

文章编号: 1000-4750(2011)02-0198-07

地震作用下钢结构损伤过程数值模拟

*段红霞^{1,2}, 李守巨¹, 刘迎曦¹

(1. 大连理工大学工业装备结构分析国家重点实验室, 辽宁, 大连 116024; 2. 大连民族学院, 辽宁, 大连 116600)

摘 要: 采用弹塑性损伤本构模型, 该模型结合了非线性各向同性和随动强化准则以及基于塑性位移的损伤演化规律, 利用 ABAQUS 对一个 9 层钢结构在 EL-Centro 地震波作用下塑性变形和损伤区域的发展过程进行了数值模拟。结果表明, 上部楼层的梁端产生较明显的塑性变形并形成损伤部位。这与在 Northridge 地震中观测到的高层钢结构的地震损伤情况是一致的。

关键词: 地震荷载; 钢结构; 损伤演化; 数值模拟; ABAQUS

中图分类号: TU393.2 **文献标识码:** A

NUMERICAL SIMULATION OF DAMAGE PROCESS OF STEEL FRAMES UNDER EARTHQUAKE EXCITATION

*DUAN Hong-xia^{1,2}, LI Shou-ju¹, LIU Ying-xi¹

(1. State Key Laboratory of Structural Analysis for Industrial Equipment, Dalian University of Technology, Dalian, Liaoning 116024, China;

2. Dalian Nationalities University, Dalian, Liaoning 116600, China)

Abstract: The paper simulates the damaging process of a 9-story steel frame under EI-Centro earthquake ground motion using ABAQUS. In the analysis, the plastic damage model is combined with the nonlinear isotropic/kinematic hardening criteria and the damage evolution law of plastic displacement. The results show that the beam ends of upper floors undergo obvious plastic deformation and incur the appearance of damage domains. This observation is consistent with the observed seismic damage of high-rise steel structures during the Northridge earthquake.

Key words: earthquake excitation; steel frame; damage evolution; numerical simulation; ABAQUS

钢结构由于其质轻高强、工厂制作程度高和施工速度快等优点, 在我国高层建筑中得到越来越普遍的应用。钢结构一直被认为是抗震性能优越的结构形式, 但是 1994 年的美国 Northridge 地震和 1995 年的日本 Kobe 地震中, 许多高层钢结构发生断裂破坏, 结构工程界开始重新认识和研究高层钢结构的抗震性能, 应深入了解高层钢结构在强烈地震作用下可能发生的损伤、破坏以致倒塌的机理。目前, 国际公认的结构抗震原则是“小震不坏, 大震不

倒”, 我国规范规定的是小震弹性的设计方法, 对大多数结构来说, 一般只进行第一阶段的设计, 但国内外历次大地震的经验表明, 发生高于基本烈度的地震是可能的, 设计时要考虑“大震不倒”的必要性, 规范要求对薄弱层进行罕遇地震下变形验算, 即满足第二阶段设计要求。为防止高层钢结构在罕遇地震下严重破坏(如产生大的层间残余变形)或倒塌, 需进行结构弹塑性动力时程分析, 即根据选定的地震波和结构的恢复力特性(循环荷载下钢

收稿日期: 2009-10-16; 修改日期: 2010-01-21

基金项目: 国家自然科学基金项目(90815023); 国家重点基础研究发展规划项目(2007CB714006)

作者简介: *段红霞(1968—), 女, 山东人, 副教授, 博士生, 主要从事钢结构损伤识别研究(E-mail: duanhongxia00@163.com);

李守巨(1960—), 男, 辽宁人, 教授, 博士, 从事工程力学和参数反演研究(E-mail: lishouju@dlut.edu.cn);

刘迎曦(1944—), 男, 四川人, 教授, 博士, 从事有限元研究(E-mail: yxliu@dlut.edu.cn).

