

论粘滞阻尼减震结构及其抗震设计方法

魏 珽¹ 郑久建² 韦承基¹ 薛彦涛¹

(1 中国建筑科学研究院深圳分院 518028; 2 燕山大学建工学院 秦皇岛 066004)

[提要] 基于结构控制中的基本概念, 详细介绍了粘滞阻尼器的构造、滞回特性、计算模型、计算方法和布置原则, 具体地提出了阻尼减震结构的抗震设防目标和抗震设计方法。旨在对阻尼减震结构抗震设计技术的进步及其在今后工程中的推广应用起到一定的促进作用。

[关键词] 粘滞阻尼器 减震结构 抗震设计

Based on the elementary conception in structural control, the construction, hysteretic property, computation module, computational method, and arrangement principle of viscous dampers are introduced, and seismic fortification target and seismic design method are clearly brought forward. It will benefit to seismic design with supplemental energy dissipation devices and to extensive application of dampers.

Keywords: viscous dampers; damper-added structures; seismic design

一、前言

以“大震不倒”作为结构抗震设计的主要目标的传统设计方法, 须根据建筑的不同抗震等级采取大量严格的抗震构造措施, 不但材料消耗量大大增加, 施工的难度也相应增大, 从而使建筑造价大大提高, 而且当遭遇大震后, 破坏程度严重的建筑物无法继续使用, 震后不得不拆除重建, 因而在经济上造成的损失是极其巨大的。此外, 尚应考虑如何保证地震发生时某些高精尖技术设备能正常运行而不致因结构反应使其破坏, 引发或加重次生灾害。为了解决这些问题, 近30年来各国学者与工程师们不断致力于结构地震反应控制技术的研究, 目的不仅是中小震作用下结构处于或基本处于弹性状态, 而且使结构在大震后仍处于弹性状态或经过适当修理后仍可继续使用。这一新技术在新建或抗震加固工程中的成功应用, 创造的经济价值和对社会安全的贡献将是无可限量的。但是, 阻尼减震结构的抗震设计方法迄今尚未有系统的论述和规定, 新的抗震设计规范也只有原则性的叙述, 尚难实用。故初步提出一套粘滞阻尼减震结构的实用抗震设计方法。

二、关于结构振动控制与减震阻尼器

结构震动控制技术可分为以下三类^[2]: 被动控制、主动控制、混合控制。被动控制包括隔震和减震。减震方法包括在结构某些部位设置各种耗能阻尼器, 采用耗能构件、设置液面晃动装置及质量摆等形式。

当前结构减震最常用的阻尼器有金属屈服阻尼器、摩擦阻尼器、粘弹性阻尼器和粘滞阻尼器四种^[3]。金属屈服和摩擦阻尼器的耗能能力主要依赖于装置内的相对位移, 粘滞阻尼器的耗能能力主要依赖于装置

内的相对速度, 而粘弹性阻尼器的耗能能力既依赖于装置内的相对位移, 也依赖于装置内的相对速度。金属屈服、摩擦、粘弹性阻尼器在增加阻尼的同时也增大了侧向刚度; 粘滞阻尼器只增加阻尼, 不增大侧向刚度。

图1是摩擦阻尼器的示意图及其理论与试验滞回曲线。采用摩擦阻尼器的减震结构有东北某政府大楼及云南某中学两栋教学楼抗震加固。采用粘弹性阻尼器的减震结构有北京饭店和京西宾馆抗震加固。

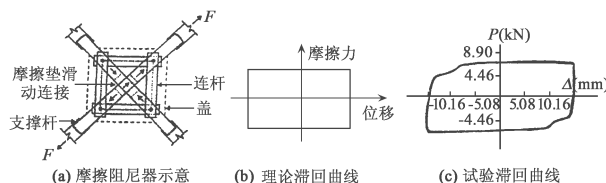


图1 摩擦阻尼器及其滞回曲线

粘滞阻尼器曾广泛应用于军工和航天业, 上世纪九十年代初才由美国学者将其用于结构工程上。由于粘滞阻尼器具有能在宽频域范围内使结构保持粘滞反应、对温度的不敏感性、产生的阻尼力与位移异向、力学分析相对简单等优点, 工程抗震界越来越看好其减震耗能的前景。比较常见的粘滞阻尼器有三种: 筒式粘滞流体阻尼器、粘滞阻尼墙和杆式粘滞流体阻尼器。前两种粘滞阻尼器都是在较大的容器内通过对流体的局部扰动而产生阻尼耗能。杆式粘滞阻尼器是由于其中的流体受外界扰动流过孔隙(间隙)而耗能。国内已有工厂生产提供杆式粘滞阻尼器。近几年来, 国内先后采用杆式粘滞阻尼器减震加固的结构有北京火车站和北京展览馆等多项工程。

三、杆式粘滞阻尼器的原理、构造与力学特性

杆式阻尼装置^[3]如图2所示,最早系美国Taylor设备公司生产,由于地震工程的发展,现在法国、日本和我国均已能生产类似产品。该阻尼装置的不锈钢活塞杆铜头周围或(和)内部为环形间隙或(和)孔隙,且该铜头内设计有可抵偿温度变化的双金属恒温器(可使其在 $-40 \sim 70^{\circ}\text{C}$ 内运行良好^[4]),这种阻尼器的另一端则是为了抵偿由于活塞杆的运动对硅油容积的改变而特殊设计的调节贮油腔,也即为阻止下文所说的刚度的发生而设计的。地震发生时,活塞杆在地震波作用下由腔1向腔2运动,则硅油流体必然通过活塞头的孔反方向流动,直到活塞头两侧的压力平衡。事实上,由于硅油的可压缩性,在此过程中,将产生弹性抗力,即所谓的刚度发展。而另一端的贮油腔的设计正是为了阻止此刚度的产生。硅油通过调节贮油腔的控制阀门进入该贮油腔内部,减小其压缩性,产生尽可能小的刚度,直至为零。

