

面向损伤控制的减震结构体系阻尼比解析计算及性能设计

王宝顺, 何浩祥, 闫维明

(北京工业大学工程抗震与结构诊治北京市重点实验室, 北京 100124)

摘要:与基于力、基于位移及基于能量的设计方法相比,基于损伤的结构抗震设计方法能够更全面直接地确定或评估结构抗震性能。由于缺乏耗能部件附加等效阻尼比与主体结构损伤程度之间的关系表征,目前基于损伤的减震结构性能设计方法只能通过耗能器设计参数的迭代调整分析实现预期损伤。针对以上不足,从能量耗散角度剖析了减震结构主体部分损伤机理,通过弹塑性耗能差率损伤模型建立减震结构附加等效阻尼比与损伤指数之间的定量关系,并提出耗能部件在震动下的动态附加等效阻尼比计算方法。在此基础上结合地震易损性分析方法提出面向损伤控制的减震结构体系性能设计流程。通过算例表明阻尼比解析计算准确,该流程具有通用简便、不需迭代等优点,能够将主体结构的损伤程度有效控制至预期损伤目标。该方法也可以兼容基于位移的设计方法,且具有更严格的概率统计意义。

关键词: 减震结构; 损伤控制; 耗能部件; 附加阻尼比; 性能设计

中图分类号: TU352.11; TU391 **文献标志码:** A **文章编号:** 1004-4523(2022)02-0264-13

DOI: 10.16385/j.cnki.issn.1004-4523.2022.02.002

引言

结构耗能减震技术中的被动控制方法是通过在结构上增设耗能部件,从而提供附加刚度或附加阻尼,以此来提高结构的减震性能,减轻主体结构损伤并增强其安全性。相关设计方法成为抗震减震领域的热点问题,相关研究及工程应用已证实其可行性及有效性^[1-2]。

基于性能的抗震设计理论针对各级地震作用水准将结构的抗震性能划分为不同等级,设计者根据结构用途、业主及使用者的特殊要求,采用合理的抗震性能目标和合适的结构抗震措施进行设计,使结构在各水准地震下的破坏损失能为业主选择和承受。基于性能的抗震设计方法包括基于力、基于位移、基于能量及基于损伤的设计方法。传统无控结构基于性能的抗震设计研究成果已比较丰富。美国地震减灾项目 NEHRP 提出了直接基于位移的抗震评估及加固方法^[3]。日本在《建筑标准法》设计基础上提出了基于性能抗震设计的构架,并成立了技术委员会负责健全和推广基于性能/位移的抗震设计

方法^[4]。欧洲 CEB 出版的《钢筋混凝土结构控制弹塑性反应的抗震设计:设计概念及规范的新发展》给出了用直接基于位移的方法评估在役结构的抗震性能和进行结构抗震加固的具体步骤。中国的抗震设计规范^[5]采用“三水准、两阶段”的抗震设计方法也是基于抗震性能设计的目的。

针对耗能减震结构体系基于性能的设计方法也开展了一定的研究。由于基于力的设计方法不能够直观反映结构在地震作用下的破坏情况,不适用于减震结构体系的性能设计。基于位移与基于能量的减震结构体系的设计方法普遍被人们接受。Lin 等^[6]提出了耗能减震结构基于位移方法的设计流程,该流程对不同耗能部件均适用。李钢等^[7]对基于位移方法在黏滞阻尼器减震体系中的应用进行了相关分析,并针对耗能器参数配置及位移反应谱的选用提出了相关建议。Kim 等^[8-9]将能力谱法和直接基于位移的设计方法应用于设计附加黏滞阻尼器和附加约束屈曲支撑结构,并取得了良好的减震效果。Benavent-Climent 等^[10]基于优化设计理论提出了一种安装阻尼器加固结构的能量设计方法。Habibi 等^[11]提出了一种适用于不同阻尼器的能量设

收稿日期: 2020-07-07; **修订日期:** 2020-10-13

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(51878017, 51978021); 国家重点研发计划(2017YFC1500604, 2017YFC1500603)。

计方法。朱立华等^[12]从能量的角度提出了一种考虑主体结构损伤耗能的简化抗震设计方法。

需要指出的是:基于位移的抗震设计方法是通过静力方法去评价结构在地震作用下的抗震性能,没有充分考虑地震持续时间、结构往复弹塑性变形和累积滞回耗能等因素的影响。基于能量的设计方法能够相对比较容易地估计结构的潜在破坏程度,但是目前并没有建立被普遍认可的破坏状态与能量控制参数之间的关系,无法评价结构的损伤状态。基于性能的抗震设计的目的是准确评价和控制结构的损伤,供业主或使用者优先选择,因此要求的性能指标在力学和工程上具有严格物理意义且被广泛接受,虽然力、变形、能量分布规律确实能够表征结构的基本抗震性能,但并不全面且业主的理解程度和可接受性偏低,而基于损伤的设计方法则更为直观和准确。此外,损伤指数可以通过结构的力、位移、能量等计算获得,进而实现结构抗震性能的精准评估,因此损伤指数是比其他性能参数具有更高层次的设计参量,所以基于损伤的减震结构体系性能设计方法兼容基于位移的设计方法,从而自动满足基于位移设计方法的变形控制目标。此外,对于消能减震结构而言,很难确保主体结构在罕遇地震下始终处于弹性无损状态,允许结构进入弹塑性更为合理和经济,这更加体现了基于损伤设计的必要性。然而,目前基于损伤对减震结构体系的性能进行设计方面的研究较少,尚未确立准确有效的设计流程。刘森鑫等^[13]虽然提出一种基于损伤性能的消能减震结构设计方法,但是需要进行迭代计算确定能否满足预期损伤,对于大型复杂结构而言计算过程过于繁琐,且消能部件提供的附加等效阻尼比需要根据经验试算选定,因此亟需通过建立两者之间的理论关系来克服该不足。首先,需要对结构整体的损伤状态进行合理准确的力学描述。众多学者提出了不同的损伤模型,Ghobarah等^[14]提出了以损伤前后两次推覆分析获得的刚度比来评价整体损伤的方法。Powell等^[15]提出基于极限延性的损伤指标。Fajfar等^[16]提出基于滞回耗能的损伤指标。上述损伤模型均不能充分反映结构累积损伤特征和滞回耗能能力,因此研究者普遍应用能够同时反映位移和能量特性的Park-Ang地震损伤模型^[17]来评价构件或结构的损伤程度,但该模型仍然是一种半经验模型,且其存在机理不明确、阈值不严格等缺陷。Gosain等、Krawinkler等和Ibarra等也分别提出了基于循环退化率的损伤模型^[18-20],但一般只限于构件的低周往

复损伤分析,无法在结构整体的时程分析中应用。基于上述损伤模型的不足,何浩祥等^[21]提出了基于弹塑性耗能差率的地震损伤评估模型,该模型可以细致表征结构累计损伤和滞回耗能能力,并能准确评价结构的时变损伤程度,适合进一步验证和推广。

另一方面,等效阻尼比是损伤指数与损伤耗能之间的纽带,其取值对损伤设计的精度将产生直接影响。目前等效阻尼比的计算方法有应变能法^[5]、复模态计算法^[22]、强解耦振型分解法^[23]、随机减量法^[24]、自由振动衰减法^[25],上述方法理论要求较高、计算繁琐,有些存在局限性,如传统阻尼比是主要适用于速度相关型阻尼器,对位移相关型阻尼器的计算考虑不足,应变能法无法准确表征消能部件的时变减震效果。为此翁大根等^[26]提出了一种基于有效模态阻尼耗能概念的附加等效阻尼比计算方法,该方法充分考虑了阻尼比的时变特性,但是其计算结果为地震动整个时间历程上的平均附加等效阻尼比,并不能准确评价消能部件的时变减震效果,可进行改进和拓展。

