

108-117

具有滞迟耗能装置的高层建筑结构的随机响应分析*

TU 973

田千里

关国雄

张佑启

(中国北京 100080 中国科学院力学研究所)

(香港大学土木与结构工程系)

摘要 本文提出了一个近似分析具有滞迟耗能装置的高层建筑的方法。结构被模拟为一个具有滞迟非线性支座的悬臂梁。其控制方程由 Ritz 法导出,用等效线性化方法分析。此方法很省机时,故可方便地用于分析不同参数对响应的影响。数值计算结果显示,使用钢丝绳隔振器加粘弹性阻尼层有较好的减震效果,故推荐它作为一种抗震耗能装置。

关键词: 抗震结构, 随机响应, 结构耗能

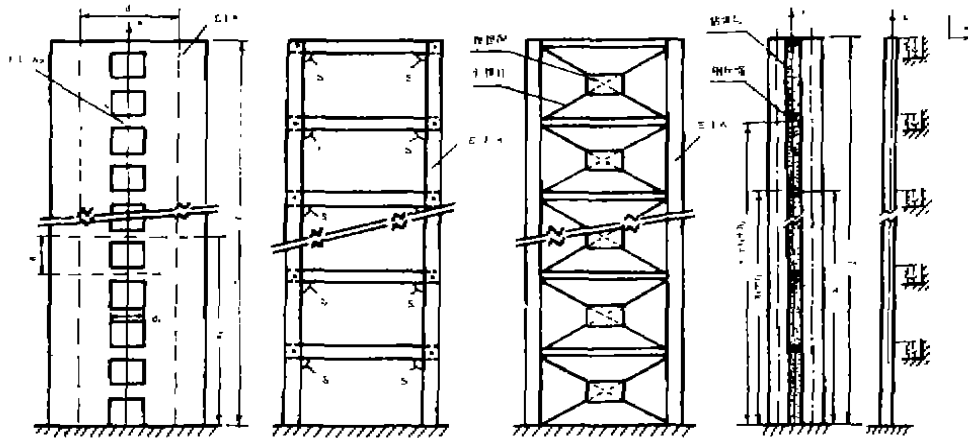
高层建筑

滞迟耗能装置

1 前言

强烈的地震会导致建筑物破坏,故加强结构抗震能力的研究很受重视。在这方面已发展了许多方法,如基础隔震、附加吸能、耗能装置与修改结构动力特性的主动或被动控制等。其中基础隔震研究最为广泛^[1]。但对于细长的高层建筑来说,它需要考虑建筑物在地震时的提升(uplift)问题,还要考虑显著能量带位于低频的风载问题。利用耗能装置的被动控制技术,由于其经济与可靠,近年来也颇受青睐。早在70年代美国就曾在高层建筑上应用粘弹性阻尼器成功地使风致振动衰减。近年来的研究证明,用它也能显著地改善建筑结构的抗地震能力^{[2]-[4]}。80年代以来又发展了干摩擦耗能装置,也有很好的减震效果。在这些研究中耗能器通常被放置于梁与柱或斜撑杆的交点处,或建筑物的垂直接缝上^[5],如图1(b)至(d)所示。现代高层建筑结构除框架结构外,剪力墙结构也是常见的结构形式。由于门窗及走廊的需要,往往要在墙上开孔,如图1(a),称为耦合剪力墙。曾经经历过强烈地震的耦合剪力墙结构显示出它的弱点往往在耦合梁,因此在设计中引进了强柱弱梁的概念,即有意识地降低耦合梁的强度,让它在强震作用下首先进入弹塑性状态,为了避免整体破坏,须要在梁的钢筋布置上想一些办法,以增大其延性。强震时通过耦合梁的大变形耗散能量,实际上是利用耦合梁作为耗能器,其缺点是震后修复工作量大。由于耗能器的滞迟非线性,以上几种结构的设计与计算是非常繁重的,故须要发展一种简单的方法分析这种带耗能器的结构。本文的目的是提供一种工程实用的简单近似方法。我们知道一个成熟而又简便的分析高层建筑的方法是等效夹层梁法,这个方法最早是 Chitty 提出来用于分析框架结构的^[6],60年代由于剪力墙结构被广泛应用于高层建筑结构,这个方法被推广应用于分析如图1(a)的耦合剪力墙结

