

北京新闻出版局批准号：京内资准字2007—Ly0108号
《工程力学》刊号：ISSN 1000-4750 CN11-2595/O3

第16届 全国结构工程学术会议 论文集

第Ⅱ册

PROCEEDINGS OF THE SIXTEENTH NATIONAL
CONFERENCE ON STRUCTURAL ENGINEERING

No. Ⅱ

主编：崔京浩

《工程力学》杂志社
2007.8

序

2007 年正值中国力学学会成立 50 周年的喜庆年份，所以今年第 16 届全国结构工程学术会议涵盖了三个内容：其一是庆祝中国力学学会成立 50 周年大会；其二是中国力学学会为了庆祝 50 周年召开全国性的学术大会'2007，本次会议属于这个大会的分会场之一；其三就是一年一度的全国结构工程学术会议。

50 年前的初春，我国著名的力学家钱学森、周培源、钱伟长、郭永怀等发起成立了中国力学学会，这一创举极大地推动了力学面向国民经济发展的主战场，在积极为国民经济建设服务的同时也大大促进了力学学科的发展与强大。

中国力学学会结构工程专业委员会和《工程力学》编委会作为中国力学学会的二级机构，也一直遵循力学要面向国民经济主战场的原则，从 1991 年开始就联合主办全国性的结构工程学术会议，每年召开一次，每届会议的论文集，都收录论文 300 多篇，与会代表 150 多人。受到力学与工程界的普遍欢迎，也得到了力学学会的肯定。

今年第 16 届全国结构工程学术会议在太原理工大学召开。太原理工大学前身是创立于 1902 年的国立山西大学堂西学专斋，是我国最早成立的三所国立大学之一。经过百余年的传承与发展，学校已建设成为一所以工为主、理工结合，兼有文、管、经、法、体、美等多学科协调发展的综合性大学，是山西省唯一一所国家“211 工程”重点建设大学，是一所历史悠久，具有深厚文化底蕴和充满现代气息的高等学府。对于知识份子来说，在这种氛围里召开会议无疑是一大快事。

作为会议的主办单位之一，太原理工大学承担了繁重的会务工作，在此我们表示由衷的感谢。

崔京浩



2007 年 8 月

第 16 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 304 篇，共计 1571 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 83 篇（共 528 页），包括：特邀报告；1. 力学分析与计算；

2. 结构设计、施工、优化与可靠度

第 II 册论文 118 篇（共 542 页），包括：3. 钢与钢筋混凝土结构、材料

与构件；4. 岩土、地基基础与地下工程；5. 路桥、水工、港工、特

种结构

第 III 册论文 103 篇（共 501 页），包括：6. 机械结构、船舶结构、车辆及

航空航天飞行器；7. 抗震、爆炸、冲击、动力与稳定；8. 试验、监

控、鉴定、事故分析与加固；9. 交叉学科与其他研究成果

第 16 届

全国结构工程学术会议

中国 山西
SHANXI CHINA
10.19 ~ 10.23, 2007

主办单位 中国力学学会结构工程专业委员会
太原理工大学土木工程学院
中国力学学会《工程力学》编委会
清华大学土木工程系

学术委员会

主 席：袁 驷

委 员：(按姓氏拼音为序)

白晓红 陈以一 陈永灿 崔京浩 丁皓江 范 重 方 秦 扶名福 韩林海 胡柏彦
胡和平 江见鲸 李 惠 李 慧 李 珠 李庆斌 刘德富 刘光栋 楼梦麟 马福昌
聂建国 欧进萍 茹继平 石永久 宋二祥 苏先樾 隋允康 韦树英 吴胜兴 杨亚政
宰金珉 张维嶽 赵达基 周新刚 周绪红 庄 茁

组织委员会

主 席：马福昌

常务副主席：胡柏彦 崔京浩

副 主 席：白晓红 王宝俊 李 珠

委 员：(按姓氏拼音为序)

岑 松 丛振涛 杜修力 方东平 高 波 韩林海 郝际平 江见鲸 雷宏刚 李铁英
刘洪玉 罗建辉 孙树立 王怀忠 王克海 王忠静 吴梦喜 肖 岩 辛克贵 徐礼华
徐永君 叶康生 余锡平 张建民 张建平 张永兴 张泽平 邹超英

秘 书 处

秘书长：张泽平

副 秘 书 长：张学军 李铁英

秘 书 组：(按姓氏拼音为序)

董彦莉 樊丽军 郭秀华 郭小亮 黄丽艳 刘 斌 刘元珍 李 罡 李建宇 李 娜
李鹏杰 任够平 苏冬媛 王瑞峰 王 蕊 王小娟 王亚杰 王 兆 王正飞 杨晓晶
杨卓强 岳俊峰

第 16 届全国结构工程学术会议论文集目录

第 II 册目录

3. 钢与钢筋混凝土结构、材料与构件

线性和非线性剪应变对钢梁临界弯矩的影响	陈树华 陈力攀 (001)
装配整体式框架梁柱节点的试验研究	杜春光 程文灏 罗青儿 荣 强 (006)
近断层地震下 R-FBI 隔震结构地震反应及防护研究	樊 剑 魏俊杰 刘 铁 (011)
湿排粉煤灰在墙体材料中的应用研究	扶名福 谢帮华 胡明玉 陈文俊 (017)
超高层建筑束筒结构受确定性动力作用的半解析分析	龚耀清 杨富莲 (021)
空间桁架理论中两个关键问题的探讨	郭宏磊 (029)
应用 Monte Carlo 重要性抽样法分析 FRP 钢筋混凝土梁受弯承载力可靠度	何 政 李 光 (033)
侵蚀混凝土材料的工程费效比分析	华 雪 曹 毅 夏逸平 陶西贵 (039)
大面积混凝土结构温度及收缩裂缝控制研究	姬 慧 (042)
混凝土灌芯石膏板简化计算模型	姜忻良 左仲存 (046)
钢筋混凝土装配整体式框架的试验研究	金 晶 程文灏 罗青儿 荣 强 (050)
异形柱向矩形柱转换时转换节点的受力分析	金坤炜 熊进刚 桂国庆 杨维汉 (055)
矩形钢管混凝土框架节点抗震性能试验研究	李 斌 高春彦 (059)
钢筋混凝土高剪力墙拟静力试验及滞回模型研究	李 兵 王 强 陈 鑫 (065)
建筑结构抗震设计研究新进展	李 尊 陈忠范 (069)
基于粘滞裂纹模型的裂纹扩展过程数值模拟	李宗利 (075)
新型外包钢组合梁承载力数值仿真的实现	梁 力 张道明 王 伟 李 明 (079)
论混凝土强度与耐久性的关系	刘 波 丁成平 范辉荣 (083)
方钢管混凝土结构在高层建筑中的应用研究	刘 香 马 伟 郭 彬 (087)
含有率效应的混凝土材料的粘塑性统一本构模型	刘长春 吕和祥 关 萍 (091)
中小跨度空间结构的应用进展	刘京红 杜旭冉 刘晓华 郝文秀 王 印 (096)
新配筋方案小跨高比连梁的数值分析	刘清山 闫 超 (100)
确定井字梁钢筋直径的简便方法	刘书智 崔宝霞 (106)
混凝土裂缝产生的机理分析以及抗裂性能提高的措施	马 飞 胡功笠 (110)
钢筋混凝土整体式有限元分析 SIGY 参数的研究	牛海成 李壮文 孙青岭 (114)
超高强度钢材钢结构的受力性能和工程应用	施 刚 任永久 王元清 (119)
混凝土构件耐久程度评定办法	施养铭 王 璐 (123)
高性能钢筋混凝土结构的耐久性研究	舒 阳 杜宇平 王学明 闫蔚旺 颜成华 (127)

