

ISSN1000 - 4750

《工程力学》增刊 CODEN GOLIEB

CN11 - 2595/O3

第八届 全国结构工程学术会议 论文集

第Ⅲ卷

PROCEEDINGS OF THE EIGHTH NATIONAL CONFERENCE ON
STRUCTURAL ENGINEERING

Vol.Ⅲ

ISSN 1000-4750



9 771000 475006

中国 昆明
KUNMING, CHINA

10.22~10.25,1999

第III卷目录

六、结构、桥隧、道路、水工

偏心支撑钢框架分析中的几个问题	(001)
钢结构桥墩的二阶分析	(007)
大跨度钢斜拉桥列车走行性研究	(015)
龄期对围堰塑性混凝土防渗墙的影响	(021)
昭平台水库闸墩裂缝分析	李鹏辉 周鸿均 赵大伟 刘光廷 (026)
钢结构节点脆性破坏分析	赵大伟 石永久 (032)
大坝底孔预应力结构分析	李九红 崔晓玲 简 政 杨菊生 (038)
水电站蜗壳结构比较研究	李九红 孙 静 朱轶韵 杨菊生 (044)
用六面体和五面体自适应单元分析拱坝	张雪虎 陈祖坪 (051)
高层钢框架梁柱节点连接类型的判定分析	郭晓宁 王松涛 陈向东 魏 钢 (059)
大跨度预应力混凝土斜拉桥的空间非线性分析	石现峰 梁志广 李建中 (064)
岩石大桥施工过程中的几何非线性分析	梁志广 柯在田 李建中 (069)
大跨度混凝土桥梁的刚度研究	宁晓骏 叶燎原 (074)
高速铁路桥墩横向刚度的初步研究	宁晓骏 周亦唐 强士中 (079)
碾压混凝土重力坝温控仿真计算与分析	张富德 李鹏辉 岳 斌 (083)
斜拉索线型的延拓法分析与设计	魏建东 刘山洪 赵人达 (089)
三峡大坝横缝灌浆后孔口应力分析	章 青 卓家寿 邵国建 (095)
混凝土桥梁梁部结构裂缝综述	李少波 (100)
不等高支承柔索的荷载行为	童森林 (107)
悬索桥空索状态分析	童森林 (112)
薄壁钢拱壳极限承载力的分析比较及措施改进	潘 轶 徐国彬 (118)
薄壁钢拱壳结构的剪滞效应分析	欧阳潞 徐国彬 (125)
钢管混凝土拱桥对混凝土性能的要求	吴小英 彭 卫 (130)
钢管砼拱桥混凝土灌注次序的研究	陈云峰 陈 岩 彭 卫 (134)
水泥砼路面初期裂缝原因分析及预防措施	陈一富 樊铭京 张庆宝 (138)
水泥砼道面温度梯度的概率特性	邵式亮 迟维胜 邓成刚 (142)
低建筑高度钢桁梁设计中的两个问题	曾小怀 (148)
不等宽 T 型方管节点性能的有限元分析	武振宇 张耀春 谭慧光 (154)
层布式钢纤维混凝土路面设计研究	卢哲安 陈军明 任志刚 陈应波 (159)
武黄高等级公路钢纤维混凝土修复桥面板应用研究	卢哲安 杨星云 陈应波 袁 军 (164)
由广义正交多项式函数逼近法识别桥上移动载荷	满洪高 袁向荣 高勇利 卜建清 (169)
预应力混凝土弯梁桥悬臂施工线型控制	孙学先 刘凤奎 周世军 (175)
“Y”型板式桥墩帽梁分析计算	张俊平 黄道沸 陈亚新 (181)

渡水管道桥角位移控制	许德庆 (185)
某厂四楼接层钢结构屋架倒塌事故分析	王元清 (193)
门式刚架轻型钢结构工业厂房结构设计与研究	王元清 王春光 袁英战 (197)
预应力混凝土试验路面研究	张 晋 郭宏定 (202)
钢管砼拱桥抗风稳定性节段模型风洞实验和计算分析	汪至刚 何 建 孙炳楠 楼文娟 俞宪民 (208)
芜湖公铁两用长江大桥受压区桁梁结合梁试验研究成果简介	叶梅新 侯文崎 (214)
大跨度钢砼结合梁桥拖拉法施工技术研究	王道斌 李 华 陈天民 连文博 (220)
钢管混凝土拱桥设计与发展	周水兴 李 炎 (225)
一种新型无缝线路的结构设计	李海燕 杜彦良 (230)
桥面铺装层弯曲正应力分析	王 虎 胡长顺 王秉纲 (235)
曲梁桥有限条法应用讨论	李运光 周建宾 宋娃丽 (239)
球型拉压测力支座研究设计	冯东瀛 冯克敏 高 征 (244)
斜拉桥的受力特征分析	李 乔 (250)
拖拉法就位桁梁式架桥机的设计与施工	侯卫红 蔡红生 (255)
引额济克工程西干渠结构及水力学试验研究	侍克斌 刘后森 邱秀云 热依拉 (261)
真武山隧道渗流场边界元有限元耦合分析	姜孝谟 袁 勇 张 权 杜国华 (267)
隧道防水技术综述	袁 勇 姜孝谟 周 欣 周家明 李祖伟 (272)
柔性连接钢框架 P- Δ 效应的简化计算	徐伟良 蒋 茜 (279)
上承式钢管砼拱桥的计算分析	王孝国 张晓燕 (285)
燃气爆炸钢筋混凝土大板结构节点构造	叶 宏 崔京浩 (292)
燃气爆炸混凝土空心砌体结构节点构造	叶 宏 崔京浩 (297)
高速公路声屏障设计方法	沈 毅 李聚轩 (302)
刚构、钢管拱桥在深谷铁路中应用探讨	薛照钧 (306)
三峡工程左非 18 [#] 排沙孔坝段结构优化及孔口应力研究	杨幼萍 何英杰 (312)
落锤式弯沉仪在桥梁评价中的应用	李友好 蔡迎春 王复明 乐金朝 (318)
引黄工程过河段给水钢管计算实例分析	李 宏 周 茜 (323)
山区公路桥结构设计方案比选优化与变更	陈 荣 陈培健 (328)
斜拉桥桥索张力检测理论与实验研究	王代华 刘建胜 (334)
悬索桥索鞍理论位置的精确计算	唐茂林 强士中 宁晓骏 (339)
曲线梁桥弯曲和扭转刚度对车桥耦合振动的影响	何发礼 宁晓骏 李 乔 (345)
广州丫髻沙大桥竖转施工阶段计算分析	宁德飏 巫惠斌 王孝国 李晓渝 (351)
列车~曲线梁桥耦合振动的车辆模型研究	何发礼 宁晓骏 李 乔 (356)
提高大跨悬索桥气动稳定性的控制措施	刘 高 周述华 强士中 (361)
梁式桥高墩的减震设计方法	李 睿 董 明 宁晓骏 (367)