此外,尽管诸如位移相关型阻尼器和速度相关型阻尼器等不同消能部件的减震机理不尽相同,但是减震效果需求是相同的,可以通过明确减震结构主体部分的损伤控制程度来调控和协调消能部件的设计。有鉴于此,本研究通过弹塑性耗能差率损伤模型建立了减震结构附加等效阻尼比与损伤指数之间的定量关系,并对消能部件在地震动作用下的动态附加等效阻尼比进行求解,在此基础上结合地震易损性分析理论提出了面向损伤控制的减震结构体系性能设计流程。研究表明该面向损伤控制的设计方法可以退化为基于位移的设计方法,且具有准确有效、通用简便、不需迭代计算等优点,能够对主体结构的损伤程度进行精准控制。

1 基于弹塑性耗能差率的损伤模型

研究表征结构的损伤演变及性能,首先需要剖析减震结构主体部分损伤机理,通过建立能够反映结构累计损伤、滞回耗能及其时变损伤程度的损伤模型实现对减震结构体系中主体结构损伤程度的准确评价。文[21]的成果已表明基于弹塑性耗能差率的损伤模型能够满足该需求,因此本文按照其思路进行进一步分析和推演。

假定主体结构的弹塑性恢复力模型为双折线型,在减震前后的耗能曲线如图1所示,其中, f_s 为结构所受剪力, f_{sy} 为结构屈服力, u_{sy} 为结构屈服位移, k_s

为结构弹性刚度, β 为结构屈服后刚度系数, u_s 为无控结构位移, u_c 为减震结构位移。

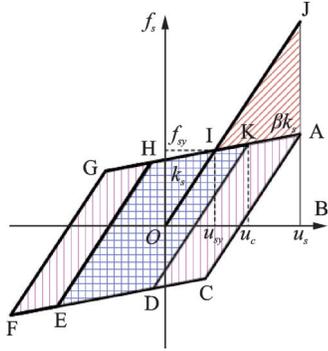


图1 主体结构减震前后耗能示意图

Fig.1 Energy consumption of structure with and without control

主体结构减震前结构滞回所耗散的能量(面积 S_{ACFG})为:

$$E_s = 4k_s u_{sy} (1 - \beta) (u_s - u_{sy}) \quad (1)$$

主体结构减震后结构滞回所耗散的能量(面积 S_{DEHK})为:

$$E_c = 4k_s u_{sy} (1 - \beta) (u_c - u_{sy}) \quad (2)$$

虽然结构减震前后地震波输入的能量是不同的,但是与无控结构相比,减震结构中主体结构滞回耗散的能量确实略有下降,该部分降低的能量近似等于耗能部件所消耗的能量。即耗能部件所耗散的能量($E_d = E_s - E_c$)为:

$$E_d \approx 4k_s u_{sy} (1 - \beta) (u_s - u_c) \quad (3)$$

从能量耗散角度认为损伤的形式和程度与结构理想弹性变形能和实际弹塑性变形能之间的差异相关,可以用该差值的变化率表征损伤演变。无控的理想弹塑性结构体系耗能(面积 S_{OJB})示意图如图1所示。基于弹塑性耗能差率的损伤指数可表示为:

$$D_s = (E_E - E_{ep}) / E_E \quad (4)$$

式中 E_{ep} 为无控结构位移为 u_s 时实际产生的弹塑性应变能,其计算式为:

$$E_{ep} = 4k_s u_{sy} (1 - \beta) (u_s - u_{sy}) + 2k_s u_{sy}^2 = 2k_s u_{sy}^2 \left[2(1 - \beta) (\mu_s - 1) + 1 \right] \quad (5)$$

式中 $\mu_s = u_s / u_{sy}$ 。

E_E 为无控结构位移为 u_s 时的理想弹性变形能,其计算式为:

$$E_E = 2k_s u_s^2 \quad (6)$$

将式(5)与(6)代入式(4),可得基于弹塑性耗能差率计算无控结构的损伤指数为:

$$D_s = 1 - \frac{2(1 - \beta)(\mu_s - 1) + 1}{\mu_s^2} \quad (7)$$

对上式进行分析可知, D_s 为关于无控结构屈服刚度系数与结构变形的函数,但是较难直接将其表示为关于 μ_s 的函数,对其能量可以只取第一象限进行计算,如图1所示。面积 S_{OJB} 为结构位移为 u_s 时实际产生的弹塑性变形能 E_F , 面积 S_{OIB} 为相应的结构理想弹性变形能 E_E , 面积 S_{AJI} 为上述二者之差,即弹塑性耗能差 E_D , 因此基于弹塑性耗能差率的结构损伤指数可表示为^[21]:

$$D_s = \frac{E_E - E_F}{E_E} = \frac{S_{AJI}}{S_{OJB}} = (1 - \beta) \left(1 - \frac{1}{\mu_s} \right)^2 \quad (8)$$

对式(7)与(8)的计算结果进行对比分析,如图2所示,两者结果的差值很小,即按第一象限能量计算损伤指数的方法具有足够的合理性和可行性。

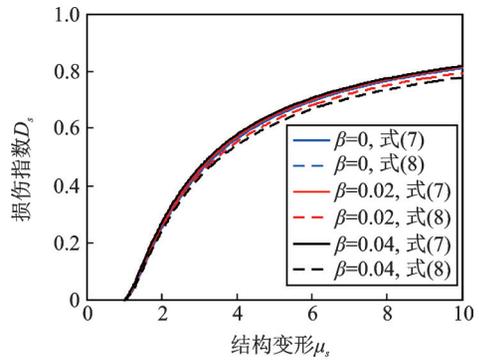


图2 损伤指数计算结果对比

Fig.2 Comparison of damage index results

由式(8)可得:

$$\mu_s(D_s) = \frac{1 - \beta + \sqrt{D_s(1 - \beta)}}{1 - \beta - D_s} \quad (9)$$

同理,可得减震结构主体结构的变形与损伤指数的关系为:

$$\mu_c(D_c) = \frac{1 - \beta + \sqrt{D_c(1 - \beta)}}{1 - \beta - D_c} \quad (10)$$

式中 $\mu_c = u_c / u_{sy}$, D_c 为主体结构的损伤指数。

基于弹塑性耗能差率的损伤模型中结构变形与损伤之间的关系表达式简洁且准确,为附加等效阻尼比与损伤指数之间的关系求解提供了便利条件。主体结构在地震动下的损伤指数计算式如下:

$$D_s = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n |F_{Fi} \Delta_{uFi}|}{\sum_{i=1}^{b-1} |F_{Ei} \Delta_{uEi}| + \eta^2 \sum_{i=1}^n |F_{Ei} \Delta_{uEi}|} \quad (11)$$

式中 F_{Fi} 和 F_{Ei} 分别为第 i 步弹塑性状态和弹性状态下的基底剪力, Δ_{uFi} 和 Δ_{uEi} 分别为第 i 步时弹塑性

状态和理想弹塑性状态下顶点位移增量, b 为结构屈服时刻, η 为调幅系数。

文[21]中对上式的有效性和准确性有详细描述和验证。式(10)为面向损伤的设计直接提供了理论依据,是主要的设计公式;而式(11)为计算时程时的方法,二者可以互相验证。值得说明的是,在损伤指数理论解析结果中虽然没有体现考虑材料性能和恢复力模型的退化,但是在结构非线性有限元分析中,材料的本构关系是非线性的,式(11)中的各参数均是基于材料本构和单元分析获得的,因此在时程分析中能够获取考虑了构件和结构刚度退化与捏缩效应的损伤指数。此外,由于现有弹塑性有限元分析软件通常不能完全真实地模拟结构严重损伤及濒临倒塌时的损伤性能,所以通过常规有限元模拟并基于弹塑性耗能差损伤指数计算所获得的损伤指数不能充分接近于 1,这并非该方法的局限导致,而是囿

于有限元模拟的精度,且在实际减震结构中并不会达到倒塌程度。

2 消能部件附加等效阻尼比与损伤指数之间的关系

上文从能量耗散角度剖析了减震结构主体部分的损伤机理,并通过弹塑性耗能差率损伤模型建立了结构变形与损伤指数之间的定量关系,下文将进一步建立消能部件附加等效阻尼比与损伤指数之间的定量关系。