大骨料混凝土在双轴压应力状态下的变形和强度试验研究	宋玉普 王怀亮 (133)
普通热轧钢筋代换分析	苏 琪 苏 琳 (142)
钢-混组合梁变形监测与分析	谭文辉 李 达 (147)
Eurocode 3 局部屈曲验算特点浅探	田 毅 周尔华 (151)
钢筋混凝土剪力墙时程分析探讨	田志吕 何育青 张黎明 (155)
钢-砼叠合梁接合部受力特性分析	王海涛 亓路宽 (161)
高层框筒结构调谐减震分析	王孟秋 张文芳 (166)
L 形宽肢异形柱受剪性能试验研究	王铁成 计飞翔 杜 琛 (170)
影响 BRB 支撑性能的参数分析	郑 宏 蔡玉军 (176)
辐射式张弦梁结构自振特性分析	王秀丽 李晓飞 薛晓峰 (181)
混凝土结构全寿命维修策略研究	王增忠 张新华 范立础 (185)
钢管混凝土柱基于设计的力学性能研究	闻 洋 李 斌 (191)
拉索预应力桁架结构优化设计研究	吴 杰 杨永华 (195)
孔洞参数对钢筋混凝土开孔梁受力性能的影响	吴炎海 周凯敏 (200)
损伤方钢管混凝土框架加固后滞回性能试验与理论研究	辛立民 王铁成 张 凌 (205)
两侧加劲钢板深梁的弹塑性屈曲分析	郑 宏 杨飞颖 张维刚 (212)
钢-混凝土双面组合梁受拉钢筋有效分布宽度	杨喜文 段树金 (216)
影响矩形钢管混凝土受弯构件的主要因素	银英姿 李 斌 中向东 (222)
锥体式平板网架的试验与分析	张 磊 熊进刚 罗凤麟 (226)
混凝土梁正截面受弯承载力计算公式的比较	张狄龙 邸小坛 徐 骋 (230)
叠合结构梁板试验研究	张季超 王 蕴 刘晓东 邱剑辉 (234)
压型钢板-轻骨料混凝土组合楼板试验研究	张燕坤 靳海江 宋小软 姜德民 刘阳花 (238)
预应力混凝土深受弯构件的裂缝实验研究	张永胜 李雁英 (242)
斜向水平荷载作用下两向不等肢配箍框架柱受剪性能试验研究	王铁成 王玉良 邵 莉 (246)
预应力矩形钢管混凝土桁架静力性能分析	郑 宏 周春利 (252)
波形钢腹板 PC 组合箱梁简支人行桥设计	朱高波 李淑琴 万 水 (256)

4. 岩土、地基基础与地下工程

水泥土搅拌桩处理具有软弱透镜体的圆砾层	曹 净 林 涛 赵党书 (261)
高强度预应力混凝土管桩质量通病及防治措施	陈 丽 王怀忠 郑 浩 (265)
桩的侧摩阻力性状试验研究	陈国良 杨绪普 周 政 (269)
对预应力锚索抗滑桩受力机理的初探	邓安福 王德兵 邓 璞 郑 冰 (273)
SSI 效应对结构动力特性及地震响应影响研究	段学刚 张之颖 (278)
地基临界荷载统一解	冯红波 赵均海 贾 萍 (282)
CFG 桩复合地基褥垫层室内试验研究	冯玉芹 张凤红 王英浩 (286)
高层建筑复合桩基中单桩的承载性状分析	葛忻声 白晓红 龚晓南 (290)
PIT 基桩低应变动力试验分析技术	韩 亮 (295)

双剪统一强度理论的 Rankine 主动土压力统一解.....	黄亚娟 赵均海 魏雪英 田文秀 (299)
空间主动土压力简化计算及参数分析.....	贾 萍 赵均海 冯红波 杨青顺 (303)
地下连续墙的空间非线性有限元分析.....	姜海军 陈英杰 毛德伟 (307)
固化土力学性能试验研究.....	李 兵 刘 弘 李永业 孙西欢 (311)
缓冲算子修正的单桩极限承载力的灰色预测.....	李 森 唐孟雄 陈树辉 (316)
非饱和土损伤模型与应用.....	李向东 罗晓辉 吴瑞麟 (321)
广州软土工程特性研究.....	梁令枝 童华炜 (327)
文克勒地基上弹性梁类型的判别方法研究.....	刘熙媛 郝春元 梁瑞琳 (332)
人工挖孔灌注桩施工的工艺分析.....	刘晓华 刘京红 赵文学 曹新潮 张彦中 (336)
任意形状埋置基础摇摆振动复合集总参数模型.....	刘志久 李慧剑 黎振兹 (340)
铁路单线隧道施工合理确定掌子面与支护距离问题的思考.....	宋顺德 (347)
双面加筋挡土墙的计算及其工程应用.....	苏 骏 余天庆 (351)
复合地基在南沙地基基础优化设计中的应用.....	苏克俭 张季超 江 毅 李丁辉 刘 波 (356)
既有铁路路基塌陷治理.....	孙国钧 (360)
城市隧道掘进对邻近环境影响的保护分析.....	孙宇坤 吴为义 (364)
碎石桩复合地基的抗液化研究.....	杨庆陶 魏剑伟 牛琪瑛 (368)
带肋筏板的无单元和有限元耦合方法.....	张建辉 余晓雅 (373)
挤扩支盘桩抗拔性能试验研究.....	张延庆 苑 辉 屈 展 高华东 (378)
地铁盾构对周围地下管线影响的研究现状与思考.....	吴为义 孙宇坤 (382)
水泥搅拌桩重力式挡土墙在基坑支护中的应用.....	郑昱晟 陈 燃 张季超 (386)
基于希尔挤出图的理想松散土地基极限承载力精确解.....	周桂阳 宰金珉 张树俊 (390)