七、动力、稳定

有缝重力坝-地基系统地震反应分析方法	涂 劲 杜修力 陈厚群 (373)
高速铁路抗震设防问题	王大庆 谢 楠 陈英俊 (380)
散货船槽型横舱壁的屈曲后屈曲计算	姚振汉 袁卫锋 (386)
初始缺陷对冷弯薄壁卷边槽钢梁局部相关屈曲的影响	陶 忠 陈绍蕃 (392)
充满液体的薄壁圆柱壳轴向冲击屈曲实验研究	雷建平 张善元 (399)
TMD 系统在单层球壳振动控制中的适用性分析	叶继红 陈月明 沈世钊 (403)
减震耗能外套增层结构的受力分析	傅向荣 龙驭球 (410)
“大震”作用下底部两层框架抗震墙砖房弹塑性位移反应分析	高小旺 王 菁 肖 伟 孟 钢 王金妹 (415)
地震作用下钢筋混凝土框架结构的动力计算	崔玉红 聂永安 严宗达 吴国有 (421)
均匀外压下整流罩的稳定性特性分析计算	黄劲松 曾广武 (427)
铁路桥梁隔震体系振动台试验研究简介	张俊平 闫维明 周福霖 廖蜀樵 顾玉龙 (432)
钢-混凝土核心筒组合结构抗震性能研究	刘 英 王松涛 赵 均 蔡益燕 (439)
大跨度高墩连续梁车桥动力响应分析	刘世忠 强士中 (444)
多层钢框架柱的整体稳定分析	宋 康 张其林 沈祖炎 (450)
建筑结构非线性地震反应的 Δt 最优采样预测控制	江 建 邹银生 何放龙 (456)
薄壁板组结构局部相关屈曲的泡函数有限条分析	高轩能 邹银生 周绪红 (462)
充液管道流固耦合的对称位移模型	杨 柯 张立翔 李桂青 (467)
板壳结构动力响应的随机有限元分析	雷震宇 陈 虬 (473)
古代砖塔有限元分析	阎 旭 魏德敏 (478)
弹性地基梁动力响应分析的新方法	黄伟江 余 勇 潘小强 罗 恩 (484)
阵风场中桥梁结构的风荷载	蒋永林 强士中 单德山 (489)
大跨度桥梁桥址处随机风场的模拟	罗 雄 奚绍中 (494)
网壳结构的动力分析	龚景海 刘锡良 邱国志 (500)
燃爆作用下板的动力响应分析	郭文军 崔京浩 江见鲸 (505)
复杂结构的抗震可靠度分析	丁光莹 李 杰 (510)
铅垂井段钻柱(铰-固模型)的静力屈曲	焦永树 蔡宗熙 严宗达 (517)
GIS 在城市抗震防灾规划中的应用	杨 昆 叶燎原 缪 升 龚振文 (522)
受偏压作用薄壁结构的稳定分析	王书纯 辛克贵 (527)
国际上主要抗震规范的设计反应谱比较	郭子雄 吕西林 (538)
混凝土板在弹体冲击下的响应试验与数值模拟	沈成康 吴建成 翁智远 赵永言 (545)
横观各向同性层状弹性体振动解中的特征值问题	陈 镭 薛松涛 唐和生 陈 军 (552)
水平地震激励时弹性半空间上的薄扁壳基础的非线性动力响应	范家参 (557)
混凝土偏压柱非线性分析及承载力的研究	徐哲诣 何放龙 (567)
化爆荷载作用下波纹钢集装箱结构受力分析	胡金华 秦有权 孙仁帅 (577)
梁冲击动荷系数的研究	张新占 吉桂梅 (583)

加肋圆柱曲板的临界载荷	张新占 郝宪武 (588)
脉动风速曲线的计算机仿真	欧阳潞 徐国彬 (593)
基底隔震结构的直接能量法	刘 平 (598)
考虑重力条件下变截面圆形薄壁压杆的弹性稳定计算	褚衍东 吴亚平 (604)
高层轻板框架抗震性能试验研究	谢 强 薛松涛 陈 镨 姚谦峰 王清敏 (609)
砌体复合隔震体系研究	杨树标 (615)
刚架桥在地震作用下动力放大系数研究	齐国红 阎贵平 (619)
基于状态空间的能量变分法在板的自然频率求解中的应用	刘宏欣 程文灏 范家让 盛宏玉 (625)
阶梯形变截面柱式墩的稳定计算	赵灿晖 刘日圣 (630)
蜂窝夹层板自由振动参数影响分析及实验研究	石亦平 韩 兰 刘群利 关世伟 (635)
结构振型最优控制系统的时滞稳定性	李春祥 (642)
高速铁路路基振动传播的研究	于新杰 张鸿儒 (647)
南京长江沉管隧道竖井动力稳定性分析	于新杰 张鸿儒 刘维宁 (652)
计算机辅助结构振动控制设计仿真系统	吴彦文 瞿伟廉 刘 方 (658)
结构振动主动控制中时迟的影响与解决	吴彦文 刘 方 瞿伟廉 (664)
土基上坞式闸室结构的动力特性研究	陶桂兰 朱召泉 (670)
中国建筑文化中心振动台试验研究	熊 伟 施卫星 徐 磊 (675)
大跨连续梁桥在空间变化地震动下的响应	刘洪兵 朱 晞 (683)
径向变厚度圆板在均布压力作用下的屈曲	向天宇 郑建军 周欣竹 侯典杰 邵 林 (688)
基于模态分析的线性二次最优减震控制	王克海 朱 晞 (692)
大跨度连续刚构桥的地震反应研究	虞庐松 全 华 徐永利 (697)
高层框架结构填充墙中的抗震斜柱	杨治林 (702)
PC 简支梁桥墩承受列车制动力的动力分析	李宏年 陈丹华 (707)
高层钢-砼混合结构弹塑性地震反应分析模型及研究现状	周向明 李国强 (712)
多维地震波作用下高耸结构的动力响应分析	赵云峰 陈清军 庄汝云 (718)
大跨度结构风振计算	丁成辉 周向群 赵锡钱 (723)
钢框架-混凝土筒结构阻尼实用计算方法	廖晓璐 王松涛 陈向东 (729)
高层建筑结构风振力上限	张艳红 魏 力 崔江余 (734)
推力桩动力响应的计算	蔡 婧 吴恒立 (741)
平面薄壁曲箱梁的振动分析	单德山 李 乔 蒋永林 (747)
空间变化的地震作用下单层厂房的横向振动	关世伟 屈铁军 黄 冶 (753)
高边坡砼护栏设计参数的估计	丁 桦 黄婉莉 (759)
大应变状态下的地基与结构系统的动力分析	赵东拂 唐晓微 傅炳忠 (765)
钢筋混凝土带暗支撑剪力墙抗震承载力研究	曹万林 刘建民 田宝发 高树军 胡国振 (770)
反应变位法在区间隧道抗震设计中的应用	曾德顺 奚爱华 章国忠 (774)
多频激励下滞后非线性悬挂受电弓的亚谐共振	陈恩利 杨绍普 袁向荣 (779)
利用傅立叶级数对压弯构件进行弹性稳定分析	叶 健 陈扬骥 (785)

