

第19届
全国结构工程学术会议
论文集

第Ⅲ册

PROCEEDINGS OF THE NINETEENTH NATIONAL
CONFERENCE ON STRUCTURAL ENGINEERING

No. III

主编：崔京浩

《工程力学》杂志社

2010.10

序

一年一度的全国结构工程学术会议今年是第 19 届了，在同行学者的大力支持下会议越办越好，正逐渐形成了一个相对稳定的学术群体，会议每年为学者们提供一个学术交流的平台，而学者们又为会议成功的召开提供了最重要学术保障，在这里我们首先要对他们致以真诚谢意。

本届会议论文集收录论文 298 篇，除特邀报告外包括 9 个专业门类，共计 1738 页。分装成 3 册，每册独立编页，为了便于读者查阅，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。

会议在济南召开，济南素有泉城之称，山水秀美，文脉绵延又毗邻世界文化遗产和自然遗产的泰山和孔庙，是一个人文荟萃，风物绝佳的学术交流胜地。

今年会议的东道主是山东建筑大学，它创建于 1956 年，目前已发展成以建筑、结构为核心的综合性大学，拥有 44 个本科专业，在校生 2 万多人，学生就业率连续多年保持在 95% 以上，不仅早已通过教育部本科教学评估而且被评为全国建设人才培养工作先进单位。会议期间代表们会亲眼目睹学校的办学优势和校园风采。会议组委会衷心感谢山东建筑大学为开好本届会议所做的一切努力。

崔京浩



2010 年 10 月

第 19 届全国结构工程学术会议论文集

本次会议论文集收录论文 298 篇，共计 1738 页，分装成 3 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 80 篇（共 586 页），包括：特邀报告；1. 力学分析与计算；
2. 钢结构、材料与构件

第 II 册论文 112 篇（共 588 页），包括：3. 钢筋混凝土结构、材料与构件；4. 岩土、地基与基础、隧道及地下结构；5. 公路、铁路、桥梁、水工与港工

第 III 册论文 106 篇（共 564 页），包括：6. 抗震、爆炸、冲击、动力与稳定；7. 设计、施工、加固、优化、可靠度及事故分析；8. 舰船、车辆、机械制造、航空航天结构；9. 新材料、新能源及交叉学科

第 19 届

全国结构工程学术会议

中国 济南
JINAN CHINA
11.5 ~ 11.9 , 2010

主办单位 中国力学学会结构工程专业委员会
山东建筑大学
中国力学学会《工程力学》编委会
清华大学土木工程系
清华大学水沙科学与水利水电工程国家重点实验室
清华大学土木工程安全与耐久教育部重点实验室
山东建筑大学建筑结构鉴定加固与改造省重点实验室

会议协办单位 山东建筑大学工程鉴定加固研究所
山东建固特种专业工程有限公司

学术委员会

主 席 : 袁 驷

委 员 : (按姓氏拼音为序)

岑 松 陈以一 陈永灿 崔京浩 傅传国 葛耀君 龚耀清 桂国庆 韩林海 金 峰
金伟良 李 慧 李庆斌 刘德富 刘光栋 刘宏民 楼梦麟 聂建国 茹继平 石永久
宋二祥 隋允康 孙建恒 王崇杰 王光谦 王全凤 王晓纯 魏德敏 夏 禾 张 鑫
郑建岚 周新刚 周绪红 周学军

组织委员会

主 席 : 范存礼

常务副主席: 崔京浩

副 主 席 : 韩林海

委 员 : (按姓氏拼音为序)

曹万林 曾 攀 陈政清 高 波 顾 明 郝际平 金学松 李 珠 李宏男 李正良
李忠献 刘运动 陆新征 王怀忠 王庆利 王正兴 王忠静 韦树英 吴胜兴 武 哲
辛克贵 徐礼华 杨 强 杨亚政 叶康生 袁明武 张 鑫 张建民 张正威 周学军
朱宏平 庄 茁军

秘 书 处

秘书长 : 张 鑫

副秘书长 : 范夕森

学术秘书 : 黄丽艳(组织论文宣读、排序、分组、评定等)

秘书组 : (按姓氏拼音为序)

高 翔 郭 东 李 鹤 李 莹 李士彬 李秀领 马 萍 谭天乐 王 恒 邢 锐
颜丙冬 岳庆霞 张国强 张婷婷 张玉明

第 19 届全国结构工程学术会议论文集目录

第Ⅲ册目录

6. 抗震、爆炸、冲击、动力与稳定

基于 IDA 方法的钢筋混凝土结构失效模式优化.....	白久林 欧进萍 (001)
金属薄板局部爆炸冲击荷载数值模拟研究.....	白志海 严 波 蒋志刚 (007)
橡胶垫与基底钢筋沥青并联隔震立式储罐动响应分析.....	崔利富 赵颖华 孙建刚 赵长军 张 营 (011)
基于移动附加质量的模态参数识别方法.....	邓 昌 顾培英 汤 雷 (017)
滚轴-橡胶支座组合系统隔震结构的地震反应分析.....	范夕森 任淑贞 张 鑫 (023)
现阶段新型反应装甲综述.....	高远亮 彭 利 章 云 (029)
竖向振动对凹曲线滑道辊轴摩擦摆系统影响研究.....	葛 楠 苏幼坡 王兴国 (033)
近断层地震动速度大脉冲对典型结构影响的概述.....	郭 恩 周锡元 (040)
带暗支撑 L 形短肢剪力墙抗震研究.....	黄选明 卢智成 张建伟 曹万林 (044)
广东科学中心隔震结构的健康监测及科学展示.....	姬 蕾 张季超 范 雁 许 勇 (051)
安装 MR 阻尼器相邻结构半主动控制振动台试验.....	姜 南 李忠献 (056)
钻井隔水管基本周期简化计算方法.....	李 妍 马万俊 高德利 (060)
砌体结构抗震墙截面的平均压应力分析.....	李 叶 郭冬娟 张文芳 (065)
铅芯橡胶隔震支座平扭耦联低周疲劳试验研究.....	李 祯 李向真 向伟明 朱小文 (070)
下击暴流作用下建筑物表面风压分布模拟.....	李宏海 欧进萍 (076)
非比例阻尼下隔震结构动力振型反应计算的摄动迭代法及其相关分析.....	李向真 向伟明 朱小文 (081)
磁流变阻尼器控制偏心结构柱子应变的试验研究.....	李秀领 (088)
实测风场数据的修正与预测.....	李正农 刘艳萍 王莺歌 (092)
转动惯性对高耸烟囱地震响应影响的研究.....	刘铁林 张 季 刘 泓 (097)
非一致激励对隔震连续梁桥地震响应的影响.....	龙晓鸿 李 黎 江宜城 胡 亮 (102)
7.62mm 口径模拟弹侵彻碳化硼陶瓷复合靶板的数值模拟.....	卢 君 陈 斌 曾首义 (108)
偏心辊轴摩擦摆系统隔震性能的研究.....	明 伟 葛 楠 (113)
高层钢框架结构附加金属阻尼器的最佳减震阻尼量分析.....	裴星洙 贺方倩 王星星 (118)
湍流对高层建筑风致响应影响的风洞试验研究.....	李正农 苏万林 罗叠峰 (123)
超高分子量聚乙烯纤维增强层合板抗弹性能的数值模拟.....	秦曾涌 何 煌 曾首义 (129)
ISO-834 标准火灾下钢管混凝土短柱动态冲击试验.....	任晓虎 霍静思 肖 岩 (134)