5. 路桥、水工、港工、特种结构

钢管混凝土拱桥应用与研究最新进展.....	陈宝春 (395)
既有钢拱桥混凝土超声探测实例分析.....	邓洪亮 陈 玲 (399)
从动力学角度分析桥面铺装损坏的原因.....	方合雪 (403)
中山一桥设计计算分析.....	郭 静 童丽萍 (407)
大流量斜拉渡槽动力分析.....	郝文秀 徐 晓 王 蕾 (412)
高等级公路桥头跳车的成因分析及防治措施.....	黄 笑 (415)
某焦煤车间钢梁的耐撞性分析.....	贾宏伟 代学灵 (419)
子结构法在海洋平台疲劳可靠性研究中的应用.....	姜绍飞 吕啸斐 (423)
连续梁桥荷载横向分布的研究.....	姜震宇 杨小波 袁吉鸿 王克海 (428)
斜拉桥拉索安装亮化灯具的风致稳定性研究.....	李寿英 陈政清 (432)
基于 ANSYS 的公路钢桁架桥优化分析.....	李鑫奎 范 云 杨 刚 (436)
抛石防波堤堤内波浪运动的数值模拟.....	李增志 别社安 任增金 (440)
大跨径钢箱组合梁顶板混凝土浇筑施工工艺.....	刘 勇 卢向君 茹洪忠 (445)
大跨径混凝土梁桥的长期挠度实测分析.....	牛艳伟 石雪飞 阮 欣 (449)

浮放储罐三维地震反应有限元分析.....孙建刚 王 振 杜蓬娟 (453)

曲线桥弯扭振动的传递矩阵.....孙建鹏 李青宁 吕永高 刘士强 (457)

泼河大桥模态特性试验研究.....万 水 胡 洋 朱坤宁 (461)

胶粉改性沥青桥面防水层界面抗剪性能试验研究.....王 岚 邢永明 赵久敏 郭莹莹 (466)

基于碳化深度的水工混凝土构件耐久寿命分析.....王建泽 张俊芝 邹传仁 (470)

预制倒 T 截面组合箱形梁的抗弯性能研究.....王荣霞 郑 刚 李建军 (474)

火甲水库双重拱坝地震应力分析.....王志强 关荣光 燕柳斌 (480)

扁平钢箱梁横隔板施工阶段弹性翘曲分析.....卫 星 李 俊 强士中 (484)

基于正交试验思想有限元分析的水泥砼路面板角脱空判定方法研究.....吴瑞麟 彭前程 简晓波 (489)

1000kV 输电线路铁塔结构分析与试验研究.....夏开全 李茂华 李 峰 (494)

大跨径钢箱梁制作的精度控制.....卢向君 刘 勇 赵建波 (499)

桥梁振动辐射低频噪声的数值评估.....谢 旭 张 鹤 张治成 (503)

钢管混凝土拱桥徐变研究进展.....谢胜涛 (509)

人流量斜拉渡槽模态分析.....徐 晓 郝文秀 李红梅 (513)

FE-SBFE 在路面结构层模量反算中的应用.....徐海滨 张敏霞 褚怀宝 徐 平 (516)

路面体反射裂缝扩展过程的仿真模拟.....杨 刚 范 云 李鑫奎 (520)

关于使用半波正弦荷载代替集中力计算简支梁桥荷载横向分布的研究.....袁吉鸿 (525)

空腹式拱桥的车道荷载内力计算.....张 玥 (529)

经验法在钢管砼拱桥管节点疲劳寿命中的研究.....张家元 范文理 邓 海 丁望星 (534)

大跨度斜拉桥静风失稳形态分析及在 ANSYS 中的实现.....钟轶峰 胡晓伦 许宏兵 包修瑞 (539)

线性和非线性剪应变对钢梁临界弯矩的影响

陈树华, 陈力攀

(哈尔滨工程大学建筑工程学院 黑龙江 哈尔滨 150001)

摘要: 基于薄壁杆件的一般理论, 对偏离弯心且与主轴平行的荷载作用下的型钢梁进行了分析研究。根据能量变分原理建立加辽金方程, 求解得出其临界弯矩计算公式。在计算结构的应变能时, 既考虑杆件中面非线性剪应变的影响, 又考虑杆件中面线性剪应变的影响。采用 ANSYS 有限元程序的三维板壳单元 SHELL63, 对 6 根不同截面尺寸和偏心距的槽形钢梁进行模拟计算, 与所推公式结果对比分析, 验证了该临界弯矩公式的可行性。

关键词: 薄壁钢梁; 弯扭屈曲; 临界弯矩; 有限元分析

EFFECT OF LINEAR AND NONLINEAR SHEAR STRAIN ON CRITICAL MOMENT OF STEEL BEAM

CHEN Shuhua, CHEN Lipan

(School of Civil Engineering, Harbin Engineering University, Harbin 150001, China)

Abstract: On the basis of the general theory of thin-walled members, the steel beam under transverse loads which deviate the shear center but parallel to the main axis was analyzed. On the basis of energy variational principle, Galerkin equation for a critical moment formula was established. While calculating the structure's strain energy, the effects of nonlinear and linear shear strain of the member's middle section were considered. To validate the correctness of the formula, six channel section steel beams with different dimension and excursion had been imitated using the element SHELL63 in the program ANSYS. The critical moment was calculated and the results between theoretic analysis and numerical simulation were compared. The results showed that the formula is feasible.