2.1 关于位移相关型阻尼器的研究

在地震作用下,当受控结构自身处于弹塑性变形时,位移相关型阻尼器已经屈服,减震结构体系恢复力模型如图 3 所示。

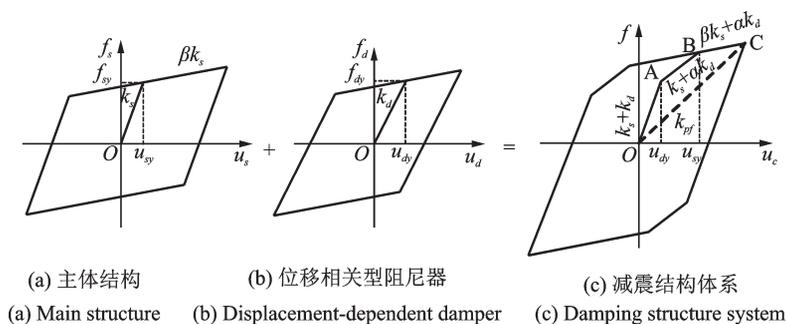


图 3 位移相关型阻尼器减震结构体系恢复力模型

Fig. 3 Restoring force model of system with displacement damper

主体结构发生弹塑性变形时的恢复力模型如图 3(a)所示,位移相关型阻尼器可采用双线性滞回模型,如图 3(b)所示, f_{dy} 为阻尼器的屈服力, k_d 为阻尼器的初始刚度, α 为阻尼器的第二刚度系数, u_{dy} 为阻尼器的屈服位移。图 3(c)为减震结构体系的恢复力滞回曲线,其中 OA 段为位移相关型阻尼器屈服前与结构屈服前并联,其刚度值为 $k_{cc} = (1 + \lambda)k_s$, 其中 $\lambda = k_d/k_s$; AB 段为位移相关型阻尼器屈服后与结构屈服前并联,其刚度为 $k_{cy} = (1 + \alpha\lambda)k_s$; BC 段为位移相关型阻尼器屈服后与结构屈服后并联,其刚度为 $k_{cp} = (\beta + \alpha\lambda)k_s$; k_{pf} 为减震结构的等效刚度。当位

移为 u_c 时,减震结构的等效刚度为:

$$k_{pf} = [(k_s + k_d)u_{dy} + (k_s + \alpha k_d)(u_{sy} - u_{dy}) + (\beta k_s + \alpha k_d)(u_c - u_{sy})] / u_c \quad (12)$$

令 $\mu = u_c/u_{dy}$, $\mu_1 = u_{sy}/u_{dy}$, 则 $\mu_c = \mu/\mu_1$, 则式(11)可简化为:

$$k_{pf} = [1 + \lambda + (1 + \alpha\lambda)(\mu_1 - 1) + (\beta + \alpha\lambda)(\mu_c - 1)\mu_1] k_s / \mu_c \mu_1 \quad (13)$$

参见前文计算方法,由主体结构减震后阻尼器所耗散的能量 E_d 可获得位移相关型阻尼器附加等效阻尼比与结构损伤指数之间的关系式如下:

$$\zeta_{pd} = \frac{E_d}{4\pi W_s} = \frac{2\mu_1(1 - \beta)[\mu_s(D_s) - \mu_c(D_c)]}{\pi\mu_c(D_c)\{1 + \lambda + (1 + \alpha\lambda)(\mu_1 - 1) + \mu_1(\beta + \alpha\lambda)[\mu_c(D_c) - 1]\}} \quad (14)$$

对于上式,减震结构主体部分的 D_c 值则根据损伤程度控制目标确定,其他参数与结构本身及阻尼器性能相关,也可以确定。换言之,如果主体结构性能确定、位移相关型阻尼器性能确定、且已知对减震结构本身损伤程度控制目标,则可获得需要位移相

关型阻尼器提供的附加等效阻尼比。

进一步对影响等效附加阻尼比与损伤指数关系的参数进行分析,单自由度结构结果如图 4 所示。分析图 4 可知,当损伤指数一定时,附加等效阻尼比随着阻尼器第二刚度系数的增加或结构屈服后刚度系数

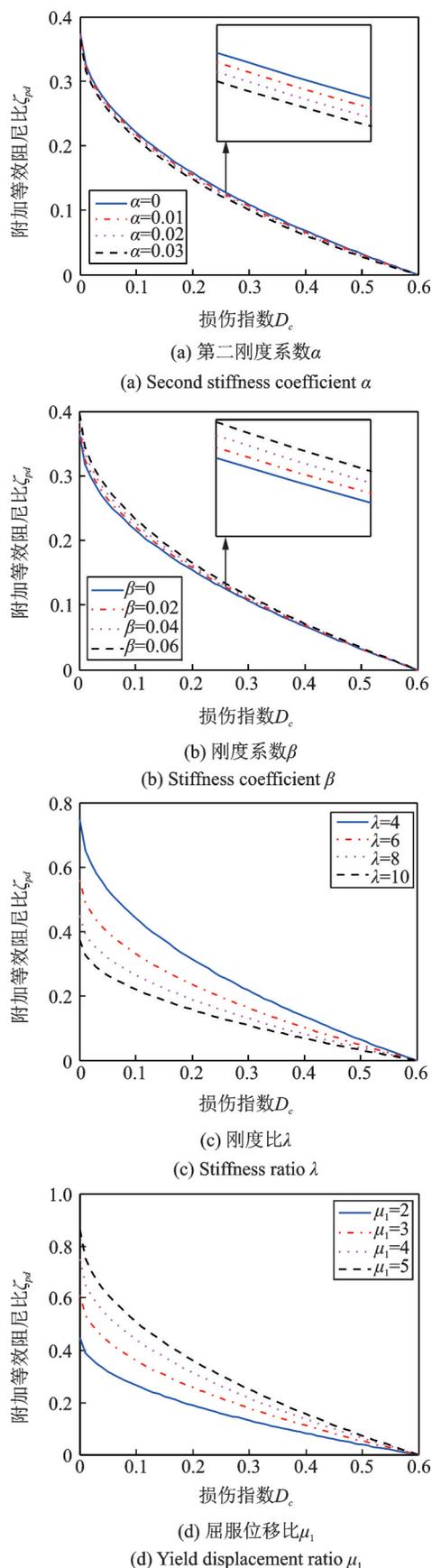


图4 损伤指数与位移型阻尼器附加等效阻尼比之间的关系
Fig. 4 Relationship between damage index and damping ratio of displacement damper

的减小而减小,但两者对其影响较小,而位移相关型阻尼器的弹性刚度和屈服位移对附加等效阻尼比影

响较大。这是因为当阻尼器的屈服位移一定时,弹性刚度越大,阻尼器的屈服力越大,耗能也更充分。

2.2 关于速度相关型阻尼器的研究

速度相关型阻尼器依据阻尼器材料的不同可以分为黏滞阻尼器和黏弹性阻尼器,本文主要讨论黏滞阻尼器对减震结构的损伤控制效果。在结构弹塑性变形阶段,由于黏滞阻尼器只给结构附加阻尼,不附加刚度,因此其减震结构恢复力模型仍可以假设为双线性模型。在相同的激励下,减震结构与无控结构相比,只是位移和速度减小。采用黏滞阻尼器的减震结构恢复力模型如图5所示。图中, u_v 为结构的位移,其他参数的含义如图1所示。

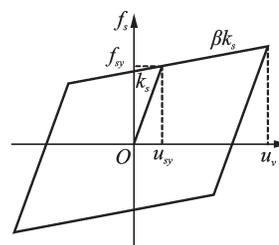


图5 黏滞阻尼器减震结构恢复力模型

Fig. 5 Restoring force model of system with viscous damper

在位移为 u_v 时减震结构自身的等效刚度为:

$$k_{sj} = \frac{k_s u_{sy} + \beta k_s (u_v - u_{sy})}{u_v} = \frac{1 + \beta(\mu_v - 1)}{\mu_v} k_s \quad (15)$$

式中 $\mu_v = u_v / u_{sy}$ 。

由前文获得的主体结构减震后阻尼器所耗散的能量 E_d , 可获得速度相关型阻尼器附加等效阻尼比与结构损伤指数之间的关系式如下:

$$\zeta_{pv} = \frac{E_d}{4\pi W_s} = \frac{2(1-\beta) [\mu_s(D_s) - \mu_v(D_v)]}{\pi \mu_v(D_v) [1 + \beta \mu_v(D_v) - \beta]} \quad (16)$$