电阻应变测量仪器的技术指标、检定方法及其应用.....	沈观林 (138)
近地强风的湍流特性和空间相关性实测研究.....	史文海 李正农 张传雄 (142)
显式动力分析中梁单元的混凝土单轴本构模型研究.....	王 强 潘天林 刘 明 张曰果 (146)
巨型框架悬挂结构地震响应分析.....	裴星洙 汪 玲 周 华 姬文广 (153)
空间框架抗连续倒塌分析.....	王铁成 康 健 李志萍 (159)
低周反复荷载下预应力 FRP 筋混凝土梁的抗震性能试验研究.....	王作虎 杜修力 詹界东 (164)
桥梁深水群桩基础动力特性数值模拟.....	魏 凯 伍勇吉 徐 灿 庞于涛 袁万城 (171)
近场地震作用下某框架结构的增量动力分析.....	吴巧云 朱宏平 樊 剑 (177)
结构-桩-土振动台试验桩土地震反应规律分析.....	吴薪柳 姜忻良 (183)
内嵌墙板对框架地震响应影响的数值模拟研究.....	谢 伟 夏军武 骆泽新 (187)
考虑地震动扭转分量时框架结构时程分析.....	徐东强 冯 婧 (193)
采用 MR 阻尼器的车桥系统竖向振动控制.....	颜全胜 刘斯琴 郑恒斌 (198)
考虑土-结构动力相互作用的隔震结构分析研究.....	杨 帆 罗永坤 赵晓勇 王 彬 (202)
双层网壳结构阻尼杆件控制的参数分析.....	杨 颢 李友明 寇 捷 (207)
坑道中扰流板对任意冲击波的衰减作用.....	杨科之 王吉远 陈叶青 李 麟 (211)
LRB 偏心基础隔震结构在近断层脉冲型地震动作用下的碰撞响应研究.....	叶 昆 李 黎 符 蓉 (217)
拉索减震支座及桥梁抗震设计应用研究.....	袁万城 韦正华 曹新建 荣肇骏 (224)
非一致地震激励下地下综合管廊三维响应分析.....	岳庆霞 李 杰 (230)
局部悬挂结构设计要点.....	张 坚 杨 军 刘艺萍 吴明儿 陈 隽 林 峰 (236)
多层框架结构混合控制抗震性能分析.....	张 乐 邹建奇 (243)
基于调频-EMD 方法的有损伤混凝土结构模态辨识方法研究.....	张 欣 杜修力 (246)
基于能量法的并联隔震砖木建筑响应分析.....	张华英 李 慧 张 鑫 (250)
核电厂安全壳结构抗震分析与鉴定.....	张会东 林松涛 赵文博 王永焕 徐海翔 张际斌 (256)
L 形高层建筑风荷载特性研究.....	张建国 雷 鹰 (263)
圆钢管混凝土边框内藏钢桁架低矮剪力墙抗震性能试验研究.....	张建伟 杨亚彬 曹万林 (269)
多点激励人工地震记录合成.....	张石磊 陈少峰 王焕定 (275)
立式网壳储罐固有振动分析.....	张文福 王 总 计 静 隋海燕 (279)
预应力混凝土梁拱组合桥稳定性研究.....	张兴标 沈锐利 成文佳 (283)
大型桥梁抗震能力设计的局部策略.....	张于晔 袁万城 樊 伟 (289)
双层陶瓷复合靶板优化计算研究.....	郑延锋 何 煌 曾首义 (295)
沿海某滩涂风力机抗震分析.....	朱方剑 王振宇 刘国华 章子华 (300)
轻型钢框架支撑体系振动特性分析.....	邹 昀 张振炫 (308)

7. 设计、施工、加固、优化、可靠度及事故分析

碳纤维复合材料修补结构的 ANSYS 参数化建模技术与修补参数讨论.....	白瑞祥 王秀秀 王 蔓 (313)
--	-------------------

某大学综合科研楼(A区)增层改造与加固设计	陈培霞 王 琴 张 鑫 (317)
框架柱托换节点承载力计算公式的理论研究	都爱华 张 鑫 朱维申 (321)
福厦铁路莆田站站房结构设计	冯晓敏 王 军 (325)
CFRP 的强度折减系数 Ψ 的计算	谷有法 王海军 冯艳峰 (329)
扣件式钢管模板支架计算模型研究	胡长明 王 静 葛召深 陈 红 曾凡奎 (333)
移位建筑柱托换节点梁柱结合面受力性能试验研究	贾留东 谭天乐 张 鑫 夏风敏 (340)
局部柱肢斜交异形柱框架的设计	李 达 牟在根 孟胜国 暴育红 (348)
湿陷性黄土上某建筑物的浸水纠偏及数值模拟	李 瑞 徐浚峰 武建勋 (352)
托换梁配箍率对柱托换节点影响的试验研究	李玉平 张 鑫 夏风敏 贾留东 (356)
利用立杆支撑对柱卸载方案	刘建生 罗永坤 徐亚军 (362)
钢-混凝土组合框架结构受力性能分析	刘阳冰 刘晶波 韩 强 (366)
双曲扭壳屋面混凝土施工在工程中的应用	吕大为 朱晓菲 (372)
基于虚面导荷的膜结构检测鉴定方法	彭 煌 徐 劲 黄 达 (376)
岩溶地区基桩工程事故检测与加固处理方法	孙剑平 邵广彪 魏焕卫 祝 健 (380)
空斗墙墙片抗震修复与加固伪静力试验研究	汤伟民 孙林柱 金国平 张清华 李校兵 (385)
托换梁剪跨比对柱托换节点受力性能影响的试验研究	王 恒 张 鑫 贾留东 夏风敏 (392)
混凝土浇注期高大模板支架工作状态的试验测试	谢 楠 (400)
设计阶段的造价控制	邢明峰 张云贵 张国强 (405)
防微振净化屏蔽罩及光学平台微振动研究	徐有刚 杜 强 冯加权 魏晓贞 (409)
盾构进出洞加固体的强度和稳定性分析	杨洪杰 (414)
青岛游泳跳水馆复杂网架结构施工卸载分析	张纪刚 张同波 (420)
邻近大面积堆载下某厂房结构的不均匀沉降分析	张晓斌 姜忻良 (426)
喷射聚合物保温砂浆在外墙加固节能中的应用研究	张学伟 刘卫东 邹文宝 肖煌俊 (430)
弯曲荷载作用对混凝土氯离子侵蚀的影响	周胜兵 鲁 列 周建民 张俊芝 (435)
太原大学体育游泳馆屋盖钢结构设计研究	朱昊梁 孙文波 耿艳丽 江俊毅 王剑文 (439)

8. 舰船、车辆、机械制造、航空航天结构

建立在 DFR 概念基础上的一种新的民机薄壁结构耐久性分析方法	弓云昭 杨玉恭 薛景川 (444)
FDPSO-TLD 原理样机的试验设计	雷 松 张文首 岳前进 谢 鹏 (450)
开孔结构风致内压试验研究	李祝攀 陈朝晖 (454)
复合载荷作用下开孔细节疲劳额定值的解析确定	薛景川 窦秋芳 弓云昭 (460)
TMD 在半潜式平台垂荡响应控制中的应用	刘 鲲 朱 航 欧进萍 (467)
伞状天线展开机构的非概率-概率可靠性分析	刘国梁 陈建军 朱增青 (473)
基于方钢及阻尼特性的基座结构减振性能分析	彭华康 李天匀 朱 翔 (477)
某无人机复合材料机翼有限元分析	王兴刚 姜年朝 张 逊 戴 勇 张志清 (482)
托管架/管道作用力的实验研究	谢 鹏 周 雷 张向锋 孙 贞 唐琰林 (486)

