

**第十三届
全国结构工程学术会议
论文集**

第Ⅲ册

**PROCEEDINGS OF THE THIRTEENTH NATIONAL
CONFERENCE ON STRUCTURAL ENGINEERING**

No.Ⅲ

主编：崔京浩

**清华大学出版社
《工程力学》杂志社**

ISSN1000-4750

CN11 - 2595/ O3

工程力学

第21卷

2004 增刊

第Ⅲ册

ENGINEERING MECHANICS

Vol. 21

Supplements No. Ⅲ

(2004)京新出报刊增准字第333号

ISSN 1000-4750



第十三届

全国结构工程学术会议

论文集

第Ⅲ册

PROCEEDINGS OF THE THIRTEENTH
NATIONAL CONFERENCE ON
STRUCTURAL ENGINEERING

No. Ⅲ

2004年10月16~19日

江西 井冈山

10.16~10.19, 2004

JINGGANGSHAN CHIAN

清华大学出版社

《工程力学》杂志社

第十三届 全国结构工程学术会议

中国 井冈山
JINGGANGSHAN CHIAN
10.16~10.19, 2004

主办单位

中国力学学会结构工程专业委员会
南昌大学土木工程学院
中国力学学会《工程力学》编委会
清华大学土木工程系

协办单位

江西省力学学会
江西省土木建筑学会

学术委员会

主席：龙驭球

副主席：袁 驷

委员：(按姓氏拼音为序)

陈肇元 崔京浩 董石麟 范 重 方 竞 扶名福 桂国庆 何玉敖 胡和平 江欢成
金 峰 景 瑞 雷晓燕 李 慧 李国强 梁 波 刘德富 刘光栋 刘英卫 欧进萍
秦 荣 茹继平 石永久 宋二祥 宋固全 苏先榭 吴 恒 夏亨熹 辛克贵 徐镇凯
严宗达 杨桂通 杨秀敏 俞茂宏 袁明武 张建民 张瑞丰 张维奇 赵国藩 赵国景
郑建岚 郑照北 周绪红

组织委员会

主席：扶名福

副主席：崔京浩(常务) 张维奇

委员：(按姓氏拼音为序)

包世华 陈定胜 陈景宝 陈以一 陈永灿 龚良贵 顾莉珠 雷晓燕 李正良 李 珠
刘英卫 钱稼茹 宋固全 苏是崑 王怀忠 王晓纯 王忠静 王志浩 韦树英 翁智远
吴胜兴 熊进刚 徐镇凯 杨 强 叶列平 尹双增 于海山 钟宏志 周新刚

秘书处

秘书长：徐镇凯

副秘书长：宋固全

秘书组：(按姓氏拼音为序)

陈景宝 顾莉珠 梁 洪 刘 丹 刘光宗 谢立新 袁志军 张爱萍

第十三届全国结构工程学术会议论文目录

本次会议论文集收录论文 321 篇, 共计 1791 页, 分装成三册, 每册独立编页。第 I 册载入全套论文集的总目录, 第 II、III 册则只载本册目录。

第 I 册论文 103 篇 (共 631 页), 包括:

特邀报告; 一、力学分析与计算; 二、试验、监控、鉴定、事故分析与加固

第 II 册论文 132 篇 (共 583 页), 包括:

三、钢与钢筋混凝土、材料、构件与结构; 四、岩土、地基基础与地下工程; 五、特种结构、车辆、飞行器与船舶结构; 六、路桥、水工、港工;

第 III 册论文 86 篇 (共 583 页), 包括:

七、抗震、爆炸、冲击、动力与稳定; 八、设计、施工、优化与可靠度

第 III 册目录

七、抗震、爆炸、冲击、动力与稳定

输电塔结构荷载时程反演研究.....	敖翔 赵鸣 李杰 (001)
钢筋混凝土框架结构直接基于损伤性能的抗震设计方法研究.....	白国良 丁建 蒋建 (006)
高层建筑利用粘弹性阻尼器减震的优化设计.....	贝伟明 (012)
弹性介质中充液功能梯度圆柱壳的自由振动.....	边祖光 高颖 陈伟球 (016)
编织纤维增强复合材料抗侵彻机理分析.....	常鑫 姚军龙 于丰成 (020)
隔震支座连接处的设计.....	党育 杜永峰 李慧 (023)
弹丸冲击下钢筋混凝土板的局部破坏形态分析.....	邓国强 董军 杨秀敏 杨科之 胡金生 (028)
抗震设计规范之近断层中小地震影响.....	窦慧娟 李新乐 (032)
超大跨度悬索桥的结构动力计算模型.....	葛耀君 杜柏松 项海帆 (036)
超高层建筑空间巨型框架结构与基础地基共同工作的半解析自由振动分析.....	龚耀清 谢向东 (041)
矩形清水池抗震新体系.....	郭天木 (047)
连接区独立考虑的主次结构动力特性分析.....	韩淼 秦丽 (052)
纤维混凝土抗接触爆炸性能研究.....	胡金生 杨秀敏 王安宝 邓国强 董军 (056)
硬岩铁路隧道锚喷支护结构极限承载力分析.....	华渊 周太全 连俊英 汪仁和 (060)
中空夹层钢管混凝土构件抗震性能初步研究.....	黄宏 韩林海 陶忠 (064)
弹丸撞击有界混凝土靶边界效应.....	梁斌 刘彤 屈明 杨世全 (068)
徐水河大桥地震响应分析.....	林新元 (072)
大跨度结构“铰接”支座转动性能的试验研究.....	刘魁 陈誉 童乐为 陈以一 田海 马越 (077)
大空间结构弹塑性地震反应与单元模型局限性分析.....	刘晶波 牛惠敏 谷音 (081)
考虑填充墙影响的底层薄弱结构抗震分析.....	卢华 李刚 李红 李绍祥 (086)

超限高层连体建筑抗震设计中若干问题的探讨.....	卢文生 楼国彪 (091)
弹丸对混凝土板侵彻问题的量纲分析.....	董 军 杨科之 杨秀敏 邓国强 王安宝 (095)
高层复杂结构的地震反应分析.....	秦 荣 谢开仲 李秀梅 李丕宁 (099)
方形截面超高层建筑横风向等效静力风荷载及加速度响应的计算方法..	全 涌 顾 明 田村幸雄 (104)
钻地弹对岩石侵彻机理及对策研究.....	张 伟 陈太林 刘宏伟 夏松林 谢卫红 (111)
管底有预制裂口的不同壁厚金属圆管在轴向冲击作用下撕裂卷曲破坏的实验研究	王 蕊 韩志军 程国强 张善元 (115)
安全壳抗侵彻分析的数值模拟算法.....	王天运 张力军 邹 青 (119)
钢框架半刚性节点抗震性能试验研究.....	王秀丽 殷占忠 梁亚雄 李庆福 (123)
夹层橡胶垫隔震应用研究.....	魏正昆 王 成 (129)
脉冲荷载下钢筋混凝土框架破坏模式的有限元模拟.....	吴平安 (133)
核心单筒悬挂结构自振特性分析比较.....	伍孝波 周 坚 陈 峥 (139)
大跨度地下结构中柱隔震技术探讨.....	阳 波 杨泽青 徐美成 (143)
砌体隔墙的抗爆炸能力分析.....	杨科之 董 军 吴平安 杨秀敏 (146)
近距爆炸对岩体稳定性研究.....	张 伟 谢永亮 庄惠平 张海波 孙金坤 (152)
劲性索结构动力响应的有限元分析.....	张文福 刘迎春 (156)
高层建筑结构体系扭转效应的探讨.....	周德源 马升东 孙良宏 (161)
摩擦阻尼器减震的动力分析及优化设计.....	周英武 (166)
大跨度斜拉桥考虑几何非线性的地震反应分析.....	左贵明 杨 明 庄惠平 刘宏伟 (172)