材的本构关系),对结构的动力方程采用逐步积分的方法计算地震过程中每一瞬时结构的位移、速度、加速度、内力反应,从而可以分析结构在弹性和非弹性阶段的内力变化及构件破坏、直至倒塌的全过程。进行结构弹塑性地震反应分析的关键问题是建立循环荷载下精确的材料本构模型和计算模型。对于建筑用钢材,常用的本构模型有理想弹塑性模型、各向同性强化模型及随动强化模型。理想弹塑性模型无法描述材料的硬化特性,与材料的实验结果有一定偏差。同性强化理论允许屈服面膨胀、收缩,适用于单调加载,对于循环塑性,同性强化不能反映包辛格(Bauschinger)效应。随动强化理论假定屈服面在应力空间中可以平移,但不能转动、膨胀和收缩。随动强化理论比同性强化理论前进了一步,但随动强化只适应于小应变的情况。对复杂荷载历史工况,同性强化、随动强化都不能真实描述钢材的循环特性。由 Hodge 提出,并由 Axelsson 和 Samuelsson^[1]进一步发展的混合强化模型将各向同性强化和随动强化结合起来,屈服面既能膨胀(收缩)又能平移,可考虑钢材的包辛格(Bauschinger)效应和屈服平台,模型简单而实用。许红胜介绍了一种新的双曲面混合模型,对非比例加载有良好的适用性,可用于钢结构在复杂动力荷载作用下的塑性分析^[2]。但是上述这些模型没有涉及到钢材损伤的影响,实际上原生材料就存在损伤^[3],随着荷载的循环作用,在材料中的微裂纹、微孔洞、剪切带等细观损伤萌生、串接、汇合、扩展,从而形成损伤的动态演化过程,直接影响着钢结构的性能。因此,要客观地描述建筑用钢材的循环本构关系,不可忽略损伤对材料性的不可逆劣化影响^[4-7]。郑宏提出了结构钢弹塑性各向异性损伤本构模型,采用非线性有限元方法,分析了箱形柱在单轴循环荷载作用下的滞回性能^[8]。丁阳考虑了钢材的损伤累积效应和应变强化效应,应用塑性应变和能量耗散理论建立了钢材的损伤力学模型^[9]。王连坤基于钢材各向同性塑性累积损伤本构关系,推导了考虑材料损伤和混合强化本构关系的弹塑性刚度矩阵,算例证明文中方法可以达到较高精度^[10]。Mashayekhi 采用连续损伤本构模型,计算了带槽口矩形截面试件的损伤参数,并通过试验证明了该模型的有效性^[11]。为了能够真实描述钢结构经受循环荷载时的损伤破坏特性,本文同时考虑了钢材的混合强化模型和损伤演化规律,利用高效有限元 ABAQUS 模拟了一个 9

层钢框架的地震反应,分析了损伤发生的时刻、部位及程度,对钢结构的损伤机理做了一定的研究和探讨。

1 钢材的弹塑性损伤本构模型

钢结构在强烈地震作用下,首先某些部位某些构件达到屈服,结构进入弹塑性状态。随着塑性变形的继续增大,局部构件在滞回运动中损伤退化,部分构件失效退出工作,结构进入破坏阶段。随着破坏进程的继续,更多的构件先后失效导致结构局部倒塌,最后整个结构因失稳而整体倒塌。进行地震结构破坏原型试验几乎是不可能的,计算机仿真模拟具有可行性和现实意义。

钢材一旦产生损伤,就会对应力-应变关系(即材料本构)产生影响。对损伤的研究有许多重要的概念和假设,如有效应力、应变等效性假设、能量等效性假设等。Lemaitre 等人继承了 Kachnov 和 Robotnov 的有效应力概念,在实验的基础上作了一些近似的处理,把损伤作为一种劣化因素结合到弹塑性本构中,建立了弹塑性损伤理论^[12-13]。该理论模型简单,对于金属材料,理论与实验结果吻合较好,因而得到广泛应用。损伤可以看作是受载材料因微缺陷的产生和发展而引起的承载力的逐步劣化,因此 Lemaitre 定义损伤变量 D 为:

$$D = 1 - \frac{A_{eff}}{A} \quad (1)$$

式中: A_{eff} 为构件有效抵抗面积; A 为总面积。在三维应力状态下,根据 Simo 和 Ju^[14]的分析,延性材料的损伤演化过程可以视为各向同性,因此钢材的损伤变量可以用标量 D 来表示,根据等效应变假设,有效应力 $\bar{\sigma}$ 可以定义为:

$$\bar{\sigma} = \frac{\sigma}{1-D} \quad (2)$$

式中, σ 为未损伤状态的 Cauchy 应力张量。采用同样关系式,有效偏应力张量 $\bar{s}$ 与偏应力张量 s 可表示为:

$$\bar{s} = \frac{s}{1-D} \quad (3)$$

当钢结构因受循环荷载处在塑性范围时,材料非线性应力-应变关系可以采用混合硬化模型较为精确地模拟,该模型屈服面方程定义为:

$$F = f(\sigma - \alpha) - s^0 \quad (4)$$

其中: s^0 是后继屈服面的尺寸; α 为屈服面在应力

空间内移动的位移张量; $f(\sigma - \alpha)$ 为 Mises 屈服面函数(相当 Mises 应力)。钢材损伤并具有损伤变量 D 后, 其力学性能也会发生变化, 为了建立损伤本构模型, 利用 Lemaitre^[12] 的应变等效假设, 受损材料的本构关系可采用无损时的形式, 只要把其中的 Cauchy 应力简单地换成有效应力即可, 因此屈服面方程可采用下式表示:

$$f(\sigma - \alpha) = \sqrt{\frac{3}{2} \left(\frac{\mathbf{s}}{1-D} - \alpha^{dev} \right) \left(\frac{\mathbf{s}}{1-D} - \alpha^{dev} \right)} \quad (5)$$