Keyword: thin-walled steel beam; flexural-torsional buckling; critical moment; finite element analysis

对荷载偏离弯心且与主轴平行的受弯构件的临界弯矩, 基于能量变分原理给出近似公式, 是研究薄壁结构弹性稳定的一个重要方法^{[1]-[4]}。近似计算公式中无量纲参数的取值, 是由结构的应变能决定的。夏志斌等^[1]对于应变能的取值不考虑杆件中面剪应变的影响; 吕烈武^[2]对于应变能的取值考虑杆件中面非线性剪应变的影响。本文对偏离弯心且与主轴平行的荷载作用下的开口薄壁杆件, 同时考虑杆件中面非线性剪应变和中面线性剪应变的影响, 建立了临界弯矩公式。采用 ANSYS 有限元程序对槽形截面梁进行模拟计算, 与所推公式结果对比分析, 验证了临界弯矩公式的可行性。

1 考虑线性和非线性剪应变影响的临界弯矩公式

如图 1 所示的截面, 截面轴 x, y 分别为第一主轴及第二主轴, o 为截面的形心, c 为截面的剪心, $M(x, y, \omega)$ 为截面上的任意点, ω 是 M 点的扇性坐标。屈曲时, 剪心 c 有位移 (u, v, w) , 基于薄壁杆件的一般理论^{[5] [6]}, 任意点 M 的位移可表示为:

$$u_M = u - (y - y_0) \sin \theta - (x - x_0)(1 - \cos \theta) \quad (1)$$

作者简介: *陈树华(1954.5), 男, 黑龙江人, 教授, 主要从事结构工程研究 (E-mail: csh1954@126.com);

陈力攀(1979.3), 男, 广西人, 硕士, 主要从事结构工程研究。

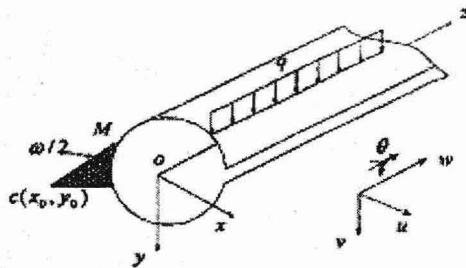


图1 截面主轴坐标系

Fig.1 reference frame of sectional principal axis

$$v_M = v + (x - x_0) \sin \theta - (y - y_0)(1 - \cos \theta) \quad (2)$$

$$w_M = w - x(u' \cos \theta + v' \sin \theta) - y(v' \cos \theta - u' \sin \theta) - \omega \theta' \quad (3)$$

若在线性理论基础上来探讨这个问题, 令 $\sin \theta = \theta, \cos \theta = 1$, 并

略去高阶微量, 可得到:

$$u_M = u - (y - y_0) \theta \quad (4)$$

$$v_M = v + (x - x_0) \theta \quad (5)$$

$$w_M = w - xu' - yv' - \omega \theta' \quad (6)$$

引入非线性应变张量, 大位移的 Green 应变张量为:

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} + \frac{\partial u_k}{\partial x_i} \frac{\partial u_k}{\partial x_j} \right) \quad (7)$$

对于薄壁杆元, 可简化为:

$$\varepsilon_z = w'_M + \frac{1}{2} ((u'_M)^2 + (v'_M)^2 + (w'_M)^2) \approx w'_M + \frac{1}{2} [(u'_M)^2 + (v'_M)^2] \quad (8)$$

$$\varepsilon_{xx} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial w_M}{\partial x} + \frac{\partial u_M}{\partial z} + \frac{\partial u_M}{\partial z} \frac{\partial u_M}{\partial x} + \frac{\partial v_M}{\partial z} \frac{\partial v_M}{\partial x} \right) \quad (9)$$

$$\varepsilon_{yy} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial w_M}{\partial y} + \frac{\partial v_M}{\partial z} + \frac{\partial u_M}{\partial z} \frac{\partial u_M}{\partial y} + \frac{\partial v_M}{\partial z} \frac{\partial v_M}{\partial y} \right) \quad (10)$$

$$\varepsilon_{yx} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_M}{\partial y} + \frac{\partial v_M}{\partial x} + \frac{\partial u_M}{\partial x} \frac{\partial u_M}{\partial y} + \frac{\partial v_M}{\partial x} \frac{\partial v_M}{\partial y} + \frac{\partial w_M}{\partial x} \frac{\partial w_M}{\partial y} \right) \quad (11)$$

作线性化处理, 令 $\sin \theta = \theta, \cos \theta = 1$, 略去一些高阶微量, 可以得到:

$$\varepsilon_z = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 \quad (12)$$

$$\varepsilon_{xx} = -\frac{1}{2} (y - y_0) \theta' \quad (13)$$

$$\varepsilon_{yy} = \frac{1}{2} (x - x_0) \theta' \quad (14)$$

$$\varepsilon_{yx} = -\frac{\theta^2}{2} (y - y_0)(x - x_0) \quad (15)$$

式中 $\varepsilon_1 = w' - x(u'' + v''\theta) - y(v'' - u''\theta) - \omega\theta''$; $\varepsilon_2 = \frac{1}{2} R^2 \theta'^2$; $R^2 = (x - x_0)^2 + (y - y_0)^2$ 。

引入弹性本构关系, 并注意到横向荷载作用下的钢梁轴力为零, 因此 $w' = 0$, 得到屈曲失稳时应力为:

$$\sigma_z = E(-x(u'' + v''\theta) - y(v'' - u''\theta) - \omega\theta'' + \frac{1}{2} R^2 \theta'^2) \quad (16)$$

$$\sigma_x = -\frac{1}{2} G(y - y_0) \theta' \quad (17)$$

$$\sigma_{yx} = -\frac{G\theta^2}{2}(y-y_0)(x-x_0) \quad (19)$$

绕 x 轴弯矩 M_x ，对全截面积分，有：

$$M_x = \int_A -Ev''y^2 dA = -EI_x v'' \quad (20)$$

绕 y 轴弯矩 M_y ，对全截面积分，有：

$$M_y = -\int_A -Eu''x^2 dA = EI_y u'' \quad (21)$$

对截面扭矩 M_K ，对全截面积分，有：

$$M_K = \int_A (\sigma_{zy}(x-x_0) - \sigma_{zx}(y-y_0)) dA = GI_t \theta' \quad (22)$$