* 国家自然科学基金与香港 Croucher 基金资助



(a)耦合剪切墙 (b)空腹框架 (c)带斜撑框架 (d)夹层剪切墙 (e)非线性支承梁

图 1

构。该方法的实质是将墙体视为悬臂梁,将耦合梁系用刚度等效折算为连续介质,将结构体系简化为夹层梁。起先这个方法被用于剪力墙的静力分析^[7],70年代被推广于动力分析^{[8]~[9]}。模型实验结果表明,无论是静力或动力分析,无论是用于分析剪力墙或平面框架结构^[10],此简化方法均有很高的精度。以上的研究求得了夹层梁的封闭解,对于分析线性结构是十分方便的,对于分析具有滞迟非线性的连接梁系的结构来说并不适用。为此我们对于具有离散连接横梁体系的结构,如图 1(a)至图 1(c),不采用连续介质等效,而将计算模型简化为如图 1(e)的非线性弹性支承梁,以悬臂梁代表剪力墙体及框架立柱,用具有滞迟非线性性能的弹簧支座代表联系横梁及斜撑杆及其附加的耗能器的作用,其刚度可由结构力学方法算出。用 Ritz 法推导了结构的运动方程,用代替结构概念^{[11][12]}进行等效线性化再逐步迭代求解,用复模态分析了结构的均方响应。对具有线弹性、双线性滞迟及多项式滞迟性能的结构进行了分析比较,数值结果表明具有高阻尼及软化非线性连接梁系的结构有较好的抗震性能而使用钢丝绳减振器作为耗能器则是更好的方案,因为它是工厂化生产,性能稳定可靠,能自动恢复原状,既有非线性软化刚度,又有滞迟耗能的高阻尼。本文给出了具有双线性滞迟性能耗能器及钢丝绳减振器的结构响应分析方法,通过数例分析比较了它们的减振效果。

2 结构的运动方程与随机响应分析

耦合剪力墙结构(图 1(a))及框架结构(图 1(b)与图 1(c))是高层建筑中常见的几种形式。在强地震作用下,常规的设计是容许它们的联系横梁发生弹塑性变形以增加能量耗散。改进的方法是在它们的柱梁交接点加入弹塑性耗能器,在强震时形成弹塑性铰,将耗能控制在这些部位。另一种成功的方案是具有垂直摩擦缝的结构^[5],沿两片墙的垂直联结缝布置可滑动的摩擦结点。本文提出的一个改进方案是沿此垂直缝留少数连结点,用钢丝绳减振器连接,整个竖缝其余部分用高阻尼粘弹性材料填充,将结构设计成阻尼夹层梁以提高其抗震能力,如图 1(d)。

以上几种结构形式均可用空腹夹层梁模型进行分析,视联系横梁为夹心层。假设联结横梁的轴向刚度较大,其轴向变形可以忽略,则剪力墙的两个墙肢及框架的两个主柱,相互间均不发生相对位移,因此两侧的悬臂梁作相同的横向振动(正对称)、相反的纵向振动(反对称),沿夹层梁的垂直中性轴将它一分为二,就得到了如图 1(e)的非线性支承梁,其变分方程为

$$\delta \int_0^l \int_0^t [EIw_{,xx}^2 + EAu_{,x}^2 + \frac{1}{2} \sum_j P_j \delta_j - \frac{1}{2} m(\dot{w} + \dot{v}_0)^2 + \frac{1}{2} m\dot{u}^2] dx dt = 0 \quad (1)$$

在式(1)中 $w(x,t)$ 及 $u(x,t)$ 分别为梁沿 x 轴的横向及纵向变形, $(\cdot)_{,x} = \partial(\cdot)/\partial x$, $(\cdot)_{,t} = \partial(\cdot)/\partial t$, E, I, A 分别代表梁的材料弹性模量,截面惯性矩及截面积, \dot{v}_0 为地面运动速度, P_j 为第 j 个横向支承的反力, δ_j 为该支点的位移, m 为单位长度梁的质量

$$P_j = k_j \delta_j \quad (2)$$

$$\delta_j = (w_{,x} d - 2u) \quad (3)$$

k_j 为第 j 个支点的等效刚度,为简化起见,这里假设所有联结横梁均有相同的刚度。根据不同的结构形式, k 值可由结构理论计算出来。如对于如图 1(a)的耦合剪力墙结构,横梁的变形可用两端固定的弯剪梁计算,其等效刚度为