式中: $\mathbf{S} = \sigma + p\mathbf{I}$ 为偏应力张量, 其中 p 为静水压力, $\mathbf{I}$ 为符号张量; α^{dev} 是 α 的偏斜分量。对于金属材料, 适用于相关联流动法则, 塑性应变率可表示为:

$$\dot{\epsilon}^{pl} = \dot{\epsilon}^{pl} \frac{\partial F}{\partial \mathbf{s}} = \frac{3}{2} \dot{\epsilon}^{pl} \frac{(\mathbf{s} - \alpha^{dev})}{f(\sigma - \alpha)} \quad (6)$$

其中, $\dot{\epsilon}^{pl} = \sqrt{\frac{2}{3} \dot{\epsilon}^{pl} : \dot{\epsilon}^{pl}}$ 为相当塑性应变率。

在屈服面方程式(4)中, 各向同性硬化部分, 即屈服面尺寸 s^0 可利用指数形式计算^[15]:

$$s^0 = s|_0 + Q_\infty(1 - e^{-b\bar{\epsilon}^{pl}}) \quad (7)$$

式中: $s|_0$ 是塑性应变为 0 时的屈服应力; Q_∞ 为屈服面尺寸的最大变化; b 为随着塑性应变增加屈服面尺寸的变化率, 这两个参数可以通过材料试验来获得。随动硬化部分, 即屈服面在应力空间的移动 α , 定义为:

$$\dot{\alpha} = C \frac{1}{s^0} (\sigma - \alpha) \dot{\epsilon}^{pl} - g\alpha \dot{\epsilon}^{pl} \quad (8)$$

其中: C 为初始随动硬化模量; γ 是随动硬化模量随着塑性变形增加的降低率。这两个参数也可以通过材料试验得到。但是对于特定的钢材, 不论是同性硬化参数, 还是随动硬化参数, 难以真正通过试验来测定, 这时可以利用这些材料已有的常规试验数据, 比如对称应变循环试验数据、半循环应力-应变数据、稳定循环应力-应变数据等, 对这些数据进行处理或通过计算模拟来获得所需用值。

在弹塑性损伤模型实际应用时, 首先要判断损伤的出现。塑性变形发展到一定阶段, 微孔洞、微裂纹不断累积, 当满足下列准则时, 认为结构出现延性损伤^[16]:

$$w_D = \int \frac{d\bar{\epsilon}^{pl}}{\bar{\epsilon}_D^{pl}(h, \dot{\epsilon}^{pl})} = 1 \quad (9)$$

式中: w_D 为损伤状态变量, 随着塑性变形单调递增; $\bar{\epsilon}_D^{pl}$ 为延性损伤出现时的相当塑性应变, 是三

轴应力度 η 和相当塑性应变率的函数, $h = -p/q$, q 为 Mises 等效应力。由于局部剪切带引起剪切损伤时, 满足下列关系式:

$$w_s = \int \frac{d\bar{\epsilon}^{pl}}{\bar{\epsilon}_s^{pl}(q_s, \dot{\epsilon}^{pl})} = 1 \quad (10)$$

式中: w_s 是剪切损伤时的状态变量; $\theta_s = (q + k_s)/\tau_{\max}$ 为剪切应变率, 其中, $\tau_{\max}$ 为最大剪切应力, k_s 是材料参数, 对于结构钢材 k_s 取 0.03。

假定损伤是材料刚度的逐步退化, 钢材发生损伤后, 在反复荷载作用下的损伤变量 D 向增大的方向发展, 且与所经历塑性应变有关, 但是损伤演化规律如果定义为相当塑性应变的函数, 其计算结果具有网格依赖性^[15]。Hilleborg 的方法, 可以很好地解决这个问题。Hilleborg 提出脆性断裂概念, 把裂纹张开单位面积所需的能量 G_f 作为材料参数。采用该方法时, 钢材损伤演化规律定义为相当塑性位移或者断裂能量的函数, 可以表示为指数式:

$$D = \frac{1 - e^{-a(\bar{u}^{pl}/\bar{u}_f^{pl})}}{1 - e^{-a}} \quad (11)$$

$$D = 1 - \exp\left(-\int_0^{\bar{u}^{pl}} \frac{s_y \dot{\epsilon}^{pl}}{G_f} d\bar{u}^{pl}\right) \quad (12)$$

以上两式可以有效降低计算结果对网格的敏感性; 式中, $\bar{u}^{pl}$ 为相当塑性位移; $\bar{u}_f^{pl}$ 是结构破坏时的相当塑性位移; a 为与材料有关的参数, 对于结构钢材 a 在 0—3 之间; s_y 是损伤后屈服应力; G_f 为破坏能量, 可采用下式计算:

$$G_f = \int_{\bar{\epsilon}_0^{pl}}^{\bar{\epsilon}_f^{pl}} L s_y d\bar{\epsilon}^{pl} = \int_0^{\bar{u}_f^{pl}} s_y d\bar{u}^{pl} \quad (13)$$