对单自由度结构进行分析,结果如图6所示,表明损伤指数与速度相关型阻尼器附加等效阻尼比之间的关系基本呈线性,且结构屈服后系数刚度对附加等效阻尼比取值的影响很小。

3 基于能量法的减震结构动态附加等效阻尼比计算

对耗能部件附加等效阻尼比解析计算的结果是在结构一个振动周期的基础上所获得,没有体现附

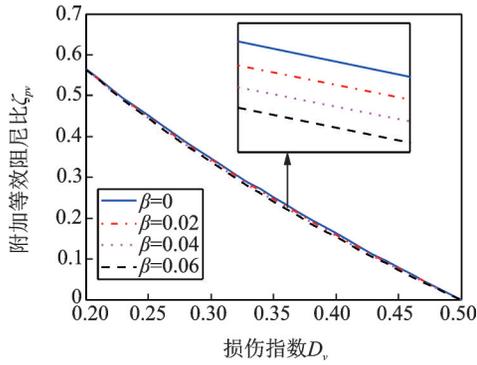


图6 损伤指数与速度型阻尼器附加等效阻尼比之间的关系
Fig.6 Relationship between damage index and additional equivalent damping ratio of viscous damper

加等效阻尼比在震动下的时变特性,为了能够准确评价消能部件的减震效果并验证阻尼比解析计算的准确性,本文将对文[26]的研究结果进行改进和拓展,提出计算震动下减震结构动态附加等效阻尼比的方法。

附加消能部件的单自由度体系的计算模型如图7所示,结构在水平地震作用下的振动方程如下:

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + f_s(x, \dot{x}) + f_d(x, \dot{x}) = -m\ddot{x}_g \quad (17)$$

式中 x, \dot{x} 和 \ddot{x} 分别为结构相对于地面的位移、速度和加速度; \ddot{x}_g 为地面加速度; m, c 分别为结构的质量及阻尼系数; $f_s(x, \dot{x})$ 为结构恢复力, $f_d(x, \dot{x})$ 为消能器恢复力。图7中, k_d 和 c_d 分别为消能部件的刚度与阻尼系数。

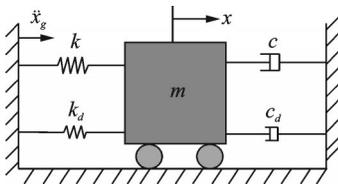


图7 附加消能部件的单自由度体系计算简图
Fig.7 Simplified diagram of the SDOF system with dampers

动态附加等效阻尼比可以求出任意时间段内的等效附加阻尼比,能够充分体现消能部件在震动下附加等效阻尼的时变特性,从而准确评价消能部件的动态减震效果。因此为了计算得到动态附加等效阻尼比,需要在时程结果中选取分段时长 T 进行计算,考虑到结构在真实地震动中力-位移曲线很少出现完整滞回以及高阶振型周期的影响, T 可以取为结构减震方向第一阶自振周期 T_1 的0.5~1.5倍。若 j 表示第 j 个时长,将式(17)两端同时在地震动持时范围 $[(j-1)T, jT]$ 内进行积分,可得:

$$m \int_{(j-1)T}^{jT} \ddot{x} dx + c \int_{(j-1)T}^{jT} \dot{x} dx + \int_{(j-1)T}^{jT} f_s dx + \int_{(j-1)T}^{jT} f_d dx = -m \int_{(j-1)T}^{jT} \ddot{x}_g dx \quad (18)$$

将上式写为能量的形式,可得:

$$E_k(jT) + E_c(jT) + E_e(jT) + E_h(jT) + E_d(jT) = E_m(jT) \quad (19)$$

式中 E_k 为结构动能; E_c 为结构固有阻尼耗能; E_e 为结构弹性应变能; E_h 为结构滞回耗能; E_d 为消能部件耗能; E_m 为地震输入能量。

在地震动作用下,减震结构的附加阻尼比是一个时变参数,而结构中的阻尼通常用等效黏滞阻尼比表示,因此在该过程中,对于消能部件为结构提供的附加等效阻尼也可以由等效黏滞阻尼比表示。定义等效黏滞阻尼最普遍的方法是令实际结构和等效黏滞体系在一个振动循环周期内所耗散的能量相等,即消能部件耗散的能量为:

$$E_d(jT) = \int_{(j-1)T}^{jT} f_d \dot{x} dt = \int_{(j-1)T}^{jT} c_d \dot{x}^2 dt = \frac{2\xi k}{\omega_n} \int_{(j-1)T}^{jT} \dot{x}^2 dt \quad (20)$$

式中 ω_n 为结构的固有频率, $\omega_n = \sqrt{k/m}$; ξ 为消能部件附加给结构的等效阻尼比。

结构的固有阻尼耗散的能量为:

$$E_c(jT) = \int_{(j-1)T}^{jT} c \dot{x}^2 dt = \frac{2\xi_0 k}{\omega_n} \int_{(j-1)T}^{jT} \dot{x}^2 dt \quad (21)$$

式中 ξ_0 为结构的固有阻尼比。

由式(20)和(21)可得到消能部件附加给结构的动态附加等效阻尼比为:

$$\zeta(jT) = \zeta_0 \frac{E_d(jT)}{E_c(jT)} \quad (22)$$

上式物理意义明确、计算方便且精度高,能够展现附加等效阻尼比在震动下的时变特性。此外,传统附加阻尼比计算方法只适用于速度相关型阻尼器且要求以整个周期为时间段进行计算,而本文方法适用于任何类型的非线性消能器附加等效阻尼比的计算,该动态附加等效阻尼比可以求出任意时间段内的等效附加阻尼比,充分体现消能部件在震动下附加等效阻尼的时变特性,从而能够准确评价消能部件的动态减震效果,且其与本文采用的动态损伤指数是相互匹配的。需要指出的是式(14)与(16)为面向损伤的设计直接提供了附加等效阻尼比解析解的理论依据;而式(22)是计算附加阻尼比时程时的方法,两者可以互相验证。

4 面向损伤控制的减震结构性能设计

前文提出了基于弹塑性耗能差率的减震结构的

损伤指数解析表达,并根据阻尼器的减震机理对采用不同阻尼器减震结构中主体结构损伤指数与附加等效阻尼比之间的力学关系进行了推导,但相关结果是将主体结构等效为单自由度结构获得的,下文将该成果推广到多层结构,且对其性能进行设计从而控制其主体结构的损伤。

4.1 关于位移相关型阻尼器减震结构

位移相关型阻尼器减震结构体系当主体结构发生弹塑性变形时,阻尼器的初始刚度、阻尼器的屈服位移与阻尼器的第二刚度系数均对主体结构的损伤程度有影响,即当主体结构减震前后损伤指数已知时,相应的阻尼器屈服位移、阻尼器总刚度、阻尼器第二刚度系数及附加阻尼比均可获得,需要设计的是阻尼器屈服力、阻尼器个数及布置位置。因此设计步骤为:

(1)根据结构的类型、用途、安全等级、设防烈度、业主要求等信息确定结构的损伤控制目标。参考已有研究成果,提出结构不同性能水准及对应评价指标如表1所示;

表1 不同震害等级对应范围

损伤程度	损伤指数 ^[27]	延性系数
基本完好	0.0~0.20	≤1
轻微破坏	0.20~0.40	1~3
中等破坏	0.40~0.60	3~6
严重破坏	0.60~0.80	6~10
倒塌	>0.80	>10

(2)根据结构特点,建立主体结构有限元模型;

(3)由Pushover分析得到顶点位移-基地剪力曲线及层间位移-层间剪力曲线,通过等效能量的方法将上述曲线等效为双折线^[28],进而获得主体结构的整体弹性刚度 k_s 、楼层弹性刚度 k_i 、结构屈服后刚度系数 β 、结构整体屈服位移 u_{sy} 以及层间屈服位移 u_{yi} ,其中 i 表示结构第 i 层,并建立其等效单自由度模型;