八、设计、施工、优化与可靠度

斜腿刚构桥几何布局的动力优化设计.....	安蕊梅 段树金 刘维华 (176)
机场水泥混凝土道面疲劳可靠性分析.....	白二雷 许金余 朱笃美 张学军 范建设 (181)
正阳门大酒店加固改造工程施工.....	白文山 (186)
天津工业大学教学主楼结构设计.....	边 凯 左克伟 (193)
上海外滩中信城一期主楼超限高层结构设计.....	蔡兹红 刘宏欣 贾晓峰 施从伟 (198)
关于无轨无塔辐射缆机的构想.....	陈修义 安志茂 简 政 高晓梅 崔晓玲 (203)
灰砂砖、普通砖在砌体结构中的应用比较.....	陈燕华 杨 骏 曾晓云 赵 丽 (207)
大体积高强混凝土转换层板温度裂缝控制.....	程贵堂 (211)
建筑结构分析软件 SATWE 在工程中的应用探讨.....	崔钦淑 聂洪达 (215)
钢筋混凝土结构后浇带的应用.....	付 红 李约汉 (219)
基于神经网络的钢结构优化设计.....	付朝江 张 武 (222)
五华广场工程结构设计.....	李 昆 张汝田 肖 佳 赵得斌 (225)
旧水泥混凝土道面基础综合回弹模量的确定方法.....	李 媛 智海运 谢永亮 (229)
海洋平台桩基础水平向承载力的可靠度研究.....	刘 润 闫澍旺 (233)
结构可靠度理论的应用现状及发展趋势.....	刘宏伟 吴胜兴 (237)
现浇砼屋面梁温差内力计算与裂缝控制.....	刘金铃 (241)
李子沟特大桥施工缆索吊车的设计优化与应用.....	马卓军 (245)
后张有粘结预应力混凝土框架结构设计方法研究.....	毛呈龙 叶献国 魏常军 (250)
铅销橡胶支座的设计参数研究.....	汪 洁 刘健新 李青宁 (254)
江南大学体育馆扁球壳屋盖设计.....	王恒华 李家佳 郑 添 (258)

大体积混凝土温度和收缩裂缝防治对策.....	王立军 王铁成 白润山 李雪飞 (262)
机场跑道的改建设计研究.....	肖永红 吴春红 梁成立 谢卫红 (267)
工程结构的风灾破坏、抗风设计及风振控制.....	熊 博 侯金祥 王晓飞 (270)
建筑模网在异型柱及剪力墙结构体系中的应用与研究.....	战蒙玲 李新华 李文清 王义杰 严士超 (274)
房屋可靠性经济分析.....	张 忠 (279)
浅谈 CL 建筑结构体系施工.....	郑显春 徐浩君 董素侠 郝淑虹 (283)
砌体结构设计中的几个问题探讨.....	宗 兰 张耀莹 (286)

九、交叉学科与其他研究成果

高层建筑两种剪力墙模型对比计算研究.....	陈 丽 朱轶韵 杨菊生 (289)
VB6.0 在工程勘察绘图图件中的应用研究.....	丁继辉 麻玉鹏 李 升 (293)
青岛市城市快速路二期工程总体方案研究.....	胡 明 王自彬 岳渠德 (298)
钢筋混凝土的探地雷达法检测.....	李 鹏 (302)
天津奥林匹克中心体育场(北京 2008 年奥运会天津赛场) 投标及中标方案解析.....	刘锡良 (308)
已建高层建筑抗震加固中的拆除策略.....	任晓崧 张国胜 周 彬 (313)
管土相互作用的水动力模型-Wakell 模型简介.....	任艳荣 王书河 刘玉标 (317)
基于数字图像测量的 Duncan-Chang 模型的研究.....	邵龙潭 李根华 (321)
聚氨酯材料快速抢修技术分析.....	宋 扬 韦灼彬 王铁成 (327)
用 LCEA 方法探讨建设项目可持续发展问题.....	王利文 雷印海 樊 江 刘凯宏 (331)
土木结构损伤诊断的研究现状与发展.....	王兴林 艾 军 杨 杰 (335)
生活垃圾的 PTH 蠕变模型.....	谢 强 张永兴 张建华 (339)
FRP 索在斜拉桥中的应用.....	徐付生 那向谦 (344)
古埃及人是如何垒筑成金字塔的—— 一个可供参考的设想.....	薛 迪 薛锦云 (348)
构件细节数效应系数 DF 及其在耐久性分析工作中的应用.....	薛景川 杨玉恭 (353)
ID 值索引技术在工程结构分析中的应用.....	张艳霞 邹积麟 张丽霞 张 艳 (356)
预制混凝土结构在新加坡的应用实例.....	张振坤 陈恒超 (360)
模板系统质量的研究与实施.....	赵洪先 刘 军 陈文斌 张俊海 翟国政 (364)
Excel 计算表单在建筑工程中的应用.....	赵全斌 谢 剑 赵 彤 (368)
浅谈建筑设计的“时代建筑”.....	王利文 宋玉峰 钟晓春 (374)
地下工程·燃气操作·生物力学.....	崔京浩 (378)

输电塔结构荷载时程反演研究

敖翔, 赵鸣, 李杰

(上海市同济大学建筑工程系 200092)

摘要: 本文以输电塔结构抗风性能研究为背景, 考察其在风荷载及输电线动张力作用下的动力性能, 并反演得到作用于结构的荷载时程。文中, 对三维模型进行缩聚得到缩聚串联多自由度模型, 因此可通过测量三维模型中部分主要节点处的响应, 反演得到缩聚串联多自由度模型各个质点处的等效荷载时程。实例分析表明, 本文所建议的方法可以应用于输电塔结构的荷载时程反演中。

关键词: 输电塔; 三维模型; 缩聚串联多自由度模型; Newmark 方法; 荷载时程反演。

1 引言

近年来, 华东地区因高压输电塔风致破坏而引发的大面积溃网事故屡有发生。为了查清高压输电塔风致破坏原因, 有必要进行以现场风振实测为主要手段的高压输电塔现场风振监测研究。如何获取作用于输电塔结构上的荷载时程研究正是其中一重要的组成部分, 它包括风荷载的反演研究, 以及考虑输电线作用后的输电线动张力反演研究两个方面。本文主要针对第一方面的内容进行了介绍。