对截面双力矩 B_w ，对全截面积分，有：

$$B_w = -\int_A \sigma_z \omega dA = EI_w \theta'' \quad (23)$$

以上为常见的内力要素，下一项内力要素，我们称之为高阶应力项 M_R ，定义如下：

$$M_R = \frac{1}{2\beta_y} \int_A \sigma_z R^2 dA = -EI_x v'' = M_x \quad (24)$$

计算结构的应变能时，既考虑杆件中面非线性剪应变，又考虑杆件中面线性剪应变的影响。对于 δU ，有：

$$\delta U = \int_V (\sigma_z \delta \varepsilon_z + 2\sigma_{zx} \delta \varepsilon_{zx} + 2\sigma_{zy} \delta \varepsilon_{zy} + 2\sigma_{yx} \delta \varepsilon_{yx}) dV \quad (25)$$

将式 (12) ~ (19) 代入式 (25)，并利用式 (20) ~ (24)，将之改写为截面内力表达的形式，有：

$$\delta U = \frac{1}{2} \int_L \delta [EI_y u''^2 + EI_w \theta''^2 + GI_t \theta'^2] dz + \int_L [\delta (M_x u'' \theta) + \delta (M_x \beta_y \theta'^2)] dz \quad (26)$$

在得到式 (26) 的过程中，按梁侧扭屈曲的基本状态，略去了与变位 v 有关的项。根据式 (26)，再考虑横向荷载作用的外力功，可得梁侧扭屈曲时的总势能 Π 的变化为：

$$\begin{aligned} \delta \Pi = & \frac{1}{2} \int_L \delta [EI_y u''^2 + EI_w \theta''^2 + GI_t \theta'^2] dz + \int_L [\delta (M_x u'' \theta) + \delta (M_x \beta_y \theta'^2)] dz - \\ & \frac{1}{2} \left(\int_L qa \delta \theta^2 dz + \sum_{n=1}^m P_n a_n \delta \theta_n^2 \right) - \left(\int_L qe \delta \theta dz + \sum_{n=1}^m P_n e \delta \theta_n \right) \end{aligned} \quad (27)$$

根据能量变分原理，由变分法可得中性平衡微分方程：

$$EI_y u^{IV} + (M_x \theta)'' = 0 \quad (28)$$

$$EI_w \theta^{IV} - (GI_t + 2M_x \beta_y) \theta'' - 2M_x' \beta_y \theta' + M_x u'' - qa \theta - qe = 0 \quad (29)$$

注意到式 (28) 是一个常微分方程，我们求解该方程，将式 (28) 积分两次得：

$$EI_y u'' + M_x \theta = Cz + D \quad (30)$$

当为均布荷载作用下的简支梁时，根据边界条件，在 $z=0$ 和 $z=l$ 处， $u=u''=\theta=\theta''=0$ ，可得

$C=D=0$ 。因此 $u'' = -\frac{M_x \theta}{EI_y}$ ，代入式 (29)，得：

$$EI_w \theta^{IV} - (GI_t + 2M_x \beta_y) \theta'' - 2M_x' \beta_y \theta' + \frac{M_x \theta}{EI_y} - qa \theta - qe = 0 \quad (31)$$

对于简支梁，假设位移函数 $\theta = \theta_0 \cos \frac{\pi z}{l}$ ，该函数能满足所有边界条件。本文只对跨中集中荷载作用的情形进行研究。将集中荷载 P 看作在微段 Δz 范围内的均布荷载，这时有 $\lim_{\Delta z \rightarrow 0} q \Delta z = P$ 。跨度中央受集中荷载作用的简支梁，跨中最大弯矩 $M_0 = \frac{Pl}{4}$ ，右半跨任意截面的弯矩为 $M_x = \frac{P}{2}(\frac{l}{2} - z) = \frac{2M_0}{l}(\frac{l}{2} - z)$ 。

中荷载作用的简支梁，跨中最大弯矩 $M_0 = \frac{Pl}{4}$ ，右半跨任意截面的弯矩为 $M_x = \frac{P}{2}(\frac{l}{2} - z) = \frac{2M_0}{l}(\frac{l}{2} - z)$ 。

将位移函数 $\theta = \theta_0 \cos \frac{\pi z}{l}$ 代入式 (30) 中得加辽金方程为：

$$\begin{aligned} & 2 \int_0^{\frac{l}{2}} \theta_0 \left[\left(\frac{\pi}{l} \right)^4 EI_w \cos \frac{\pi z}{l} + \left(\frac{\pi}{l} \right)^2 GI_t \cos \frac{\pi z}{l} + \frac{4M_0 \beta_y}{l} \left(\frac{\pi}{l} \right)^2 \left(\frac{l}{2} - z \right) \cos \frac{\pi z}{l} \right] \cos \frac{\pi z}{l} dz - \\ & 2 \int_0^{\frac{l}{2}} \theta_0 \left[\frac{4M_0 \beta_y}{l} \frac{\pi}{l} \sin \frac{\pi z}{l} + \frac{4M_0^2}{EI_y l^2} \left(\frac{l}{2} - z \right)^2 \cos \frac{\pi z}{l} \right] \cos \frac{\pi z}{l} dz - \\ & \lim_{\Delta z \rightarrow 0} \int_0^{\Delta z} qa \cos^2 \frac{\pi z}{l} \theta_0 dz - \lim_{\Delta z \rightarrow 0} \int_0^{\Delta z} qe \cos \frac{\pi z}{l} \theta_0 dz = 0 \end{aligned} \tag{32}$$

求解得荷载偏离弯心但与主轴平行的受弯构件的临界弯矩计算公式：

$$M_{cr} = 1.36 \frac{\pi^2 EI_y}{l^2} \left\{ -0.55(a+e) + 0.41\beta_y + \sqrt{[-0.55(a+e) + 0.41\beta_y]^2 + \frac{I_w}{I_y} \left(1 + \frac{GI_t l^2}{\pi^2 EI_w} \right)} \right\} \tag{33}$$

2 临界弯矩公式的验证

为了验证公式 (33) 是否正确，我们采用板壳理论来模拟六根不同截面尺寸和 e 值的槽形截面钢梁（表 1）。钢梁的受力如图 2 所示。材料弹性模量 $E = 2.06 \times 10^{11} \text{ N/m}^2$ ，泊松比 $\nu = 0.3$ 。