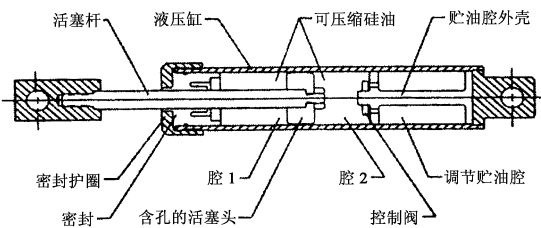


图2 杆式粘滞阻尼器构造示意图

为杜绝上述回弹刚度的产生,不少研究人员对此类粘滞阻尼器内部构造进行了改进^[5],将活塞一直延伸到另一端,做成贯通式双推杆粘滞阻尼器,并就此进行了试验。这样当结构体系受扰动时,推杆的一端进油,另一端从油缸内出来,进出油缸的推杆体积正好相等,从而避免设置调节贮油腔。这样设计的粘滞阻尼器的构造大大简化,性能也得以提高。

工程实际中,阻尼器大多是和钢支撑一起布置在结构中,支撑和阻尼器构成支撑-阻尼器体系。常见的布置形式有对角形、交叉形、“人”字形三种。阻尼器在结构中的布置如图3所示。当阻尼器对角形或交叉形布置时,结构层 i 的层间位移 u_i 与阻尼器两端相对位移 u_{id} 的关系为 $u_{id} = u_i \cos \theta$ 。当结构在地震作用下发生侧移振动时,对角形或交叉形斜撑伸长或缩短迫使阻尼产生拉伸或压缩,从而产生与结构位移反向的斜向阻尼力;“人”字形支撑则直接产生与结构位移反向的水平阻尼力,并通过“人”字撑将力传至该层下角部。使用阻尼器时还要考虑到施工的方便和对建筑美学效果的影响。

如前所述,粘滞阻尼器不产生刚度,其阻尼力仅与速度有关,可用公式表示如下:

$$f_d(t) = c_\alpha |u|^\alpha \text{sgn}(\dot{u}) \quad (1)$$

式中: c_α 是非线性粘滞阻尼系数; u 是阻尼器内的位移, $\dot{u}$ 为相应的速度; α 是速度指数,取值范围大致为

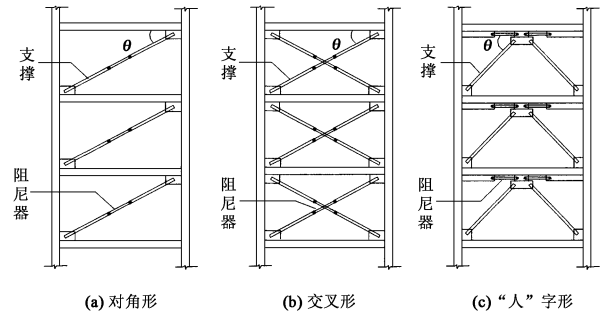


图3 阻尼器在结构中的布置

$0.2 \sim 1$ ^[2]。当 $\alpha=1$ 时阻尼系数记为 c_e ,阻尼力简化为

$$f_d(t) = c_e \dot{u} \quad (1a)$$

阻尼器表现为线性;否则,表现为非线性。 α 值离开1.0愈远,非线性程度愈高。

显然 α 较小时,对于高速震动的衰减更有效。阻尼力的方向总是和位移的方向相反,从而阻止结构运动,消耗能量。

为了说明粘滞阻尼器的优越的耗能能力,我们来分析一下它的滞回特性。先考虑 $\alpha=0$ 的情况,此时 f_d 为一常数,滞回曲线是与摩擦阻尼器一样的矩形。 $\alpha=1$ 是线性阻尼情况,设:

$$u(t) = u_0 \sin(\omega t) \quad (2)$$

由式(1a)和式(2)可以得到:

$$\left(\frac{f_d}{c_e \omega u_0} \right)^2 + \left(\frac{u}{u_0} \right)^2 = 1 \quad (3)$$

即此时阻尼力和位移符合椭圆关系。

图4是当 c_α 取相同数值, α 取不同值($\alpha=0, 0.3, 0.6, 1$)时的滞回曲线, α 愈小,滞回曲线愈接近矩形。图4明显表明粘滞阻尼器具有非常优越的耗能能力,尤以 α 较小时为然。

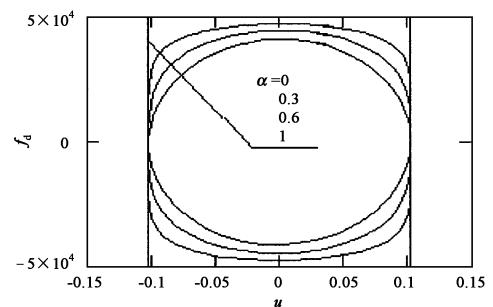


图4 c_α 值相同、 α 值不同时的滞回曲线

四、粘滞阻尼器减震结构计算方法

1. 单质点结构采用粘滞阻尼器时, 结构的运动方程^[9]为

$$m\ddot{u}(t) + \dot{c}u(t) + ku(t) + c_\alpha |u(t)|^\alpha \text{sgn}[u(t)] = f(t) \quad (4)$$

