

高层建筑结构之非线性地震响应分析*

田千里

关国雄

张佑启

(中国科学院力学研究所)

(香港大学土木与结构工程系)

TU973.212

摘要 将高层建筑结构近似地等效成非线性弹性支承梁,以悬臂梁、柱之本征函数作为 Ritz 矢量,用能量法推导出结构的运动方程,其自由度及计算量均比用有限元法时大为减小。用本文的方法可以计算具弹塑性铰或弹塑性耗能器之剪切墙及框架式高层建筑结构。计算结果表明,采用非线性耗能器并引进高阻尼,可以显著地降低结构之地震响应。

关键词: 消振隔振理论,抗震结构,非线性振动

中图分类号: 328, TU352.11, 322

高层建筑, 结构振动

0 引 言

强烈的地震会导致建筑结构破坏,给人们带来灾害,因此建筑物的抗震研究很受国内外重视。由于结构的地震响应主要取决于地震时输入的能量与耗散的能量之差,故减小地面能量输入与增大能量耗散是提高建筑结构抗震能力的两个关键。已经发展了许多抗震机构如(1)基础隔震^[1]:即将整个建筑物通过隔震器浮置在地基基础上,隔震器起到反射地震能量、限制传到上部建筑物的地震力的作用,模型实验结果表明它对衰减水平振动十分有效,是目前国内外最受青睐的抗震方法之一,包括我国在内全世界已有 20 多个国家修建了基础隔震建筑物。基础隔震比较适用于细长比不太大的建筑物,对于细长的高层建筑,由于有提升、摇摆及风载等问题,采用这种隔震必须十分谨慎。(2)吸振装置,发展了各种主动与被动控制的调谐质量吸振器。(3)主动支撑系统(ABS)与主动索控制(ATC),通过响应讯号的量测与反馈及时修正支撑与拉索的控制力改变结构动态特性以减小其响应。主动控制对付地面运动的不确定性最为有效,但对控制设备要求很高,造价高昂,还受外部能源条件的限制,故目前尚处于探索阶段。(4)离散耗能:将结构的某些次要构件(支撑、连结横梁端部、墙缝等)设计成高阻尼耗能器,如早期的美国世界贸易中心大厦在梁柱连结处用粘弹性阻尼器^[2],日本武藤清等提出的带竖缝的抗震剪切墙^[3],八十年代 A. S. Pall 等提出的摩擦闸^[4]及混凝土板墙间的摩擦竖缝^[5],由于这类技术利用结构之次要构件或连接件作耗能器,在强烈地震发生时起保险丝作用,通过它们的变形改变结构动态特性同时耗散能量,使主体结构免遭破坏,而在一般风载及微弱地震发生时保持高刚度,维护了建筑物的使用性与稳定性。故具有一定优越性,比较适用于高层建筑的抗震。事实上目前建筑结构抗震设计中最广泛应用的弹塑性设计方法也属于这一类技术,常规的抗震设计往往要选择一些部件或部位,让它们在强烈地震作用下进入屈服,通过弹塑性变形耗散能量,对于框架及剪切墙式结构,通常是允许联系横梁端部在强地震作用下形成塑性铰。发展这一类抗震技术一是要研制各种高效能的耗能器,如前所述的阻尼器、摩擦闸、摩擦结点等,二是要有能指导设计的理论分析以便合理地选择耗能器参数并安排它的布局,故需要发展一个快速分析这种结构的方法。由于高层建筑的自由度太多,而耗能器又具有复杂的非线性迟滞性能,用有限元分析法时计算及储存量均十分可观。我们采用等效方法将结构等效为非线性支承梁,

* 国家自然科学基金与香港 Croucher 基金资助项目

以梁、柱之本征函数作为 Ritz 矢量,将物理坐标转换到模态坐标使计算自由度大大减少。用双线性滞迟回线描述耗能器之力-位移性能,在逐步数值积分时采用文[6]提出的逐步搜索响应曲线的屈服与卸载点并改变步长的方法以减小积分步数。故整个计算的工作量与储存量均很小,可以微机上运行,本文编制了相应的程序,通过数例进行了参数研究。