高层筒体工业建筑结构动力特性的空间分析	侯丰泽 蔡江勇 蒋沧如 王克显 陈彦明	(791)
简支梁桥横桥向振动计算图式讨论	王春芬 陈兴冲	(796)
采用不同隔震支座时桥梁隔震性能的比较	陈兴冲	(800)
权函数矩阵取值对结构主动抗震控制参数的影响研究	王根会 朱 晞	(806)
基于动力响应的结构动力修改方法	卜建清 满洪高 袁向荣	(812)
圆板在冲击载荷下的大挠度塑性动力响应	于政文 张春雨 王晓东	(818)
圆形刀盘机构的动态设计	肖来元 杨家军	(824)
MALAMPAYA 石油平台抗震设计	黄吉奇 邓 东	(829)
模态子空间中非经典阻尼结构动力响应的求解	刘保东 朱 晞	(834)
广州粤财大厦振动台试验研究	李 凡 董 宝	(838)
油罐与管道连接波纹管系统特征值分析	张进国 刁新华 史 岩 侯明亮 李考年	(843)
转 8A 货车转向架重要承载部件的模态试验与分析	任万勇 罗冠炜	(848)
塑性碰撞振动系统的周期运动与奇异性	罗冠炜 谢建华	(852)
粘弹性层状地基的动态响应	魏翠玲 周 晶 王复明	(856)
路面模量拟静力反分析的动力校验	梁新政 王复明 孔宪京	(861)
抛物线单肋拱横向稳定实用计算(一)	杨永清 蒲黔辉 何广汉	(866)
抛物线单肋拱横向稳定实用计算(二)	杨永清 蒲黔辉 何广汉	(872)
排架墩梁桥动力反应试验研究	胡大新 岳祖润 孙 宁 董高红	(880)
框架节点抗震性能试验研究的若干问题	李锦洪 赵 鸣	(885)
底两层框架—抗震墙上部五层砖房振动台试验研究	薛建阳 赵鸿铁 杨 勇	(890)
粘弹性地基上多块板的动力分析	张小庆 姬亦工 王复明 乐金朝	(895)
地震动作用下开孔剪力墙性能的若干分析	杜赞华	(900)
用频率识别空间刚架结构损伤区及补强的遗传算法	沈成武 唐小兵 李建文	(905)
下刚上柔多层砌体房屋地震作用的讨论	赵福顺 赵玉星	(910)
液面上复合材料板的非线性动力响应	唐文勇 张圣坤 陈铁云	(915)
砌体结构抗震可靠度分析方法	庄一舟 谢狄敏 傅 军	(920)
底二框带洞口连续组合墙梁抗震性能试验研究(I)	庄一舟 卢尚郡 曹立勇 姚静羽	(926)
底二框带洞口连续组合墙梁抗震性能试验研究(II)	庄一舟 卢尚郡 谢狄敏 邱建仁	(931)
部分预应力混凝土框架结构抗震延性设计方法的进一步研究	韩重庆 孟少平	(936)
输电塔—导线耦联体系桩土动力相互作用地震反应分析	李宏男 肖诗云 王苏岩	(941)
增层轻钢结构摩擦减震分析与设计	阎兴华	(947)
基于分段插值多项式求解强迫振动的方法	刘纪陆 韩守询	(953)
漫湾水电站拦污栅框架抗震性能研究	白 羽 白 良	(961)
桥梁延性抗震分析	程海根 董 明 李 睿	(965)
广州市大都会广场的抗风设计	徐其功 韩大建	(969)
Nat lab 在地震工程研究中的应用实例	葛映宇 叶献国	(975)
物理非线性杆动力分析的有限元方法	高经武 蔡 冰 蔡中民	(980)
桅杆结构振动响应的计算研究	钟铁毅 王晓明 冯吉利	(984)

偏心支撑钢框架分析中的几个问题

易方民 张维嶽 高小旺

(中国建筑科学研究院工程抗震所 北京 100013)

提要: 本文通过对偏心支撑钢框架耗能梁段的变形、屈服以及耗能分析,探讨了耗能梁段的剪切变形影响、耗能梁端剪力与弯矩的相互作用、塑性铰的形成过程以及相应累积塑性耗能的计算方法。同时还分析了耗能连梁长度对结构耗能能力、刚度和延性等性能的影响。