式(13)把损伤出现后的相当塑性位移和屈服应力联系在一起, 损伤出现前 $\dot{\epsilon}^{pl} = 0$, 产生损伤后 $\dot{\epsilon}^{pl} = L \dot{\epsilon}^{pl}$, L 是特征长度, 是基于单元几何尺寸定义的: 对于梁和桁架, 特征长度采用单元长度; 对于壳和平面单元, 采用单元面积的平方根。采用上述讨论的弹塑性损伤本构模型, 本文对一高层钢结构的地震反应进行了模拟, 分别输入纵横地震波, 分析了塑性变形特点及损伤发生的时刻、位置以和损伤程度, 为研究钢结构的损伤演化作了一定的探讨。

2 某钢结构地震损伤分析

某工程为一个 9 层钢框架-支撑结构体系, 钢支撑的平面布置及立面图见图 1、图 2。主要柱网尺

寸为 $6\text{m} \times 6\text{m}$ ，一层层高为 4.5m ，标准层层高 3.9m ，横向为框架体系，纵向为支撑体系。抗震设防烈度为 8 度($0.30g$)，设计地震分组为第一组，II 类场地。恒载标准值 4.8kN/m^2 ，活载 2.0kN/m^2 。钢材采用 Q235 钢，框架柱采用箱形截面，梁、支撑均采用 H 形截面，截面尺寸如表 1。Q235 钢基本参数为弹性模量是 206GPa ，屈服强度 235MPa ，极限强度 390MPa ，极限拉应变 0.25 。

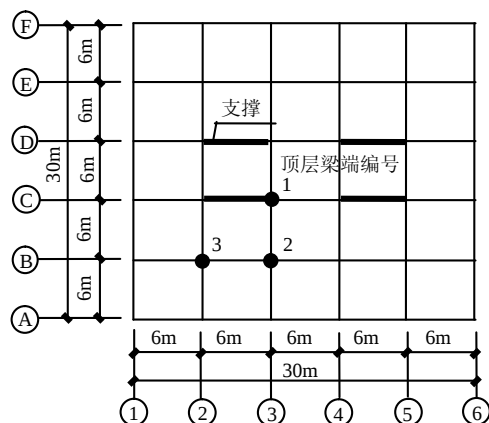


图1 支撑平面布置图

Fig.1 Layout of brace plan

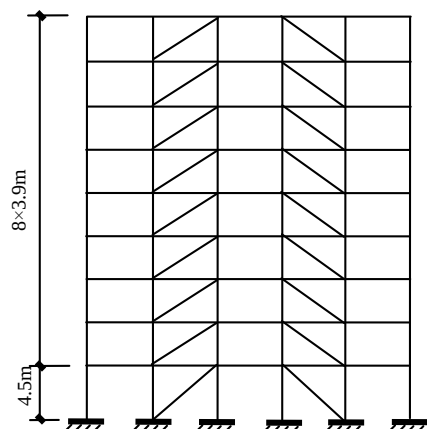


图2 支撑立面布置图

Fig.2 Layout of brace elevation

表1 梁、柱、支撑截面尺寸

Table 1 Cross section of beam, column and brace

截面	层数		
	1-3	4-6	7-9
梁	H400×200×10×16	H400×200×10×16	H400×200×10×16
中柱	□450×450×30	□400×400×24	□350×350×20
边柱	□250×250×22	□230×230×18	□200×200×14
支撑	H250×300×14×18	H220×280×14×18	H200×250×14×18

本文旨在分析钢结构在大震作用下的损伤演化规律，时程分析时输入的地震波的加速度峰值越高，建筑物损伤程度越大，因此选用 20s 的 EL-Centro 地震波，如图 3 所示，沿纵横两向分别

加载，并进行 2 倍调幅，峰值加速度为 683.4cm/s^2 ，超出《建筑抗震设计规范》规定的最大值 510cm/s^2 ，但这样可以更清楚地显示整个结构在强震作用下的损伤位置及损伤演化规律。

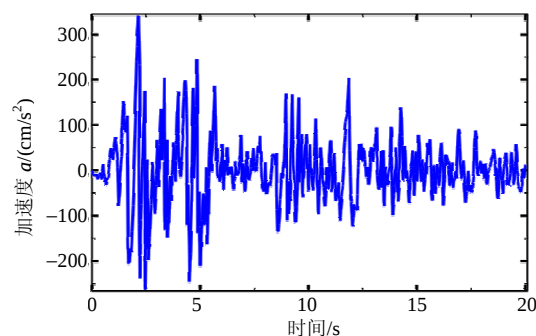


图3 EI-centro 地震波图形

Fig.3 The EI-centro Accelarograms

现有的钢结构分析，材料的本构模型几乎都采用双线性随动硬化模型，该模型虽然简单实用，但不能反映钢材在地震作用下的非线性硬化特征，为了使分析结果更接近结构的真实情况，在进行弹塑性计算时，本文采用了上文讨论的混合硬化模型，如图 4 所示。图 4 中曲线为对称应变控制下，达到循环稳定后的应力-应变关系图，一般通过试验获得。本工程采用 Q235 钢，在没有稳定循环试验数据的情况下，参照文献[17]的方法，通过数值分析的得到了稳定的应力-应变曲线；进一步利用相似材料的已有数据，近似地得到了计算所需材料参数。