1 结构之运动方程及求解

考虑如图 1 的几种结构模型,为加强它们的抗震能力,弹性性铰或干摩擦闸(或结点)被分别布置在如图示之相应位置上。

用近似分析耦合剪切墙结构的等效方法分析以上结构,这个方法十分简单但又有很高精度,其发展已有几十年历史了^[7-9],它的实质是寻找一个等价模型代替原来的物理模型,在等价模型中原来的离散联结横梁系被一个受剪切作用的连续介质所代替,如图 2(a)、(b)。

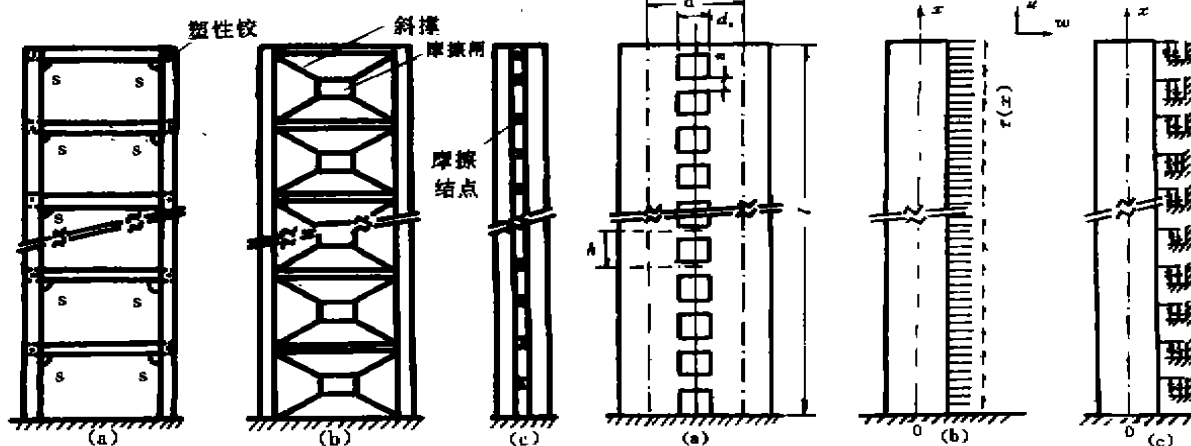


图 1 具非线性耗能器之结构模型

图 2 耦合剪切墙与框架结构计算模型

在这里将连系横梁及斜撑等视为非线性支座,由于它们的轴向刚度远大于横向刚度,故假设两侧垂直悬臂梁间无水平相对位移,于是每片悬臂梁可视为如图 2(c)之非线性支承梁,支承之刚度由结构理论导出。由 Hamilton 原理可写出非线性支承梁之变分方程为

$$\delta \int_{t_1}^{t_2} \int_0^l \left[EI W_{,xx}^2 + EA U_{,x}^2 + \frac{k}{2} (w_{,x} - 2U/d)^2 - m v_{,t} - \frac{1}{2} m W_{,t}^2 - \frac{1}{2} m U_{,t}^2 \right] dx dt = 0 \quad (1)$$

在上式中 $W(x, t)$ 及 $U(x, t)$ 分别为梁在 x 轴系中之横向与轴向变形, $(\cdot)_{,x} = \partial(\cdot)/\partial x$, $(\cdot)' = \partial(\cdot)/\partial t$, E, I, A 分别为梁之材料杨氏模量、截面惯性矩与截面积, \dot{v}_0 为地面运动速度, p_j 为第 j 个支座内力, δ_j 为该支座之变形, m 为单位长度梁之质量。

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

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

k_j 为第 j 个支座之非线性刚度, δ_j 是由系统之变形相容条件决定的。根据不同的结构模型可由结构理论计算出相应的 k 值,这里为简化分析,设同一模型各支座性能相同。对于联结横梁两端具有弹