关键词: 偏心支撑 剪切变形 塑性铰 耗能 连梁长度

1 前言

建筑物的抗震设计至少要满足两个基本要求:第一,在小震作用下,结构处于弹性状态并使得非结构构件不发生破坏。因此结构应具有足够的强度及弹性刚度,以减少结构的层间位移;第二,在大震作用下,结构不倒塌,这就要求结构具有大的耗能能力——既结构在大的非弹性循环荷载作用下具有稳定的滞回环。一般情况下,如果结构的构件及节点设计的具有足够的延性,滞回环将非常稳定。所以,一个具有优良抗震性能的结构应有足够的强度、刚度和延性。钢结构以它优良的抗震性能,在建筑中的应用已越来越多,其主要结构形式有抗弯框架(纯框架)、中心支撑框架和偏心支撑框架。钢框架一般都设计成强柱弱梁型,其中:抗弯框架具有较大的延性和一定的耗能能力——其耗能主要是通过梁端塑性弯曲铰的非弹性变形来实现的,但这种结构形式的刚度较低;中心支撑框架在小震作用下有着很好的性能,主要是由于它具有较大的刚度,但在大震作用下,支撑易屈曲造成刚度及耗能能力急剧下降,直接影响结构的整体性能;偏心支撑框架是一种较理想及经济地结构形式,其较好地结合了前两者的长处,与抗弯框架相比其具有更大的抗侧刚度,与中心支撑框架相比其延性好、滞回环稳定,具有好的耗能能力。近年来,由于偏心支撑钢框架固有的优良抗震性能,在美国高烈度地震区,其已被数十栋高层建筑采用做为主要地抗震结构。

2 耗能梁段的剪切变形对位移的影响

传统的中心支撑框架,支撑轴线与梁-柱节点交于一点。而偏心支撑框架的每一根支撑至少有一端交于梁上,交点与梁柱节点之间的那段梁即为耗能连梁,如图 1 中所示。耗

能连梁可分为剪切耗能连梁和弯曲耗能连梁, 其中剪切型耗能连梁的性能优于弯曲耗能连梁, 故本部分只讨论剪切型耗能连梁——既耗能梁段的净长 $e \leq 2.0 M_p^* / V_p$ 。

对于普通的框架结构, 由于梁和柱等单元的变形主要是由轴向变形和弯曲变形所引起, 所以在力法、矩阵位移法等方法中都忽略了剪切变形。而在偏心支撑框架结构中, 耗能梁段的净长小, 高跨比大, 耗能梁段同时承受大的剪力和弯矩, 其剪切变形不应被忽略。为验证剪切变形的影响, 作者编制了一个可以考虑结构中部分构件的剪切变形的结构矩阵分析程序。在该程序中, 单元刚度矩阵的建立考虑了剪切变形的影响, 如 (1) 式所示。对于一般的剪切型耗能连梁, 其 γ 值可超过 2。

$$\begin{Bmatrix} X_1 \\ Y_1 \\ M_1 \\ X_2 \\ Y_2 \\ M_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12cEI}{L^3} & \frac{6cEI}{L^2} & 0 & -\frac{12cEI}{L^3} & \frac{6cEI}{L^2} \\ 0 & \frac{6cEI}{L^2} & \frac{2aEI}{L} & 0 & -\frac{6cEI}{L^2} & \frac{2bEI}{L} \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12cEI}{L^3} & -\frac{6cEI}{L^2} & 0 & \frac{12cEI}{L^3} & -\frac{6cEI}{L^2} \\ 0 & \frac{6cEI}{L^2} & \frac{2bEI}{L} & 0 & -\frac{6cEI}{L^2} & \frac{2aEI}{L} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ v_1 \\ \theta_1 \\ u_2 \\ v_2 \\ \theta_2 \end{Bmatrix} \quad (1)$$

式中^[4]: $a = \frac{2+\gamma}{1+2\gamma}$, $b = \frac{1-\gamma}{1+2\gamma}$, $c = \frac{a+b}{3}$, $\gamma = \frac{6EIk}{GAL}$ (对于工字型梁 $k = A / A_1$)

作者利用该程序分析了很多偏心支撑钢框架, 图 1 中的框架为其中一例。其中, 图 1 b、图 1 c 分别为不考虑剪切变形和耗能连梁考虑剪切变形的内力分布图, 图 1 d、图 1 e 为对应

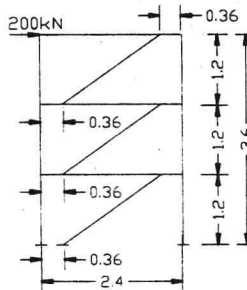


图 1 (a)

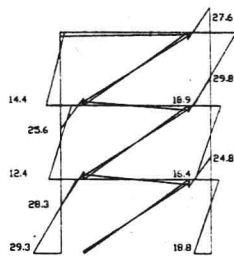


图 1 (b)

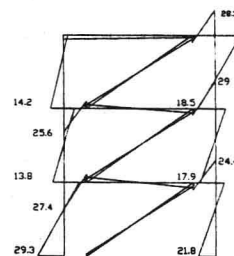


图 1 (c)

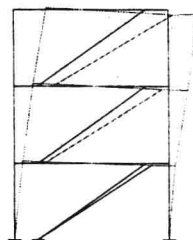


图 1 (d)

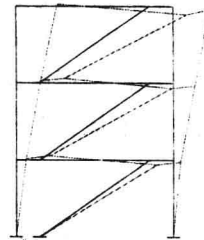


图 1 (e)

的变形图。从图中可看出, 不考虑剪切变形对于内力分布影响不大, 而对位移的影响很大, 尤其是耗能连梁两端的相对竖向位移误差可达数十倍, 甚至梁的变形机制都不同。由于耗能梁段的相对竖向位移是决定耗能梁段屈服、计算结构耗散的能量关键参数; 尤其是梁

的变形机制, 它将决定结构屈服后的耗能机构, 这对于预测结构的极限承载能力尤为重要, 所以耗能梁段的相对竖向位移计算一定要力求准确, 建议位移计算中要考虑耗能梁段的剪切变形。

3 耗能梁段的屈服、塑性铰的形成以及累积塑性耗能的计算

从图 1 中的内力分布图, 我们可看出耗能梁端同时承受大的弯矩和剪力。所以, 随着水平外力的继续增大, 将首先在耗能梁端出现屈服。对于普通的框架梁, 由于剪力较小而不与考虑, 屈服时以最大弯矩达到极限弯矩为准。而对于同时承受大的剪力和弯矩作用的剪切型耗能连梁, 在文献[2]中, Neal 认为根据受力情况的不同, 有可能出现三种不同的屈服情况, 如图 2 所示, 其中曲线可用下式表示:

$$V \approx V_p \quad (M \leq M_p^*) \quad (2)$$

$$\left(\frac{M - M_p^*}{M_p - M_p^*} \right)^2 + \left(\frac{V}{V_p} \right)^2 = 1 \quad (M \geq M_p^*) \quad (3)$$

