

筑信达

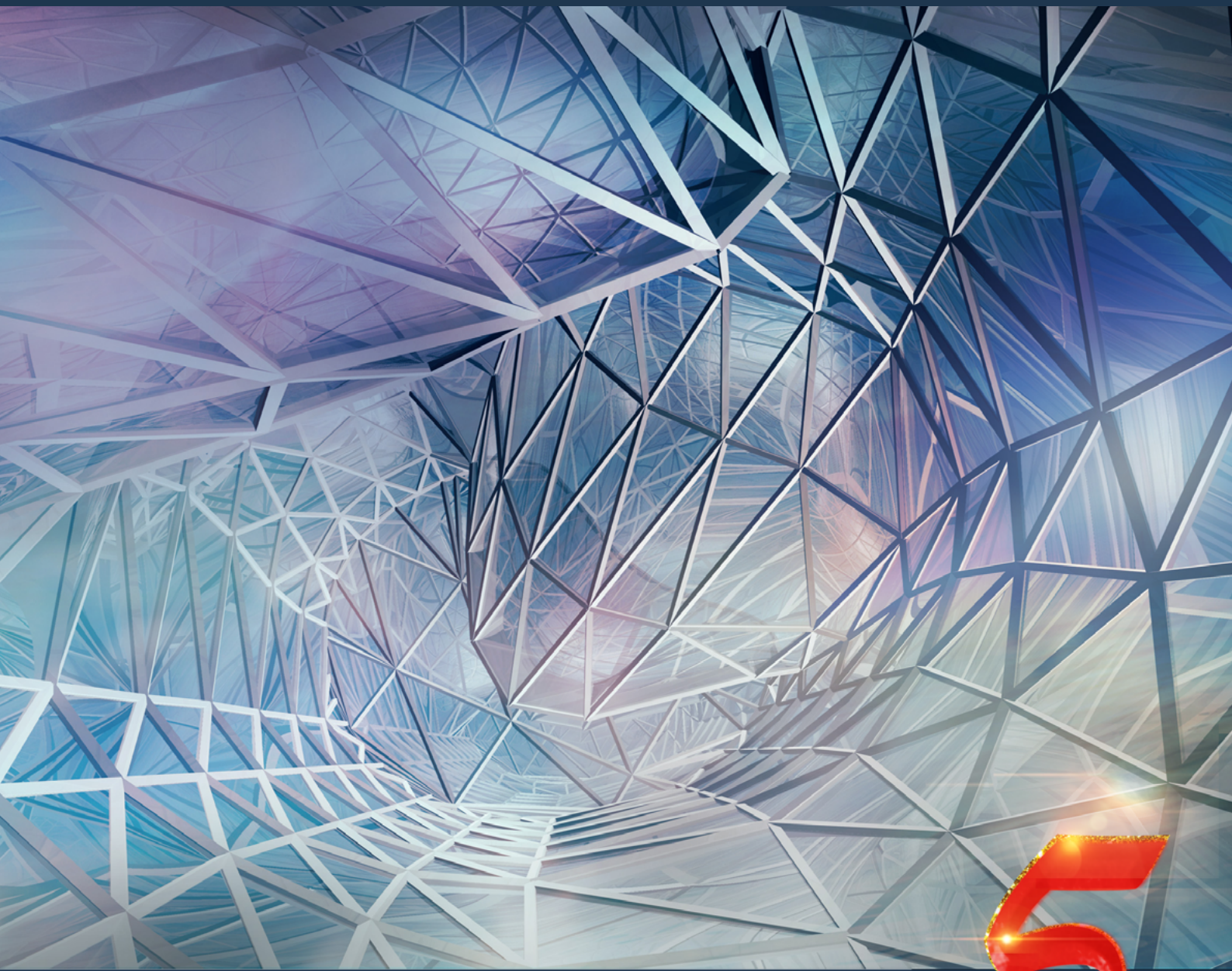
技术通讯

第 3 期

2017年9月

Vol.1 No.3

www.cisec.cn



- 结构设计中如何全面考虑 P- Δ 效应
- 底层框架部分承担地震倾覆力矩计算方法
- 三维信息模型在变电站构架设计软件中的应用
- 《SAP2000 中文版技术指南及工程应用》新书抢先看
- Edward L. Wilson 教授访谈回忆录 (2)