由于输电塔结构为格构式结构, 如按三维有限元进行分析, 单元数目和自由度数目很多, 而实际测量时, 只能测取少数节点处的响应, 因此需要采用简化计算模型来弥补测点不足的问题。同时, 采用简化模型后, 计算工作量也大大减少。本文所采用的简化模型为缩聚串联多自由度体系模型^{[1][2]}。

2 缩聚串联多自由度体系模型的建立

2.1 三维有限元模型刚度矩阵和质量矩阵的确定^[3]

将三维结构离散化, 即将结构假想地分解为有限个单元, 由这些单元的集合体代替真实的结构。然后根据不同的单元类型, 可以形成各个单元的在单元坐标系下的单元刚度矩阵 $[\bar{K}]^{(e)}$, 考虑到各单元均有各自的单元坐标系, 在分析整体结构时, 需统一到结构坐标系中, 即形成结构坐标系下单元刚度矩阵 $[K]^{(e)}$:

$$[K]^{(e)} = [T]^T [\bar{K}]^{(e)} [T] \quad (1)$$

其中 $[T]$ 为单元的坐标转换矩阵。

根据单元和节点编号, 由单刚 $[K]^{(e)}$ 集成结构原始总刚度矩阵 $[\bar{K}]$, 然后经边界条件处理, 得到结构总刚度矩阵 $[K]$ 。

而对于结构质量矩阵的确定, 通常采用集中质量矩阵的方法获得。

2.2 缩聚串联多自由度体系模型的基本假定

建立缩聚串联多自由度体系模型的基本假定如下:

- 1) 原结构的所有质量(包括结构构件和非结构构件以及结构上设备的质量)都集中在几个节点层;
- 2) 某一节点层中各节点沿某一方向的平均位移定义为该节点层的名义位移;
- 3) 每次动力分析中只考虑某一方向的动力荷载和结构沿该方向的动力反应。

串联多自由度体系模型的自由度的个数依赖于所选择的节点层(质点)的个数, 节点层(质点)的位置应按照保持塔的实际形状和动力特性的原则来选取, 并且所有的集中质量均位于原模型结构平面刚度较大的位置处。

作者简介: 敖翔(1979), 硕士研究生, 主要从事混凝土结构

赵鸣(1963), 硕士生导师, 主要从事结构健康监测

李杰(1957), 教授, 博导, 长江学者奖励计划特聘教授, 主要从事生命线工程、高性能混凝土与结构健康监测

2.3 缩聚串联多自由度模型的等价刚度矩阵和质量矩阵的确定

缩聚串联多自由度模型的等价刚度矩阵和质量矩阵按照三维模型产生。

1. 等价刚度矩阵的确定

利用三维静力有限元模型，缩聚串联多自由度模型的刚度矩阵 $[K]$ 可以通过以下步骤求得：

- 1) 三维有限元模型第 i 个节点层的各个节点上施加相同的力，并使得各力的总和为 1 ($i=1,2,\dots,n$)；
- 2) 确定第 j 节点层各个节点的水平位移，进而计算出第 j 节点层的名义位移，从而得到柔度系数

$\delta_{ij}(i,j=1,2,\dots,n)$ ；

- 3) 对柔度矩阵求逆得到刚度矩阵 $[K]$ 。

2. 等价质量矩阵的确定

缩聚串联多自由度模型的质量矩阵是一个对角矩阵，它通过将原结构的质量集聚到相应的节点层的办法获得。

3 分析方法

3.1 动力方程的求解^{[4][5]}

在进行结构荷载反演之前，如何获取结构各个节点自由度上的响应，是进行分析研究的基本条件之一。由上述方法获取了结构的质量矩阵、阻尼矩阵和刚度矩阵后，在指定荷载作用下，就可以进行该结构的动力分析。Newmark 方法是一种使用非常普遍的方法，本文亦是采用此方法。

Newmark 方法是概括了平均常加速度和线性加速度算法的一种广义算法，它采用下列假设：

$$\{\dot{U}\}_{j+1} = \{\dot{U}\}_j + (1-\alpha)\{\ddot{U}\}_j \Delta t + \alpha\{\ddot{U}\}_{j+1} \Delta t \quad (2)$$

$$\{U\}_{j+1} = \{U\}_j + \{\dot{U}\}_j \Delta t + \left(\frac{1}{2} - \beta\right)\{\ddot{U}\}_j (\Delta t)^2 + \beta\{\ddot{U}\}_{j+1} (\Delta t)^2 \quad (3)$$

这样，由式 (3) 解得：

$$\{\ddot{U}\}_{j+1} = \frac{1}{\beta(\Delta t)^2} \left(\{U\}_{j+1} - \{U\}_j - \{\dot{U}\}_j \Delta t - \left(\frac{1}{2} - \beta\right)\{\ddot{U}\}_j (\Delta t)^2 \right) \quad (4)$$

再将式 (4) 代入式 (2)，求出 $\{\dot{U}\}_{j+1}$ 的表达式，这时将 $\{U\}_{j+1}$ 和由 $\{U\}_j$ 、 $\{\dot{U}\}_j$ 、 $\{\ddot{U}\}_j$ 、 $\{U\}_{j+1}$ 组成的 $\{\dot{U}\}_{j+1}$ 、 $\{\ddot{U}\}_{j+1}$ 的表达式代入 $(j+1)\Delta t$ 时刻的动力方程：

$$M\{\ddot{U}\}_{j+1} + C\{\dot{U}\}_{j+1} + K\{U\}_{j+1} = \{F\}_{j+1} \quad (5)$$

即可从 $\{U\}_j$ 、 $\{\dot{U}\}_j$ 、 $\{\ddot{U}\}_j$ 得到 $\{U\}_{j+1}$ 的计算公式：

$$\begin{aligned} \left(K + \frac{1}{\beta\Delta t^2}M + \frac{\alpha}{\beta\Delta t}C \right) \{U_{j+1}\} = \{F_{j+1}\} + M \left[\frac{1}{\beta\Delta t^2}\{U_j\} + \frac{1}{\beta\Delta t}\{\dot{U}_j\} + \left(\frac{1}{2\beta} - 1 \right) \{\ddot{U}_j\} \right] \\ + C \left[\frac{\alpha}{\beta\Delta t}\{U_j\} + \left(\frac{\alpha}{\beta} - 1 \right) \{\dot{U}_j\} + \left(\frac{\alpha}{\beta\Delta t} - 1 \right) \Delta t \{\ddot{U}_j\} \right] \end{aligned} \quad (6)$$

求解上式，将得到的 $\{U\}_{j+1}$ 代入式 (4)、(2) 分别得到 $\{\ddot{U}\}_{j+1}$ 、 $\{\dot{U}\}_{j+1}$ 。其中的参数 α, β 的取值应满足 $\alpha \geq 0.50, \beta \geq 0.25(0.5 + \alpha)^2$ 。