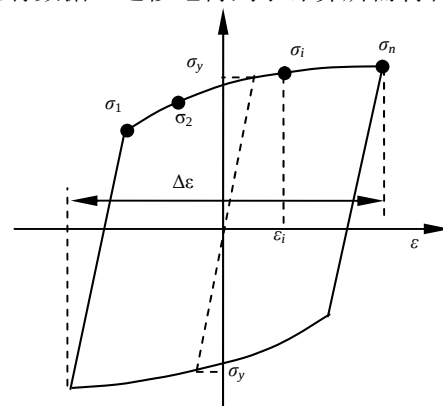


图4 非线性各向同性随动混合硬化模型

Fig.4 Nonlinear isotropic/kinematic hardening model

利用 ABAQUS 对钢结构进行时程分析时，损伤的加入，需要确定损伤起始准则和损伤演化规律。应力三轴度 $h = -p/q$ 可以综合反映应力场中的三轴应力状态对材料变形的约束程度，对材料的损伤破坏有重要影响，甚至常常起决定作用^[18]。因此，损伤开始时的相当塑性应变，定义为三轴应力的函数 $\bar{\epsilon}_D^{pl}(h, \bar{\epsilon}^{pl})$ 。此函数的具体表达式难以直接

通过试验来获得, 本文根据文献[19]介绍的方法, 并通过 ABAQUS 数值模拟绘出图 5 所示损伤出现时的相当塑性应变和三轴应力度的曲线图。

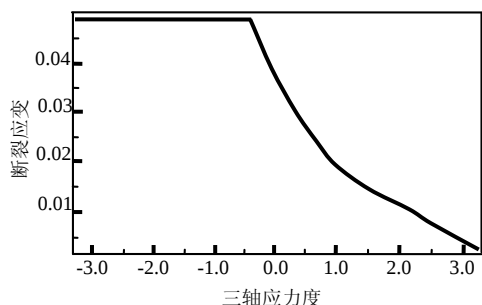


图 5 断裂应变与三轴应力度关系曲线

Fig.5 Curve of fracture strain and stress

对于损伤产生后的损伤演化规律, 为了减小计算结果对网格的依赖性, 一般定义为塑性位移或者破坏能量的函数, 而不是塑性应变的函数。具体定义损伤演化的方式很多, 可采用位移控制损伤或能量控制损伤。对于建筑钢材, 采用位移定义损伤时, 指数形式较为适宜, 如图 6 所示, 指数 a 可取 0—2 的数值, 最大损伤值为 1 时的塑性位移值 $\bar{u}_f^{pl}$, 利用公式 $\bar{d}^{pl} = L \bar{e}^{pl}$ 计算; 采用能量定义方式时, 需确定破坏能量 G_F , 式(13)可用来计算此值。

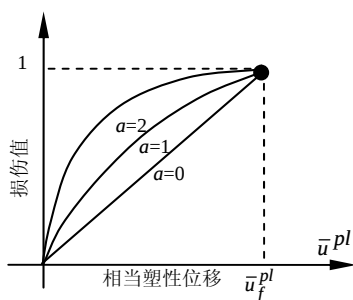


图 6 基于塑性位移的损伤演化

Fig.6 Damage evolution based on plastic displacement

上述各模型和材料参数确定后, 就可利用 ABAQUS 进行地震作用下钢结构的弹塑性损伤模拟。计算时, 不考虑楼面活荷载, 把楼板重量折算为梁的质量, 计入动力作用, 梁柱节点处采用焊接刚性连接, 经过 20s 的地震波计算, 给出了顶部最大位移时程曲线, 图 7 所示; 顶层梁 12 和梁 23 的梁端分别在纵横地震波下的相对位移时程曲线, 如图 8 所示, 梁的位置见图 1; 为了清楚显示整个钢框架塑性区出现的位置及发展状况, 考虑到结构的对称性, 在两个方向只绘出半个结构, 并且各榀框架分开显示, 图 9 所示; 损伤计算是本文的重点, 损伤(刚度退化)产生的时刻、位置、程度及变化规律, 同样采用半结构绘出, 如图 10 所示, 表 2 列出了不同时刻各损伤区的损伤量值。