式中: $M_p = \sigma_y Z$ (塑性极限弯矩)

$M_p^* = \sigma_y (d - t_f)(b_f - t_w)t_f$ (剪力作用下的塑性极限弯矩)

$V_p = \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}}(d - t_f)t_w$ (塑性极限剪力)

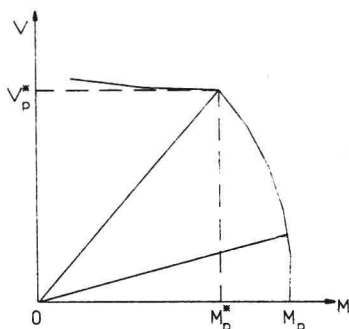


图 2

与图中三种屈服情况相对应的为弯曲铰、弯剪铰和剪切铰。然而这些方法不能很好地解释梁一端屈服后对另一端屈服的影响, 不能反映屈服后的变形受力问题, 在分析中应用也较为困难。大量试验表明^[3], I 字型耗能连梁屈服时弯矩与剪力的影响并不明显, 并且剪切屈服后的耗能梁段由于应变硬化效应能继续承载弯矩, 直到形成弯曲铰, 同时剪切承载能力也将继续增加; 同理弯曲屈服后的耗能连梁能继续承受剪力直到剪切铰的出现。为了简化分析, 我们可采用图 3 中简化了的 M-V 关系曲线及对应的塑性铰出现顺序。情况 1 对应的连梁长度很短, 最终的极限状态为生成剪切铰; 情况 2 对应于连梁长度较短, 连梁先发生剪切屈服, 由于应变硬化效应剪切承载能力继续增加, 直到连梁右端及左端相继出现塑性弯曲铰, 最终的极限剪力为 $2M_p/e_2$; 情况 3 对应于连梁长度较长, 连梁在一端先

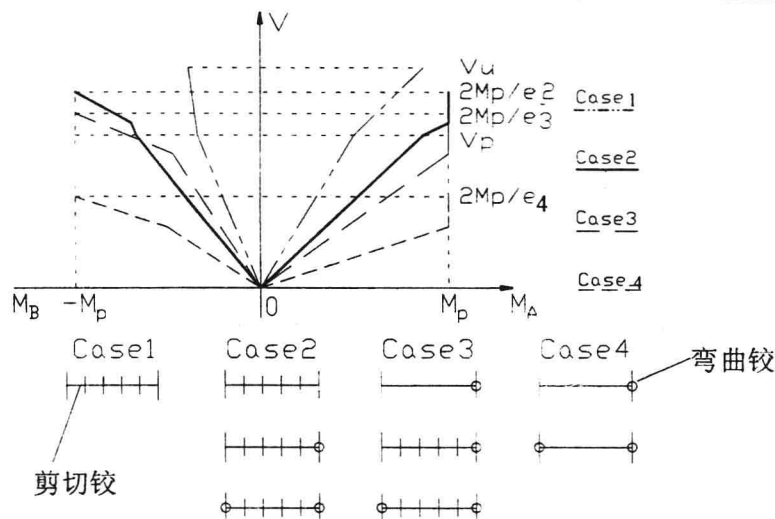


图 3

发生弯曲屈服，然后出现剪切铰直到另一端也发生弯曲屈服，最终的极限剪力为 $2M_p/e_3$ ；情况 4 对于长连梁，连梁只在梁两端出现弯曲铰，最终的极限剪力为 $2M_p/e_4$ 。对应图 3 中不同的屈服情况，耗能梁段的累积塑性耗能可用以下各式计算：

$$\text{情况 1: } E = V_u e_1 \theta^s \quad (4)$$

$$\text{情况 2: } E = M_p \theta_{\text{左}}^b + M_p \theta_{\text{右}}^b + V e_2 \theta^s = M_p \theta_{\text{左}}^b + M_p \theta_{\text{右}}^b + e_2 \theta^s \cdot 2M_p / e_2 = M_p (\theta_{\text{左}}^b + \theta_{\text{右}}^b) \quad (5)$$

$$\text{情况 3: } E = M_p \theta_{\text{左}}^b + M_p \theta_{\text{右}}^b + V e_3 \theta^s = M_p \theta_{\text{左}}^b + M_p \theta_{\text{右}}^b + e_3 \theta^s \cdot 2M_p / e_3 = M_p (\theta_{\text{左}}^b + \theta_{\text{右}}^b) \quad (6)$$

$$\text{情况 4: } E = M_p \theta_{\text{左}}^b + M_p \theta_{\text{右}}^b \quad (7)$$

式中： θ^b 、 θ^s 分别为梁端由弯矩和剪力产生的塑性转角

4 耗能连梁长度对结构性能的影响

耗能梁段是偏心支撑框架中的关键部位，结构的侧向塑性位移和耗能主要是通过耗能连梁的非弹性变形来实现，而耗能连梁的非弹性变形与梁长有着密切的联系。

(1) 结构耗能能力与连梁长度的关系

本文以图 1 中的结构为分析对象，其将形成如图 4 中所示的耗能机构。图中，

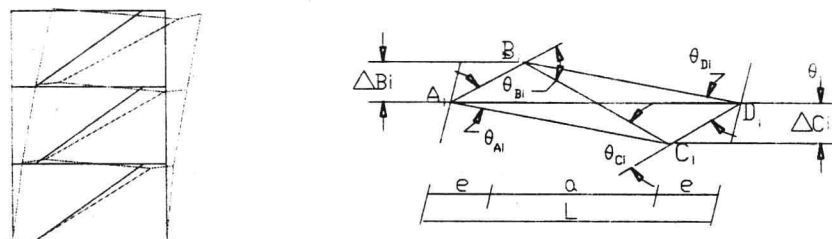


图 4

$A_i B_i$ 、 $C_i D_i$ 分别为左右两耗能梁段, 长度为 e ; $B_i C_i$ 为两耗能梁段之间的长梁, 长为 a ; L 为跨度; θ_{Ai} 、 θ_{Bi} 、 θ_{Ci} 和 θ_{Di} 分别为两连梁两端的转角; ΔB_i 和 ΔC_i 分别为 B、C 两节点从原始位置算起的竖向位移。