式中: m , k 和 c 分别是结构的质量、刚度和阻尼系数, 当结构设置消能阻尼器后, 结构在地震作用下仍处于弹性工作状态, 则 k 是常数即线性的, 反之, k 将是非线性的, 表示结构的某些部位在地震作用下已进入弹塑性阶段; $u(t)$ 为地震时质点相对于地面的水平位移; $f(t)$ 是质点受到的外力, 地震作用时 $f(t) = -m\ddot{u}_g(t)$, 其中 $\ddot{u}_g(t)$ 是地面运动加速度。与一般单质点结构运动方程相比, 式中多了一项由粘滞阻尼器增加的阻尼力。

由上可见, 方程(4)实质上是一个非线性运动微分方程, 只有当结构处于弹性振动状态, 且附加阻尼也是线性阻尼时, 方程(4)才是一个线性运动微分方程。当 $\alpha=1$ 时, 阻尼为线性阻尼, 当结构在地震作用下处于弹性振动状态, k 是常数, 方程(4)即为:

$$m\ddot{u}(t) + (c + c_e)u(t) + ku(t) = f(t) \quad (4a)$$

方程可进一步转化为:

$$\ddot{u}(t) + 2\tilde{\xi}\omega\dot{u}(t) + \omega^2 u(t) = f(t)/m \quad (4b)$$

式中: ω 为结构自振频率; $\tilde{\xi}$ 为附加阻尼器后总的阻尼比, $\tilde{\xi} = \xi_s + \xi_e$, ξ_s 为结构本身的阻尼比, $\xi_s = c/c_r$, ξ_e 为附加的阻尼比, $\xi_e = c_e/c_r$, c_r 为临界阻尼系数, $c_r = 2m\omega$ 。这里要指出, 附加阻尼比是针对线性粘滞阻尼定义的, 当 $\alpha \neq 1$ 时, 必须先将非线性粘滞阻尼线性化。当 $0 < \alpha < 1$ 时, 方程(4)是非线性微分方程, 可以用数值积分求解, 参看下面求解多质点结构的论述。

2. 多质点结构中附设粘滞阻尼器后, 可得如下运动方程:

$$M\ddot{u}(t) + Cu(t) + Ku(t) + F_D(u(t)) = f(t) \quad (5)$$

式中: M 为层质量 m_j ($j=1, 2, \dots, N$) 组成的对角矩阵; K 是由点 j 单位位移在点 i 产生的弹性反力 k_{ij} ($i, j=1, 2, \dots, N$) 组成的刚度矩阵, 当结构在地震作用下处于弹性振动状态时, k_{ij} 为常数, 否则, k_{ij} 是非线性的, 一般用折线刚度表示; C 为结构的阻尼矩阵; $f(t)$ 为作用力列阵; $F_D(u(t))$ 为附加的阻尼力列阵。

阻尼矩阵 C 通常可表示为质量矩阵 M 和刚度矩阵 K 的线性组合, 即 $C = a_1 M + a_2 K$, 式中 a_1 , a_2 是比例常数。当把结构的每一个楼层视为一个自由度时, $F_D(u(t))$ 的每个元素代表了一个特定楼层上附加阻尼力的水平分量的合力。楼层由低向高编号, 并设总层数为 N 。假设第 j 楼层上安装有 n_j 个阻尼系数为 c_{ej} 的粘滞阻尼器(未设置阻尼器的楼层 n_j 为 0), 每个

阻尼器的阻尼力为 f_{dj} , 则阻尼力列阵为:

$$F_D(u(t)) = \begin{Bmatrix} n_1 f_{d1} - n_2 f_{d2} \\ n_2 f_{d2} - n_3 f_{d3} \\ \vdots \\ n_j f_{dj} - n_{j+1} f_{d,j+1} \\ \vdots \\ n_{N-1} f_{d,N-1} - n_N f_{d,N} \\ n_N f_{d,N} \end{Bmatrix} \quad (6)$$

式中

$$f_{dj} = c_{ej} |\dot{u}(t)_j - \dot{u}(t)_{j-1}| \cos \theta_j |^{\alpha} \text{sgn}[\dot{u}(t)_j - \dot{u}(t)_{j-1}] \cos \theta_j$$

其中 θ_j 是第 j 楼层中的阻尼器和水平方向的夹角(假设同楼层阻尼器的方向一样)。其它各种复杂情形下的阻尼力列阵可仿此写出。当 $\alpha=1$ 时, 记 $\tilde{c}_j = n_j c_{ej} \cos^2 \theta_j$, 则附加的阻尼矩阵为

$$C_e = \begin{bmatrix} \tilde{c}_1 + \tilde{c}_2 & -\tilde{c}_2 & & & \\ -\tilde{c}_2 & \tilde{c}_2 + \tilde{c}_3 & -\tilde{c}_3 & & \\ & -\tilde{c}_3 & \tilde{c}_3 + \tilde{c}_4 & -\tilde{c}_4 & \\ & & \dots\dots\dots & & \\ & & & -\tilde{c}_N & \tilde{c}_N \end{bmatrix} \quad (7)$$