$$k = \left(\frac{d_c^2}{12EI_0} + \frac{d_c}{G_0 A_0} \right)^{-1} \quad (4)$$

对如图 1(b)的框架结构,横梁可视为两端固定的弯曲梁,其等效刚度为

$$k = \frac{12EI_0}{d_c^2} \quad (5)$$

如在框架及耦合剪力墙的柱及墙与联结横梁的接合点放入耗能器形成弹塑性铰,则可将此耗能器视为转动弹簧,此时联结体系的等效刚度为

$$k = \frac{2k_c s}{k_c + 2s} \quad (6)$$

式(6)中, k_c 取自式(4)或(5)中的 k 值, s 为耗能器的转动刚度。对于如图 1(c)的框架结构模型

$$k = \frac{12EI_0}{d_c^2} + k_1 \quad (7)$$

k_1 为斜撑杆系统之等效刚度。式(6)、(7)中 s 及 k_1 具有如图 2 的双线性滞迟性能, p_0 为屈服载荷,对具有摩擦闸的斜撑杆系统

$$p_0 = 2(p_c - p_r) \cos \theta \quad (8)$$

p_c 为摩擦闸的滑动载荷, p_r 为受压斜撑杆的临界屈曲载荷。当载荷小于 p_0 时,斜撑杆系统的水平剪切刚度为

$$k_1 = 2 \frac{EA_1}{d_c} \cos^2 \theta \sin \theta \quad (9)$$

对于如图 1(d)的夹层梁式结构,粘弹性层的剪切刚度为

$$K_0 = \frac{G_0 A_0}{d_c^2} \quad (10)$$

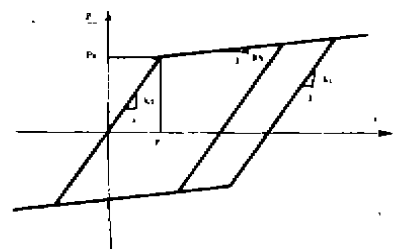


图 2 双线性滞迟荷载-位移关系

式中 G_s 、 A_s 分别为粘弹性阻尼材料的剪切模量与截面积。钢丝绳减振器的剪切刚度如图 3。

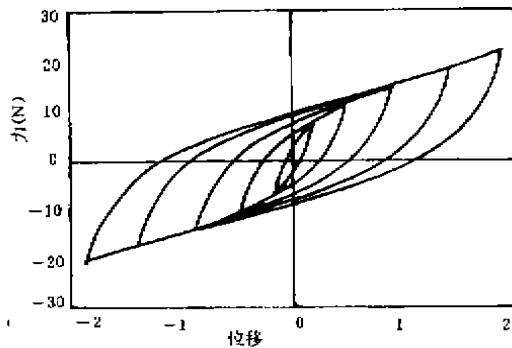


图 3(a) 钢丝绳减振器的力-位移滞迟曲线
用 Ritz 法, 令

$$w = \{\Phi(x)\}^T \{\mu(t)\} \quad (11)$$

$$u = \{\psi(x)\}^T \{r(t)\} \quad (12)$$

其中 $\{\Phi\}$ 及 $\{\psi\}$ 分别为 Euler-Bernoulli 悬臂梁的弯曲及轴向特征矢量, $\{u\}$ 及 $\{r\}$ 分别为对应的广义坐标, 上标“ T ”代表转置。

$$\text{令 } \{Y\} = \begin{Bmatrix} \mu \\ \dots \\ r \end{Bmatrix} \quad (13)$$

将式(11)、(12)代入式(1), 并应用式(13), 就得到如下的系统运动方程

$$[M]\{\ddot{Y}\} + [K]\{Y\} = \{f\} \quad (14)$$

$[M]$ 、 $[K]$ 和 $\{f\}$ 分别为惯性、刚度矩阵及力矢量

$$[M] = ml[I] \quad (15)$$

$[I]$ 为单位矩阵

$$[K] = [K_b] + [K_c] \quad (16)$$

$$[K_b] = \begin{bmatrix} \frac{2EI}{l^3} a_r^4 & 0 \\ 0 & \frac{2EA}{l} c_k^2 \end{bmatrix} \quad (17)$$