(4)选择满足规范要求的地震动^[5],对结构进行弹塑性动力时程分析,利用结构基底剪力与顶点位移时程和本文损伤模型获得结构损伤指数;

(5)判断是否满足损伤控制目标,如不满足,则依据表1获得损伤控制指数,并依据式(14)确定 μ_1 , λ , α , ζ_{pd} 等参数,阻尼器的屈服力取值为 f_{dy} , $u_{dy}=u_{sy}/\mu_1$,以等效单自由度减震结构的刚度为目标,通过设置阻尼器使主体结构楼层的弹性刚度达到该目标,

因此第 i 层楼的阻尼器数量 n_{di} 为:

$$n_{di} = \frac{u_{dy}[(1+\lambda)k_s - k_i]}{\eta_d f_{dy} \cos \theta_d} \quad (23)$$

式中 η_d 为阻尼器同时工作时的折减系数,可取0.4~0.7, θ_d 为阻尼器与水平方向的夹角;

(6)对位移相关型阻尼器减震结构进行所选地震动的弹塑性时程分析,求得动态附加等效阻尼比与主体结构的损伤指数,与理论分析结果比较;

(7)为了获得结构从弹性到最终整体动力破坏的全反应过程,并与概率地震危险性分析结合,选取减震结构体系主体结构的损伤指数通过增量动力分析方法进行地震易损性分析,主体结构在不同破坏状态的易损性曲线求解可以参考文[29]。

4.2 关于速度相关型阻尼器减震结构

与位移相关型阻尼器相比,速度相关型阻尼器的附加等效阻尼比只需要根据原结构损伤及结构屈服后刚度系数 β 即可获得,在结构主体发生弹塑性变形时一个振动周期内阻尼器的耗能为:

$$E_{dv} = \beta_v C_v \omega^{\gamma_v} (\mu_v u_{sy})^{\gamma_v+1} \quad (24)$$

式中 $\beta_v = \frac{2^{2+\gamma_v} \Gamma^2(1 + \frac{\gamma_v}{2})}{\Gamma(2 + \frac{\gamma_v}{2})}$, $\Gamma(\cdot)$ 为伽马函数, C_v 为黏滞阻尼系数, γ_v 为速度指数, $\omega = \sqrt{m/k_{vf}}$ 。

速度相关型阻尼器减震结构设计步骤中(1)~(3)及(5)与位移相关型减震结构设计步骤相同,其步骤(4)为:

确定损伤控制目标,并依据式(16)确定附加等效阻尼比 ζ_{pv} ,再结合主结构的层间刚度确定黏滞阻尼器的黏滞阻尼系数、速度指数及阻尼器的数量,如下式所示:

$$C_v = \frac{\zeta_{pv} \sum_{i=1}^N k_i u_{yi}^2}{2\eta_v n_v \beta_v \omega^{\gamma_v} u^{\gamma_v+1} \cos^2 \theta_v} \quad (25)$$

式中 η_v 为阻尼器同时工作时的折减系数,可取0.3~0.5, n_v 为阻尼器的总数量, θ_v 为速度型阻尼器与水平方向的夹角;最后根据各楼层的屈服位移的比重分配速度相关型阻尼器每层的数量 n_{vi} 为:

$$n_{vi} = (n_v u_{yi}) / \sum_{i=1}^N u_{yi} \quad (26)$$

根据面向损伤控制的减震结构设计步骤,进一步提出面向损伤控制的减震结构设计通用设计方法及相应的设计流程,如图8所示。本文该设计流程及方法操作性强,容易被设计人员接受,

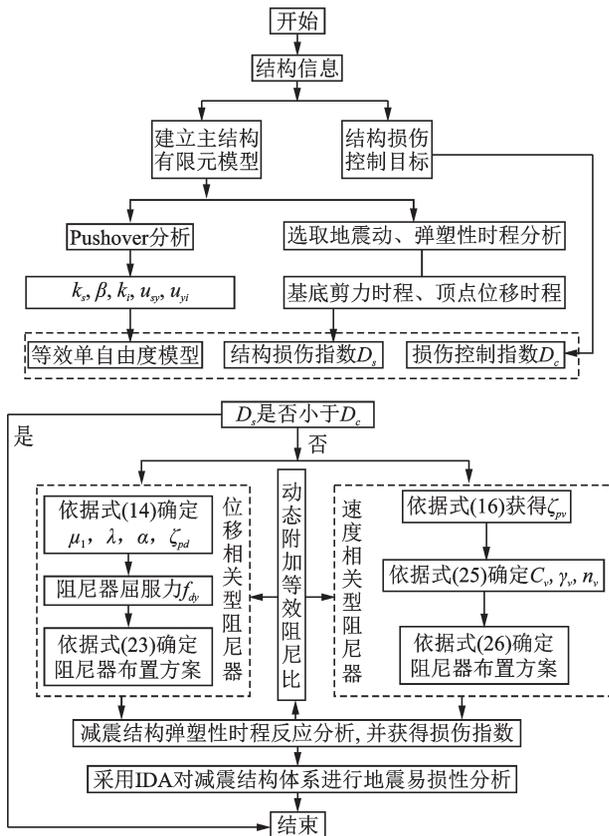


图 8 面向损伤控制的减震结构性能设计流程图
Fig. 8 Perform design flow chart of damping system based on damage control

下文将通过典型结构的有限元模拟分析其精度、可行性及有效性。

5 算例分析

为了验证减震结构体系阻尼比解析计算的精度与其性能设计流程的可行性及有效性,以某区域一个典型钢筋混凝土框架结构为例进行分析。该结构共 10 层,总高度为 40 m,其中钢筋混凝土梁的横截面为矩形,尺寸为 900 mm×600 mm,混凝土等级为 C35。钢筋混凝土柱的横截面也为矩形,尺寸为 700 mm×700 mm,混凝土等级为 C40。钢筋混凝土板厚为 100 mm,混凝土等级为 C35,板面恒荷和活荷分别为 2.0, 2.5 kN/m²。各材料的属性直接使用 SAP2000 软件中的默认本构。该结构 8 度抗震设防,场地类别为 II 类,抗震等级为一级。设计地震分组为第二组,设计基本地震加速度值为 0.20g。通过 SAP2000 建立如图 9 所示的该结构有限元模型,梁柱都采用杆系单元模拟,弹塑性变形用塑性铰单元模拟。计算可得该结构第一周期为 0.899 s。

首先对该结构按模态加载的方式进行 Pushover 分析,得到如图 10 所示的顶点位移-基底剪力曲线,

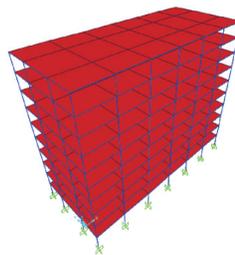


图 9 结构有限元模型图
Fig. 9 Finite element model

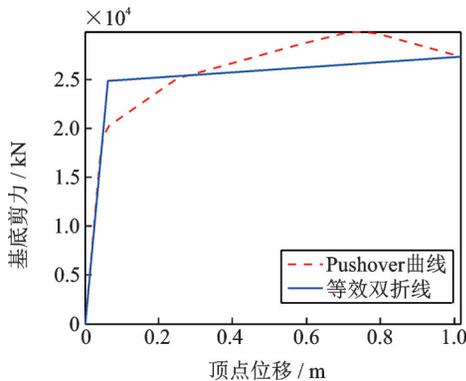


图 10 顶点位移-基底剪力曲线
Fig. 10 The curve of vertex displacement-base shear

并将其等效为双折线模型,获得 $k_x=4.0742 \times 10^5$ kN/m, $u_{xy}=0.0609$ m, $\beta=0.006$; 同样根据层间位移-层间剪力曲线可获得如表 2 所示的楼层弹性刚度与层间屈服位移。