民机金属薄壁结构静强度、耐久性/损伤容限综合强度设计和分析研究.....薛景川 弓云昭 张 茂 樊优优 窦秋芳 (492)

救一救我们的母亲——黄河.....于海山 张永航 陈定胜 (498)

9. 新材料、新能源及交叉学科

复合材料风机叶片的逐步破坏分析.....白瑞祥 沈亚南 (504)

再生聚苯颗粒生产混凝土保温砌块的试验研究.....崔秀琴 赵华玮 和 燕 蔡丽朋 (508)

多阶模态力法研究定日镜等效风荷载.....宫 博 李正农 王志峰 王莺歌 罗叠峰 (512)

基于 PLC 的自适应 PID 控制器在预应力张拉仪中的应用.....贾敏智 李 珠 石晓敏 (517)

基于概率分布的 RPC 损伤本构关系.....秦 鑫 余自若 安明喆 (523)

保温砂浆不同保温形式墙体温度效应研究.....秦尚松 李 珠 王 宏 刘元珍 (528)

深水典型 Spar 平台总体强度分析.....王世圣 张 威 (534)

钢-聚丙烯混杂纤维混凝土强度试验研究.....张元元 徐礼华 徐浩然 (540)

基于图像的弹道实验中运动目标检测定位方法.....赵 健 陈 斌 曾首义 (547)

灌孔玻璃纤维石膏墙板偏心受压构件试验研究.....赵考重 王 风 卞晓峰 (554)

超声波法测定聚合物保温砂浆导热系数的试验研究.....邹文宝 刘卫东 肖煌俊 张学伟 (561)

基于 IDA 方法的钢筋混凝土结构失效模式优化

*白久林¹, 欧进萍^{1,2}

(1. 哈尔滨工业大学土木工程学院, 黑龙江 哈尔滨 150090; 2. 大连理工大学土木水利学院, 辽宁 大连 116024)

摘要: 结构失效的关键在于非最优的失效模式导致结构不能承受最大的外部荷载。为改善结构的失效模式, 采用 OpenSees 软件建立一个 5 层 3 跨的钢筋混凝土框架纤维模型。按场地条件选取 10 条不同的地震动对结构进行增量动力分析 (IDA), 结合 IDA 曲线的特征和结构的失效准则, 提出基于 IDA 方法的结构最弱失效模式。最后提出三种方案对结构进行失效模式优化, 其中以综合考虑失效路径中失效截面的先后顺序和形成“强柱弱梁”型全梁铰式耗能失效机制的方案最优, 其结构的抗震能力最强。基于 IDA 方法的结构失效模式优化, 可广泛用于其它结构形式, 为工程结构抗震能力的提高开辟了一种新的方法。

关键词: 增量动力分析 (IDA); 失效模式; 钢筋混凝土结构; 优化; OpenSees

Optimization of Failure Modes for Reinforced Concrete Buildings Based on IDA Method

*Jiulin Bai¹, Jinping Ou^{1,2}

(1. School of Civil Engineering, Harbin Institute of Technology, Harbin, P.R.China, 150090;

2. School of Civil Engineering, Dalian University of Technology, Dalian, P.R.China, 116024)

Abstract: The structure's failure to withstand heavier loads is primarily caused by their unreasonable failure modes. In order to optimize the failure modes of structures, a five-storey and three-bay reinforced concrete plane frame is established, based on the fiber model using OpenSees. Ten different ground motions are selected according to the site condition as the input of IDA analysis. The weakest failure mode of structure under the failure criterion is obtained based on IDA curves. Finally, three approaches are employed to improve the structure's failure modes. The results indicate considering both the order of failure section in failure path and energy dissipation occurring only in beam sections to achieve the “strong column weak beam”, have the best superiority to improve the seismic performance. The optimization of structure's failure modes based on IDA method can also be applied to other structural systems, providing a new way for the seismic design.

Key words: Increment Dynamic Analysis; Failure Modes; RC Buildings; Optimization; OpenSees

引言

结构时刻遭受到外界环境荷载 (强震、强风、材料老化以及温度变化等) 的侵蚀, 结构失效关键在于非最优的失效模式导致结构不能承受最大的外界荷载。建筑结构的冗余度较多, 其失效模式众多, 如何找出失效概率最大的失效模式, 即结构的主要失效模式, 对结构的可靠性计算^[1,2]和提高结构的抗震性能至关重要。

地震是人类面临的最严重的自然灾害, 近年来地震灾害频发, 给人类造成巨大的危害。结构在地震动下的失效模式较多, 且随地震动特性改变而变化较大。震害调查表明, 经过抗震设防的结构在地震下的表现要明显好于非抗震设防的结构, 但经受大震的抗倒塌能力表现的并不完美, 在 5.12 汶川大地震中有明显的表现^[3]。将设防结构进行失效模式优化, 是提高结构抗震能力的有效途径。欧进萍等人^[4]提出了最弱失效模式的概念, 若将最弱失效模式消除, 必将增强结构的抗震性能。

基金项目: 国家重点基础研究发展计划 (973 计划) 资助课题 (2007CB714204)

作者简介: 白久林 (1985-), 男, 四川广安人, 研究生, 从事结构防灾减灾、结构失效模式优化研究 (baijiulin@126.com);

欧进萍 (1959-), 男, 湖南宁远人, 中国工程院院士, 教授, 博导, 主要从事防灾减灾与结构控制等研究 (oujinp@hit.edu.cn)。

混凝土结构量大面广，是当前主要的结构体系。本文通过对一混凝土框架结构进行 IDA 分析，从结构整体出发，探求结构在地震动下的失效规律、薄弱环节等，针对不理想的失效模式寻找优化方法来进行改善，最终在不明显增加结构造价或者加固费用的前提下显著提高结构抗震性能，减轻地震造成的人员伤亡和经济损失。

1 增量动力分析方法（IDA）

增量动力分析^[5]（Incremental Dynamic Analysis，简称 IDA）是一种建立在非线性时程分析基础上的动力参数分析方法。这种方法最早在 1977 年由 Bertero^[6]提出，后经过许多学者的研究和拓展，特别是 Vamvatsikos 和 Cornell^[5]的系统性研究和总结，现已广泛用于估计结构在遭遇不同强度地震动下的响应和分析结构的整体抗倒塌能力，并被 FEMA350^[7]和 FEMA351^[8]采用。IDA 分析的基本思想是通过不断调整每条地震动记录的幅值 IM（Intensity Measure），对结构进行一些列的非线性动力分析，获得不同 IM 值下的结构性能 DM（Damage Measure）。因此 IDA 分析覆盖了结构反应的整个变化过程，可对结构在地震作用下的反应从弹性到弹塑性直到结构动力失稳做出全面的评估，同时能够反映出结构在不同强度等级地震下的地震需求能力和整体抗倒塌能力，并且能够体现出结构的强度、刚度及变形的变化过程，为基于性能的地震工程的发展开辟了新的内涵和外延。