方程(5)即可化为:

$$M\ddot{u}(t) + (C + C_e)u(t) + Ku(t) = f(t) \quad (5a)$$

非线性微分方程(5)(包括刚度非线性和几何非线性)可以用数值积分法求解^[7,8], 如 Newmark 方法。Newmark 法可以看作是线性加速度法的推广, 对于在时间间隔 Δt 的末端 $t + \Delta t$ 时刻的位移和速度采用下述假定(a 和 b 为两个参数, 可以取 $a=0.5$, $b=0.25$)

$$u_{t+\Delta t} = u_t + \dot{u}_t \Delta t + \Delta t^2 \left[\frac{1}{2} - a \right] \ddot{u}_t + \ddot{u}_{t+\Delta t} \quad (8a)$$

$$\dot{u}_{t+\Delta t} = \dot{u}_t + \Delta t \left[(1-b) \ddot{u}_t + b \ddot{u}_{t+\Delta t} \right] \quad (8b)$$

从上述两式可得:

$$\ddot{u}_{t+\Delta t} = \frac{1}{a\Delta t^2} (u_{t+\Delta t} - u_t) - \frac{1}{a\Delta t} \dot{u}_t - \left(\frac{1}{2a} - 1 \right) \ddot{u}_t \quad (8c)$$

$$u_{t+\Delta t} = \frac{b}{a\Delta t} (u_{t+\Delta t} - u_t) + \left(1 - \frac{b}{a} \right) u_t + \left(1 - \frac{b}{2a} \right) \Delta t \ddot{u}_t \quad (8d)$$

体系在时刻 t 的运动方程为:

$$M\ddot{u}_t + Cu_t + Ku_t + F_{D,t} = F_t$$

简化为:

$$Ku_t = F_t \quad (9)$$

式中, $F_t = F_t - M\ddot{u}_t - Cu_t - Ku_t - F_{D,t}$

体系在时刻 $t + \Delta t$ 的运动方程为:

$$M\ddot{u}_{t+\Delta t} + Cu_{t+\Delta t} + Ku_{t+\Delta t} + F_{D,t+\Delta t} = F_{t+\Delta t}$$

将式(8)代入上式, 化简得:

$$Ku_{t+\Delta t} = F_{t+\Delta t} \quad (10)$$

式中

$$K = K + \frac{1}{a\Delta t^2} M + \frac{b}{a\Delta t} C$$

$$F_{t+\Delta t} = F_t + M \left[\frac{1}{a\Delta t^2} u_t + \frac{1}{a\Delta t} \dot{u}_t + \left(\frac{1}{2a} - 1 \right) \ddot{u}_t \right] - F_{D,t+\Delta t} + C \left[\frac{b}{a\Delta t} u_t + \left(\frac{b}{a} - 1 \right) u_t + \Delta t \left(\frac{b}{2a} - 1 \right) \ddot{u}_t \right]$$

式中, F_t , K 和 $F_{t+\Delta t}$ 分别为体系在 t 时刻的有效荷载列阵、 $t+\Delta t$ 时刻的有效刚度矩阵和有效荷载列阵。这就是用 Newmark 方法求解附加阻尼器结构的理论基础。具体分析步骤这里不再列出。

当粘滞阻尼器具有非线性粘滞阻尼特性时, 可以严格地用数值积分法求解。如果阻尼减震结构在地震作用下处于弹性振动状态时, 如将非线性粘滞阻尼等效线性化, 可用弹性时程分析法或振型分解法^[9] 计算。

下面对一个五层框架结构进行分析。结构简图见图 5, 结构建于 II 类场地上, 梁、板、柱均采用 C30 混凝土。长边方向梁跨 6m, 梁尺寸 30cm×60cm; 短边方向梁跨 9m, 梁尺寸 30cm×80cm。柱截面 60cm×60cm。板厚 12cm。首层层高 6.5m, 其他层层高 4m。结构按弹性计算, 地震波采用 El Centro 波。

在 7 度罕遇地震(220cm/s²) 和相当于本区设防烈度地震(100cm/s²) 时, 结构位移和转角如表 1 所示。阻尼器的参数取 $\alpha=0.25$, $c_a=8\times10^5\text{N}\cdot\text{s}^{0.25}\cdot\text{m}^{-0.25}$ 。计算时阻尼器布置在底层, 每边每方向各设 2 个, 共计 8 个。设置阻尼器后, 7 度罕遇地震和相当于本区设防烈度地震时, 结构位移和转角如表 2 所示。

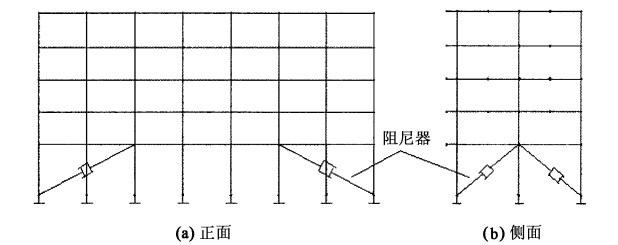


图 5 五层框架结构简图

设置阻尼器前后, 7 度罕遇地震时, 首层位移时程曲线见图 6。从表 2 和图 6 可以看出, 设置阻尼器后结构变形明显减小, 例如, 在罕遇地震时, 最大转角由 1/128(长边) 和 1/163(短边) 变为 1/287(长边) 和 1/307