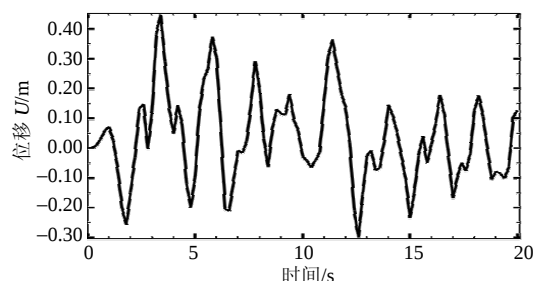


图 7 顶层位移时程

Fig.7 Displacement history of roof

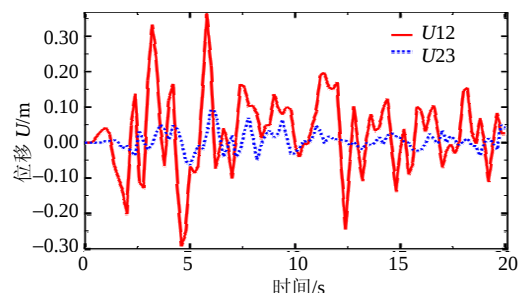
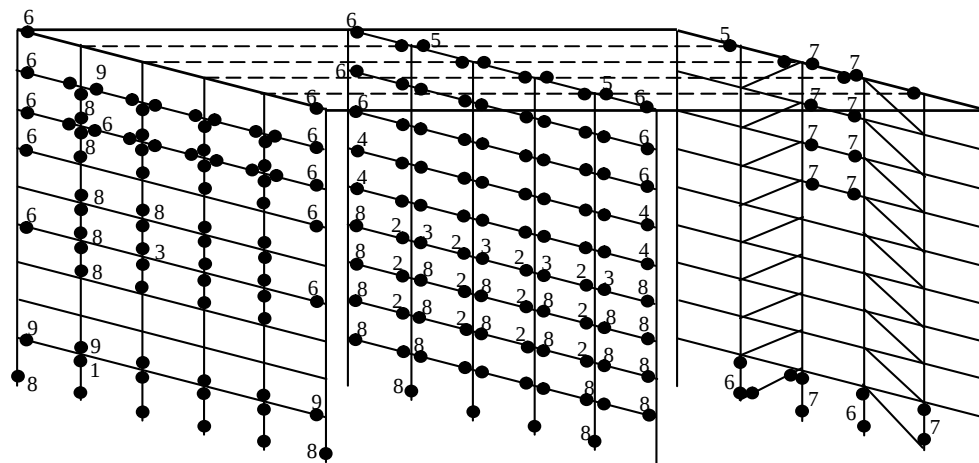
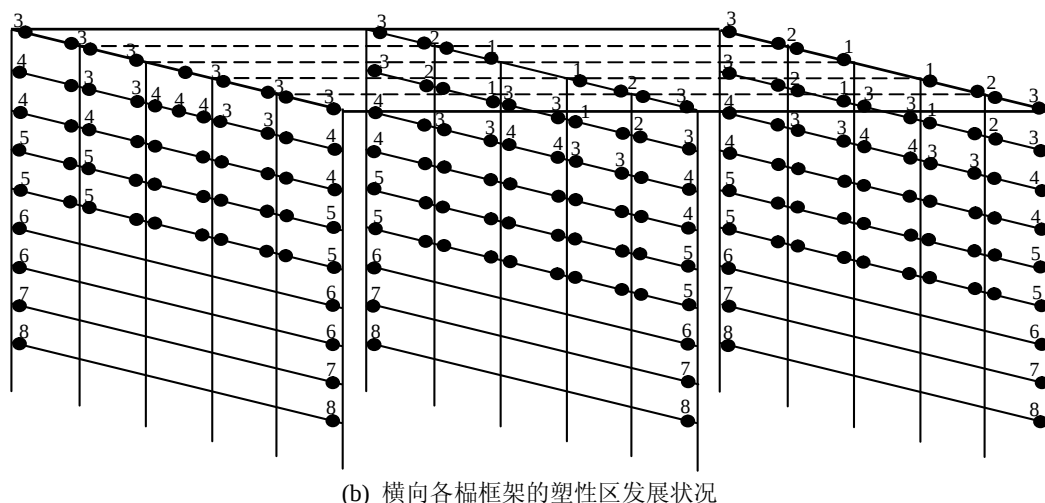


图 8 梁端相对位移时程曲线

Fig.8 Relative displacement history of beam ends



(a) 纵向各榀框架的塑性区发展状况(数字为塑性区出现的次序)