塑性铰的结构[图 1(a)]^[10]

$$k = \frac{2k_0s}{k_0 + 2s} \quad (4)$$

s 为弹塑性铰之刚度, k_0 为横梁之刚度。

对于细长横梁

$$k_0 = \frac{12EI_0}{d_c^3} \quad (5)$$

对于高梁

$$k_0 = \left(\frac{d^3}{12EI_0} + \frac{d}{G_0A_0} \right)^{-1} \quad (6)$$

对于如图 1(c) 具有摩擦闸的结构

$$k = \frac{12EI_0}{d_c^3} + k_1 \quad (7)$$

式(7)中第一项为横梁刚度,第二项为具摩擦闸的斜撑杆之刚度。式(4)、(7)中 s 及 k_1 具有如图 3 之双线性滞迟性能。

图 3 中 p_0 为屈服载荷,对于具有摩擦闸的斜撑杆^[11]

$$p_0 = 2(p_t - p_{cr})\cos\theta \quad (8)$$

上式中 p_t 为摩擦闸之滑动载荷, p_{cr} 为受压斜撑杆之屈曲临界载荷。当载荷小于 p_0 时,斜撑之水平剪切刚度为

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

以上诸式中, d 为二垂直悬臂梁轴间距离, d_c 为该二梁面间净距, G_0 、 A_0 、 I_0 分别为联结横梁之材料剪切模量、截面积与惯性矩, A_1 为斜撑杆截面积, θ 为杆之倾角。对于如图 1(c) 之结构,摩擦结点刚度即为式(7)中 k_1 , 由图 3 决定,此时 p_0 即摩擦力。用 Ritz 法,令

$$W = \{\Phi\}^T \{\mu\} \quad (10)$$

$$U = \{\Psi\}^T \{\eta\} \quad (11)$$

其中 $\{\Phi\}$ 及 $\{\Psi\}$ 分别为 Euler-Bernoulli 悬臂梁之弯曲及轴向特征矢量, $\{\mu\}$ 及 $\{\eta\}$ 为对应的广义坐标矢量, 'T' 代表转置。

$$\text{令 } \{Y\} = \left\{ \frac{\mu}{\eta} \right\} \quad (12)$$

将式(10)、(11)代入(1),并利用式(12),可得广义坐标的系统运动方程

$$[M]\{\ddot{Y}\} + [K]\{Y\} = \{f\} \quad (13)$$

由于支座之非线性刚度,故 $[K]$ 为非线性刚度阵,将(13)式写成增量平衡方程

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

考虑阻尼之影响时采用了比例阻尼假设即

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (15)$$

增量运动方程为

$$[M]\{\Delta\ddot{Y}\} + [C]\{\Delta\dot{Y}\} + [K]\{\Delta Y\} = \{\Delta f\} \quad (16)$$

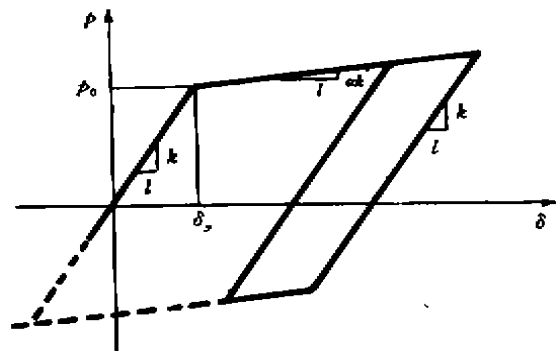


图 3 p - δ 曲线

当结构承受加速度为 \ddot{v}_0 之水平地面运动激励时

$$\{\Delta f\}^T = [\Delta f_1, \Delta f_2, \dots, \Delta f_r, \dots] \quad (17)$$

$$\Delta f_r = -m\ddot{v}_0 \int_0^l \varphi_r(x) dx \quad (18)$$

用 Wilson θ 法对运动增量方程逐步求解,根据累积的响应时程,对照非线性耗能器之力-位移性能曲线(图3)判断每个耗能器当前所处的状态(弹、塑性及加、卸载),当发现某一耗能器状态变化时即用插值方法决定该变化之时间,计算出该时间各点响应后以该时间作为初始时间,修改该耗能器之刚度再进行下一步计算。为保证计算精度用几种不同的时间步长进行了计算,同时还用四阶 Runge-Kutta 法对扩大一倍的在状态空间描述的运动方程进行了求解,计算结果是完全一致的。