依此类推，即可获得结构各个时刻的动力响应，进而获得结构的动力时程。

3.2 阻尼矩阵的确定

采用比例阻尼，假定阻尼矩阵和质量、刚度矩阵存在线性比例关系 (Clough and Penzien, 1975)，即：

$$C = \alpha M + \beta K$$

3.3 荷载反演方法

本文建议的荷载反演方法及步骤如下：

- 1、根据输电塔结构设计资料，进行该结构的有限元建模，从中提取其刚度矩阵 $[\tilde{K}]$ 、质量矩阵 $[\tilde{M}]$ 和阻尼矩阵 $[\tilde{C}]$ ，从而通过 Newmark 积分方法对该结构进行动力分析，得到各个节点处的位移 \tilde{U} 、速度 \tilde{V} 、加速度 \tilde{A} 响应。
- 2、将三维模型中与缩聚串联多自由度模型质点相对应节点的响应进行平均，以此作为缩聚串联多自由度模型质点的响应。以位移响应为例，缩聚串联多自由度模型第 j 个质点的位移时程 u_j 为：

$$u_j = \frac{\sum_{i=1}^{n_j} \tilde{u}_{ij}}{n_j} \quad (7)$$

式中： n_j 为三维模型中第 j 节点层所包括的主要节点数， \tilde{u}_{ij} 为三维模型第 j 节点层中第 i 个主要节点的位移向量，将所有质点响应集成得到缩聚串联多自由度模型的位移 U ，速度 V ，加速度 A 响应。

- 3、利用缩聚串联多自由度模型的动力方程进行荷载反演：

$$F = [M]A + [C]V + [K]U \quad (8)$$

式中： $[M],[C],[K]$ 分别为缩聚串联多自由度模型的质量矩阵、阻尼矩阵和刚度矩阵， F 即为反演出来的等效外荷载。

4 实例分析

图 1 为一输电塔模型立面图，各个杆件中的参数均严格按照设计图纸来获取。仿真算例分析时，取该输电塔中部结构进行分析，如图 2 所示。

根据 2.1 节的基本假定，考虑三维有限元模型的水平 X 方向，由 2.2 节介绍的方法，即可得到该三维有限元模型 X 方向上的串联多自由度模型的刚度矩阵与质量矩阵，采用比例阻尼的假定确定出串联模型的阻尼矩阵，这样就建立了与三维有限元模型 X 方向相对应的串联多自由度模型。此处选用图 3 所示的 6 质点串联模型。

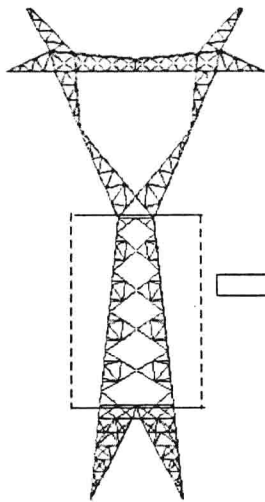


图 1 输电塔模型立面图

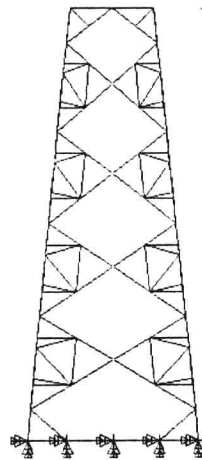
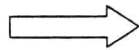


图 2 算例中使用的三维模型立面图

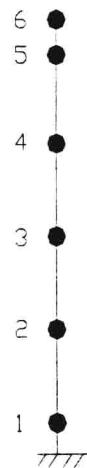


图 3 串联多自由度模型

4.1 两类模型频率和振型对比

图 4 和表 1 对比了竖向串联多自由度模型与三维模型在 X 方向的一阶频率与振型，可见：在频域分析上，以三维模型缩聚得到的缩聚串联多自由度模型来进行简化是可行的。

表 1 第一频率及其振型对比

	一阶频率 (Hz)	1	2	3	4	5	6
三维模型	11.335	0.04918	0.23870	0.46159	0.71372	0.93306	1
简化模型	10.523	0.05343	0.26409	0.50464	0.74790	0.94073	1
误差 (%)	7.2	8.6	10.6	9.3	4.8	0.8	

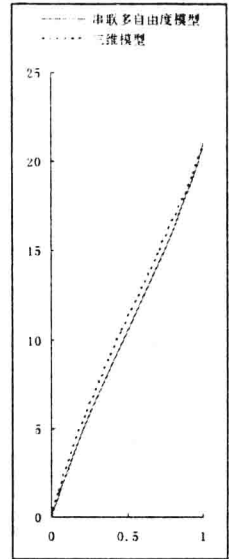


图 4 两类模型一阶振型对比图

4.2 风荷载时程的模拟与施加

实际计算脉动风荷载对三维模型的作用时，将连续脉动风荷载离散为作用在 6 个节点层上节点的水平脉动风荷载，其值近似取为该节点层处的脉动风压与相应迎风面面积的乘积，脉动风压可由谱表现方法模拟的脉动风速场^{[6][7]}计算得到。

根据各节点层节点数目，将由上述方法模拟的各节点层的水平脉动风荷载平均分配到各个节点。三维模型中风荷载作用的位置如图 5 所示。

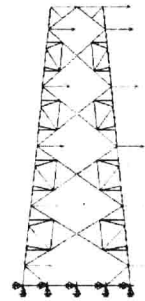


图 5 风荷载作用位置图

4.3 两类模型计算响应的对比

在获取了串联多自由度模型的等价刚度矩阵、质量矩阵和阻尼矩阵后，在水平脉动风荷载作用下，由 Newmark- β 方法，根据动力方程即可求出缩聚模型各个质点处的动力响应。

计算结果表明：由串联多自由度模型计算得到的位移响应与三维模型的非常相似，图 6~图 7 分别给出了串联多自由度模型中质点 1、6（即三维模型节点层 1、6）处位移响应对比。从图中可以看出两条位移曲线基本重合。可见：在时域分析上，以三维模型缩聚得到的缩聚串联多自由度模型来进行简化也是可行的。