(b) 横向各榀框架的塑性区发展状况

图9 钢框架塑性区发展状况

Fig.9 Plastic zone development of steel frame

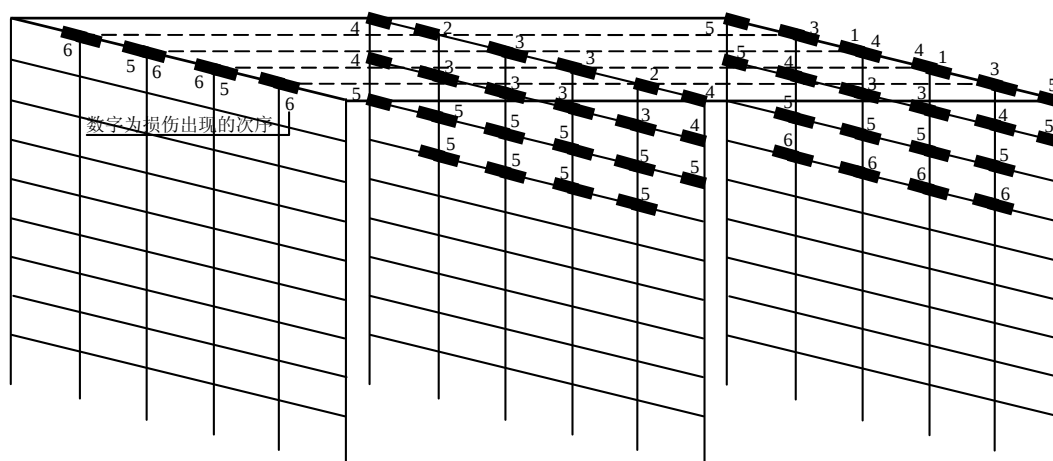


图10 钢框架损伤演化规律

Fig.10 Damage evolution of steel frame

表2 钢框架损伤量值
Table 2 Damage of steel frame

时刻	各损伤区的损伤值 D					
	1	2	3	4	5	6
4.6s	0.0065					
5.0s	0.0238	0.0208				
7.0s	0.121	0.142	0.105			
10.0s	0.160	0.239	0.125	0.0357		
15.0s	0.289	0.459	0.264	0.191	0.0472	
20.0s	0.336	0.595	0.304	0.269	0.116	0.0218

3 对计算结果的讨论

(1) 在纵横地震波分别作用下, 梁 12 的相对位移 U_{12} 远大于梁 23 的相对位移 U_{23} (图 8), 这是由于纵横体系刚度差异造成的。纵向框架有两榀增加了支撑, 连接有支撑和无支撑框架之间的横梁, 如梁 12 必然产生应力集中, 出现较大的塑性变形,

损伤应首先在此处产生。横向体系为纯框架, 刚度均匀, 连梁 23 相对位移要小很多, 经计算纵向框架梁基本没有出现损伤。

(2) 纵向支撑体系方向, 从 1.8s 开始, 地震波峰值出现较大变化(图 3), 顶层位移时程几乎达到最大值(图 7), 结构开始出现塑性变形(图 9)。最先出现塑性变形的部位是在边框架的底层柱顶, 随着地震的持续, 塑性区域由下向上不断发展, 并且主要集中在框架柱上下端; 中间框架塑性区主要集中在梁端, 3.6s 时, 几乎所有梁端都出现了塑性变形; 对于支撑框架, 除了底层部分柱支撑和上部楼层局部梁端产生塑性区外, 其它部分塑性变形都很小。各框架随着地震持时塑性范围和塑性程度进一步扩展, 到 20s 时, 大部分构件进入塑性状态。

(3) 横向无支撑框架体系, 由于刚度相对较弱,

产生的塑性变形较大,且主要集中在中上部楼层的梁端(图9)。2.0s时,首先在顶层垂直于支撑的梁端产生塑性变形,然后从上到下,逐步发展,地震结束时,最大的相当塑性应变达到了0.0897,而纵向最大塑性应变为0.0318。根据损伤的产生的条件,首先应在塑性变形大的横向框架出现,并随着地震进程不断扩展增强。

(4) 损伤是塑性变形积累到一定程度产生的。地震进行到4.6s时,在塑性变形最大的位置,即图10中1号损伤区出现刚度退化,但损伤程度较小, $D=0.0065$ (表2)。随着地震的持时,到达10s时,最大的2号损伤区损伤量为 $D=0.239$,损伤大致分布在顶部两层的梁端;20s时,损伤已扩散到顶部四层的范围,最大损伤值达到 $D=0.595$ 。从图10中可以看出,损伤主要集中在顶部几个楼层的梁端。文献[19]中考察了一个经受1994年Northridge地震后17层的钢结构工程,发现破坏主要在顶部楼层梁端节点,其他部位很少有损坏,这一点与本文算例的计算结果是吻合的。

参考文献:

- [1] Axeleson K, Samuelsson A. Finite element analysis of elastic-plastic materials displaying mixed hardening [J]. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 1979, 14: 211—215.
- [2] 许红胜, 熊辉. 钢结构塑性分析的新模型[J]. *工程力学*, 2004, 21(5): 161—165.
Xu Hongsheng, Xiong Hui. A new model for plastic analysis of steel structures [J]. *Engineering Mechanics*, 2004, 21(5): 161—165. (in Chinese)
- [3] 吴德飞, 童根树. 含初始缺陷钢结构损伤累积至断裂及后期的调查分析[J]. *工程力学*, 2006, 23(8): 160—167.
Wu Defei, Tong Genshu. Damage accumulation, fracture and post fracture analyses for initially flawed steel structures [J]. *Engineering Mechanics*, 2006, 23(8): 160—167. (in Chinese)
- [4] 支旭东, 范峰, 沈世钊. 凯威特型单层球面网壳在强震下的失效研究[J]. *工程力学*, 2008, 25(9): 7—12.
Zhi Xudong, Fan Feng, Shen Shizhao. Seismic failure of single-layer reticulated domes [J]. *Engineering Mechanics*, 2008, 25(9): 7—12. (in Chinese)
- [5] 韦未, 李同春. 一种新的用于各向同性损伤模型的四参数等效应变[J]. *工程力学*, 2005, 22(6): 91—96.
Wei Wei, Li Tongchun. New four-parameter equivalent strain for isotropic damage model [J]. *Engineering Mechanics*, 2005, 22(6): 91—96. (in Chinese)
- [6] 陈志英, 董湘怀. 基于GTN细观损伤模型的板料成型过程损伤分析[J]. *工程力学*, 2009, 26(7): 238—244.
Chen Zhiying, Dong Xianghuai. Ductile damage analysis for sheet metal forming based on GTN mesoscopic damage model [J]. *Engineering Mechanics*, 2009, 26(7): 238—244. (in Chinese)
- [7] 郑寒辉, 赵晓华. 含裂纹损伤杆系结构的动态特性研究[J]. *工程力学*, 2007, 24(12): 53—58.
Zheng Hanhui, Zhao Xiaohua. Dynamic behaviours of beam structures with crack [J]. *Engineering Mechanics*, 2007, 24(12): 53—58. (in Chinese)
- [8] 郑宏, 俞茂宏. 钢构件考虑损伤的有限元分析[J]. *甘肃工业大学学报*, 2003, 29(1): 104—108.
Zheng Hong, Yu Maohong. Finite element analysis of steel members based on damage constitutive relations [J]. *Journal of Gansu University of Technology*, 2003, 29(1): 104—108. (in Chinese)
- [9] 丁阳, 郭峰, 李忠献. 地震作用下空间网架结构考虑损伤累积效应的弹塑性分析[J]. *工程力学*, 2005, 22(1): 54—58.
Ding Yang, Guo Feng, Li Zhongxian. Elasto-plastic analysis of spatial trusses under earthquake excitations considering damage accumulation effect [J]. *Engineering Mechanics*, 2005, 22(1): 54—58. (in Chinese)
- [10] 王连坤, 郝际平, 张俊峰, 王孟鸿. 考虑各向同性塑性损伤的钢结构塑性区分析方法[J]. *西安交通大学学报*, 2008, 42(7): 885—890.
Wang Liankun, Hao Jiping, Zhang Junfeng, Wang Menghong. Plastic-zone method of steel structure considering isotropic plastic damage [J]. *Journal of Xian Jiaotong University*, 2008, 42(7): 885—890. (in Chinese)
- [11] Mashayekhi M, Ziaei-Rad S. Ductile crack growth based on damage criterion: Experimental and numerical studies [J]. *Mechanics of Materials*, 2007, 39(7): 623—636.
- [12] Lemaitre J. A continuous damage mechanics model for ductile fracture [J]. *Journal of Engineering Materials and Technology*, 1985, 107: 83—89.
- [13] Lemaitre J. A course on damage mechanics [M]. Berlin: Springer-Verlag, 1992.
- [14] Simo J C, Ju J W. Strain-and stress-based continuum damage models [J]. *International Journal of Solids and Structures*, 1987, 23(7): 821—869.
- [15] Habbitt, Karlsson and Sorensen Inc. ABAQUS Analysis User's Manual Version 6.8 [M]. Providence, RI, USA, 2006.
- [16] Hooputra H, Gese H, Dell H, Werner H. A comprehensive failure model for crashworthiness simulation of aluminium extrusions [J]. *International Journal of Crashworthiness*, 2004, 9(5): 449—464.
- [17] Pirondi A, Bonora N. Modeling ductile damage under fully reversed cycling [J]. *Computational Materials Science*, 2003, 26: 129—141.
- [18] 王万祯. 结构钢开裂准则及断裂试验分析[J]. *工程力学*, 2008, 25(5): 27—31.
Wang Wanzhen. Crack criterion and fracture tests of structural steel [J]. *Engineering Mechanics*, 2008, 25(5): 27—31. (in Chinese)
- [19] Shama A A, Zarghamee M S. Seismic damage evaluation of a steel building using stress triaxiality [J]. *Engineering Structures*, 2003, 25(3): 271—279.