表 2 楼层弹性刚度与层间屈服位移

Tab. 2 Elastic rigidity and yield displacement of floors

楼 层	刚度/ (kN·m ⁻¹)	屈服位移/ m	楼 层	刚度/ (kN·m ⁻¹)	屈服位移/ m
1	6.44×10 ⁴	6.9×10 ⁻³	6	3.03×10 ⁴	9.1×10 ⁻³
2	8.52×10 ⁴	10.5×10 ⁻³	7	4.34×10 ⁴	7.5×10 ⁻³
3	1.37×10 ⁴	9.8×10 ⁻³	8	6.68×10 ⁴	5.2×10 ⁻³
4	1.88×10 ⁴	9.6×10 ⁻³	9	4.01×10 ⁴	3.5×10 ⁻³
5	2.36×10 ⁴	9.7×10 ⁻³	10	8.53×10 ⁴	2.2×10 ⁻³

根据《抗震设计规范》^[5]将选取的 El-Centro 波 (EC 波)、Taft 波 (Ta 波)、LA-Hollywood 波 (LH 波) 的加速度峰值均调整为 510 gal。对原结构进行弹塑性时程分析,利用本文的损伤模型求得各地震动的损伤指数如表 3 所示,以三条地震动的损伤终值平均值为结构损伤指数,将主体结构的破坏等级控制在轻微状态,因此以终值损伤为 0.2 为控制目标,对阻尼器进行设计。根据面向损伤控制的减震结构性能设计流程对位移型与速度型阻尼器分别进行分析和设计,其中位移型阻尼器选用铅剪切阻尼器,速度型阻尼器选用黏滞阻尼器,最终阻尼器的设计参

数与布置方案如表4所示,阻尼器沿结构的纵向布置。弹塑性时程分析结果表明采用两种减震方案均可获得良好的抗震性能,其中三条地震波下结构减震前后层间位移角平均值如图11所示。因为在结构的第9,10层没有设置消能部件,所以减震结构的顶部位移会出现轻微的放大情况。

表3 主体结构的损伤指数

Tab. 3 Damage index of main structure

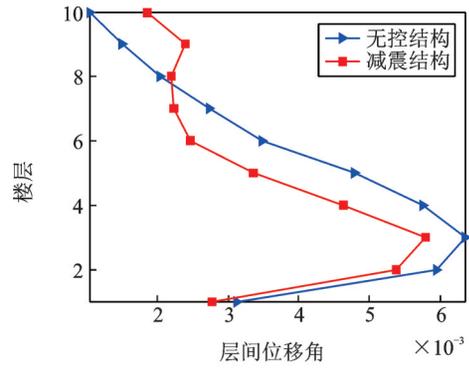
地震波	结构类型					
	无控结构		铅剪切阻尼器 减震结构		黏滞阻尼器 减震结构	
	损伤 最大值	损伤 终值	损伤 最大值	损伤 终值	损伤 最大值	损伤 终值
EC波	0.6936	0.5289	0.5282	0.2000	0.3250	0.1439
Ta波	0.6002	0.3563	0.5417	0.1993	0.4027	0.2593
LH波	0.3947	0.3947	0.2858	0.2824	0.2766	0.2507
平均值	0.5630	0.4266	0.4511	0.2272	0.3348	0.2180

表4 阻尼器设计参数及布置方案

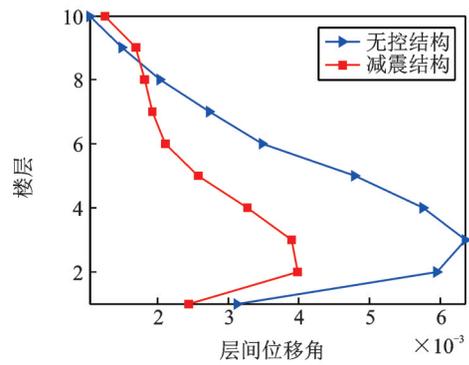
Tab. 4 Design parameters and arrangement scheme of dampers

位移相关型 阻尼器	速度相关型 阻尼器	布置方案		
		<i>i</i>	<i>n_{di}</i>	<i>n_{vi}</i>
$\mu_1=3, \lambda=6,$ $\alpha=0,$ $\zeta_{pd}=0.1262,$ $f_{dy}=1300 \text{ kN},$ $k_d=470289 \text{ kN/m},$ $\eta_d=0.7$	$\zeta_{pv}=0.3773,$ $C_v=2350 \text{ kN}\cdot\text{s/m},$ $\gamma_v=0.3, \eta_v=0.35$	1	9	10
		2	9	15
		3	9	14
		4	9	14
		5	9	14
		6	8	13
		7	8	11
		8	7	8

为了验证面向损伤控制的减震结构体系性能设计方法的精度及有效性,利用基于弹塑性耗能差率的损伤模型求得各地震动下结构主体部分损伤指数的时程变化如图12所示。图12显示损伤指数随着地震动幅值逐渐增大迅速增长,其数值随着地震动和结构响应的幅值变化而波动,而在地震后期由于地震动幅值的逐渐减少以及结构自身刚度的恢复,损伤指数会呈现一定的下降,最终趋于稳定。统计损伤最大值与损伤终值如表3所示,结果均表明主体结构在减震后损伤程度明显降低,且损伤指数终值模拟值与理论值的误差在工程结构设计可接受的范围内,说明本文设计方法具有较高的精度及良好的可行性,也能有效降低主体结构的损伤。



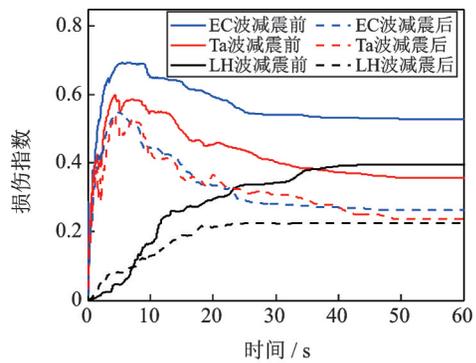
(a) 位移相关型阻尼器
(a) Displacement damper



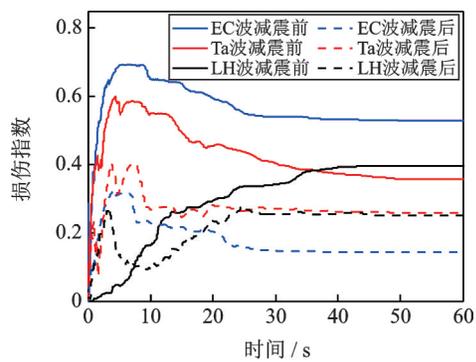
(b) 速度相关型阻尼器
(b) Velocity damper

图11 地震波作用下结构层间位移角平均值

Fig. 11 Average of story drift under seismic of primary structure



(a) 位移相关型阻尼器
(a) Displacement damper



(b) 速度相关型阻尼器
(b) Velocity damper

图12 地震动作用下主体结构损伤指数时程

Fig. 12 Damage index time history of structure under seismic

损伤指数终值模拟值与理论值的误差主要来源于两个方面:①本文损伤模型与性能设计方法都是以单自由度模型为基础推广至实际的多自由度减震结构,对多振型影响考虑不够充分;②对地震动随机性和非平稳性考虑不足。为了验证由式(22)计算的动态附加等效阻尼比的结果的准确性和稳定性,将上式中的计算时长分别取 $0.5T_1$, $0.8T_1$, T_1 , $1.2T_1$ 及 $1.5T_1$,并与附加等效阻尼比解析计算结果进行比较,数值接近,说明前述消能部件耗能近似等于结构减震前后滞回耗能差值,具有良好的精度及附加等效阻尼比解析计算的正确性,同时也表明该计算方法取值稳定。计算时长 T_1 时的结果如图13所示,各条地震动下位移相关型阻尼器附加等效阻尼比的峰值模拟结果均略大于理论计算结果;而速度相关型阻尼器的模拟结果小于理论计算结果,这是因为该型阻尼器的附加等效阻尼比随着损伤值增大而减小,且由表3可知速度相关型阻尼器减震结构的损伤终值略大于损伤控制值。两种类型的阻尼器对主体结构损伤终值的控制效果相近,均实现了控制目标。结合地震动时程与图12和13分析可知,主体结构损伤指数时变特征与地震动演变密切相关,且损伤最大值出现时刻与地震动峰值时刻基本对应。位移相关型阻尼器在结构变形较大时方能提供附加等效阻尼比,在较小时主要为结构提供抗侧刚度,且附加阻尼比与阻尼器工作时自身的屈服程度相关;而速度相关型阻尼器在地震动整个历时都提供附加等效阻尼比,因此速度相关型阻尼器对损伤最大值的控制效果优于位移相关型阻尼器,速度相关型阻尼器的动态附加等效阻尼比在时程后期会出现增大现象,这是因为动态附加阻尼比是阻尼器耗能与模态耗能的比值,在地震后期,它们虽然均减小了,但是模态耗能减小得更快,所以阻尼比会有所增大。并且时程后期受控结构速度较大而位移较小,所以速度相关型阻尼器的动态附加等效阻尼比大于位移相关型阻尼器的动态附加等效阻尼比。