2.1 有限元模型单元的选取

用 ANSYS 通用有限元程序的三维板壳单元 shell63 来建模。三维板壳单元 shell63 是一个用四个三角形单元拼接，消除内节点形成的四节点板单元，在板弯曲变形上采用了经典的 Kirchhoff 直法线假定，它引入了非线性应变张量：大位移的 Green 应变张量。

表 1 槽钢截面尺寸和偏心距 e 值 (mm)

Table 1 dimension and excursion of channel section steel beam (mm)

序号	b	h	t	e
1	60	160	3.5	34.3
2	60	160	3.0	34.4
3	50	140	3.5	27.8
4	50	140	3.0	28.1
5	40	120	3.0	21.8
6	40	120	2.5	22.1

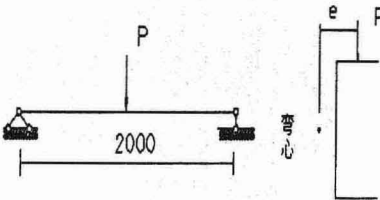


图 2 钢梁受力图

Fig.2 load of steel beam

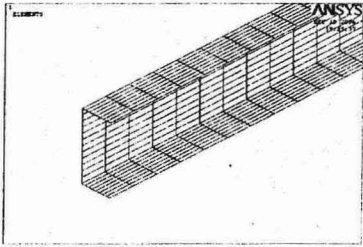


图 3 壳元模型

Fig.3 model of shell element

2.2 单元划分情况

采用映像划分，映像划分允许用户将模型分成几个简单的部分，然后选择合适的单元属性和网格控制，生成映像网格。翼缘沿宽度方向为 8 个，腹板沿高度方向为 12 个，沿长度方向为 40 个（图 3）。

2.3 边界条件的处理

简支梁的边界满足三个条件：端部平面内外变位为 0， $u(0)=u(l)=0$ ， $v(0)=v(l)=0$ ；端部没有扭转， $\theta(0)=\theta(l)=0$ ；端部可以自由翘曲， $\theta''(0)=\theta''(l)=0$ 。

表 2 梁数值计算结果与梁理论计算公式结果对比

Table 2 contrast between the result of theoretic formula and digital calculation

截面号	ANSYS 解 M_0 (k N.m)	理论解 M_1 (k N.m)	误差 $ (M_1 - M_0) / M_0 $ (%)
1	8.033	7.813	2.74
2	6.668	6.461	3.01
3	5.026	4.922	2.08
4	3.465	3.388	2.22
5	2.371	2.315	2.36
6	1.729	1.699	1.74

2.4 理论解与 ANSYS 解的对比

我们将式 (33) 解与 ANSYS 解作一个对比，结果见表 2。从表中的结果看，对于不同截面钢梁，理论解与 ANSYS 解的符合较好。

3 结语

本文基于薄壁杆件的一般理论，推导出了荷载偏离弯心但与主轴平行的受弯构件的临界弯矩公式。采用 ANSYS 有限元程序的三维板壳单元 SHELL63 模拟 6 根不同截面尺寸和偏心距的槽形钢梁，计算出其临界弯矩，将数值计算结果与理论公式结果进行对比，表明两者吻合较好，验证了所推临界弯矩公式的可行性，可为工程设计参考。

参考文献

[1] 夏志斌, 潘有昌. 结构稳定理论[M]. 北京: 高等教育出版社, 1988.

[2] 吕烈武, 沈世钊. 钢结构构件稳定理论[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1983.

[3] 陈骥. 钢结构稳定理论与设计[M]. 北京: 科学出版社, 2001.

[4] 郭耀杰, 方山峰. 钢结构构件弯扭屈曲问题的计算和分析[J]. 建筑结构学报, 1990, 11 (3) :38~43.

[5] HR Ronagh, MA Bradford, MM Attard. Nonlinear analysis of thin-walled members of variable cross-section part I, Theory[J]. Computers and Structures, 2000, 77:285~299.

[6] F Mohri, L Azrar, M potier-Ferry. Flexural-torsional post-buckling analysis of thin-walled elements with open sections[J]. Thin-walled Structure, 2001, 39:907~938.

装配整体式框架梁柱节点的试验研究

杜春光*, 程文灏, 罗青儿, 荣强

(东南大学混凝土与预应力混凝土结构教育部重点实验室, 江苏 南京 210096)

摘要: 介绍了一个现浇, 一个装配整体式的两个相同的中柱框架节点拟静力加载试验, 研究分析了两种节点的承载力、破坏形式、滞回曲线、延性和耗能能力。研究表明, 装配整体式框架梁柱节点与现浇框架节点受力性能是基本相似的, 节点核心区没有出现裂缝, 框架的受剪承载力也是得到保证的, 说明采用齿槽连接方式是可靠的, 有很好的抗震性能, 其开裂及极限荷载要稍小于现浇节点; 梁的主筋采用滚轧直螺纹的钢筋连接方式是可行的, 拼装是方便的。研究还表明, 在考虑框架梁承受负弯矩的受弯承载力时, 应计及楼板中的钢筋的贡献。

关键词: 装配整体式; 框架节点; 受力性能; 齿槽连接; 抗震性能

1 试验概况

1.1 试件

试件为 2 个相同的中柱框架节点, 一个是现浇的, 编号 J1; 另一个是装配整体式的, 编号 J2, 见图 1。在试件 J2 中, 长跨方向的梁是装配的, 短跨方向的梁是与柱一起浇注的, 但楼板是后浇的。在试件 J2 中, 长跨方向要拼装的梁, 其梁底正钢筋为 2 Φ 16, 其中 1 根伸出梁端 180mm, 另 1 根伸出梁端 150mm, 梁的负钢筋为 3 Φ 16, 中间 1 根伸出梁端 100mm, 2 根边筋伸出梁端 150mm。试件 J2 的楼板配筋与 J1 的相同, 梁柱接头采用齿槽式接头, 接头长度为 300mm, 接头区的 5 Φ 16 都采用滚轧直螺纹钢筋连接接头。浇筑预制构件时用钢筋定位板固定纵向钢筋的位置以方便拼装。安装梁时, 采用紧箍在柱上的钢支托作为梁端的临时支承。