单一地震动记录下的 IDA 分析是对给定的结构模型和强震记录下的一系列非线性动力过程。地震动具有极强的随机性，单条地震记录下的 IDA 分析并不能完全捕捉结构在未来潜在地震下的破坏特性。为全面的评估结构的抗震性能，应选择足够多的地震记录，且要覆盖将来结构可能遭受到的最强烈地震动，这样就形成了多条 IDA 曲线。

2 结构模型建立

根据《混凝土结构设计规范》(GB50010-2002)和《建筑抗震设计规范》(GB50011-2001)，采用通用结构设计软件 PKPM，设计了一个 5 层 3 跨的混凝土框架。框架结构的平面尺寸如图 1，结构的立面尺寸如图 2，结构尺寸左右完全对称。底层层高 4.2m，其他层均为 3.9m，结构总高度为 19.8m，楼板厚度为 120mm。设计地震烈度为 8 度（0.2g），地震分组为第一组，场地类别为 II 类，抗震等级为 2 级。

框架楼面恒荷载取 5.0kN/m^2 ，活荷载取 2.0kN/m^2 。除梁、柱混凝土强度等级为 C25 外，其他构件的混凝土材料强度均为

C20。纵筋为 HRB335 级，箍筋为 HPB235 级。横向钢筋和板筋为 HPB235 级。结构前三阶周期为 0.93s、0.29s 和 0.16s，一阶振型参与系数为 1.27，一阶振型参与质量系数为 83.5%。

结构平立面布置规则，取图 1 所示的一榀框架进行建模分析。按照 PKPM 程序，将楼层荷载等效为梁上均布荷载和柱顶集中荷载。柱按照对称配筋，平面外配筋由构造要求及最小配筋率控制，本模型中柱四周配筋相同。PKPM 设计的结构配筋情况如图 2 所示。

采用 OpenSees^[9]软件对结构进行非线性分析。针对本文的 RC 框架，分析时采用以下模型：单轴混凝土采用 Concrete02（基于 Kent-Scott-Park 模型）；钢筋采用 Steel02（基于 Menegotto-Pinto 模型）；材料强度

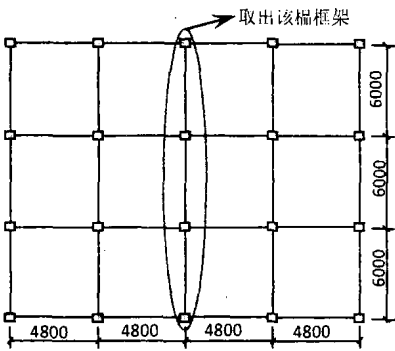


图 1 结构平面示意图

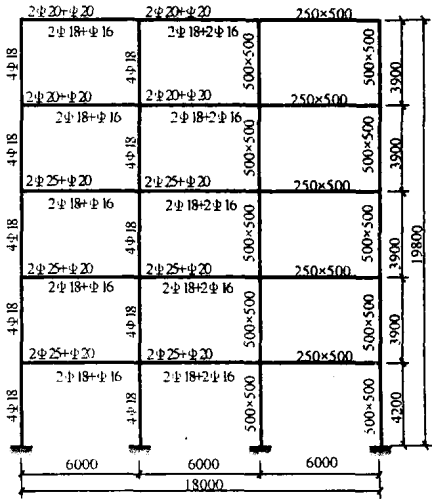


图 2 结构立面及配筋图

采用平均值，以反映结构的真实受力状态；截面对象采用纤维模型；单元对象采用基于有限单元柔度法的非线性梁柱单元（Nonlinear Beam Column Element），该单元为基于力插值型函数的构件非线性模型，允许刚度沿杆长变化，通过确定单元控制截面各自的截面抗力和截面刚度矩阵，按照 Gauss-Lobatto 积分方法沿杆长积分计算出整个单元的抗力和切线刚度矩阵^[10]。

3 基于 IDA 分析的结构失效准则

单条地震输入下的 IDA 曲线可能呈现软化性、硬化性及锯齿型^[5]等特征，多条地震输入下的 IDA 曲线具有极大的离散性，采用概率论的数据处理手段能获得不同目标下的 IDA 曲线。结合多条 IDA 曲线的特征，考虑结构自身的特性，可以将结构的失效准则如下：

- 1) 二维坐标系中的单条 IDA 曲线，若调幅前后两点的连线斜率小于 $0.2k_e$ （ k_e 为单条 IDA 曲线的弹性斜率），则取调幅前的点作为极值点^[5]。
- 2) IDA 曲线出现明显的折返性，即地震动越大，而结构的响应代表值越小，取出现明显折返性的起始点作为 IDA 分析的极限点。
- 3) 结构刚度矩阵奇异。对于超静定结构，一个构件的失效不一定导致结构失效，当结构局部构件或者节点失效时，结构将会在剩余构件和节点构成的结构体系中内力重分布。当剩余的结构体系形成机构时，结构的总体刚度矩阵奇异，即：

$$|K|=0 \tag{1}$$

- 4) 结构总体位移或局部位移超界。结构可能在未形成机构时，结构的位移过大而使结构局部失效，使结构失去继续工作的能力，此时同样认为结构失效。结构位移控制条件为：

$$\Delta \leq [\Delta] \tag{2}$$

Δ 为结构控制位移， $[\Delta]$ 为结构控制位移的允许值。当结构不满足上述条件时，认为其失效。本文按照我国抗震规范采用层间位移 Δ 来控制结构变形，取 $\Delta/H < 1/50$ ， H 为楼层高度。

4 IDA 分析的地震动输入

IDA 分析的核心在于合理地地震动的选择。地震动输入可以是实际场地记录到的地震动，也可以是典型的强震记录和人工合成地震动。本文选择典型的强震记录，按照美国地质勘测中心 USGS 对场土分为四类来确定^[11]，根据剪切波速的大小划分为 S1、S2、S3、S4 四类场地，对应的剪切波速分别为大于 750m/s、360~750m/s、180~360m/s 和小于 180m/s。本文框架模型所在的 II 类场地特性与 S2 场地相似，从美国太平洋地震研究中心 PEER 数据库中选取了 10 条峰值加速度在 0.1~1g 之间的地震记录，作为本文 IDA 分析的地震动输入，见表 1。在选波时，尽量避开同次地震记录到的数据。考虑到地震动的持时对结构的响应有较大的影响，本文取 20s。

表 1 结构输入地震动极其参数

序号	地震名称	记录台站	震级	PGA g	PGV cm/s	PGD cm	时间间隔/s
EE1	Cape Mendocino 1992/04/25	89530 Shelter Cove Airport	7.1	0.229	7.1	0.39	0.02
EE2	Kobe 1995/01/16	0 KJMA	6.9	0.599	74.3	19.95	0.02
EE3	Coyote Lake 1979/08/06	57383 Gilroy Array #6	5.7	0.316	24.5	3.85	0.005
EE4	Imperial Valley 1979/10/15	6604 Cerro Prieto	6.5	0.169	11.6	4.25	0.01
EE5	Kern County 1952/07/21	1095 Taft Lincoln School	7.4	0.156	15.3	9.25	0.01
EE6	Loma Prieta 1989/10/18	57007 Corralitos	6.9	0.479	45.2	11.37	0.005
EE7	N. Palm Springs-1986/07/08	5070 North Palm Springs	6.0	0.694	33.8	3.88	0.005
EE8	Northridge 1994/01/17	90013 Beverly Hills-14145 Mulhol	6.7	0.416	59	13.14	0.01
EE9	San Fernando 1971/02/09	128 Lake Hughes #12	6.6	0.283	12.7	2.97	0.01
EE10	Whittier Narrows 1987/10/01	90061 Big Tujunga, Angeles Nat F	6.0	0.178	6.7	0.37	0.02