式(17)中 a_r 为悬臂梁特征方程的第 r 个根

$$c_k = \frac{2k-1}{2}\pi \quad (18)$$

$$[K_c] = \begin{bmatrix} [C] & [E] \\ [E]^T & [D] \end{bmatrix} \quad (19)$$

$$[C] = \sum_j k_j d^2 \{\Phi(x_j)_{,x}\} \{\Phi(x_j)_{,x}\}^T \quad (20)$$

$$[E] = \sum_j 2k_j d \{\Phi(x_j)_{,x}\} \{\psi(x_j)\}^T \quad (21)$$

$$[D] = \sum_j 4k_j d \{\psi(x_j)\} \{\psi(x_j)\}^T \quad (22)$$

当结构承受地震加速度 \ddot{v}_0 激励时

$$\{f\}^T = [f_1, f_2, \dots, f, \dots] \quad (23)$$

$$f_r = -m\ddot{v}_0 \int_0^l \Phi_r(x) dx = -m\ddot{v}_0 g_r \quad (24)$$

$$g_r = \int_0^l \Phi_r(x) dx$$

对于如图 1(d)所示的夹层梁式结构

$$[K] = [K_b] + [K_c] + [K_o] \quad (25)$$

$$[K_o] = \begin{bmatrix} [G] & [F] \\ [F]^T & [H] \end{bmatrix} \quad (26)$$

$$[G] = \sum_j k_j d^2 \int_{x_j}^{x_j+h_j} \{\Phi(x)_{,x}\} \{\Phi(x)_{,x}\}^T dx \quad (27)$$

$$[F] = \sum_j 2k_j d \int_{x_j}^{x_j+h_j} \{\Phi(x)_{,x}\} \{\psi(x)_{,x}\}^T dx \quad (28)$$

$$[H] = \sum_j 4k_j \int_{x_j}^{x_j+h_j} \{\psi(x)\} \{\psi(x)\}^T dx \quad (29)$$

其中 $x_j = x_j + l_j$ (30)

$2l_j$ 为钢丝绳减振器长度, h_j 为粘弹性层长度如图 1(d)。对于各种结构形式, k 值分别由式(4)~(10)决定, 对于具有弹塑性、干摩擦及钢丝绳非线性性能的阻尼器的结构 $[K]$ 阵为非线性, 对这种非线性结构作随机响应分析是困难的, 这里采用代替结构 (Substitute Structure) 法^{[11][12]}作近似分析, 即寻找一个虚拟的线性结构代替原来的非线性结构, 由代替结构及原型结构最大均值响应的误差最小来决定此虚拟线性结构的参数。Iwan 与 Gates^[13]曾指出, 用平均刚度及平均能量法寻找一个代替滞迟非线性系统的虚拟线性系统, 能够在较大的延性范围内给出较均匀的误差分布, 故这里采用此法以决定虚线性结构的等效线性刚度及阻尼。设 R_m 为响应最大值, 则等效刚度为

$$k_e(R_m) = \frac{1}{R_m} \int_0^{R_m} k(R) dR \quad (31)$$

对滞迟元件的随机分析, 最大响应由延性比 μ ; 即最大响应的均值 $E(R_m)$ 与屈服响应值 y 之比决定。

$$\mu = \frac{E(R_m)}{y} \quad (32)$$

$$E(R_m) \approx \left(\sqrt{2 \ln v T} + \frac{0.5772}{\sqrt{2 \ln v T}} \right) \sigma_R \quad (33)$$

式中 v 是期望跨零频率, T 为强度超过扰动峰值的 50% 的震动时间, σ_R 为响应 R 的均方根值, R 代表位移、剪应力或正应力等, 本文考虑了两种滞迟非线性刚度。

2.1 滞迟双线性

结构变形后在梁柱接点处形成弹塑性铰, 或在接点处加弹塑性耗能器以及图 1(c)中的摩擦闸等的刚度均可用如图 2 的滞迟回线描述, 由平均刚度法可求得等效线性刚度

$$k_e(\mu) = \frac{k_0}{\mu} [(1 - \alpha)(1 + \ln \mu) + \alpha \mu] \quad (34)$$

式中 α 是屈服后的刚度与屈服前的刚度之比。等效粘滞阻尼比用经验公式

$$\xi_c(\mu) = \xi_0 + 0.2 \times \left(1 - \sqrt{\frac{1 + \alpha(\mu - 1)}{\mu}}\right) \quad (35)$$

ξ_0 为初始阻尼比。

2.2 钢丝绳减振器的滞迟性能

实验结果显示,钢丝绳减振器具有非线性滞迟性能^[14],如图3(a)。在它受剪切作用时由平均刚度法得出的有效刚度随激励水平的提高而减小,如图3(b),可用下式描述

$$k_c(\mu) = k_0(-0.125 + 1.125\mu^{-0.400}) \quad (36)$$

(注:其推导见附录。)