基于位移的设计方法是对结构的最大变形进行控制,在表3中,损伤最大值的平均值为0.563,对应的延性系数为4.01,根据表1,该结构处于中等破坏程度。而位移相关型与速度相关型阻尼器减震结构损伤最大值所对应的延性系数分别为3.05和2.37,该减震结构均处于轻微破坏程度。由此可见面向损伤控制的减震结构体系性能设计方法比基于位移的设计方法的控制目标更加严格,前者可

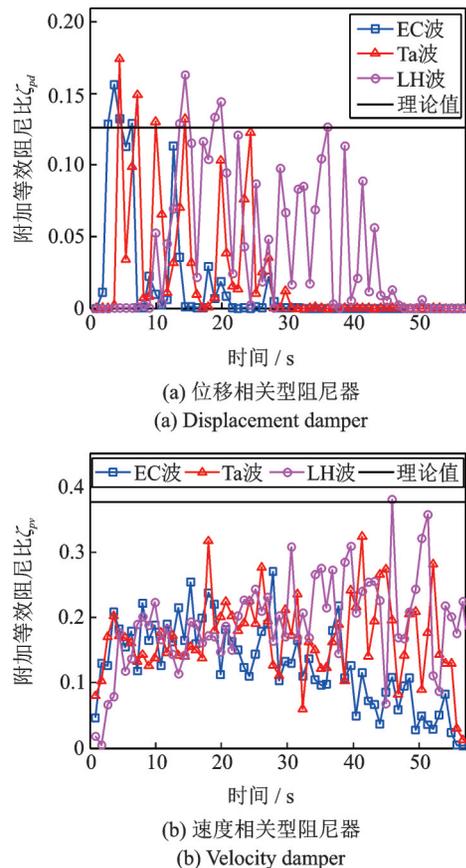


图13 地震动下消能部件动态附加等效阻尼比

Fig. 13 Dynamic equivalent damping ratio of dampers under seismic

以兼容后者,从而自动满足基于位移设计方法的变形控制目标。

本文选取12条地震波进行增量动力分析,因而获得结构减震前后在各破坏状态下的易损性曲线,如图14所示。可认为采用耗能差率为损伤指标得到的结构地震易损性曲线与结构减震前后各破坏状态、特征和发展趋势吻合,能够更准确地反映结构的损伤程度和演变趋势。除了基本完好状态下的减震结构的损伤超越概率与无控结构基本重合之外,其他各破坏状态下的超越概率明显低于无控结构。值得说明的是基本完好状态下的超越概率在地震动加速度峰值为 $0.07g$ 作用下就已经接近1,而此时由于地震动加速度幅值太小,以至于位移型阻尼器与速度型阻尼器都没有参与消耗地震输入的能量,所以在基本完好的状态下无控结构与受控结构的易损性曲线重合。由于位移相关型阻尼器与速度相关型阻尼器在前文的设计方案中是等损伤控制设计,所以两者减震结构在各破坏状态下的超越概率差异较小,且消能部件对结构在中等破坏、严重破坏及倒塌下的控制效果更为显著,这进一步表明了本文提出的面向损伤控制的减震结构体系性能设计方法的准确性和稳定性。

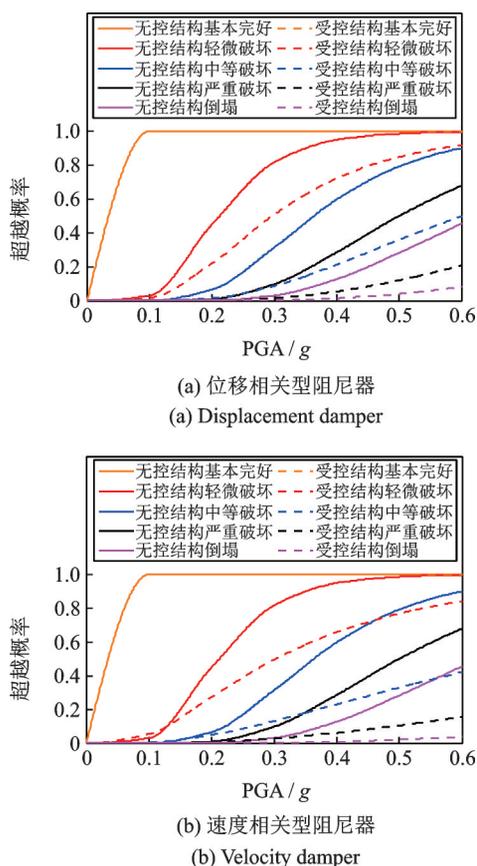


图14 结构减震前后地震易损性曲线对比

Fig. 14 Comparison of seismic fragility curves of structure with and without dampers

6 结论

本文通过弹塑性耗能差率损伤模型建立减震结构附加等效阻尼比与损伤指数之间的定量关系,提出了消能部件在地震动下动态附加等效阻尼比的计算方法,进而提出了面向损伤控制的减震结构体系性能设计流程。通过有限元模拟分析结果表明该流程具有准确、简便、通用和无需迭代等优点。主要结论包括:

(1)从能量耗散角度剖析了减震结构主体部分损伤减轻的机理,并基于弹塑性耗能差率损伤模型建立减震结构主体部分的损伤程度与结构变形之间的关系,为附加等效阻尼比与损伤指数之间的定量关系求解提供了便利条件。

(2)在主体结构发生弹塑性变形时,分别对位移相关型阻尼器与速度相关型阻尼器减震结构的附加等效阻尼比进行了解析计算,建立了附加等效阻尼比与结构损伤之间的关系,明确了消能部件不同性能参数对结构损伤的影响,并通过动态附加等效阻尼比的计算方法验证了阻尼比解析计算正确,具有较高精度和稳定性。

(3)提出的面向损伤控制的减震结构体系性能设计流程能够将主体结构损伤程度有效控制至预期目标,且满足基于位移设计方法的变形控制目标。易损性分析结果表明减震结构在不同破坏状态下的损伤超越概率明显降低,且消能部件对结构在中等破坏、严重破坏和倒塌下的控制效果更为显著。

参考文献:

- [1] Symans M D, Charney F A, Whittaker A S, et al. Energy dissipation systems for seismic applications: current practice and recent developments [J]. *Journal of Structural Engineering*, 2008, 134(1): 3-21.
- [2] Spencer Jr B F, Nagarajaiah S. State of the art of structural control [J]. *Journal of Structural Engineering*, 2003, 129(7): 845-856.
- [3] 钱稼茹, 罗文斌. 建筑结构基于位移的抗震设计[J]. *建筑结构*, 2001, 31(4): 3-6.
Qian Jiaru, Luo Wenbin. Displacement based seismic design methodology for building structures [J]. *Building Structure*, 2001, 31(4): 3-6.
- [4] 小谷俊介. 日本基于性能结构抗震设计方法的发展[J]. *建筑结构*, 2000, 30(6): 3-9.
Otani Shunsuk. Japanese development of performance-based design technology [J]. *Building Structure*, 2000, 30(6): 3-9.
- [5] 建筑抗震设计规范:GB 50011—2010[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
Seismic design code for buildings: GB 50011—2010 [S]. Beijing: China Architectural Industry Press, 2010.
- [6] Lin Y Y, Tsai M H, Hwang J S, et al. Direct displacement-based design for building with passive energy dissipation systems [J]. *Engineering Structures*, 2003, 25(1): 25-37.
- [7] 李钢, 李宏男. 基于位移的消能减震结构抗震设计方法[J]. *工程力学*, 2007, 24(9): 88-94.
Li Gang, Li Hongnan. Direct displacement-based design for buildings with passive energy dissipation devices [J]. *Engineering Mechanics*, 2007, 24(9): 88-94.
- [8] Kim J, Seo Y. Seismic design of low-rise steel frames with buckling-restrained braces [J]. *Engineering Structures*, 2004, 26(5): 543-551.
- [9] Kim J, Choi H. Displacement-based design of supplemental dampers for seismic retrofit of a framed structure [J]. *Journal of Structural Engineering*, 2006, 132(6): 873-883.
- [10] Benavent-Climent A, Mota-Páez S. Earthquake retrofit-