结构位移和转角									表 1	
楼层	罕遇地震				设防烈度地震					
	长边		短边		长边		短边			
	位移 (cm)	转角 (rad)	位移 (cm)	转角 (rad)	位移 (cm)	转角 (rad)	位移 (cm)	转角 (rad)		
5	10.60	1/403	8.53	1/694	4.82	1/891	3.88	1/1519		
4	9.58	1/250	7.94	1/381	4.36	1/549	3.61	1/830		
3	8.03	1/343	6.92	1/297	3.65	1/750	3.14	1/661		
2	6.89	1/220	5.61	1/247	3.13	1/487	2.55	1/542		
1	5.12	1/128	4.03	1/163	2.33	1/282	1.83	1/360		

设置阻尼器后结构的位移和转角									表 2	
楼层	罕遇地震				设防烈度地震					
	长边		短边		长边		短边			
	位移 (cm)	转角 (rad)	位移 (cm)	转角 (rad)	位移 (cm)	转角 (rad)	位移 (cm)	转角 (rad)		
5	5.45	1/1206	4.92	1/1108	2.44	1/1464	1.83	1/2562		
4	5.11	1/696	4.55	1/582	2.16	1/1278	1.67	1/1392		
3	4.55	1/390	3.88	1/475	1.84	1/812	1.39	1/1114		
2	3.55	1/309	3.06	1/423	1.36	1/848	1.04	1/953		
1	2.29	1/287	2.14	1/307	0.90	1/731	0.69	1/914		

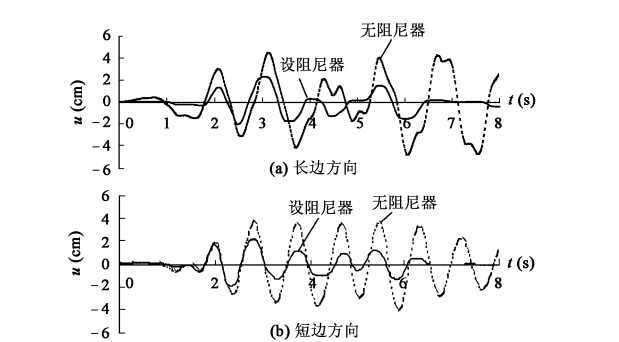


图 6 7 度罕遇地震时首层位移时程曲线

(短边)。结构基本上满足“大震可修”的设防目标。

五、非线性粘滞阻尼的线性化及其计算方法

从上面计算方法中可以看出, 当粘滞阻尼为非线性时, 结构地震反应的计算涉及到大量非线性联立方程的求解, 计算十分复杂。因而, 一些学者提出了线性化的概念, 以获得计算的简化。

非线性粘滞阻尼线性化的原则就是假设非线性粘滞阻尼滞回曲线每周的耗散能量等于当量线性粘滞阻尼滞回曲线每周的耗散能量。线性化就是根据上述原则将方程(4),(5) 中的非线性阻尼器出力项化成线性形式, 即

$$c_a |u(t)|^{\alpha} \text{sgn}[\dot{u}(t)] = c_e u(t) \tag{11a}$$

$$F_D(u(t)) = C_e u(t) \tag{11b}$$

从而可以通过求解线性微分方程来获得解答^[2]。这里的 c_e (C_e) 为当量阻尼系数(矩阵)。

假设阻尼器受到如式(2) 所示简谐激励, 将式(11a) 在一个周期内对位移积分, 可以求得当量阻尼系数:

$$c_e = \lambda c_a \omega^{\alpha-1} u_0^{\alpha-1} / \pi \tag{12}$$

式中, $\lambda=4\times(2^{\alpha}) \frac{\Gamma(1+\alpha/2)}{\Gamma(2+\alpha)}$, $\Gamma(\cdot)$ 为伽玛函数。

从式(12) 可以看出, 当量阻尼系数不但是阻尼参数 α 和 c_a 的函数, 而且与运动的幅值和激励频率有关。图 7 是 ω 为一定值时 c_e/c_a 和 u_0 的关系曲线。图 7 中, 对于 $\alpha<1$, 阻尼系数变小时运动的幅值变大, $\alpha>1$ 时变化相反。而对于线性阻尼器 $\alpha=1$, $c_e=c_{\alpha=1}$, 显然阻尼系数与运动的幅值无关。工程上 α 通常采用 0.2

到 l 之间, 较小的 α 可以获得较大的当量阻尼系数, 从而获得较大的阻尼器出力, 消耗较多能量。

对于多质点结构, 第 j 层一个阻尼器出力为

$$f_{dj} = c_{aj} [\dot{u}(t)_j - \dot{u}(t)_{j-1}] \cos \theta_j |^{\alpha} \\ \times \operatorname{sgn} \{ [\dot{u}(t)_j - \dot{u}(t)_{j-1}] \cos \theta_j \} \cos \theta_j$$

利用式(12)线性化为:

$$f_{dj} = c_{ej} \cos^2 \theta_j [\dot{u}(t)_j - \dot{u}(t)_{j-1}]$$

式中: $c_{ej} = \lambda c_{aj} \omega_j^{\alpha-1} u_{0j}^{1-\alpha} / \pi$

$$u_{0j} = [\dot{u}(t)_j - \dot{u}(t)_{j-1}]_0 \cos \theta_j$$

其中 ω 近似取第一振型频率 ω_1 。每个阻尼器出力线性化后, 将 $\tilde{c}_j = n_j c_{ej} \cos^2 \theta_j$ 代入附加阻尼矩阵式(7), 当刚度矩阵 K 也为线性时, 运动方程变为线性的, 非线性粘滞阻尼减震结构即可按线性粘滞阻尼结构计算。