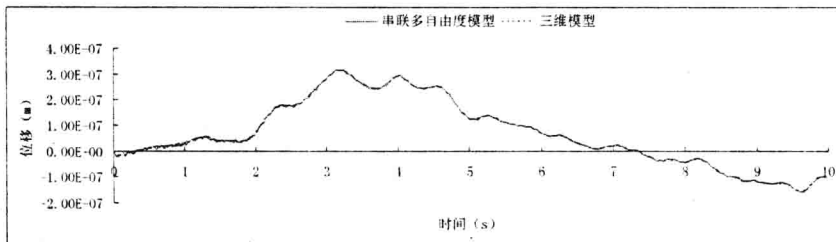


图 6 串联多自由度模型质点 1 处与三维模型节点层 1 处位移时程的对比

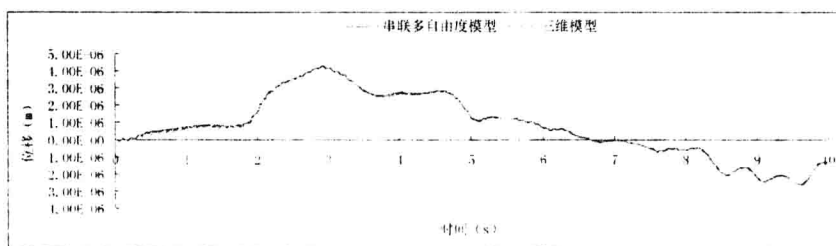


图 7 串联多自由度模型质点 6 处与三维模型节点层 6 处位移时程的对比

4.4 荷载时程的反演

按 3.3 节荷载反演方法进行风荷载时程的反演, 计算结果表明: 利用串联多自由度模型计算得到的各个质点处荷载时程与三维模型中各节点层所施加的荷载时程非常相似, 时程曲线基本重合, 为节省篇幅, 仅给出了串联多自由度模型质点 1、6 (三维模型节点层 1、6) 处荷载时程的对比, 分别如图 8、图 9 所示。可见: 本文所建议的以三维模型缩聚得到的串联多自由度模型进行风荷载时程的反演方法是一种简单且行之有效的办法。

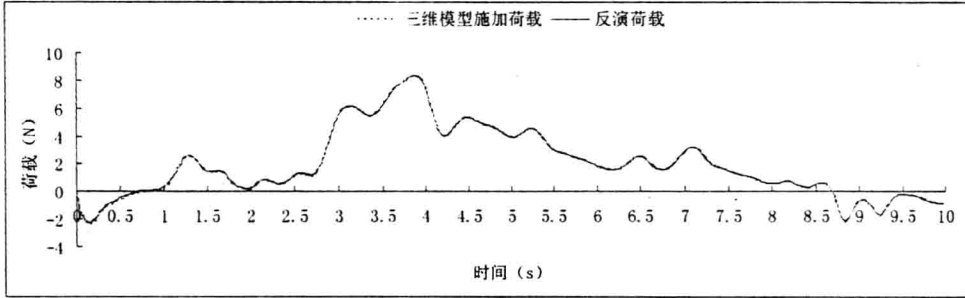


图 8 串联多自由度模型质点 1 处反演荷载与三维模型节点层 1 处所施加的总荷载时程的对比

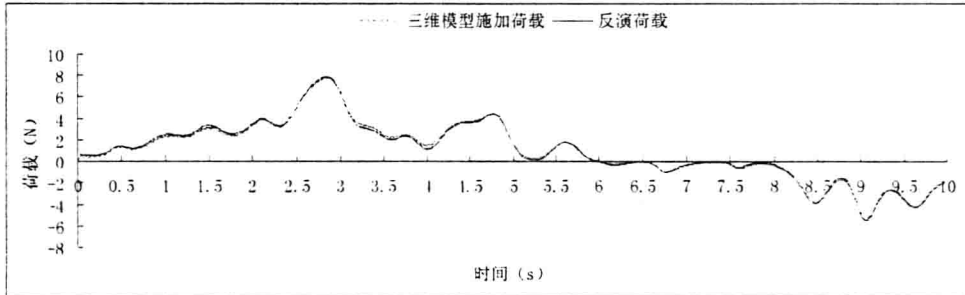


图 9 串联多自由度模型质点 6 处反演荷载与三维模型节点层 6 处所施加的总荷载时程的对比

5 结论

本文采用缩聚串联多自由度模型对三维模型进行缩聚, 在频域方面, 其一阶频率和振型与三维模型在该方向的一阶频率和振型基本相同; 在时域方面, 在风荷载作用下两类模型所计算出来的位移时程基本重合。在此基础上, 利用缩聚串联多自由度模型对作用在三维模型上的风荷载时程进行了计算, 取得了良好的效果。这样, 只需测量三维结构中的少数节点的响应, 就可以达到反演风荷载时程的目的。实际计算表明: 本文所建议的方法, 为输电塔结构风荷载时程的反演提供了一种有效工具。

参考文献

- [1] W.L.Qu, Z.H.Chen, Y.L.Xu, Dynamic analysis of wind-excited truss tower with friction dampers, [J], computers and structures, 2001.
- [2] 张志强, 李爱群, 徐幼麟等. 合肥电视塔结构模型的建立及动力特性的分析[J]. 建筑结构, 2003.3
- [3] 周竟欧, 朱伯钦, 许哲明编. 结构力学(下册)[M]. 同济大学出版社, 1998.4
- [4] 李杰, 李国强编著. 地震工程学导论[M]. 地震出版社, 1992
- [5] 王勖成, 邵敏编著. 有限单元法基本原理和数值方法[M]. 清华大学出版社, 2002.3
- [6] Deodatis.G, Simulation of ergodic multivariate stochastic processes. Journal of Engineering Mechanics, [J], Vol. 122, No. 8, 1996
- [7] Shinozuka.M and Deodatis.G, simulation of stochastic processes by spectral representation. Applied Mechanics Reviews, [J], 1991, 44, 191-204

钢筋混凝土框架结构直接基于损伤性能的 抗震设计方法研究

白国良¹, 丁建², 蒋建¹

(1. 西安建筑科技大学土木工程学院, 陕西 西安 710055; 2. 上海机电设计研究院, 上海 200040)

摘要: 本文在现有抗震设计方法研究的基础上, 提出了直接基于损伤性能的设计方法。首先, 建立等效位移延性系数与结构损伤指标的关系, 得到了反映不同设防水准损伤目标的结构等效位移延性系数; 其次, 运用 $R-\mu$ 关系模型, 根据等效位移延性系数确定地震折减系数, 从而计算出结构弹塑性地震作用; 然后, 建立结构的需求曲线与推覆曲线, 对结构在强震作用的性能进行评价; 最后, 通过算例说明了该方法的设计步骤及其可行性。

关键词: 等效位移延性系数; 损伤指标; 地震折减系数; 需求曲线;

1 引言

现行规范的抗震设计方法是基于力的设计方法, 对于结构的位移, 虽然很多规范都给出了结构的位移限值, 但大都是将位移作为设计的第二步来验算, 设计者不能有效的把握结构在地震(特别是大震)作用下的行为。当前较为先进的基于位移的设计方法^[1]在开始阶段就按照结构的位移进行设计, 可以方便地控制结构在地震下的行为, 但基于位移的设计方法是用静力方法去解决在地震作用下的结构设计问题, 没有考虑地震持续时间、结构往复弹塑性变形和累积耗能等多种因素的影响, 这是方法本身固有的不足。在钢筋混凝土结构基于损伤性能的控制设计^[2-4]中, 双参数的地震损伤指标同时考虑结构最大变形和滞回耗能对结构损伤的作用, 具有一定的先进性, 但它依然属于传统的设计方法范畴, 即采用“设计—校核”的设计模式, 损伤指标只起到校核作用。本文在上述研究的基础上, 针对现有抗震设计方法的不足, 提出了实用的直接基于损伤性能的抗震设计方法。