2 数值例题

考虑如图 2(a) 之耦合剪切墙结构,它的几何与材料参数取自文[9], $d = 792.6\text{cm}$, $d_c = 183\text{cm}$, $a = 52\text{cm}$, $h = 259\text{cm}$, $l = 3629\text{cm}$, $E = 2.23 \times 10^4 \text{MPa}$, $m = 2.37 \times 10^{-6} \text{cm}^{-4} \text{kgs}^2$, 但文[9]例题是线弹性,这里耦合梁为双线性弹塑性,即响应超过屈服应力后刚度变为 ak_0 , 此处取 $a = 0.05$ 。用 EL-Centro 40 地震加速度时程作为激励对该结构进行了计算,考虑了四种不同耦合梁之剪切墙, s_1 代表耦合梁为双线性弹塑性但无阻尼, s_2 代表线弹性耦合梁, s_3 代表耦合梁为双线性同时又有较小的粘性阻尼, s_4 代表耦合梁为双线性又有较大的粘性阻尼。结构顶部最大位移与根部最大应力响应的时程曲线见图 4 及图 5, 由图可见, s_4 峰值最低说明耦合梁为双线性又具有较大的粘性阻尼时,结构之地震响应最小,即在采用如图 1 所示的弹塑性铰、干摩擦闸或结点时再联合采用一些粘弹性阻尼处理则抗震效果更佳。由图 5 在 $t = 6.2$ 秒时, s_3 及 s_1 之峰值高于 s_2 , 说明有可能仅使用弹塑性或干摩擦耗能器而没有粘弹性阻尼的结构响应会比未经采用耗能器的还要大,提醒我们在采用非线性耗能器时应特别注意这一点。当然对于不同的结构与不同的地震波输入都会有不同的效果,需要针对具体情况进行分析。