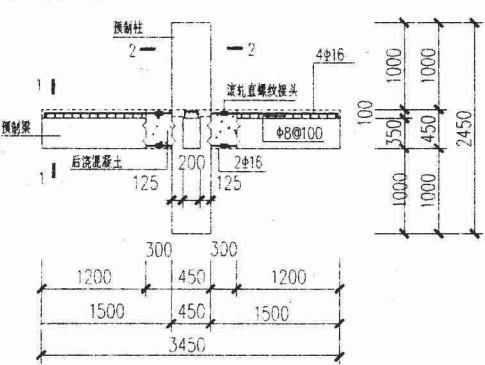


图 1(a) 装配节点正立面

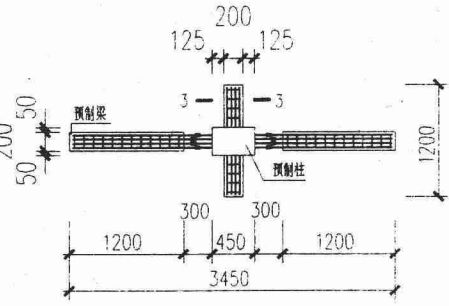


图 1(b) 装配节点拼装平面图

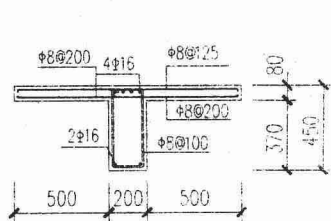


图 1(c) 1-1 剖面图

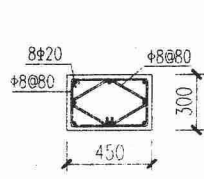


图 1(d) 2-2 剖面图

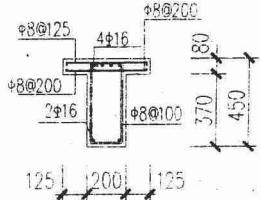


图 1(e) 3-3 剖面图

作者简介: *杜春光(1983), 男, 江苏南通人, 硕士生, 主要从事结构抗震方向的研究(E-mail: deg99@126.com);

程文灏(1936), 男, 浙江平湖, 教授, 博士生导师, 主要从事结构抗震方向的研究;

罗青儿(1976), 男, 江西樟树人, 博士生, 主要从事结构抗震方向的研究;

荣强(1975), 男, 山东烟台人, 博士生, 主要从事结构抗震方向的研究。

1.2 加载

试验加载装置如图 2 所示。节点柱顶用油压千斤顶预先施加 760kN 竖向荷载（轴压比试验值 0.4），试验过程中此值保持不变。试验前，先在节点两侧的梁端同时施加 5kN 的竖向荷载，并循环一次以检测所有试验设备。是否工作正常，待一切正常之后，方可进入正式的试验。试验过程中以节点外侧梁下部受拉、内侧梁上部受拉时为正，相反则为负。在梁的钢筋屈服前，以荷载控制施加梁端的竖向力，钢筋屈服后，改用位移控制加载。加载制度如图 3 所示。图中 Δ_y 为钢筋屈服时的梁端竖向位移值。

2 主要试验结果

2.1 受力全过程

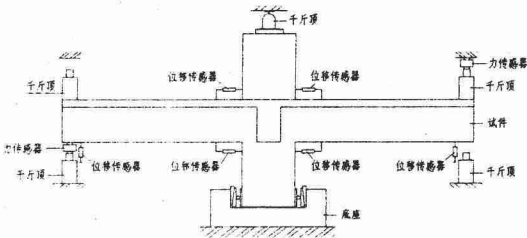


图 2 加载装置

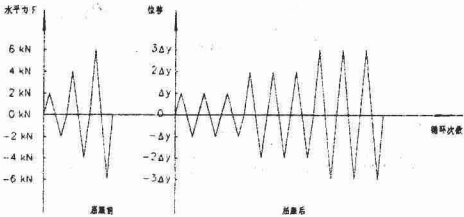


图 3 加载制度

试验表明，从开始加载到最终破坏，试件的受力过程可大致分为三个阶段，即未裂阶段、开裂阶段及破坏阶段。

试件 J1: 当梁端竖向荷载低于 30kN 时，试件上无裂缝出现，梁端荷载及梁端位移呈线性关系。梁端竖向荷载达到 30kN 时，内侧梁在接头区近柱端底部出现第一条竖向微裂缝；+36kN 时，沿外侧梁在与柱相接处的梁底也出现竖向裂缝；加载至 -48kN 时，应变仪记录显示梁底钢筋屈服，这时梁端屈服位移 $\Delta_y = 8\text{ mm}$ ，不过此时梁上的裂缝也不是很多，且都出现在靠近节点核心区梁端，其最大裂缝宽 1.0mm，节点核心区没有裂缝开展。此后改为位移控制加载， $1\Delta_y$ 时，梁上的裂缝变化不大；至 $2\Delta_y$ 时两侧梁及板上开始大量出现裂缝， $-2\Delta_y$ 时，内侧梁梁端位移持续增大，且无法控制，此时改为只在外侧梁梁端加载； $3\Delta_y$ 时，有更多新的裂缝出现，尤其是在板上，裂缝甚至开展到距节点核心区的 2/3 跨度处；此后直至加载至 $5\Delta_y$ ，都较少有新的裂缝出现，至 $5\Delta_y$ 时外侧梁上部负钢筋屈服，梁端竖向位移骤增，接着外侧梁底混凝土出现压碎现象，试件破坏停止加载。节点破坏时的裂缝分布如图 4（a）所示。

试件 J2: 当梁端竖向荷载低于 24kN 时，试件上无裂缝出现，梁端荷载及梁端位移呈线性关系。当梁端竖向荷载达到 +24kN 时，外侧梁的接头区内梁底出现第一条竖向微裂缝；+28kN 时，外侧梁接头区又出现新的竖向裂缝；-28kN 时，内侧梁出现第一条竖向微裂缝；+34kN 时，第一道竖向微裂缝宽度达到 0.55mm；+38kN 时，应变仪记录显示外侧梁底部钢筋屈服，此时两侧梁端最大位移的平均值约为 7mm，故取 $\Delta_y = 7\text{ mm}$ ，此时无论是外侧还是内侧梁其底部裂缝都不太多，但已有的裂缝都相对较宽，最宽的达到 1.2mm。此后改为位移加载，当取 $-\Delta_y$ 加载时，外侧梁顶在接头区出现受拉裂缝，缝宽 0.9mm；