需要指出, 文[10]通过附加粘滞阻尼器单自由度结构计算比较得出结论: 对于线性化解, 位移、构件剪力和地震力的计算结果误差可能不很大, 但是, 阻尼器出力的计算结果误差可能相当大。尚需

指出, 当采用反应谱法求解时, 按照现行《建筑抗震设计规范》(GB50011—2001) 规定只能求得地震影响系数, 实际上仅体现质点振动时的绝对加速度、相应的绝对惯性力或称地震力, 无法求得速度和相应的阻尼力, 求得的位移和构件剪力均可能产生相当的误差, 这在设计时也是应该注意的^[11]。

六、阻尼减震结构抗震设防目标

对于减震结构, 新规范只有如下的原则规定: “采用隔震或消能减震设计的建筑, 当遭遇到本地区的多遇地震影响、抗震设防烈度地震影响和罕遇地震影响时, 其抗震设防目标应高于本规范第 1.0.1 条的规定。”这里明确了消能减震建筑的抗震设防目标应高于一般依靠自身强度及变形能力(延性)来抗御地震的建筑的抗震设防目标, 但未具体明确不同情况下消能减震结构的抗震设防目标。因而, 要依据这一规定来进行抗震设计尚有困难。

根据对阻尼消能减震结构减震能力的系列研究, 考虑不同工程情况可能的不同要求及工程实践经验, 参考一般建筑抗震设防目标的要求, 为了促进消能减震结构抗震设计技术的进步与在工程中的实施, 初步提出阻尼减震结构的抗震设防目标可具体化为三类:

目标 A: 设置粘滞阻尼器的减震结构, 其抗震设防目标是, 当遭遇低于或相当于本地区抗震设防烈度的地震影响时, 结构不受损坏或不经修理可继续使用, 当

遭遇高于本地区抗震设防烈度预估的罕遇地震影响时, 可能损坏, 但经一般修理后仍可使用。

目标 B: 对于消能减震要求更高的阻尼减震建筑及在较低设防烈度地震区的建筑, 其抗震设防目标可表述为: 当遭遇高于本地区抗震设防烈度的地震影响或相当于本地区抗震设防烈度的罕遇地震影响时, 结构不受损坏或其受力基本仍处于弹性状态, 不经修理或经简单修理仍可使用。

目标 C: 由于不同原因导致结构在多遇地震下尚不能满足规范要求, 或需采取明显不合理的过分加强措施才能满足规范要求, 或需采取减震措施才能满足实际工程和建筑要求时, 可采用阻尼器减震。此时, 其抗震设防目标可与现行建筑抗震设计规范相同。

研究表明, 设置阻尼器的减震结构在技术上使建筑在地震作用下达到上述抗震设防目标 A、B 是可能的, 而且这样的设防目标可使结构在抗御罕遇地震作用时基本上不产生大的损坏, 这不但在震后可以使生命线的建筑即地震时不能中断使用的建筑以及大批一般重要建筑继续有效工作, 发挥其作用, 从而使整个城市不致在震后瘫痪, 这与传统的大震不倒的要求相比, 可保留并继续延续建筑和城市的生命, 从而为国家和社会带来不可估量的经济效益。

七、阻尼减震结构抗震设计方法

建议阻尼减震结构的抗震设计方法如下:

1. 按低于本地区抗震设防烈度的多遇地震影响进行建筑的抗震强度设计和抗震变形验算。这一步与无阻尼器的建筑抗震设计是一致的。

2. 需设置阻尼器的楼层, 一般是层间位移和速度幅值较大的楼层及减震效果显著的楼层。阻尼器设定后, 进行以下计算: 1) 按相当于本地区抗震设防烈度的地震影响进行抗震验算, 此时由于考虑了阻尼器的减震作用, 结构的变形大大减小, 因而水平和竖向构件的弯矩和剪力将大大降低, 但某些竖向构件的轴力可能有所增大; 2) 按高于本地区抗震设防烈度的罕遇地震影响进行抗震变形验算。

3. 粘滞阻尼器一般为非线性, 抗震计算一般宜采用时程分析法, 阻尼力按非线性计算, 结构刚度按弹性线性分析。如将阻尼器作线性化处理, 则可用弹性时程分析法计算, 也可用振型分解反应谱法计算, 但需注意由线性化和应用加速度反应谱可能带来的误差。

4. 用时程分析法时, 应按建筑场地类别和设计地震分组选用不少于二组的实际强震记录和一组人工模拟的加速度时程曲线, 其加速度时程的最大值可按表 3 采用。

5. 按高于本地区抗震设防烈度的罕遇地震影响进

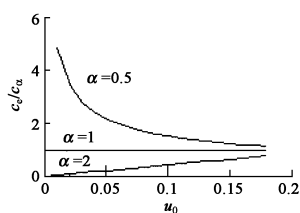


图 7 粘滞阻尼器的阻尼和运动幅值的关系

行抗震验算时,地震作用与材料强度均取标准值,不同抗震设防目标时抗震变形验算符合表 4 的要求。

时程分析时所用地震加速度时程曲线的最大值(cm/s^2) 表 3

地震影响	7 度	8 度	9 度
多遇地震	35(55)	70(110)	140
设防烈度地震	100(150)	200(300)	400
罕遇地震	220(310)	400(510)	620

注:括号内数值分别用于设计基本加速度为 0.15g 和 0.30g 的地区。

罕遇地震时阻尼减震结构层间位移角限值 $[\theta_e]$ 表 4

结构类型		$[\theta_e]$	
		目标 A	目标 B
钢筋混凝土	框架	1/220	1/400
	框架-抗震墙、板柱-抗震墙、 框架-核心筒	1/280	1/560
	框支层	1/350	1/700
	钢结构	1/140	1/270