5周年特刊寄语

自筑信达创办《技术通讯》以来，已经面世了两期，每一期都得到我们忠实客户朋友们的好评以及业界的关注，我们共同分享与传播了有关软件的技术解决之道，加强了我们与用户之间沟通纽带，共同推进了工程应用的发展。

今年又恰逢筑信达成立五周年，我们希望通过“特刊”的形式来梳理五年来我们在技术发展和工程应用方面的心得体会，以更加饱满的热情投入到下一个五年发展中去，更好地为我们的用户服务。

限于篇幅，五周年特刊将分二期陆续推出。特刊集萃了下述几方面的内容：

一、筑信达五年来公开发表的论文。在坚持软件开发与技术服务为主线的时候，我们根据工程应用的某些热点问题，撰写了相关技术论文，从结构工程原理出发，结合规范的相关规定，梳理出该问题的实质和解决之道，并将相关成果及时纳入软件的实现，得到了广大工程师的积极反馈，使得相关问题的讨论得以更加深入。譬如有关 P-Delta 效应分析的文章，指出了规范要求的“刚重比”的实质就是低阶线性屈曲因子，不用区分结构形式（混凝土和钢结构要求是不同的），更与侧向力的来源（地震或风）无关；又比如框架承受的倾覆力矩计算问题，指出了规范采用的公式是存在前提假定的，即“框架与剪力墙之间的相互作用只有水平力，而无竖向力及弯矩”，而部分框支、有加强层、梁与墙相连、不能采用刚性隔板假定等情况下是不能够用规范给出的公式；再如，我们经过分析，提出了“等效剪重比”的上限解即为结构第一振型的地震影响系数——这可以非常直观地给我们的工程师去研判规范所给出的“最小剪重比”限值的合理性；另外一篇论述我国规范演化并参照欧美规范亦可让工程师和学者清晰看出我国现行规范在“附加偏心距和 P-delta 效应”中存在的不足；双向地震作用与柱的双偏压问题，在工程界存在较多的歧义，希望我们的工作能够对整个工程界厘清基本概念有帮助，因为宣称正确的东西不一定真的如此，用 Wilson 的话来说“得看假定是否符合基本的物理原理”。此外，我们与山东电力设计研究院合作开发了变电站构架设计系统 CISGTCAD，也有相关的论文呈现。

二、筑信达五年来自主开发的软件及工具介绍。我们一直秉承为工程实践服务的理念，投入了大量精力去开发适合中国国情的设计工具软件，结合强大的 SAP2000、ETABS、PLAXIS 等软件，提升工程设计的质量和效率。为了打通与其他软件之间的模型及数据交换，我们开发了 CiSModelCenter，实现了与 PKPM、YJK、MIDAS 等模型导入；从混凝土柱双偏压设计出发，我们开发了与 ETABS/SAP2000 接力的对梁、柱、剪力墙及异形柱的正截面极限承载

力配筋设计 CiSDesigner，其中的 PMM 包络面快速算法获得了国家发明专利（ZL201510141956.8）；我们还为 SAP2000 开发了 CiSAPPs 工具包，免费提供给我们的广大用户，目前已有十来个功能模块，并还在持续增加中；CiSGTCAD 则是我们花了大量精力专门打造的一个设计系统，从参数化快速建模到自动生成 SAP2000 模型，从节点连接设计到基础设计，从设计计算书自动生成到自动绘制全套钢结构施工图，从截面自动优化到欧美规范的实现，使得 CiSGTCAD 一面世，就得到了业界的高度评价与认可，在主管行业协会——中国电力规划设计协会——的软件评审中，评审专家一致认为 CiSGTCAD 处于国内领先地位。

三、筑信达五年来的第一本新书《SAP2000 中文版技术指南及工程应用》已交付出版社。这本书从筹备、组织编写到成稿经历了一年多的时间，凝结了筑信达人和 SAP2000 资深用户们的智慧与汗水。这本书继承、发展且超越了早年出版、广受欢迎的《SAP2000 中文版使用指南》：继承了完整的内容体系和一部分精华的内容，但对内容和结构进行了优化，将原来的 31 章扩展为现在的 45 章，并且所有章节都是重新编写，删简操作性的说明，强化技术要点的阐释，并融入 SAP2000 最新的发展成果，同时配合新书的知识点，录制了 50 多个视频穿插于不同章节，供读者在线观看。特别值得一提的是，新书增大了“工程应用”部分的比重，邀请十几位来自国内知名设计机构的专家、技术骨干，同时也是 SAP2000 的资深用户，来分享 SAP2000 应用于各种工程行业的实际案例、设计经验。在此，我们特意节选了新书“工程应用”各章的部分内容，连续两期刊登在我们的特刊中，向这些章节的作者们表达我们的敬意，同时，也为广大用户朋友们提前“剧透”新书的部分精彩内容。

