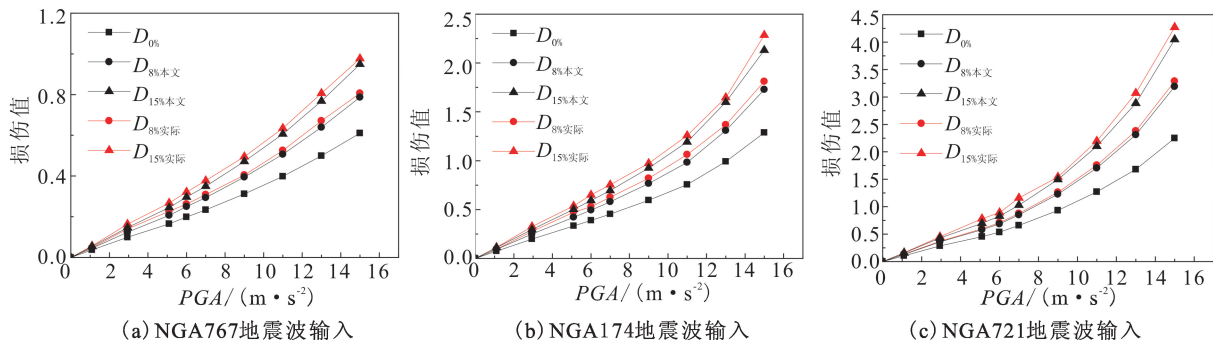


图 6 不同地震波作用下多龄期结构本文损伤模型计算值与实际损伤值比较

Fig.6 Comparison between the calculated value and actual value of the multi-age structure under the input of different earthquake waves

5 结论

本文主要分析了不同龄期钢材材料性能退化对多龄期结构地震损伤值的影响,指出了影响多龄期结构地震损伤值的主控因素与次要因素,通过一系列数值模拟分析得出以下结论:

(1) 基于欧进萍等^[10]的地震损伤模型,经过数值模拟分析,指出影响多龄期结构地震损伤的主控因素为构件有效截面的收缩与钢材极限强度的退化。

(2) 定义了广义的腐蚀损伤,通过研究分析得出在主控因素影响下所产生的腐蚀损伤与未锈蚀原型结构地震损伤值的关系,建立了基于未锈蚀原型结构地震损伤的多龄期结构地震损伤模型,并通过其计算值与实际值的比较,验证了所提出损伤模型的合理性与实用性。该模型的应用将大大节省多龄期结构在震害损失评估过程中的计算工作量。

参考文献(References)

[1] 史炜洲. 钢材腐蚀对住宅钢结构性能影响的研究与评估[D]. 上

海: 同济大学, 2009: 1-32.

以腐蚀失重率 D_w 为 8%、15% 的结构验证所提模型的合理性及实用性。由本文提出的多龄期结构损伤模型计算的结构损伤值与实际损伤值的比较如图 6 所示(本文所提模型是基于未锈蚀原型结构的地震损伤值 $D_{0\%}$ 计算的, 实际损伤值为在建模过程中完全考虑了材料的各项性能劣化得到的地震损伤值)。

由图 6 可以验证本文提出的多龄期结构在地震作用下的损伤模型能够较好地预测多龄期结构的地震损伤值, 这将大大节省多龄期结构在震害损失评估过程中的计算工作量。

海: 同济大学, 2009: 1-32.

SHI Weizhou. Investigation and Assessment of Influence of Steel Corrosion on Behavior of Residential Steel Structures[D]. Shanghai: Tongji University, 2009: 1-32.

[2] 刘新, 时虎. 钢结构防腐和防火涂装[M]. 北京: 化学工业出版社, 2005: 20-79.

LIU Xin, SHI Hu. Anti-corrosive and Fireproof Paint of Steel Structures[M]. Beijing: Chemical Industry Press, 2005: 20-79.

[3] 林翠, 王凤平, 李晓刚. 大气腐蚀研究方法进展[J]. 中国腐蚀与防护学报, 2004, 24(4): 249-256.

LIN Cui, WANG Fengping, LI Xiaogang. Progress of Research Method of Atmospheric Corrosion Research Method[J]. Journal of Chinese Society for Corrosion and Protection, 2004, 24(4): 249-256.

[4] GOTO Y, KAWANISHI N. Analysis to Predict Long-term Mechanical Performance of Steel Structures with Histories of Corrosion and Repair[J]. Journal of Structural Engineering, 2004, 130(10): 1578-1584.