对于该结构, 如有一塑性层间角位移增量 $\Delta\theta$, 根据几何关系, 可得如下近似关系式:

$$\theta_{Ai} = (l/e)\Delta\theta$$

$$\theta_{Di} = (l/e)\Delta\theta$$

$$\theta_{Bi} = (1/e + 1/a)L\Delta\theta$$

$$\theta_{Ci} = (1/e + 1/a)L\Delta\theta$$

$$\Delta B_i = (L - e)\Delta\theta$$

$$\Delta C_i = (L - e)\Delta\theta$$

偏心支撑框架设计的前提是结构的屈服是通过耗能梁段和结构底层柱进入塑性而其他构件为弹性来实现的。由于底层柱的耗能非常有限, 可以忽略不计。故当结构有一塑性层间角位移增量 $\Delta\theta$ 时, 每层的累积塑性耗能为:

$$\begin{aligned} W_{li} &= M_p \theta_A^{(b)} + M_p \theta_B^{(b)} + Q_{AB} e \theta_{AB}^{(s)} + M_p \theta_C^{(b)} + M_p \theta_D^{(b)} + Q_{CD} e \theta_{CD}^{(s)} \\ &= M_p \theta_A^{(b)} + M_p \theta_B^{(b)} + e \theta_{AB}^{(s)} \cdot 2M_p / e + M_p \theta_C^{(b)} + M_p \theta_D^{(b)} + e \theta_{CD}^{(s)} \cdot 2M_p / e \\ &= M_p (\theta_A + \theta_B + \theta_C + \theta_D) \\ &= 2M_p L \Delta\theta (2L - 3e) / (eL - 2e^2) \end{aligned} \quad (8)$$

$$\text{由 } W_{li}' = -2M_p L \Delta\theta (e - L)(3e - L) / (eL - 2e^2)^2 \quad (9)$$

$$\Rightarrow \text{当 } e < L/3 \text{ 时, } W_{li}' < 0 \quad (10)$$

因为剪切型耗能连梁的长度 e 必定小于 $L/3$, 所以由(10)式可知随着耗能连梁长度 e 的减少, 耗能连梁的耗能能力将增加。

(2) 耗能连梁长度与结构刚度及延性的关系

在文献[1]中, Kasai 通过大量的试验与计算得出中心支撑 (即连梁长度为 0) 的刚度最大, 随着连梁长度的增加, 刚度逐渐减小, e 等于 L 时刚度最小, 我们通过计算也得到了同样的结论。

耗能连梁的长度与结构的延性也有着密切地联系, 由前面的讨论知道, 连梁长度越短, 单位侧移情况下结构耗能能力增加, 但这是以损失结构延性为前提的。由几何关系式(11)可知层间位移角增量 $\Delta\theta$ 、连梁长度 e 及连梁剪切变形角三者之间的关系: 同样的结构层

$$\gamma = (L - e)\Delta\theta / e \quad (11)$$

间位移角增量 $\Delta\theta$, 梁段长度越小, 耗能梁段的剪切变形角 γ 越大。耗能连梁经过合理地配置加劲肋, 将有很大的剪切变形能力, 但也不能超过耗能连梁的极限剪切变形角 γ_u , 其大小与梁高、加劲肋间距及腹板厚度等有关^[3]。所以当耗能连梁的极限剪切变形角 γ_u 一定时, 结构极限层间变形角必须满足下式:

$$\theta_u \leq e\gamma_u / (L - e) \quad (12)$$

所以耗能连梁越短, 层间极限变形也就越小, 既结构延性越差。对于钢结构层间极限变形, 文献中[5]也有规定, 在大震作用下, 层间极限位移角为 $1/70$, 结合式 (12), 我们可以用式 (13) 作为图 1 中形式的偏心支撑结构的耗能连梁长度的设计参考值。对于其它形式的偏心支撑框架, 我们可用类似的方法得到耗能连梁长度的设计参考值。

$$e = L / (1 + 70\gamma_u) \quad (13)$$

5 结束语

本文第二和第三部分是以耗能梁段为分析对象, 适用于各种形式的偏心支撑框架结构; 第三部分是以整个结构为分析对象, 其中耗能连梁长度设计值是以图 1 中结构为分析对象得出的。还有很多形式的偏心支撑框架和各种情况, 有待进一步研究。

参考文献

- 1 Kasai, K., and Popov, E.p., "On seismic Design of Eccentrically Braced Steel Frames", Proceedings 8WCEE, San Francisco, CA., Vol.5, July 21-28, 1984, pp.387-394.
- 2 Neal, B.G., "Effect of Shear Force on the Fully Plastic Moment of an I-Beam", Journal of Mechanical Engineering Science, Vol.3(3), 1961.
- 3 Kasai, K., and Popov, E.p., "A Study of Seismically Resistant Eccentrically Braced Steel Frame Systems", EERC Report, 86-01, Univ. of Calif., Berkeley, Ca., 1986.
- 4 武藤清 著, 滕家禄 等译: 结构物动力设计, 中国建筑工业出版社, 1984.
- 5 蔡益燕 主编: 高层民用建筑钢结构设计与施工技术, 1997.

钢结构桥墩的二阶分析

周坚 赵赤云

(北京建筑工程学院土木工程系, 北京 100044)

提 要 本文对钢结构高柔桥墩进行了二阶分析, 考虑了半刚结点、杆件弯曲对轴向刚度的影响。给出了带有数字的算例, 分别为一阶分析、全刚结点和不考虑杆件弯曲对轴向刚度影响时的结果进行了比较, 说明考虑这些因素是必要的。

关键词 桥墩, 半刚结点, 二阶分析

1 引言

钢结构桥墩一般用于大江大河上的桥梁, 随着我国钢产量的提高, 在交通运输中将会得到更多的应用。钢结构由于强度高、刚度小、变形大, 结构的最大位移控制设计只进行一阶分析是不够的。特别是桥梁结构, 头重脚轻, 其桥墩竖杆所受轴力对弯曲变形的影响不可忽略, 有时一、二阶分析的结果最大侧移能相差一、二倍。此外, 钢结构的计算值与实测值也有差异, 一般计算值的位移偏小而杆端弯矩偏大。分析表明这与结点完全刚性假定有关, 于是人们提出了半刚结点的概念。