有效阻尼比在较宽的频率及幅度范围内可视为一个常数

$$\eta_c = 0.372 \quad (37)$$

可见钢丝绳减振器具有与干摩擦元件相似的软化刚度特性,又有较大的阻尼值,加之它是工厂化产品,性能稳定,又能自动复原,因此用它作为耗能器具有很大的优越性。

随机响应分析

引进如上节描述的弹塑性或钢丝绳耗能器,并对它们进行线性化,则结构被简化为弹性支承梁,为计算结构的模态阻尼,引进复阻尼 η_c 代替等效粘滞阻尼比 ξ_c ,

$$\eta_c = 2\xi_c \quad (38)$$

令耗能器的等效复刚度为^[15]

$$k^* = k(1 + i\eta \frac{\tau\omega}{|w|}) \quad (39)$$

同样,对于具有粘弹性层的夹层梁结构,令粘弹性材料的剪切模量为

$$G_c = G(1 + i\eta_c \frac{\tau\omega}{|w|}) \quad (40)$$

因此式(16)及(25)中 $[K_c]$ 及 $[K_r]$ 为复刚度矩阵,在求得运动方程的特征解后,可用复模态叠加法计算结构的响应均方根值 σ_R , R 代表各种响应量。当地震力谱 $S_{FF}(\omega)$ 在计算频带内变化平缓,并忽略了各模态的交叉项后, σ_R 可用文[16]给出的残数计算法求得

$$\sigma_R^2 = \sum \frac{\alpha_r |B_r|^2 S_{FF}(\omega_r)}{4\eta_r \omega_r^3 (\alpha_r^2 + \beta_r^2)} \quad (41)$$

其中

$$\alpha_r = \frac{1}{\sqrt{2}} [(1 + \eta_r^2)^{1/2} + 1]^{1/2} \quad (42)$$

$$\beta_r = \frac{1}{\sqrt{2}} [(1 + \eta_r^2)^{1/2} - 1]^{1/2} \quad (43)$$

B_r 为第 r 阶振型参与因子, ω_r 及 η_r 分别为第 r 阶模态频率及模态阻尼。当考虑非稳态影响时^[11],

$$\sigma_R^2 = \sum \frac{\alpha_r |B_r|^2 S_{FF}(\omega_r)}{4\eta_r \omega_r^3 (\alpha_r^2 + \beta_r^2)} \left(1 - \frac{1}{\eta_r \omega_r T} [1 - \exp(-\eta_r \omega_r T)]\right) \quad (44)$$

因为阻尼器的等效刚度及阻尼决定于响应的期望值,故系统的响应分析必须迭代求解,其步骤可归纳如下:

- (1) 输入一个地震谱及其初始强度;
- (2) 输入结构的初始参数如几何尺度、材料性能等;
- (3) 由结构初始参数形成结构的运动方程;
- (4) 用 EISPACK 程序包计算复特征值;
- (5) 用复模态法计算均方响应 σ_R ;
- (6) 由式(32)、(33)计算 μ 值,再由式(34)~(37)分别修正非线性元件的等效刚度及阻尼;
- (7) 回到第 2 步,修正结构的材料参数,重复第 2 至第 6 步,反复迭代直至前后两次计算结果之差小于指定值;
- (8) 回到第一步,增加激励强度,开始下一轮计算直至预定的强度水平。

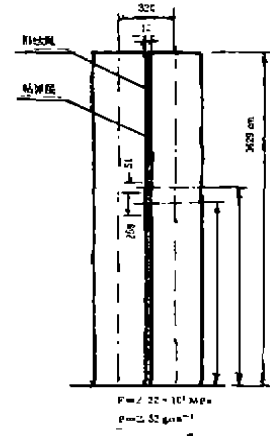


图 4 剪力墙结构模型

数例分析

对具耗能器的剪力墙结构模型(图 4)进行了分析。

为了分析弹塑性耗能对结构响应的影响,假设耗能器具有如表 1 的几种不同的性能参数。

表 1 三种不同的耦合梁参数

参数 耗能器号	$k_0/2t$	η_0	$k_0/2t$	η_0
S_1	由式(36)定	0.372	$1.175 \times 10^4 \text{MPa}$	0.372
S_2	由式(34)定	由式(35)、(38)定	$1.175 \times 10^4 \text{MPa}$	0.03
S_3	由式(34)定	0.03	$1.175 \times 10^4 \text{MPa}$	0.03
S_4	由式(34)定	0.5	$1.175 \times 10^4 \text{MPa}$	0.5