+2 Δ_y 时, 内侧梁顶在接头区出现受拉微裂缝; -2 Δ_y 时, 内侧梁底部钢筋有一根钢筋在接头处拉脱, 此后改为单独在外侧梁加载; 直至 5 Δ_y 时, 外侧梁顶的负钢筋屈服, 荷载不再增长而梁端位移持续加大, 可以认为其承载力已耗尽, 停止加载。其破坏裂缝分布如图 4(b) 所示。

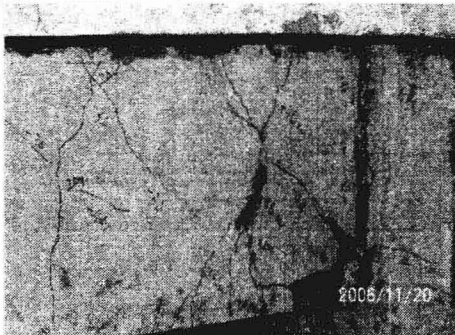


图 4(a) 试件 J1 梁根部裂缝分布



图 4(b) 试件 J2 梁接头区裂缝分

2.2 开裂、屈服时的梁端竖向力以及梁端截面受弯承载力 (见表 1)

表 1 梁端截面受弯承载力

试件	开裂荷载 (kN)	屈服荷载 (kN)	梁端截面承载力极限荷载 (kN · m)	
			负弯矩	正弯矩
J1	30	48	171.6	69.6
J2	24	38	153.6	74.4

2.3 滞回曲线和骨架曲线 (外侧梁)

试件 J1、J2 的滞回曲线分别如图 5 (a)、(b) 所示。从图 5 可以看出, 装配整体式节点具有和现浇节点相似的特点。开裂前, 荷载一位移曲线表现为线性关系, 开裂后, 随着裂缝的不断开展, 试件的刚度逐渐下降, 荷载位移一曲线开始倾斜, 滞回环的面积增大, 表明试件已经进入弹塑性阶段; 在以位移控制加载的三次循环中, 以第一次循环时的荷载较大, 而后两次都有一定程度的下降, 但下降幅度不是太大, 主要原因是因为第一次循环加载时有新的裂缝开展, 而后两次循环只是在也有的裂缝上发展而已。

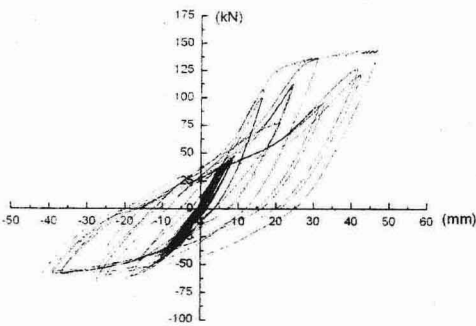


图 5(a) 试件 J1 的滞回曲线

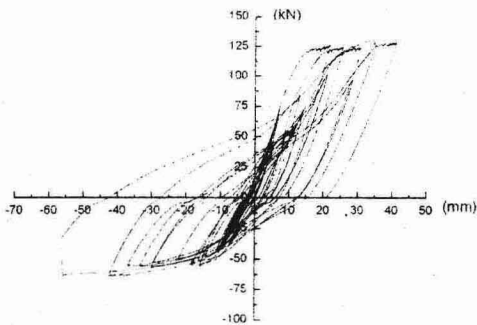


图 5(b) 试件 J2 的滞回曲线

滞回曲线的外包络线称为骨架曲线, 它反映了试件在低周反复荷载作用下的开裂荷载、极限荷载及延性等性能指标, 试件 J1、J2 的骨架曲线示于图 6。从图 6 可以看出, 装配整体式节点 (J2) 与现浇节点 (J1) 的骨架曲线类似, 现浇节点承受负弯矩的承载力稍大于装配整体式节点, 而承受正弯矩的承载力两者基本

相同。

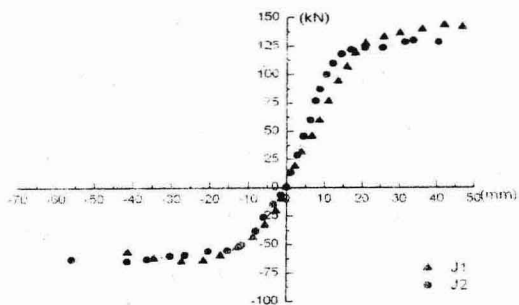


图 6 骨架曲线

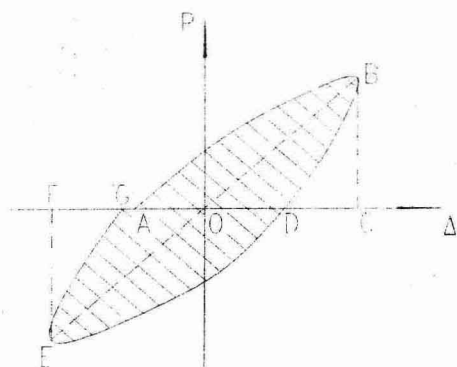


图 7 滞回曲线所包围的面积

2.4 延性

从节点梁端位移的滞回曲线及骨架曲线可以看出, J1 及 J2 都具有较好的变形及耗能能力。本文中用极限位移 Δ_u 与屈服位移 Δ_y 的比值来表示节点的梁端位移延性系数 μ_Δ 。

试验结果表明,无论是现浇节点(J1)还是装配整体式节点(J2),其延性系数均大于4,试验过程中由于位移计量程有限的缘故,梁端屈服后只做到了 $5\Delta_y$,实际上,此时梁端的荷载只是达到了极限,但却未下降到极限荷载的85%以下,因此,若以85%的极限荷载所对应的位移来计算节点梁端的位移延性系数的话,只能是大于5。

2.5 耗能能力

能量耗散能力一般以滞回曲线所包围的面积来衡量, 见图 7。而实际应用过程中, 众多研究者均采用等效粘滞阻尼系数 h_e 来衡量试件的耗能能力。J1 及 J2 的 h_e 计算值见表 2 所示。

表2 h_i 计算值

试 件	等效粘滞阻尼系数 h_e	
	屈 服	极 限
装配整体式节点 (J2)	0.12	0.26
现浇节点 (J1)	0.08	0.16
备 注	所计算的等效粘滞阻尼系数均相对于外侧梁而言, 屈服指的是以位移控制加载第一次循环。	

3 承载力分析

(1) 正弯矩承载力

理论计算值:

$$M_u = f_y' A_s \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) = 409.3 \times 402.2 \times (417 - 3.59) = 68.05 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$