- ting of R-C frames with soft first story using hysteretic dampers: energy-based design method and evaluation [J]. *Engineering Structures*, 2017, 137: 19-32.
- [11] Habibi A, Chan R W K, Albermani F. Energy-based design method for seismic retrofitting with passive energy dissipation systems [J]. *Engineering Structures*, 2013, 46(9): 77-86.
- [12] 朱立华, 李钢, 李宏男. 考虑结构损伤的消能减震结构能量设计方法[J]. *工程力学*, 2018, 35(5): 75-85.
Zhu Lihua¹, Li Gang, Li Hongnan. Energy-based aseismic design for buildings with passive energy dissipation systems considering damage [J]. *Engineering Mechanics*, 2018, 35(5): 75-85.
- [13] 刘森鑫, 谭平, 魏路. 基于损伤性能并考虑主余震作用的消能减震结构抗震设计[J]. *地震研究*, 2015, 38(3): 480-485.
Liu Miaoxin, Tan Ping, Wei Lu. Seismic design on energy dissipation structures under major and after shocks earthquakes based on damage performance [J]. *Journal of Seismological Research*, 2015, 38(3): 480-485.
- [14] Ghobarah A, Abou-Elfath H, Biddah A. Response-based damage assessment of structures [J]. *Earthquake Engineering and Structure Dynamics*, 1999, 28(1): 79-104.
- [15] Powell G H, Allahabadi R. Seismic damage prediction by deterministic methods: concepts and procedures [J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 1988, 16(5): 719-734.
- [16] Fajfar P, Vidic T. Consistent inelastic design spectra: hysteretic and input energy [J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 1994, 23(5): 523-537.
- [17] Park Y J, Ang A H S. Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete [J]. *Journal of Structural Engineering*, 1985, 111(4): 722-739.
- [18] Gosain Narendra K, Brown Russel H, Jirsa James O. Shear requirements for load reversals on RC members [J]. *Journal of Structural Engineering*, 1977, 103(7): 1461-1476.
- [19] Krawinkler Helmut, Zohrei Mahmud. Cumulative damage in steel structures subjected to earthquake ground motions [J]. *Computers and Structures*, 1983, 16(14): 531-541.
- [20] Ibarra Luis F, Medina Ricardo A, Krawinkler Helmut. Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration [J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2005, 34(12): 1489-1511.
- [21] 何浩祥, 陈奎, 范少勇. 基于弹塑性耗能差率的地震损伤评估模型及分析方法[J]. *振动工程学报*, 2018, 31(3): 382-390.
- He Haoxiang, Chen Kui, Fan Shaoyong. Seismic damage assessment model and analysis method based on elastic-plastic energy dissipation difference rate [J]. *Journal of Vibration Engineering*, 2018, 31(3): 382-390.
- [22] 刘庆林, 傅学怡, 孙占琦. 基于复阻尼假定的不同材料阻尼特性混合结构抗震分析复模态叠加法[J]. *建筑结构学报*, 2011, 32(9): 27-33.
Liu Qinglin, Fu Xueyi, Sun Zhanqi. A complex mode superposition method for seismic analysis of structures of multiple material damping characteristics based on complex damping assumption [J]. *Journal of Building Structures*, 2011, 32(9): 27-33.
- [23] 李正英, 李正良, 范文亮. 耗能减震结构的振型分解法[J]. *重庆大学学报(自然科学版)*, 2005, 28(11): 133-137.
Li Zhengying, Li Zhengliang, Fan Wenliang. Mode-superposition method for passiv energy dissipation structures [J]. *Journal of Chongqing University (Natural Science Edition)*, 2005, 28(11): 133-137.
- [24] 任向鑫, 闫维明, 何浩祥. 用随机减量法计算消能减震结构附加阻尼比[J]. *工业建筑*, 2013, 43(S1): 133-137.
Ren Xiangxin, Yan Weiming, He Haoxiang. Calculation of additional damping ratio of energy dissipation Structure by random decrement method [J]. *Industrial Construction*, 2013, 43(S1): 133-137.
- [25] 巫振弘, 薛彦涛, 王翠坤. 多遇地震作用下消能减震结构附加阻尼比计算方法[J]. *建筑结构学报*, 2013, 34(12): 19-25.
Wu Zhenhong, Xue Yantao, Wang Cuikun. Research on additional damping ratio calculation methods under frequent earthquake [J]. *Journal of Building Structure*, 2013, 34(12): 19-25.
- [26] 翁大根, 李超, 胡岫岩, 等. 减震结构基于模态阻尼耗能的附加有效阻尼比计算[J]. *土木工程学报*, 2016, 49(S1): 19-24+31.
Weng Dagen, Li Chao, Hu Xiuyan, et al. Calculation of additional effective damping ratio of structures based on modal damping energy dissipation [J]. *China Civil Engineering Journal*, 2016, 49(S1): 19-24+31.
- [27] 郝勇, 娄宇, 杜修力, 等. 钢框束筒结构剪力滞后分析与楼层损伤评估[J]. *建筑结构学报*, 2018, 39(2): 61-71.
Hao Yong, Lou Yu, Du Xiuli, et al. Analysis of shear lag and floor damage degree assessment in steel bundled-tube structure [J]. *Journal of Building Structures*,

- 2018, 39(2): 61-71.
- [28] 冯鹏, 强翰霖, 叶列平. 材料、构件、结构的“屈服点”定义与讨论[J]. 工程力学, 2017, 34(3): 36-46.
- Feng Peng, Qiang Hanlin, Ye Lieping. Discussion and definition on yield points of materials, members and structures [J]. Engineering Mechanics, 2017, 34(3): 36-46.
- [29] Schneider P J, Schauer B A. HAZUS-its development and its future [J]. Natural Hazards Review, 2006, 7(2): 40-44.

Damage control oriented damping ratio analytical calculation and performance design of damping structure system

WANG Bao-shun, HE Hao-xiang, YAN Wei-ming

(Beijing Key Laboratory of Earthquake Engineering and Structural Retrofit, Beijing University of Technology, Beijing 100124, China)

Abstract: Compared with the design methods based on force, displacement and energy, the design method based on damage can determine or evaluate the seismic performance of the structure more comprehensively and directly. Due to the lack of the relationship between additional damping ratio of the dampers and the damage degree of the primary structure, the current performance design method based on the damage for the controlled structure system can only achieve the expected damage by iteratively calculating and constantly adjusting the design parameters of the dampers. Because of those shortages, the mechanism of damage reduction of the main structure is analyzed from the perspective of energy dissipation. Then the quantitative relationship between the additional equivalent damping ratio and the damage index of the structure is established by using the damage model based on differential ratio of elastic-plastic dissipated energy. Furthermore, the calculation method of periodic additional equivalent damping ratio of dampers under ground motion is proposed. On this basis, the performance design flow of the controlled structure system oriented to damage control is proposed based on seismic fragility analysis method. The example shows that the analytical calculation of damping ratio is accurate, and the design method is universal, simple and iteration-free, which can effectively control the damage degree of the primary structure to the expected damage target. The design method in this paper can also be compatible with displacement based design method, and has more strict probability and statistical significance.

Key words: controlled structure; damage control; dampers; additional damping ratio; performance design

作者简介: 王宝顺(1991—),男,博士研究生。电话:18701570226;E-mail: 18701570228@163.com。

通讯作者: 何浩祥(1978—),男,教授。E-mail: hhx7856@163.com。