$2t = 51\text{cm}$

表 1 中 S_1 代表钢丝绳耗能器,其有效刚度及阻尼比分别由式(36)、(37)决定。 $S_2 - S_4$ 代表具有双线性迟滞刚度但有不同阻尼的耗能器,其中 S_2 、阻尼比由式(35)、(38)决定,可以模拟钢筋混凝土的弹塑性性能,即在进入塑性状态后由于裂纹扩展,阻尼比急剧增大后再逐渐趋于平稳。 S_3 代表耗能器具有弹塑性软化刚度,但只有较小的阻尼值。 S_4 代表相似于 S_3 的耗能器但具有较大的阻尼值。对具有以上几种耗能器的剪力墙结构在承受 Kanai-Tajimi 地震谱

$$S(w) = CS_0 \frac{1 + 4\zeta^2 (\frac{w}{w_0})^2}{[1 - (\frac{w}{w_0})^2]^2 + 4\zeta^2 (\frac{w}{w_0})^2} \quad (45)$$

$$\zeta = 0.642 \quad \omega_0 = 15.5 \text{rad/s} \quad S_0 = 4.8 \text{cm}^2 \text{S}^{-3}$$

C 为激励水平乘子

对作用时之均值响应进行了分析,其结果见图 5。

图5的纵坐标为剪力墙最大挠度之均方根值,横坐标为激励水平。由图可见,所有响应曲线的斜率均随激励水平的增大而降低,说明振幅愈大减震效果愈好。 S_2 的响应远低于 S_3 的响应,是因为在进入塑性状态后 S_2 的阻尼值迅速增大。对于钢筋混凝土结构来说是由于裂纹扩展而造成的。 S_4 的响应又低于 S_2 的响应,说明阻尼值愈大响应愈小。而 S_1 的响应值最小,说明具有软化非线性刚度及高阻尼的钢丝绳耗能器有最好的减震性能。

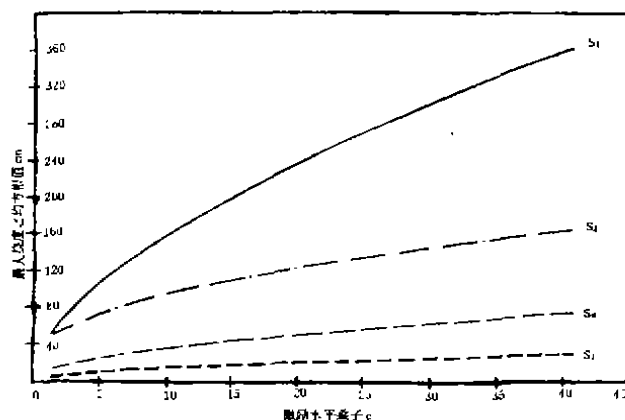


图5 具不同耗能器的剪力墙结构的响应

3 结论

发展耗能机构以提高建筑物抗震能力的研究是很受重视的一个课题。弹塑性耗能器、摩擦结点等都是很有应用前景的装置。它们的应用机理都是作为机械保险装置安装在建筑物的关键部位,当强烈地震发生时它们的刚度软化导致结构频率改变,应力重分布,并通过迟滞变形耗能以保护建筑物,使之免遭破坏。钢筋混凝土结构的弹塑性耗能是通过裂纹扩展,摩擦结点耗能是通过滑动摩擦,它们都有残余变形,导致震后修复困难。如采用钢丝绳耗能器,安放于建筑结构的关键结点上则可免此弊病。本文提供了一个简便的分析这一类具滞迟非线性耗能器的建筑结构的方法,数值计算结果显示,具有软化非线性刚度与高阻尼的结构有良好的抗震性能。