本文采用经典理论导出二阶分析单元刚度矩阵, 并考虑了半刚结点与杆件弯曲对轴向刚度的影响。计算了带有数字的算例, 说明进行二阶分析、考虑半刚结点与杆件弯曲对轴向刚度的影响是必要的。

2 基本假定

1. 各杆为等截面的直杆。
2. 各杆截面双轴对称, 轴力、剪力过截面形心 (剪切中心), 忽略扭转变形和截面翘曲的影响。
3. 杆件限定在弹性范围内。
4. 杆件两端半刚结点的抗弯刚度分别为 k_a 、 k_b (k_a 、 k_b 在 $0 \sim \infty$ 之间变化, 当 $k_a = k_b = 0$ 时, 即抗弯刚度为 0, 为铰接。当 $k_a = k_b = \infty$ 时, 为完全刚结。在其中的数值反映其刚结的程度)。引入它们与杆件线刚度之比, 记 $R_a = k_a / i$, $R_b = k_b / i$ ($i = EI/L$),

周坚, 男, 1945.2 出生, 工学硕士, 教授

北京市自然科学基金及清华大学结构实验室资助项目

则 R_a 、 R_b 为无量纲量, 它们也在 $0 \sim \infty$ 之间取值。引入固结系数的概念^[3]:

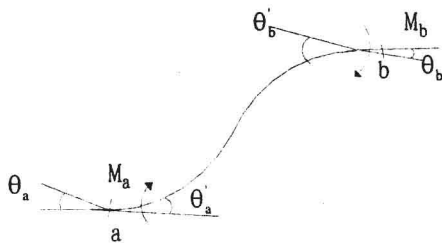


图 1

$$\left. \begin{aligned} \rho_a &= \frac{1}{1 + \frac{3}{R_a}} \\ \rho_b &= \frac{1}{1 + \frac{3}{R_b}} \end{aligned} \right\} \quad (2.1)$$

ρ_a 、 ρ_b 也是一无量纲量, 在 $[0, 1]$ 之间变化。当 $R_a=R_b=0$ 时, 即铰接时, $\rho_a=\rho_b=0$, 当 $R_a=R_b=\infty$ 时, $\rho_a=\rho_b=1$ 。

设结点 a、b 的转角分别为 θ_a 、 θ_b , 杆 ab 的杆端 a 和杆端 b 的转角分别为 θ'_a 和 θ'_b , 杆端弯矩分别为 M_a 和 M_b , 如图 1 所示。则

$$\left\{ \begin{aligned} \theta'_a &= \theta_a + \frac{M_a}{k_a} = \theta_a + \xi_a M_a \\ \theta'_b &= \theta_b + \frac{M_b}{k_b} = \theta_b + \xi_b M_b \end{aligned} \right. \quad (2.2)$$

其中

$$\left\{ \begin{aligned} \xi_a &= \frac{1}{k_a} = \frac{1 - \rho_a}{3\rho_a i} \\ \xi_b &= \frac{1}{k_b} = \frac{1 - \rho_b}{3\rho_b i} \end{aligned} \right\} \quad (2.3)$$

3 单元刚度矩阵

3.1 杆端弯矩与杆端位移之间的关系

1. 当 P 为压力时

二阶分析时杆件单元的微分方程为

$$EIy'''' + Py'' = q(x) \quad (3.1)$$

其中 EI ——单元的抗弯刚度;

y ——单元的横向挠度;

P ——轴向压力;

$q(x)$ ——横向力集度。

由式 (3.1) 的齐次方程的初参数解可得

$$M_a = \frac{v}{\operatorname{tg} v} \cdot \frac{\operatorname{tg} v - v}{2 \operatorname{tg} \frac{v}{2} - v} \cdot i \dot{\theta}_a + \frac{v}{\sin v} \cdot \frac{v - \sin v}{2 \operatorname{tg} \frac{v}{2} - v} \cdot i \dot{\theta}_b - \frac{v^2 \operatorname{tg} \frac{v}{2}}{2 \operatorname{tg} \frac{v}{2} - v} \cdot \frac{i}{l} (\Delta_b - \Delta_a)$$

$$\text{令 } r = \frac{v}{\sin v} \cdot \frac{v - \sin v}{2 \operatorname{tg} \frac{v}{2} - v}, \quad s = \frac{v}{\operatorname{tg} v} \cdot \frac{\operatorname{tg} v - v}{2 \operatorname{tg} \frac{v}{2} - v}, \quad t = \frac{v^2 \operatorname{tg} \frac{v}{2}}{2 \operatorname{tg} \frac{v}{2} - v}$$

$$\text{则} \quad M_a = s \cdot i \dot{\theta}_a + r \cdot i \dot{\theta}_b - t \cdot \frac{i}{l} (\Delta_b - \Delta_a) \quad (3.2a)$$

$$\text{同理} \quad M_b = r \cdot i \dot{\theta}_a + s \cdot i \dot{\theta}_b - t \cdot \frac{i}{l} (\Delta_b - \Delta_a) \quad (3.2b)$$

这里 M_a 、 M_b ——分别为 ab 杆 a 端的弯矩和 b 端的弯矩，以顺时针为正；

$\dot{\theta}_a$ 、 $\dot{\theta}_b$ ——分别为 ab 杆 a 端的转角和 b 端的转角，以顺时针为正；

Δ_a 、 Δ_b ——分别为 a 端和 b 端的横向位移，与横向坐标轴一致为正；

l ——ab 杆杆长；

$$v = \sqrt{\frac{P}{EI}} \cdot l = kl \quad \text{——特征长度。}$$

2. 当 P 为拉力时

二阶分析时杆件单元的微分方程为

$$EI y'''' - Py'' = q(x)$$

由其齐次方程的初参数解可得 M_a 和 M_b 如同 (3.2) 的形式，但其中：

$$\left. \begin{aligned} s &= \frac{v^2 \operatorname{ch} v - v \operatorname{sh} v}{2 - 2 \operatorname{ch} v + v \operatorname{sh} v} \\ r &= \frac{2 - 2 \operatorname{ch} v + v \operatorname{sh} v}{v \operatorname{sh} v - v^2} \\ t &= \frac{v^2 (1 - \operatorname{ch} v)}{2 - 2 \operatorname{ch} v + v \operatorname{sh} v} \end{aligned} \right\} \quad (3.3)$$