2 地震损伤模型及性能目标要求

在强烈地震的往复作用下, 结构将进入弹塑性变形并同时产生低周疲劳效应。对结构的非弹性性能, 应该用能够全面反映结构变形和累积损伤效应的损伤性能参数来描述。本文采用 Ghobarah 等提出的整体结构损伤模型^[5]。这种方法是对结构进行两次推倒分析, 一次是结构遭受地震前, 一次是结构遭受地震后。在进行第二推倒分析前, 结构又回到无荷载的静止状态。结构损伤值可由结构遭受地震前后的刚度之比来表示。结构的刚度损伤模型可用下式来定义:

$$D = 1 - K_1 / K_0 \quad (1)$$

式中, D 为结构的损伤指数; K_0 为结构遭受地震前, 采用推倒分析所得的基底水平力—顶部位移图中的初始斜率; K_1 为遭受地震后基底水平力—顶部位移图中的初始斜率。

该模型可以直接基于结构整体反应获得结构的损伤值, 不需要通过构件损伤指标的加权处理来获得, 从而避免了加权处理方法中权系数确定的难点, 同时结构在不同的加荷状态均可计算损伤值, 而无需猜测最大位移或结构临近倒塌时的变形。

作者简介: 白国良 (1955), 男, 西安人, 博士, 教授, 博士生导师, 土木学院院长, 主要从事建筑结构抗震研究 (Tmgcxy@xauat.edu.cn);

丁建 (1978), 男, 江苏人, 硕士, 主要从事高层建筑抗震研究;

蒋建 (1974), 男, 陕西人, 硕士, 主要从事高层建筑抗震研究

我国现行建筑结构抗震设计规范^[6], 遵循“小震不坏, 中震可修, 大震不倒”的设计原则, 为了与我国建筑抗震设计规范的设防目标相协调, 并便于在设计计算中予以控制, 本文将建筑结构划分为三个功能水平, 即使用良好、人身安全、防止倒塌, 并结合文献[5]中损伤等级对应的损伤指数变化范围, 提出了钢筋混凝土结构三水准抗震设防水平下的地震损伤性能目标, 同时建议: 对于一般结构, 相应于大、中、小地震作用下结构的损伤指数范围如表 1, 对于特别重要的建筑或特殊建筑, 为了保证强震作用下结构正常使用功能, 相应于大、中、小地震作用下结构的地震损伤准则可提高一个等级, 相应的损伤指数范围分别为 0.15~0.3、0~0.15。

表 1 三水准抗震设计的地震损伤性能目标

三级地震设防标准	小震不坏	中震可修	大震不倒
功能水平	使用良好	人身安全	防止倒塌
相应地震破坏等级	基本完好	轻微和中等破坏	严重破坏、倒塌
损伤指数容许值[D]	0.00~0.15	0.15~0.30	0.30~1.00

3 等效单自由度体系

多自由度体系向单自由度体系转换的方法不是唯一的, 本文根据结构动力学原理, 假定多自由度体系和等效单自由度体系的周期相等, 将多自由度体系转化为单自由度体系。利用振型分解法, 引入第 i 振型的振型参与系数 Γ_i , 为方便起见, 取结构反应的第一振型, 可得多自由度体系和等效单自由度体系反应量之间的关系:

$$M = \sum_{i=1}^n m_i \phi_{i1}^2 \quad (2)$$

$$U = \frac{1}{\Gamma_1} u_T \quad (3)$$

$$V = \frac{V_b}{\Gamma_1^2} \quad (4)$$

式中, M 、 U 、 V 分别为等效单自由度体系的等效质量、等效位移、等效剪力; u_T 、 V_b 分别为多自由度体系的顶层位移和基底剪力。

4 等效位移延性系数

由于结构的累积损伤破坏是一个过程, 结构在地震动下的反应具有随机性, 在实际地震中很难记录到每一个建筑结构的时程数据, 一般只可能得到结构的初始状态和稳定后的状态。因此, 影响结构破坏的累积效应和最大反应较难估计, 也为估计最大反应和累积效应引起的损伤带来困难。但如果把过程当作一个黑箱, 通过结构的初始刚度和退化刚度来估计结构的等效最大位移, 从而可以认为结构只进行一次循环, 用一次循环来等效累积效应, 而这次循环的滞回耗能等效于结构多次循环的滞回耗能。这样可以避开由于结构受动力荷载作用而引起的复杂的滞回过程, 把过程量转化为状态量, 使结构的破坏指数能更方便的运用于实际。

克拉夫^[7]提出刚度的退化与最大位移有关, 利用结构的极限位移、屈服位移和初始刚度可以求出结构的极限破坏刚度:

$$K_D = K_y \left(\frac{X_y}{X_u} \right)^r \quad (5)$$

设退化刚度为 $K(X_i)$, 并假定退化刚度的产生是受到一次循环荷载所引起的, 而不是多次的累积, 这样求出的最大位移是等效最大位移。结构等效最大位移可以利用下式求出:

$$X_m = X_y \left(\frac{K(X_i)}{K_y} \right)^{-1/r} \quad (6)$$

或用等效位移延性系数表示:

$$\mu = \left(\frac{K(X_i)}{K_y} \right)^{-1/r} = (1 - D)^{-1/r} \quad (7)$$

可见结构等效最大位移是退化刚度的函数。结构等效最大位移的作用是使结构多次循环所消耗的滞回能等于结构按等效最大位移循环一次所消耗的滞回能。

5 结构层间位移需求的确定

根据用户要求, 确定结构在一定地震水准作用下的功能水平, 即设防目标。然后根据与功能水平相应的损伤值, 利用式(7)计算出结构的位移延性系数, 从而可根据屈服位移求出等效单自由度的目标位移; 最后通过假定的弹塑性最大侧移分布形式, 将等效单自由度体系的位移要求转化为框架各层的弹塑性层间位移要求。

根据文献[8, 9]钢筋混凝土框架结构的层间屈服位移可由下式较好地确定:

$$\Delta_{yi} = 0.5\varepsilon_y (l_b / h_b) h_i \quad (8)$$

式中, ε_y 为纵筋的屈服的应变; l_b 和 h_b 分别为梁的跨长和截面高度; h_i 为第 i 层的层高。对于多跨框架, 可作简化处理, 先求解各柱的顶端屈服位移, 再取其平均值即可。

对一般的多层框架而言, 按上式计算的框架层间屈服位移和层间屈服位移角是能够满足工程设计的要求的。试验及理论分析均表明, 钢筋混凝土框架结构一般是在最薄弱的某一层或较薄弱的几层达到某一极限状态, 即达到相应的层间位移限值, 而其他层的层间位移均小于限值。对于质量和刚度沿高度分布比较均匀的框架结构, 一般是底部一层或二至三层可能达到某一极限状态, 根据具体情况, 可利用公式(8)确定相应层的屈服位移, 再根据所选择的框架结构的侧移模式式(9)反算出此时楼层的顶点位移^[10], 从而根据顶点位移确定出某一层或几层达到层间屈服位移时对应的各楼层侧移, 并求出等效单自由度体系的等效屈服位移。

$$u(z) = \frac{\mu q H^2}{6GA} \left[3 \frac{z}{H} - \left(\frac{z}{H} \right)^3 \right] \quad (9)$$