计算地震弹塑性时程反应时，结构的阻尼采用经典的 Rayleigh 阻尼，阻尼比取为 5%。结构非线性分析时考虑了 $P-\Delta$ 二阶效应，采用 OpenSees 进行多次时程分析得到结构的响应。调幅迭代过程 PGA 在弹性阶段和轻度非线性段使用等步长 0.1g 进行分析，到高度非线性分析时调小步长。本文对离散的时程分析点采用三样条插值来获得完整的 IDA 曲线，运用 Matlab 中 spline 语句即可实现。

IDA 曲线的表达形式可有多种^[5]，在二维坐标中，本文选用层间位移角的最大值作为结构的性能 DM 值，以反映结构的薄弱层变形能力；地震动强度 IM 选用峰值加速度来表征。

5 基于 IDA 的最弱实效模式识别

从图 3 我们获得了结构的 IDA 曲线，从图中可以看出在 EE1、EE9、EE10 输入下的单条 IDA 曲线呈现了“硬化性”特征，且与其他 7 条曲线的差别较大。总体说来，结构 IDA 曲线较好的反映了结构的性能响应与结构的外界输入成比例的关系。结合本文提出的结构失效准则，对 IDA 曲线进行精细化处理。在 EE1、EE9、EE10 输入下，PGA 在 5g 左右时的 IDA 曲线表现出较大的不稳定性，且 EE1、EE10 呈现出“折返性”特征。另外，根据建筑结构震害调查和结构模型试验可知，在 PGA 为 5g 的地震动下，结构不出现动力失稳的概率是极其微小的。因此本文对 IDA 曲线的 IM 值取极限为 5g，同时结合结构的失效准则，可以获得精细化的结构 IDA 曲线，如图 3 所示。

在不同的地震动输入下结构失效时，其 PGA、最大层间位移角、最大顶点位移、最大基底剪力均不同，其值如表 2 所示。从中可以发现结构失效时的峰值加速度相差很大，大小相差近 10 倍，最大基底剪力相差 1.4 倍。结合 IDA 曲线，可以发现在 EE8 输入下，结构的 DM 在某一固定值时，地震动强度最低；在结构失效时，其最大基底剪力最小，对于低矮层结构，振动以第一振型为主，从而间接表明结构所遭受的地震动最小，IDA 曲线也反映了该信息。因此，结构在 EE8 的外界输入下，在遭受强度较小的地震作用下，结构的响应最大，结构最容易失效，即在 EE8（Northridge 波）作用下的结构失效模式为结构的最弱失效模式。找出结构的最弱失效模式后，根据结构的失效路径和失效机理，通过相关的工程加强措施，来提高结构的抗震能力。

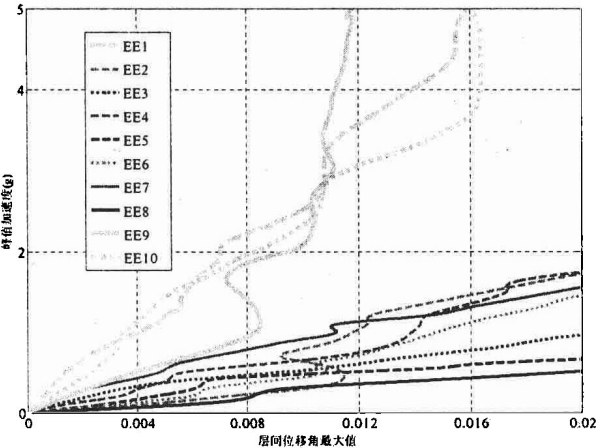


图 3 基于失效准则的结构 IDA 曲线

表 2 结构失效信息对比

地震波	峰值加速度 /g	最大层间位移角	最大顶点位移/mm	最大地基剪力/KN
EE9	5.000	0.0118	389.2950	650.1020
EE1	5.000	0.0159	131.7110	665.3140
EE10	5.000	0.0161	208.4370	646.5120
EE4	1.744	0.2000	282.5220	589.6570
EE2	1.719	0.2000	771.8130	590.6240
EE7	1.551	0.2000	241.0670	556.2210
EE6	1.439	0.2000	459.0440	515.6290
EE3	0.952	0.2000	288.1560	579.5480
EE5	0.658	0.2000	224.8140	540.7042
EE8	0.508	0.2000	270.1770	474.1919

6 结构最弱失效模式的优化

结构在 EE8(Northridge 波)下的失效路径可以用图表的方式表示，如图 4 所示。曲线中的 C13B(U)代表柱端部失效截面，其中 C13 为柱元（构件）编号，13 表示第 1 层从左向右第 3 个柱；B(U)表示最下（上）端截面，其它类推；B23R(L)代表梁端部失效截面，其中 B23 为梁单元（构件）编号，23 表示第 2 层从左向右第 3 根梁；R(L)表示最右（左）端截面，其它类推。结构失效是由于第 2 层的层间位移超限，结构失效时间为 8.93s。即结构在稳定的失效截面全部形成后，由于失效部位的累积损伤，结构整体失效。结合结构的失效路径，对结构的相关构件采取加强措施以改变结构的失效模式，希望花费较小的代价增强结构的

整体抗震能力。为此,本文提出以下几种优化方案。

方案一:从失效路径的前几步可以看出 1~3 层的梁端最先出现失效,同时结构失效主要部位在梁端,形成了耗能较强的梁端失效机制。结构在形成机构之前,由于 2 层层间位移超限导致结构失效,因此将 1、2、3 层所有梁加大配筋,梁端上侧配筋由 $2\Phi 25+\Phi 20$ 加大为 $3\Phi 25$,梁端下侧由 $2\Phi 18+\Phi 16$ 加大为 $2\Phi 20+\Phi 18$ 。

方案二:考虑结构设计成“强柱弱梁”失效机制,将 1 层柱和 2 层柱配筋由 $4\Phi 18$ 增加到 $4\Phi 20$,同时将 3 层和 4 层的中间柱配筋由 $4\Phi 18$ 增加到 $4\Phi 20$ 。

方案三:综合方案一和方案二,考虑失效路径中截面的先后顺序和结构形成“强柱弱梁”的失效机制,即方案三=方案一+方案二。

通过对原结构和改进的三种优化方案进行 IDA 分析,获得结构 IDA 对比分析曲线,如图 5 所示。从图中可以发现在地震动幅值较小时($PGA<0.1g$),三种改善方案与原结构几乎相同;在 PGA 为 $0.1g$ 到 $0.3g$ 之间时,结构的最大层间位移角变化较小,IDA 曲线呈现“硬化型”特征,三种优化方案较原结构差别比较大,但此时结构的响应(最大层间位移角)也比较小。当 PGA 超过 $0.3g$ 时,三种优化方案均表现出较好的性态,在 PGA 相同时,结构的响应(最大层间位移)均比原结构小;在结构失效时,优化后结构失效的 PGA 均较原结构提高,其中方案三提高最大。从图中还可以看出,在大震下,方案三的结构在地震下的抵抗能力最强,响应最小,承受大震的能力最好,表明综合考虑失效路径中失效截面的先后顺序和形成“强柱弱梁”失效机制,对结构进行优化再设计,改变结构的失效模式,能够有力提高结构的抗震能力。