6. 根据减震阻尼结构与不设阻尼器结构的抗震性能和地震反应差异,阻尼减震结构的抗震构造措施应比一般不设阻尼器结构相应降低要求。采用阻尼器的减震结构,由于地震作用下可处于或基本处于弹性状态工作,因而结构的抗震构造措施可相应简化,初步建议如下:

(1) 按目标 A 抗震设计的阻尼减震结构,其抗震构造措施可降 1 度,即 7 度区按 6 度区构造,8 度区按 7 度区构造,9 度区按 8 度区构造。这是因为按目标 A 抗震设计的建筑,通过消能减震,其地震反应比一般传统依靠延性的抗震设计要降低 1~1.5 度,即在设防烈度地震作用下降低 1.5 度,在高于设防烈度的罕遇地震作用下降低 1 度。

(2) 按目标 B 抗震设计的阻尼减震结构,其抗震构造措施均按 6 度区构造。这是因为按目标 B 抗震设计的建筑,通过消能减震,结构将处于或基本上处于弹性状态工作。

(3) 按目标 C 抗震设计的阻尼减震结构,其抗震构造措施原则上与现行规范规定相同。

7. 钢筋混凝土房屋的抗震等级原则上可按照《建筑抗震设计规范》(GB50011—2001) 表 6.1.2 确定。

8. 为了使粘滞阻尼器消耗地震的能量最大,粘滞阻尼器的布置原则是在阻尼器两端具有较大的相对位移和相对速度以及在起减震作用效果明显的楼层进行设置。对于有扭转的结构,尚应根据地震作用下结构扭转的情况不对称设置抗扭转的阻尼器以抵抗结构的扭转。为了解决阻尼器的合理布置,一般需要一个试算调整过程。

9. 设置阻尼器后,构件的内力将会发生改变。比

如,框架结构附加阻尼器后,层间位移将大为减小,从而减小了柱弯矩,但此时可能增加了柱轴力。在对既有结构进行抗震加固设计时特别应注意这一点,因为这可能影响到阻尼器的放置位置。

八、实验验证

理论研究已经充分证明阻尼减震结构具有十分有效的减震效果。为了验证理论计算结果的正确性,美国等不少国家已进行了一些实验研究。1993 年,美国 Constantinou 和 Symans 针对安装了 Taylor 公司生产的粘滞阻尼器的 3 层单跨钢框架结构进行了实验研究^[12]。模型相似比为 1:4。实验包括不设和设 2 个(层 1)、4 个(层 1 交叉布置)、6 个(层 1~3)阻尼器等四种状况。不设阻尼器时,三层总质量约 2 900kg,各层质量相等。线性阻尼器,阻尼系数 $c_e=15.5\text{N}\cdot\text{s/mm}$ 。在一定比例的 El Centro 和 Taft 波作用下的最大加速度、层剪力和层间偏移见表 5(部分实验结果)。可以看出,用于定量分析的指标在结构附设阻尼器后都大为降低,其中层剪力和层偏移降低了约 40%~70%。

三层钢结构实验部分结果 表 5

激励波	阻尼器数量	加速度最大值(g)	最大层剪力	最大层偏移
			重力	高度
El Centro 33.3%	0	0.585	0.295	1.498%
	4(层 1)	0.282	0.159	0.660%
	6(层 1~3)	0.205	0.138	0.510%
Taft 100%	0	0.555	0.255	1.161%
	4(层 1)	0.246	0.130	0.638%
	6(层 1~3)	0.178	0.120	0.463%

1995 年,美国 Reinhorn 等就 Taylor 公司生产的粘滞阻尼器做了相似比为 1:3 的三层三跨钢筋混凝土框架实验^[12],阻尼器位于中跨呈连续对角线布置。每层楼板重为 120kN,厚为 50.8mm。楼板由 76.2mm×76.2mm 的梁支承,梁端下为 101.6mm×101.6mm 的方柱。在峰值加速度 $PGA=0.3g$ 的 El Centro 地震波作用下,层 1 偏移为 11.94mm(无粘滞阻尼器时为 21.8mm)。可见,粘滞阻尼器的减震效果非常显著。

近来日本东京大学以及新日铁等有关公司也针对阻尼减震结构进行了一些实验。我国减震结构的实验研究相对较少,但进行过安装摩擦阻尼器的减震结构实验^[13],也证明了其优越的减震效果。关于粘弹性阻尼器的实验可参见文[14]。关于粘滞阻尼器的实验还没有做过,正在筹备进行中。

九、工程实例简介

粘滞阻尼器用于结构的消能减震是一门较新的技术,国内外利用这一技术对抗震能力较差的既有建筑进行抗震加固以及在新建建筑上采用粘滞阻尼器均有不少成功实例。

实例1 1996年美国一栋八层混凝土结构抗震加固^[4]。该结构在 California State University 的操场上,平面尺寸 19.5m×46.9m,高 34.7m,现浇钢筋混凝土框架和剪力墙结构,建于 1968 年。该结构层 1 高 6.7m,其它层高 4.0m。

只在层 1 设置阻尼器。横向 6 个,纵向 8 个。参数取 $c_a = 103.675 \text{ kN} \cdot \text{s}^{0.4} \cdot \text{mm}^{-0.4}$, $\alpha = 0.4$ 。阻尼器最大出力 1 001kN。经分析,在 DBE(重现期 475 年)和 MCE(重现期 1 000 年)地震时达到了“生命保护”的要求。