6 R—μ 关系模型

结构在强震作用下通常要发生弹塑性变形, 利用结构的弹塑性变形能力, 可以使结构的实际强度设计值比按照完全弹性反应所要求的强度低。强度折减系数定义为强震动激起的单自由度弹性系统的最大地震惯性力与相应的延性系统的屈服力之比:

$$R_\mu = \frac{F_E}{F_y} \quad (10)$$

上式中, F_E 表示强震动激起的单自由度弹性系统的最大地震惯性力, F_y 表示相应的单自由度延性系统的屈服力, R_μ 即为强度折减系数。许多研究者, 如 Newmark 和 Hall、Krawink 和 Nassar、Miranda 和 Bertero、Vindic、Li Hyung Lee、Borzi 及范立础等建立了考虑不同影响因素的 $R - \mu$ 关系模型^[11]。本文选取范立

础 $R-\mu$ 提出关系模型, 此模型如下:

$$R_{\mu}(T, \mu_{\Delta}) = 1 + (\mu_{\Delta} - 1)(1 - e^{-AT}) + \frac{\mu_{\Delta} - 1}{f(\mu_{\Delta})} T \cdot e^{-BT} \quad (11)$$

式中, 线性多项式函数 $f(\mu_{\Delta})$ 的具体形式以及参数 A 、 B 的取值, 可以通过非线性拟合得到。因此, 对三类不同的场地, 可以分别写出起相应的平均强度折减系数的函数:

$$\begin{cases} R_{\mu}(T, \mu_{\Delta}) = 1 + (\mu_{\Delta} - 1)(1 - e^{-4.847T}) + \frac{\mu_{\Delta} - 1}{0.80 + 0.89\mu_{\Delta}} T \cdot e^{-0.407T} & \text{I 类场地} \\ R_{\mu}(T, \mu_{\Delta}) = 1 + (\mu_{\Delta} - 1)(1 - e^{-3.957T}) + \frac{\mu_{\Delta} - 1}{0.76 + 0.09\mu_{\Delta} - 0.003\mu_{\Delta}^2} T \cdot e^{-0.657T} & \text{II 类场地} \\ R_{\mu}(T, \mu_{\Delta}) = 1 + (\mu_{\Delta} - 1)(1 - e^{-1.387T}) + \frac{\mu_{\Delta} - 1}{0.41 + 0.06\mu_{\Delta} - 0.003\mu_{\Delta}^2} T \cdot e^{-0.877T} & \text{III 类场地} \end{cases} \quad (12)$$

7 设计步骤

1) 结构的初步设计, 根据设计经验和给定的设计资料, 确定结构各构件的尺寸, 并计算柱子的刚度值、结构各层的重力荷载代表值、自振周期及结构第一振型等工作;

2) 利用公式 (2, 13) 确定结构等效自由度体系的参数:

$$K_y = M \left(\frac{2\pi}{T_{eq}} \right)^2 \quad (13)$$

3) 确定结构的等效最大延性系数, 从而可利用公式 (12) 求出结构的强度折减系数 R_{μ} ;

4) 根据地震烈度、设计地震分组, 采用规范加速度反应谱求出弹性地震作用, 利用式 (10) 计算等效单自由度体系的地震作用 F_y ;

5) 将 SDOF 体系的地震作用转化为 MDOF 体系的基底剪力, 并利用公式 (14) 计算结构的各层水平地震作用 F_i ;

$$F_i = \frac{G_i H_i}{\sum G_i H_i} F_y \quad (14)$$

6) 计算结构的水平地震作用效应及相应的重力荷载效应, 进行构件截面承载力计算, 并采取必要的构造措施, 以保证结构的变形能力。

7) 确定结构的层间位移需求。利用结构的屈服位移及等效位移延性系数计算出结构的等效最大位移, 并根据选定的框架侧移模式, 将等效单自由度体系的最大位移转化为框架各层的弹塑性层间位移要求。

8) 对已设计出的结构进行非线性静力分析, 检验结构的变形及形成的塑性铰机制, 评价结构构件的承载能力和变形是否满足要求, 否则, 应对结构的强度和刚度分布进行修改, 以得到预期的结果。

在上述计算中, 如果要求结构在多遇烈度地震作用下“使用良好”, 则按多遇烈度的地震参数, 确定结构的弹性地震作用。同样, 如要求结构在基本烈度或罕遇烈度地震作用下“使用良好”, 则应按基本烈度或罕遇烈度的地震参数, 利用规范加速度反应谱确定结构的弹性地震作用, 并根据相应的损伤值求出结构的等效位移延性系数, 由式 (10) 确定其水平地震作用。

9) 如果要求结构在多遇烈度地震作用下“使用良好”, 除按上述方法设计外, 尚应对“人身安全”和“防止倒塌”的性能水平进行控制。这两个性能水平分别对应于结构经受基本烈度地震和罕遇烈度地震时的性能。

根据相应的地震水准及功能水平选用损伤指标值 D , 计算出每个等效位移延性系数, 并利用结构的屈服位移可求出结构对应的最大位移; 根据设防烈度、场地土类别, 利用弹性加速度反应谱分别求出结构在基本烈度和罕遇烈度下结构的弹性地震作用; 根据 $R-\mu$ 等效原则, 确定每一个损伤值对应的地震折减系

数 R_{μ} ，从而确定出结构相应的基底剪力；将在多遇烈度、基本烈度和罕遇烈度地震时结构的基底剪力和位移绘于 $V-u$ 坐标系中，如图 2 中的 A、B 和 C 点。把 OABC 连接起来，即为结构满足“使用良好”、“人身安全”和“防止倒塌”性能目标要求的 $V-u$ 曲线，简称需求曲线。对已设计好的结构进行 Pushover 分析，将 Pushover 曲线与需求曲线放在同一坐标系中（图 1）。如果 Pushover 曲线与需求曲线基本重合或位于其上方，说明所设计的结构满足性能目标要求；如果 Pushover 曲线位于需求曲线的下方，说明所设计的结构不满足性能目标要求，应重新进行设计。

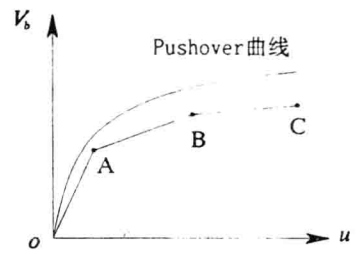


图1 需求曲线与Pushover曲线

8 算例分析

某四层框架结构教学实验楼，设防烈度为 9 度，设计地震分组为第一组，I 类场地，现浇混凝土框架，楼、屋盖为装配整体式，外墙采用砖与加气混凝土复合墙，内墙为加气混凝土砌块墙，梁、柱的混凝土强度等级均为 C35，主筋为 HRB335 级变形钢筋。