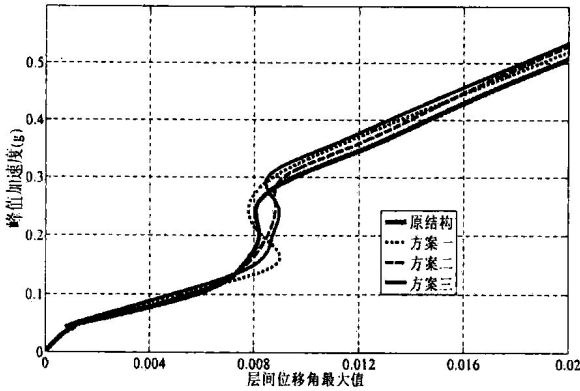


图 5 IDA 对比曲线

结构失效时的相关信息见表 3,从中可以看出,优化后的结构失效时能够承受强度更大的地震动,失效时的最大基底剪力、最大顶点位移均有提高,表明结构吸收地震能量的能力更强。从图 6 中可以看出,在层间位移较大的 1 层,优化后结构的层间位移变小,而在层间位移较大的 4、5 层,优化后结构的层间位移增大,从总体上来说,优化后结构的最大层间变形有趋于均匀的势态,可以缓解结构薄弱层的变形。结构失效时,方案二的层间位移分布最为均匀,充分体现了“强柱弱梁”的失效机制。

我国建筑抗震规范规定,8 度区结构在罕遇地震下的时程分析时加速度峰值为 $400gal$ 。本文取 PGA 为 $400gal$ 来分析优化后结构的性能,以反映结构在罕遇地震下的抗震能力。从表 4 可以

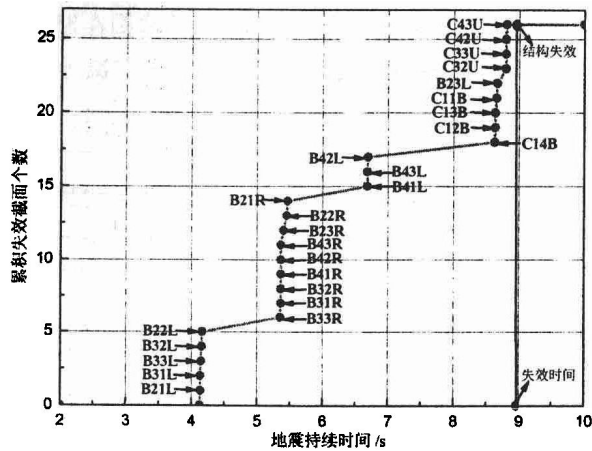


图 4 结构失效路径

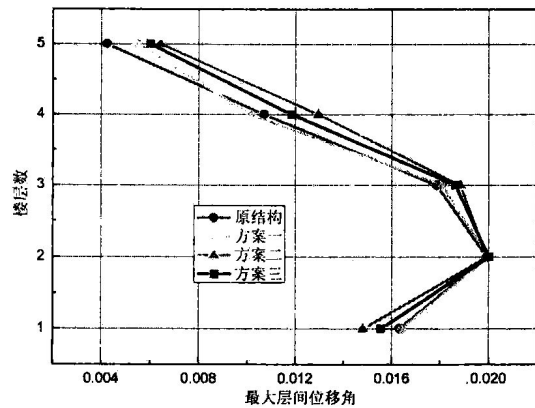


图 6 失效时结构最大层间角位移角分布对比图

表 3 优化方案与原结构失效信息对比

序号	PGA (g)	最大顶点位移 (mm)	最大基底剪力 (KN)
原结构	0.507	269.5	474.0997
方案一	0.520	273.0	504.0652
方案二	0.531	288.4	507.2103
方案三	0.536	283.4	530.1199

看出，结构最大顶点位移变化不大，表明结构优化后，顶点最大位移响应没因结构自身动力特性的改变而有明显变化，只有微小的波动。优化后结构在罕遇地震下的最大层间位移角均减小，如图 7 所示，其中方案三减小最多，为 10%，方案一和方案二减小分别为 7.33%和 5.33%。

表 4 罕遇地震下结构响应性态对比

序号	最大层间位移角	最大顶点位移 (mm)	最大基底剪力 (KN)
原结构	0.015	204.8	446.5409
方案一	0.0139	198.7	484.1805
方案二	0.0142	207.0	475.3012
方案三	0.0135	197.4	503.3648

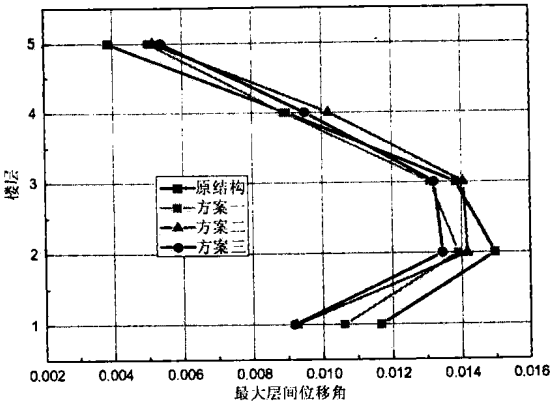


图 7 罕遇地震下结构最大层间位移角分布对比图

7 结 语

本文通过 OpenSees 软件建立一个 5 层 3 跨的钢筋混凝土平面框架模型，选取 10 条不同的地震动对结构进行时程分析，获得了结构的 IDA 曲线。结合 IDA 曲线的特征和结构的失效准则，提出了结构基于 IDA 的最弱失效模式。考虑结构失效路径中失效截面的顺序和结构形成“强柱弱梁”型失效机制，采取三种方案对结构进行优化再设计，改变了结构的失效模式。结果表明，所选三种方案在失效时能够承受的地震动强度较原结构均有提高，在罕遇地震（400gal）下，三种方案的响应均较原结构小，提高了结构的抗震性能。其中综合考虑失效路径和形成“强柱弱梁”型失效机制的方案较单一考虑方案能更有力的优化结构，结构的抗震能力更强。基于 IDA 的结构失效模式优化，可以推广应用于其他结构形式，为工程结构抗震能力的提高开辟了一种新的方法。

参考文献：

[1] CHRISTENSEN P T,MUROTSU Y. Application of structural systems reliability theory [M]. Berlin: Springer-Verlag, 1986.

[2] 许林, 程耿东. 基于 ANSYS 的多种极限状态约束的结构体系可靠度计算[C]. 大型复杂结构的关键科学问题及设计理论研究论文集. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学出版社, 2001.

[3] 欧进萍, 李惠, 吴斌等. 地震工程灾害与防御(I)——汶川地震灾后调查与恢复重建[C]. 汶川地震建筑震害调查与灾后重建分析报告. 北京: 中国建筑工业出版社, 2008.

[4] 欧进萍, 段宇博. 高层建筑结构的抗震可靠度分析与优化设计[J]. 地震工程与工程振动, 1995, Vol.15(1): 1~13.

[5] Dimitrios Vamvatsikos and C.Allin Cornell. Incremental Dynamic Analysis[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2002, 31 (3) : 491-514.

[6] Bertero V V. Strength and deformation capacities of buildings under extreme environments[J]. Structural Engineering and Structural Mechanics, Pister KS(ed). Prentice-Hall: Englewood Cliffs, NJ , 1977:211-215.

[7] FEMA. Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings[R]. Report No.FEMA-350, SAC Joint Venture, Federal Emergency Management Agency, Washington DC, 2000.