3.2 节点位移与杆端力的关系，单元刚度系数

假定节点的线位移与杆端的线位移相等。由式 (2.2) 解出 $\dot{\theta}_a$ 、 $\dot{\theta}_b$ ，代入式 (3.2)，

得:

$$\left. \begin{aligned} M_a &= s \cdot i(\theta_a - \xi_a \cdot M_a) + r \cdot i(\theta_b - \xi_b \cdot M_b) - t \cdot \frac{i}{l}(\Delta_b - \Delta_a) \\ M_b &= r \cdot i(\theta_a - \xi_a \cdot M_a) + s \cdot i(\theta_b - \xi_b \cdot M_b) - t \cdot \frac{i}{l}(\Delta_b - \Delta_a) \end{aligned} \right\} \quad (3.4)$$

设杆件 ab 所构成的单元节点位移向量和对应的杆端力向量按

$$\left\{ \begin{matrix} u_a & \Delta_a & \theta_a & u_b & \Delta_b & \theta_b \end{matrix} \right\}^T \quad \left\{ \begin{matrix} N_a & Q_a & M_a & N_b & Q_b & M_b \end{matrix} \right\}^T \quad (3.5)$$

排列, 则某一结点位移等于 1, 而其他结点位移等于 0 时的 6 个杆端力就是该分量所对应的局部坐标系下单元刚度矩阵中一列的元素。

1. 当 $u_a=1$, 其余位移为零时

$$k_{11}^e = -k_{41}^e = s_1 \frac{EA}{l} \quad (3.6a)$$

其中 s_1 为杆件横向弯曲对轴向刚度的修正系数。文献[4]建议

$$s_1 = \frac{1}{1 + (H_y + H_z)EA/(4P^3l^2)} \quad (3.6b)$$

当 P 为压力时

$$\left. \begin{aligned} H_y &= v(M_{ya}^2 + M_{yb}^2) \left(\frac{1}{tgv} + \frac{v}{\sin^2 v} \right) - 2(M_{ya} + M_{yb})^2 + \frac{2vM_{ya}M_{yb}(1 + \frac{v}{tgv})}{\sin v} \\ H_z &= u(M_{za}^2 + M_{zb}^2) \left(\frac{1}{tgu} + \frac{u}{\sin^2 u} \right) - 2(M_{za} + M_{zb})^2 + \frac{2uM_{za}M_{zb}(1 + \frac{u}{tgu})}{\sin u} \end{aligned} \right\} \quad (3.6c)$$

这里 $u = \sqrt{\frac{P}{EI_z}} \cdot l$

当 P 为拉力时

$$\left. \begin{aligned} H_y &= v(M_{ya}^2 + M_{yb}^2) \left(\frac{1}{thv} + \frac{v}{sh^2 v} \right) - 2(M_{ya} + M_{yb})^2 + \frac{2vM_{ya}M_{yb}(1 + \frac{v}{thv})}{shv} \\ H_z &= u(M_{za}^2 + M_{zb}^2) \left(\frac{1}{thu} + \frac{u}{sh^2 u} \right) - 2(M_{za} + M_{zb})^2 + \frac{2uM_{za}M_{zb}(1 + \frac{u}{thu})}{shu} \end{aligned} \right\} \quad (3.6d)$$

$$k_{21}^e = k_{31}^e = k_{51}^e = k_{61}^e = 0 \quad (3.7)$$

2. $\Delta_a = 1$, 其他分量都等于 0 时, $M_a = k_{32}^e$, $M_b = k_{62}^e$

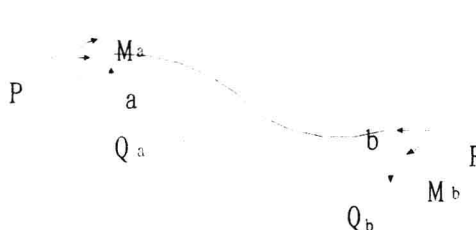
由式 (3.4) 得

$$\left. \begin{aligned} k_{32}^e &= -si\xi_a k_{32}^e - ri\xi_b k_{62}^e + t \frac{i}{l} \\ k_{62}^e &= -ri\xi_a k_{32}^e - si\xi_b k_{62}^e + t \frac{i}{l} \end{aligned} \right\}$$

求解可得

$$\left. \begin{aligned} k_{32}^e &= \frac{ti(1 + si\xi_b - ri\xi_a)}{l[(1 + si\xi_a)(1 + si\xi_b) - (ri)^2 \xi_a \xi_b]} \\ k_{62}^e &= \frac{ti(1 + si\xi_a - ri\xi_b)}{l[(1 + si\xi_a)(1 + si\xi_b) - (ri)^2 \xi_a \xi_b]} \end{aligned} \right\} \quad (3.8)$$

由图 2 静力平衡条件可得



$$\left. \begin{aligned} Q_a &= k_{22}^e = \frac{M_a + M_b + Pl}{l} \\ &= \frac{M_{32}^e + M_{62}^e + l}{l} \\ &= -Q_b = -k_{52}^e \end{aligned} \right\} \quad (3.9)$$

图 2

3. $\theta_a = 1$, 其余分量都等于 0。 $M_a = k_{33}^e$, $M_b = k_{63}^e$ 。由式 (3.4) 可得

$$\left. \begin{aligned} k_{33}^e &= si(1 - \xi_a k_{33}^e) + ri\xi_b k_{63}^e \\ k_{63}^e &= ri(1 - \xi_a k_{33}^e) - si\xi_b k_{63}^e \end{aligned} \right\}$$

求解可得

$$\left. \begin{aligned} k_{33}^e &= \frac{(s - r\xi_b)i}{1 + si\xi_a} \\ k_{63}^e &= \frac{ri}{(1 + si\xi_a)(1 + si\xi_b) - (ri)^2 \xi_a \xi_b} \end{aligned} \right\} \quad (3.10)$$


图 3

由图 3 所示单元静力平衡条件, 可得

$$Q_a = k_{23}^e = -\frac{M_a + M_b}{l} = -\frac{k_{33}^e + k_{63}^e}{l} = -k_{53}^e \quad (3.11)$$

同理可求得