四、筑信达在线支持系统已经注册了上千用户，每天收到大量各种各样的技术问题。我们在处理技术问题、研究产品应用的同时，也不断总结方法和经验，以技术短文的形式收录于筑信达知识库，或者通过网络课堂、教学视频、案例教程等方式呈现给更多用户。截止目前，筑信达已积累了四百余篇知识库短文、几十篇案例教程，通过优酷筑信达主页分享了上百条教学视频。我们将梳理这些技术资料，提炼精华、汇编索引，为用户们奉上软件应用的技术宝典。

五年是一小步，亦是一大步。筑信达在广大用户中和业界内已逐渐建立起了良好技术声誉，这种声誉来源于我们的每一次技术支持、每一次技术交流和每一次软件开发实践。我们一定将用户的肯定转化为我们工作的动力，继续在今后的工作中实现应用的价值：一旦实现了客户的价值，也就必将体现我们的价值。

李楚舒



主 办：北京筑信达工程咨询有限公司

主 编：李 立

美 编：张翠莲

北京筑信达工程咨询有限公司

地址：北京市石景山区古城西街 19 号研发主楼 4 层西侧

电话：010-68924600 技术热线：010-68924600-200

传真：010-68924600-8

网址：www.cisec.cn 在线支持：support.cisec.cn

邮箱：support@cisec.cn (技术支持)

sales@cisec.cn (产品销售)

筑信达武汉分公司

地址：武汉市洪山区武珞路 717 号兆富国际 805 室

电话：027-8788 6890 / 8788 6891

区域代理

北方区

(北京、天津、河北、山东、山西、内蒙、辽宁、黑龙江、吉林)

北京华思维泰克科技有限公司

联系人：王博

手 机：159 1060 8694

华东区

(上海、江苏、浙江、安徽、江西)

上海江图信息科技有限公司

联系人：薛平

手 机：137 0172 6345

华南区

(广东、广西、福建、海南)

广州倍益软件技术有限公司

联系人：田茂金

手 机：137 6071 9009

华中区

(湖北、湖南、河南、陕西)

武汉百思通科技有限公司

联系人：叶亮

手 机：139 9561 6575

西南区

(四川、重庆、云南、新疆、贵州、甘肃、宁夏)

成都西柯建科技有限公司

联系人：周洪烈

手 机：138 0808 3187

目 录

Content

发表论文

| | |
|---------------------------------|----|
| 结构设计中如何全面考虑 P- Δ 效应 | 1 |
| 底层框架部分承担地震倾覆力矩计算方法 | 6 |
| 有关结构抗震设计底部剪力系数的讨论 | 10 |
| 附加偏心距和 P- δ 效应相关规定的演化与讨论 | 17 |
| 双向水平地震作用下框架柱设计的探讨 | 23 |
| 三维信息模型在变电站构架设计软件中的应用 | 30 |
| 基于 SAP2000 分析平台的变电站构架设计 | 35 |

新书抢先看

《SAP2000 中文版技术指南及工程应用》

| | | |
|--------|----------|----|
| 第 29 章 | 复杂高层钢结构 | 40 |
| 第 30 章 | 复杂高层混合结构 | 45 |
| 第 31 章 | 多塔与高位连桥 | 48 |
| 第 32 章 | 索结构幕墙 | 52 |
| 第 33 章 | 体育场馆 | 56 |
| 第 34 章 | 大型高铁站房结构 | 60 |

筑信达 自主产品

经典连载

| | |
|------------------------------|----|
| Edward L. Wilson 教授访谈回忆录 (2) | 69 |
|------------------------------|----|

新版发布

快讯 / 活动报道

征稿启事



weibo.com/cisec



cisec68924600

结构设计中如何全面考虑 $P-\Delta$ 效应

李楚舒¹, 李立¹, 刘春明², 魏旭豪¹

(1 北京筑信达工程咨询有限公司, 北京 100043; 2 CSI 公司, 伯克利 94704)