假设根据业主要求确定结构的设防目标为保证人身安全，可选定结构的损伤指标为 0.2，退化指数 γ 取 0.3，利用本文的设计方法，根据以上提出的设计步骤求得结构的水平地震效应及结构需求位移。SDOF 的基底剪力 $F_y = 4264.6\text{KN}$ ，屈服位移 $u_y = 31.928\text{mm}$ ，利用屈服位移求出 SDOF 的位移需求 $u = 67.05\text{mm}$ ，从而转化为结构层间位移需求。

将上述计算所得的地震作用效应与相应的重力荷载效应进行组合，得构件截面内力设计值，进行构件截面承载力计算，并采取必要的构造措施。然后对结构进行静力弹塑性分析，得到结构的塑性铰分布以及出铰的次序和基底剪力—顶点位移曲线（推覆曲线），将根据功能水平及其相应的损伤值 $D = 0.2$ 所求得结构侧移曲线（曲线 2），与推覆分析所得到的侧移曲线（曲线 1），绘制在同一坐标系中，如图 2 所示，按静力弹塑性分析所得的侧移曲线与计算得的目标侧移曲线总体上比较符合，而且结构的实际侧移均小于计算所得的目标位移，表明该框架结构满足设计要求。

为保证已设计出的结构在大震下的性能，对结构尚需进行“防止倒塌”的性能水平的控制，分别选用损伤指标 $D=0.3$ 及 $D=0.4$ ，计算结构相应的最大位移和弹塑性地震作用。将计算出的位移及相应的基底剪力与结构的推覆曲线绘于同一坐标系，如图 3 所示。从图 3 可见，结构的需求曲线基本位于结构的推覆曲线的下方，表明所设计的结构满足性能目标的要求。

本文采用 Drain-2D 结构分析程序，对按以上步骤设计出的框架结构进行弹塑性时程分析。选用 ELCENTRO 波、TAFT 波和宁河波作为加速度时程输入，峰值加速度调至 6.20m/s^2 。图 4 和图 5 分别为“防止倒塌”极限状态时的楼层位移包络图和层间位移角包络图。可见按基于损伤方法所给出的侧移曲线和层间位移角沿高度的分布与时程分析法所得的大致相同，同时本方法所确定的目标位移曲线包络了所有的位移反应曲线。这说明对结构进行了合理的设计，可使其变形能力达到目标位移需求，即相应的损伤值要求，结构能够满足罕遇地震作用下的弹塑性变形要求。另外，时程分析结果也表明，该结构应适当增加构件截面配筋，才能满足“防止倒塌”极限状态时的变形需求。

9 结语

综上所述，本文方法具有以下特点：

- 1) 本文提出的抗震设计方法，可以针对不同性能水平下的进行抗震设计，以满足用户的不同目标要求，具有较强的实用性。
- 2) 本文提出的等效位移延性系数，可以不需了解结构在动力荷载作用的时程反应，而考虑结构往复

弹塑性变形和累积耗能的影响。

3) 本文提出的抗震设计方法, 在设计开始阶段引入损伤指标, 使损伤指标在设计过程中真正起到控制作用, 具有一定的先进性。

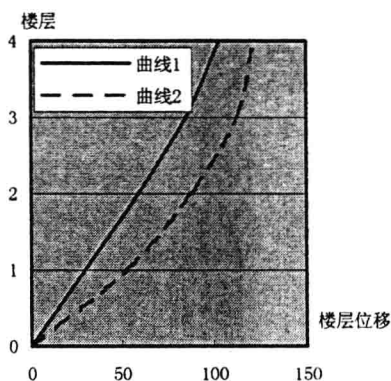


图2 楼层位移比较图

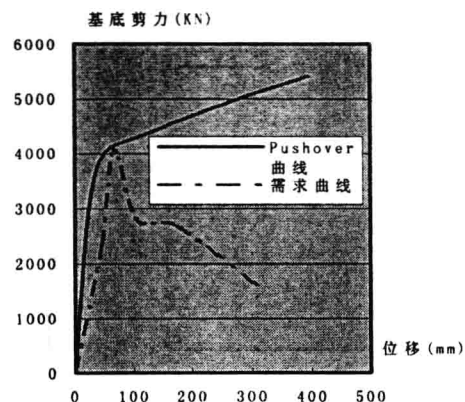


图3 需求曲线与 Pushover 曲线

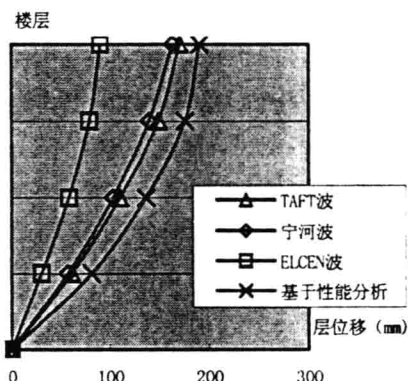


图4 “防止倒塌” 极限状态时的楼层位移包络图

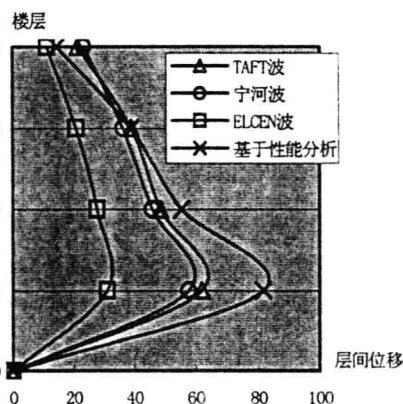


图5 “防止倒塌” 极限状态时的层间位移角包络图

参考文献:

[1] 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.
 [2] 欧进萍, 何政等. 钢筋混凝土结构的地震损伤性能设计[J]. 地震工程与工程震动, 1999,19(1):21-30.
 [3] 何政, 欧进萍. 钢筋混凝土结构基于改进能力谱法的地震损伤性能设计[J]. 地震工程与工程震动, 2000, 20(1):31-38.
 [4] 侯钢领, 何政等. 钢筋混凝土结构的屈服位移 Chopra 能力谱损伤分析与性能设计[J]. 地震工程与工程震动, 2001, 21(3):29-35.
 [5] Ghobarah A, Abou-Elfath H, Biddah A. Response based damage assessment of structures[J]. Earthquake Engng Struct Dyn,1999,28:29-104.
 [6] 建筑抗震设计规范 (GB500011-2001) [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2001.
 [7] Park R, Pauley T. Reinforced concrete structure[M]. New York,1975.
 [8] Priestley M J N. Brief comments on elastic flexibility of reinforced concrete frames and significance to seismic design[J]. Bulletin, New Zealand National Society for Earthquake Engineer,1998,31.
 [9] 吴波, 李艺华. 直接基于位移可靠度的抗震设计方法种目标位移代表值的确定[J]. 地震工程与工程震动, 2002,22(6):44-51.
 [10] 黄雅捷. 钢筋混凝土异性柱框架结构基于位移的抗震设计方法[D]. 陕西: 西安建筑科技大学, 2003.
 [11] 何浩祥, 李宏男. 基于规范弹性反应谱建立需求谱的方法[J]. 世界地震工程, 2002, 18 (3) :57-63.