[8] FEMA. Recommended seismic evaluation and upgrade criteria for existing welded steel moment-frame buildings[R]. Report No. FEMA-351, SAC Joint Venture, Federal Emergency Management Agency, Washington DC, 2000.

[9] Mazzoni S, McKenna F, Scott M H, et al. Open System for Earthquake Engineering Simulation User Command-Language Manual[R]. Berkeley, CA, USA: Pacific Earthquake Engineering Research, 2004.

[10] Spacone E, Filippou FC, Taucer FF. Fiber beam-column model for nonlinear analysis of R /C frames: part I:formulation[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1996, 25 (7) : 711-725.

[11] 马千里, 叶列平, 陆新征等. 采用逐步增量弹塑性时程分析对 RC 框架结构推覆分析侧力模式的研究[J]. 建筑结构学报, 2008,29(2) :132-140.

金属薄板局部爆炸冲击荷载数值模拟研究

白志海*, 严波, 蒋志刚

(国防科学技术大学, 湖南 长沙 410072)

摘要: 研究了金属薄板局部爆炸冲击荷载的空间分布, 给出了比冲量荷载的三维分布图。基于 LS-DYNA, 采用数值仿真方法模拟了炸药爆轰及爆炸冲击波与结构的耦合作用, 对照试验验证了数值模拟的合理性, 并进一步分析金属薄板的冲量荷载, 构造了荷载分布图, 指出进行爆炸荷载数值模拟时不能简单地视为均匀荷载。

关键词: 金属薄板; 爆炸冲击; 流固耦合; 有限元; 比冲量

Numerical Simulation of Localized Blast Loading on Thin Plates

Bai Zhi-hai, Yan Bo, Jiang Zhi-gang

(National University of Defense Technology, Changsha Hunan 410072, China)

Abstract: The spatial distribution of localized blast loading on thin plates was investigated, and the 3D distribution fig of specific impulse was plotted. Based on 3D commercial code LS-DYNA, the blast and the interaction between shock wave and plates were simulated by coupling arithmetic. Compared with experiment, the numerical simulation technology's rationality was validated, and analyzed the impulse on thin plates conformed the fig of loading's spatial distribution, the results indicated that it couldn't be regarded as uniform when simulate the blast load.

Keywords: Blast impulse; Thin plates; Fluid-structure interaction; Finite element; Specific impulse

1 引言

爆炸冲击作用下金属薄板的动力响应一直倍受国内外学者的关注, Nurick 等^[1-2]总结了上世纪 40 年代~80 年代有关金属薄板爆炸冲击响应的试验与理论研究成果。近 20 多年来, 随着计算机技术的提高, 数值仿真已成为了研究金属薄板爆炸冲击响应的重要方法, 其中模拟爆炸加载大多按近似方法^[3-5], 即忽略结构响应对冲击波荷载的影响, 利用近似公式或弹道摆测得的冲量计算爆炸荷载, 其优点是简单易用, 计算时间少, 但有关研究表明^[6]: 弹道摆所测冲量荷载包括作用在支座上的部分, 不能简单地将试验测量值看作金属薄板的爆炸荷载。本文依据文献试验, 基于 ALE 算法^[6-8]实现了流体-固体耦合的动态分析, 分析了不考虑夹具时支座部分荷载所占比例, 并给出了比冲量荷载的三维分布图。

2 试验的数值仿真

2.1 试验简介

以文献[5]金属薄板局部爆炸冲击试验为依据, 加载装置及试件如图 1 所示。薄板试件边长 126mm、厚 1.6mm, 以厚 12mm、长 220mm 的低碳钢方板为母板, 通过机械加工得到; 试件由框形夹具夹支, 夹具四周以螺栓固定; 实验采用近距离圆盘炸药(PE4)爆炸加载, 直径为 36mm, 放置于平板中心位置, 炸药底部距离试件上表面 12mm, 且为使荷载在作用范围内趋于均匀以及便于安装炸药, 炸药与试件间填充有泡沫垫。实验通过改变圆盘炸药的厚度, 实现不同质量(4g、5g、7g)炸药爆炸加载, 并利用弹道摆装置^[4]测量作用于实验装置的荷载大小。

作者简介: *白志海(1985-), 男, 山东人, 硕士研究生, 主要从事桥梁结构抗爆炸、抗冲击理论与应用研究(E-mail:bzh_0_0@163.com)

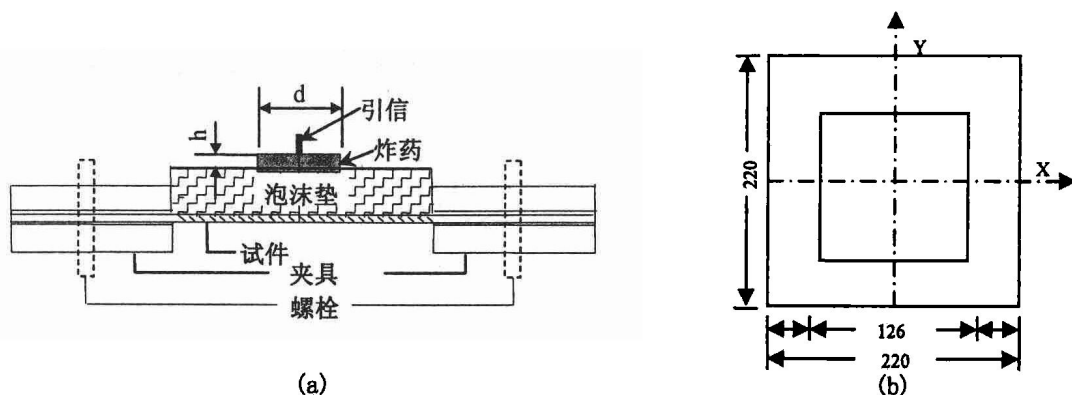


图 1 实验装置及试件构造示意图(单位 mm)

2.2 计算模型

考虑平板试件及荷载的对称性,取 1/4 结构建立有限元模型,对称轴采用对称边界条件,如图 2 所示。空气模型的几何尺寸为 $150\text{mm} \times 150\text{mm} \times 40\text{mm}$,平板、空气及炸药均选用 SOLID164 体单元,网格尺度为 1mm ,以理想固支近似模拟板的边界,空气边界采用无反射边界条件。炸药起爆点设置在圆盘上表面中心,忽略泡沫垫对爆炸荷载的影响。

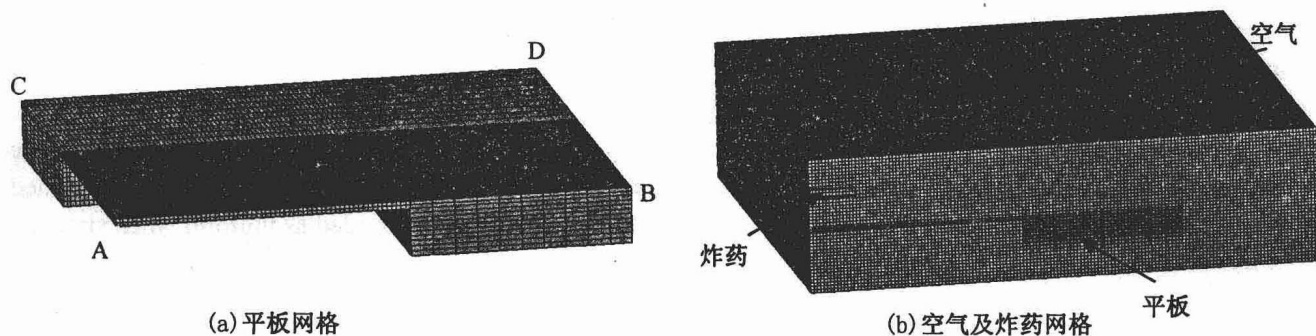


图 2 有限元模型

平板为低碳钢材料采用 Johnson-Cook 模型及 Gruneisen 状态方程,其静屈服应力 $\sigma_0=242\text{MPa}$,工程应变为 0.347,其它相关参数按文献[8~10];空气采用流体动力材料模型及 Linear-Polynomial Model 状态方程,相关参数设置可按文献[6,8];采用 MAT_HIGH_EXPLOSIVE_BURN 材料模型和 JWL 方程描述炸药的爆轰压力、单位体积内能和相对体积的关系,参数设置按文献[6]。