[5] 郑山锁, 田进, 韩言召, 等. 考虑锈蚀的钢结构地震易损性分析[J]. 地震工程学报, 2014, 36(1): 1-6.

ZHENG Shansuo, TIAN Jin, HAN Yanzhao, et al. Seismic Fragility Analysis of Steel Structure Considering Steel Corrosion[J]. China Earthquake Engineering Journal, 2014, 36(1): 1-

- 6.
- [6] 王晓飞,王鹏飞,贾虎,等.基于时变地震损伤模型的多龄期钢框架结构易损性分析[J].地震工程学报,2016,38(2):192-200. WANG Xiaofei, WANG Pengfei, JIA Hu, et al. Seismic Vulnerability Analysis of Multiage Steel Frame Structures Based on Time-varying Seismic Damage Model [J]. China Earthquake Engineering Journal, 2016, 38(2): 192-200.
- [7] 史伟洲,童乐为,陈以一.腐蚀对钢材和钢梁受力性能影响的试验研究[J].建筑结构学报,2012,33(7):53-60. SHI Weizhou, TONG Lewei, CHEN Yiyi. Experimental Study on Influence of Corrosion on Behavior of Steel Material and Steel Beams [J]. Journal of Building Structures, 2012, 33(7): 53-60.
- [8] LEE H S, NOGUCHI T, TOMOSAWA F. FEM Analysis for Structural Performance of Deteriorated RC Structures Due to Rebar Corrosion [C]//Proceeding of the International Concrete under Several Conditions Proceeding of the 2nd International Conference on Concrete Under Severe Conditions. Tromsø, Norway: E&FN Spon, 1998: 327-336.
- [9] 张伟平,商登峰,顾祥林.锈蚀钢筋应力-应变关系研究[J].同济大学学报,2006,34(5):586-592. ZHANG Weiping, SHANG Dengfeng, GU Xianglin. Stress-Strain Relationship of Corroded Steel Bars [J]. Journal of Tongji University, 2006, 34(5): 586-592.
- [10] 欧进萍,牛荻涛,王光远.多层非线性抗震钢结构的模糊动力可靠性分析与设计[J].地震工程与工程振动,1990,10(4): 27-37. OU Jinping, NIU Ditao, WANG Guangyuan. Fuzzy Dynamic Reliability Analysis and Design of Multi Layer Nonlinear Aseismic Steel Structure [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 1990, 10(4): 27-37.
- [11] 牛荻涛,任利杰.改进的钢筋混凝土结构双参数地震破坏模型[J].地震工程与工程振动,1996,16(4):44-54. NIU Ditao, REN Lijie. Modified Seismic Damage Model with Double Variables for Reinforced Concrete Structure [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 1996, 16(4): 44-54.
- [12] 王光远.工程结构与系统抗震优化设计的实用方法[M].北京:中国建筑工业出版社,2000. WANG Guangyuan. Practical Methods of Optimum Aseismic Design for Engineering Structures and Systems [M]. Beijing: China Building Industry Press, 2000.
- [13] PARK Y J, AANG A HS. Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete [J]. Journal of Structural Engineering, 1985, 111(4): 722-739.
- [14] 建筑抗震设计规范: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 & Building Press, 2010.
- [15] 钢结构设计规范:GB50017-2003. [S].北京:中国建筑工业出版社,2003. Code for Design of Steel Structure: GB50017-2003. [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2003.
- [16] 叶列平,马千里,缪志伟.结构抗震分析用地震动强度指标的研究[J].地震工程与工程振动,2009,29(3):9-22. YE Lieping, MA Qianli, LIAO Zhiwei. Study on Earthquake Intensities for Seismic Analysis of Structures [J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2009, 29(3): 9-22.
- [17] 郑山锁,马德龙,刘洪珠.汶川地区震后钢筋混凝土框架结构的地震易损性研究[J].地震工程学报,2015,37(1):131-137. ZHENG Shansuo, MA Delong, LIU Hongzhu. Seismic Vulnerability of Post-earthquake Reinforced Concrete Frame Structures in the Wenchuan Area [J]. China Earthquake Engineering Journal, 2015, 37(1): 131-137.
- [18] 郑山锁,代旷宇,孙龙飞,等.钢框架结构的地震损伤研究[J].地震工程学报,2015,37(2):290-297. ZHENG Shansuo, DAI Kuangyu, SUN Longfei, et al. Research on the Seismic Damage of Steel Frame Structure [J]. China Earthquake Engineering Journal, 2015, 37(2): 290-297.