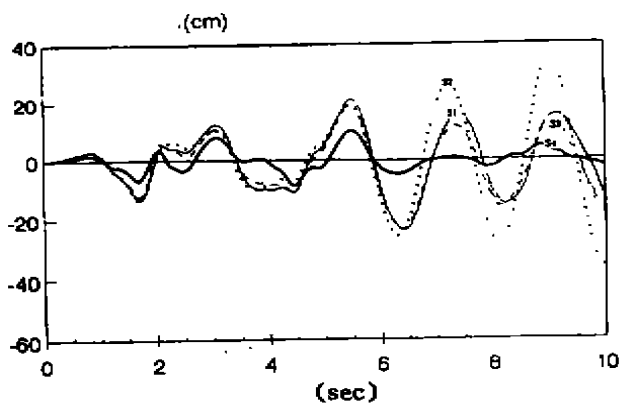


图4 结构顶部位移时程响应

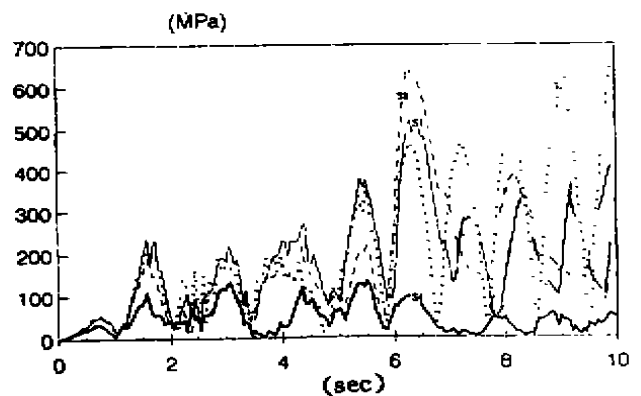


图5 结构根部应力时程响应

3 结论

本文提供了一个近似地计算具有非线性耗能装置的高层建筑结构的方法,可计算带弹塑性铰

与摩擦闸之框架结构,具弹塑性耦合梁与垂直摩擦缝之剪切墙结构。计算结果表明,弹塑性或干摩擦耗能器与粘弹性阻尼处理联合使用可使结构之地震响应大为降低。为简单起见这里计算粘弹性影响时采用了比例阻尼假设,严格来说在时域分析粘弹性阻尼应采用分式导数模型,用本文的简化结构模型对计算程序稍加修改后即可处理这类问题,因篇幅所限将另文交待。

致谢 本文受到香港 Croucher 科学基金与我国国家自然科学基金资助,谨此致谢。

(本文于 1994 年 7 月 20 日收到)

参 考 文 献

- 1 Kelly J M. Base Isolation: Origins and development, news of earthquake engng. Research center, 1991;12 (1)
- 2 Mahmoodi P, Keel C J. Performance of viscoelastic structural dampers for the columbia center building. Building motion in wind. ASCE, 83-106, 1986
- 3 Yoshi K Muto, et al. "Ductile shear wall" Concrete Jour. (Japanese), 1974;12(4)
- 4 Pall A S, Marsh C. Response of friction damped braced frames. J. Struct. Div, 1982;108(6): 1313-1323
- 5 Pall A S et al. Optionum seismic resistance of large panel structures using limited slip bolted joints, Proc, 7th World Conf. on Earthquake Engng., Turkey, 1980
- 6 Villaverde R, Lamb R C. Scheme to improve numerical analysis of hysteretic dynamic system J. Struct Engng., 1989; 115(1):228-233
- 7 Tso W K, Chan H B. Dynamic analysis of plane coupled shear walls, J. Engng. Mech. Div., ASCE. 1971;97 (EM1):33-48
- 8 Tso W K, Biswas J K. An approximate seismic analysis of coupled shear walls, Build. Sci, 1972;7:249-256
- 9 Jennings P C, Skattum K S. Dynamic properties of planar, coupled shear walls, Earthq. Engng. Struct. Dyn. 1973;1. 1:387-405
- 10 Kerr A D, EL-Sibaie M A. Validation of new equations for dynamic analysis of tall frame-type structures. Earthq. Engng. & Struct. Dyn., 1987;15(2):549-563
- 11 Filiatrault A, Cherry S. Seismic design spectra for friction-damped structures. J. Struct. Engng., 1990;116 (5):1334-1355

第七届全国噪声与振动控制工程学术会议在上海召开

三年一次的全国第七届噪声与振动控制工程学术会议于 1996 年 6 月 11 日~14 日在上海同济大学召开。该会是由中国声学学会、中国环境学会、中国环保产业协会、中国劳保学会、中国振动工程学会、中国建筑学会等全国六大学会所属噪声与振动控制专业委员会联合召开的。来自全国 15 个省市 82 个单位的 128 名代表出席了会议,其中高级职称以上的代表 74 名,外籍代表 5 名。交流论文 72 篇,20 个厂商参加了信息发布会。国家环保局、中国环保产业协会、上海市政府、同济大学等的领导出席会议并讲了话。

会议主题是“发展噪声与振动控制技术,提高噪声控制质量”,较为集中的是大型设备的隔振设计与隔振器;住宅建设中的隔声隔振;道路声屏障的设计研究;微穿孔板吸声结构的开发应用;有源噪声与振动控制;计算机在噪声与建声领域的应用;新材料新结构介绍等。日本 NDC 公司铝粉末金属吸声板、美国 JBL 公司各类音响、香港嘉兆公司模态分析等引起与会代表的极大兴趣。八届会议拟于 1999 年召开。

(中船总公司第九设计院 吕玉恒报导)