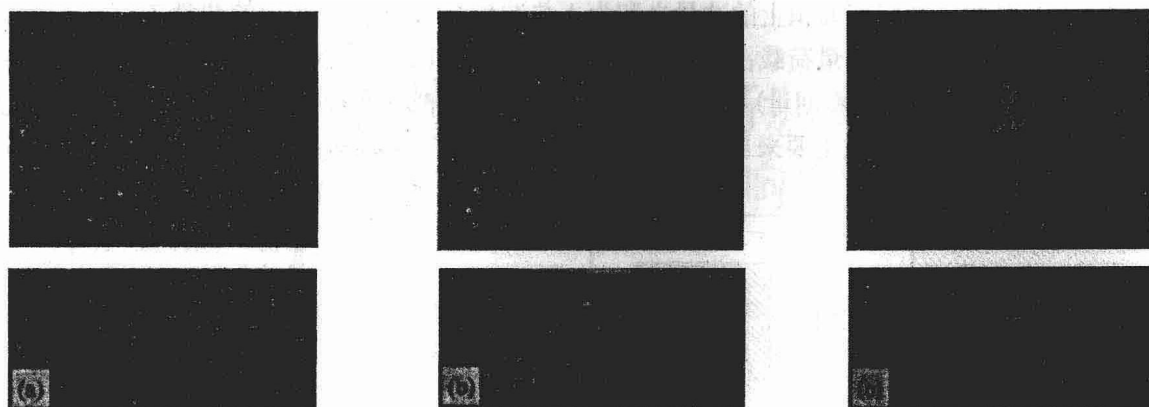
采用拉格朗日算法模拟爆炸冲击作用下平板的大变形。模拟炸药空中爆炸时,炸药及空气单元将产生严重畸变,拉格朗日算法不能描述材料的流动性,需采用多物质 ALE 算法使炸药及空气材料能够在网格中任意流动。

2.3 结果分析

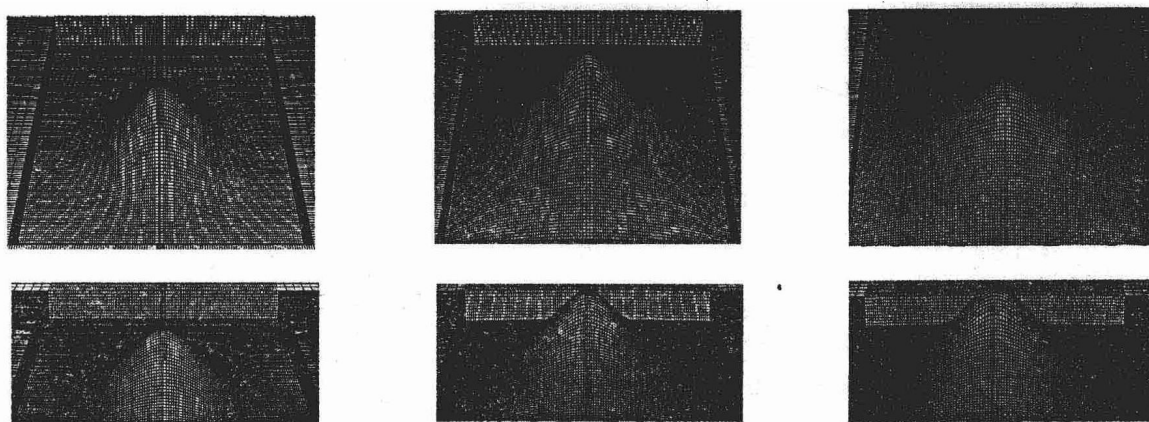
通过数值模拟可得到平板在爆炸冲击作用下的变形,如图 3 所示,对比试验与数值模拟现象,两者吻合较好。薄板中心出现鼓包,发生了典型的失效模式 I 以及模式 I 向模式 II 的过渡^[4],并形成了明显的塑性铰及颈缩环。

如图 4 所示,文献[5]列出了试验中不同装药爆炸冲击下薄板的中心挠度,对比数值模拟(平板中心底部节点挠度)结果,两者误差在 8.31%以内。产生误差的主要原因是试验中泡沫垫使爆炸荷载的分布趋于均匀^[4],而数值模拟忽略了其对荷载分布的影响,使得爆炸荷载出现中心位置局部集中效应,导致板的中心挠度偏大。

此外,利用 LS-PREPOST 可提取平板表面的比冲量,进而计算得到全冲量,如图 5 所示,对比数值模拟结果与试验中弹道摆装置所测总冲量,误差范围为 6.7%~15.3%。误差产生的原因为:实验所测冲量荷载的大小与夹具高度有关,且夹具上的荷载对板的变形没有影响,而数值模拟未考虑夹具的影响,因此,数值模拟结果要小于实验测量值,但并不影响板的响应。



(a) 实验结果



(b) 数值模拟

图 3 实验与数值模拟结果对比

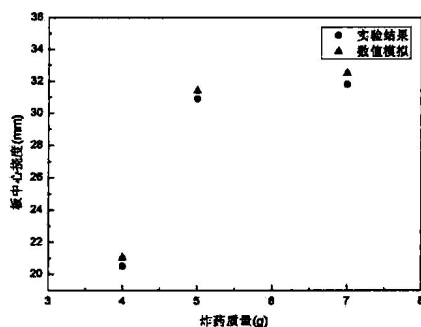


图 4 平板中心挠度对比

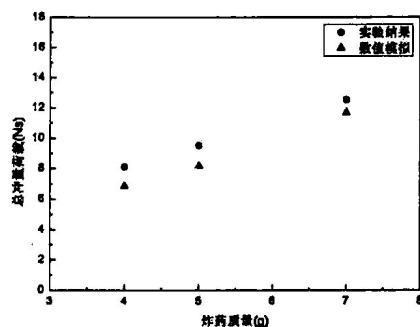


图 5 总冲量荷载对比

以上分析表明：数值仿真技术能够较好地模拟爆炸冲击作用下平板的动力响应，同时，数值模拟与试验结果存在一定的误差，通过分析误差产生的原因，可正确评估数值模拟的合理性，结果证明所采用的有限元模型、材料模型及算法合理。

3 爆炸冲击荷载分析

表 1 总冲量荷载试验与数值模拟结果

炸药质量(g)	试验冲量 ^[5] (Ns)	A 总冲量(Ns)	B 总冲量(Ns)	A、B 差比(%)
4	8.1	6.860124	6.546513	4.6
5	9.5	8.177796	7.345112	10.2
7	12.5	11.654285	10.94642	6.1