实例2 2000年北京展览馆抗震加固^[13]

北京展览馆建于 1953 年,经鉴定不满足北京地区 8 度抗震要求。在整个展览馆建筑群中,对中央大厅、工业馆和莫斯科餐厅采用消能支撑加固。具体情况为:中央大厅用 16 道消能支撑,用 48 个阻尼器,每个阻尼器最大出力约为 500kN;工业馆用 30 道消能支撑,用 60 个阻尼器,每个阻尼器最大出力为 500~600kN;莫斯科餐厅用 12 道消能支撑,用 24 个阻尼器,最大出力为 500kN;加固后的结构总阻尼比达 20%。选用阻尼器参数:速度指数 $\alpha = 0.15$,非线性粘滞阻尼系数 $c_a = 281.956 \text{ kN} \cdot \text{s}^{0.15} \cdot \text{mm}^{-0.15}$ 。

在 8 度中震(即地震加速度 200gal)的作用下,用 SAP2000 对中央大厅进行时程分析,结果表明:附设粘滞阻尼器后,结构的位移降幅在 30%~70%之间,结构的层间位移比由原最大值 1/176 降到 1/400 以下;结构的最大速度和层间速度降幅在 50%以上;结构顶层加速度幅值大幅度降低;层间加速度也显著降低,降幅至少达 40%;输入结构的地震能量的 80%以上由粘滞阻尼器消耗,从而结构构件受到有效保护。工程实际上是采用了前面所述抗震设防目标 B 进行结构抗震设计。

新建的阻尼减震结构在日本和美国已逐渐增多,我国也已开始试探在地震区新建的建筑中采用阻尼减震技术。

十、结语

简单阐述了结构控制中的基本概念,详细介绍了粘滞阻尼器的构造、滞回特性、计算模型、计算方法和布置原则,给出了粘滞阻尼结构减震效果的实验验证及阻尼减震结构用于抗震加固的几个实例,特别是明确具体地提出了阻尼减震结构的抗震设防目标和抗震设计方法,对阻尼减震结构的抗震设计起到了铺路垫砖的作用,虽然这只是作者的初步建议,但相信会对今后的发展和逐步形成众所公认的设计准则起到一定的促进作用。

随着对粘滞阻尼减震理论及相应的抗震设计方法的进一步研究,工程实践中必将越来越多地使用这一

技术。

作者确信,在抗震领域需要和适合于采用阻尼减震的结构体系中,采用阻尼减震结构逐步取代传统的依靠结构在大震下自身的破坏(即延性)来抗御地震的结构的时代已经到来。

致谢:承王迪民、程绍革、刘伟庆、黄世敏、姜宇、王森等教授与高工参与讨论,提供了宝贵意见,谨此致谢。

参 考 文 献

1. 建筑抗震设计规范(GB50011—2001). 中国建筑工业出版社, 2001.
2. Hanson R D, Soong T T. Seismic design with supplemental energy dissipation devices. Earthquake Engineering Research Institute, Buffalo, New York, 2001.
3. Taybr D P, Constantinou M C. Fluid dampers for application of seismic energy dissipation and seismic isolation. Taylor Devices Inc.
4. Miyazaki M, Mitsusaka Y. Design of a building with 20% or greater damping. In: Proceeding of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, Spain, 19-24, 1992, 7(7): 4143-4148.
5. 徐德修,李永峰. 结构液流阻尼器之设计及应用. 结构工程, 1998, 13(2).
6. 魏 璉,郑久建. 单自由度粘滞阻尼减震结构计算方法及其参数相互关系. 工程抗震, 2003, (2).
7. 薛彦涛,韦承基,宋智斌. 粘滞阻尼消能减震结构体系. 见:房屋建筑抗震设计新技术,国家标准《建筑抗震设计规范》编制组, 2001.
8. 欧进萍,吴 斌,龙 旭. 消能减震结构的基本抗震方法. 见:房屋建筑抗震设计新技术,国家标准《建筑抗震设计规范》编制组, 2001.
9. 郑久建,黄 文,魏 璉. 粘滞阻尼减震结构振型分解法的研究. 工程抗震, 2003, (3).
10. 郑久建. 粘滞阻尼减震结构分析方法及设计理论研究. 博士学位论文,中国建筑科学研究院, 2003.
11. 魏 璉,郑久建. 用规范反应谱计算减震结构的探讨. 建筑结构, 2004, 34(10).
12. Reinhold A M, Li C, Constantinou M C. Experimental and analytical investigation of seismic retrofit of structures with supplemental damping. Part I-fluid viscous damping devices. Technical Report NCEER-95-0001, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY. January 3, 1995.
13. 刘伟庆,丁大钧,魏 璉. 摩擦阻尼支撑框架的实验研究和理论分析. 博士学位论文,东南大学,南京, 1995.
14. 邹向阳. 粘弹性与拟粘滞摩擦耗能减震结构试验、分析与应用分析. 博士学位论文,哈尔滨建筑大学, 2000.
15. 宋智斌. 粘滞消能减震技术在结构抗震加固中的研究与应用. 硕士学位论文,中国建筑科学研究院, 2001.

更正 本刊第九期第 65 页表 2 注第 4 行中的“泊桑比”改为“变异系数”,特此更正,并向作者和读者表示歉意。
本刊编辑部