感谢

本文受到国家自然科学基金与香港 Croucher 基金资助,在此一并致谢。

参 考 文 献

1. Kelly, J. M. . Base Isolation; Origins and Development. News of Earthquake Engng. Research Center, V. 12, No. 1. 1991.
2. Hsu S. Y. . Seismic Analysis Design of Frames with Visco-elastic Connections. Jour of Struct. Engng. , 1992; 118(9): 2459—2474.
3. Zhang R. H. , Soong T. T. . Seismic Design of Visco-elastic Dampers for Structural Application. Jour. of Struct. Engng. , 1992; 118(5), 1375—1392.
4. Zhang R. H. , Soong T. T. . Seismic Response of Steel Frame Structures with Added Visco-elastic Dampers. Earthq. Engng. & Struct. Dyn. , 1989; 18(2): 389—396.
5. Pall, A. S. et al. . Optimum Seismic Resistance of Large Panel Structures Using Limited Slip Bolted Joints. Proc. 7th World Conf. on Earthquake Engng. , Turkey, 1980.
6. Chitty, L. . On the Cantilever Composed of a Number of Parallel Beams Interconnected by Cross Bars. London, Edinburgh and Dublin Philosophical Magazine and Journal of Science, V. 38, Oct. 1947, pp. 685—699.
7. Coull A. and Stafford S. B. . Analysis of Shear Wall Structures (A Review of Previous Research), Tall Buildings, Pergamon Press, 1967. pp. 139—155.
8. Jennings P. C. and Skattum K. S. . Dynamic Properties of Planar, Coupled Shear Walls. Earthq. Engng. & Struct. Dyn. 1973 1

- (2), 337—405.
9. Mukherjee P. R. and Coull A. Free Vibrations of Coupled Shear Walls. *Earthq. Engng. & Struct. Dyn.* 1973 1(2):377—386.
 10. Kerr A. D., EL—Sibaie MA. Validation of New Equations for Dynamic Analysis of Tall Frame-Type Structures. *Earthq. Engng. & Struct. Dyn.*, 1987, 15(2):549—563.
 11. Wen. y. k. . Stochastic Seismic Response Analysis of Hysteretic Multi-Degree-of-Freedom Structures. *Earthquake Engng and Struct. Dyn.* V. 7, p180—191, 1979.
 12. Shibate. A. and M. A. Sozen, Substitute—structure method for Seismic Design in R/C. *Jour. Struct. Div. A. S. C. E. V.* 102, 1979.
 13. Iwan W. D., Gates N. C. . Estimating Earthquake Response on Simple Hysteretic Structures. *Jour. Engng. Mech.* 105(3)p. 391—406, 1979.
 14. Ko. J. M. . Y. Q. Ni & Q. L. Tian. Hysteretic Behavior and Empirical Modeling of a wire Cable Vibration Isolator. *Inter. Jour. of Analy. and Exp. Modal Analysis*, V. 7, No. 2, 1991.
 15. Bronowicki A. J. . Structural Damping and Viscous Stiffness in the Time Domain. *AIAA Jour.*, 1981, Paper 81-0559.
 16. Tian Q. L. et al. . Dynamic Analysis of a Large Structure with Artificial Damping. *Shock & Vib. Bull.*, 1982, 52(4), 147—153.

附录:

式(36)是由文[14]式(8),再用式(31)平均积分而得,式(37)是由文[14]式(9)平均积分后求得滞迟面积的均值,再由

$$\frac{S_s}{\pi A^2} = \alpha C_s$$

求得 C_s 的均值,再由

$$\eta_s = 2S_s = \frac{\alpha C_s}{k_s}$$

计算出当延性比 μ (文[14]的 A 相应于本文的 R_m) 在 1.0~10.0 范围内变化时 η_s 值变化甚微,取其平均值 $\eta=0.372$

STOCHASTIC RESPONSE ANALYSIS OF TALL BUILDING STRUCTURES WITH ADDED HYSTERETIC ENERGY DISSIPATION DEVICES

Tian Qianli

(Institute of Mechanics, Academy of Sciences, Beijing, 100080, China)

Kwan A. K. H. Cheung Y. K.

(Department of Civil & Structural Engineering, University of Hong Kong)

ABSTRACT

An approximate method is presented to analyse tall building structures with added hysteretic energy dissipation devices. The structure being analyzed is modeled as a cantilever beam on hysteretic nonlinear supports. Its governing equation is derived by using Ritz method and linearized in each iterative step, based on an equivalent linearized method. This method is relatively inexpensive in computation and therefore allows assessment of effects of various parameters on responses. Numerical results show that the use of wire-cable isolator combined with visco-elastic damping layers is a good example of energy dissipation device, so it is recommended as a novel aseismic mechanism.

Subject Words: Anti-seismic Structure, Stochastic Response, Structural Energy Dissipation