[摘要] 从 $P-\Delta$ 效应的定义入手, 分析了几何刚度和线性屈曲分析的力学概念, 指出这几个概念之间存在本质的联系, 同时分析了建筑结构中 $P-\Delta$ 贡献与 $P-\delta$ 贡献。在介绍一阶方法、二阶方法和直接法三种方法之后, 指出国内外通常考虑 $P-\Delta$ 效应的二阶方法是: 1) 在结构分析中考虑 $P-\Delta$ 贡献; 2) 在构件设计中考虑 $P-\delta$ 贡献。结合 ETABS2013 软件, 提出了具体的实现方法, 特别是提出建议采用线性屈曲因子作为刚重比控制条件的度量指标, 可以统一和简化对刚重比的计算, 还介绍了 AISC 针对 $P-\Delta$ 效应计算的基准测试问题。

[关键词] $P-\Delta$ 效应; 几何刚度; 线性屈曲分析; ETABS; 刚重比; 屈曲因子

中图分类号: TU318, TU973 文献标识码: A 文章编号: 1002-848X(2014)05-0078-05

Methods to consider full $P-\Delta$ effects in structural design

Li Chushu¹, Li Li¹, Liu Chunming², Wei Xuhao¹

(1 Beijing Construction Information Solution Engineering Consulting, Beijing 100043, China;

2 Computers and Structures Inc., Berkeley 94704, USA)

Abstract: Geometric stiffness and linear buckling analysis were analyzed based on the concepts for $P-\Delta$ effects, which came to the conclusion that these concepts have relationships in nature. Contributions of $P-\Delta$ and $P-\delta$ were analyzed as well. First-order method, second-order method and direct method were introduced and the common methods considering $P-\Delta$ effects in the second-order method at home and abroad were introduced as two steps, including: 1) considering $P-\Delta$ contribution in analysis phrase; 2) considering $P-\delta$ contribution in member design phrase. With ETABS2013 software, the concrete realization method was put forward. It was especially suggested that linear buckling factor can be used as the control conditions of stiffness to gravity ratio, so the computation of stiffness to gravity ratio can be unified and simplified. The benchmark problems proposed by AISC on $P-\Delta$ effects calculation were introduced as well.

Keywords: $P-\Delta$ effect; geometric stiffness; linear buckling analysis; ETABS; stiffness to gravity ratio; buckling factor

1 $P-\Delta$ 效应

结构工程中的非线性包括材料非线性和几何非线性, 几何非线性一般又分为 $P-\Delta$ (大应力) 效应和大位移效应^[1]。所谓 $P-\Delta$ 效应是指: 当结构中有较大应力(力或弯矩), 即使在变形很小时, 也要采用变形后的几何来写平衡方程; 而大位移效应是指: 当结构经历大变形, 特别是大应变和转动时, 应变表达式必须包含位移的二次项, 且必须对变形后的几何来写平衡方程, 即便是应力较小时亦如此。大应力效应和大位移效应也称为二阶几何效应。一阶方法与二阶方法的区别就是, 前者采用未变形几何来考虑平衡, 后者采用变形后几何来考虑平衡。

1.1 几何刚度的概念

当一条索受到拉力时, 它的侧向刚度会增加; 如果一根长的杆件受到很大压力并且处在即将屈曲的状态时, 杆件的侧向刚度已经明显减小, 一个很小的侧向荷载就有可能引起杆件失稳。这一普遍特性是由于结构的“几何刚度”改变所引起的。很明显, 此刚度是结构构件的荷载的函数, 几何刚度可正亦可负^[2]。

如图 1 所示, 可以用结点位移和结点力写出变形后几何的平衡方程:

$$\begin{bmatrix} F_i \\ F_j \end{bmatrix} = \frac{T}{L} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} v_i \\ v_j \end{bmatrix} \quad (1a)$$

即:

$$F_G = K_G v \quad (1b)$$

式中: F_i, F_j 为结点力; v_i, v_j 为结点位移; T 为轴力; L 为构件长度。

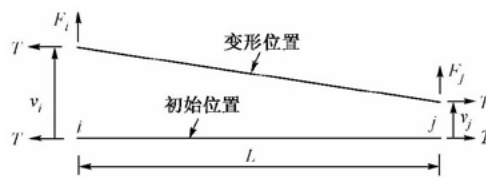


图 1 几何刚度示意

注意, 2×2 几何刚度矩阵 K_G 并不是索的力学函数, 而是单元长度和单元力的函数。因此, 用“几何”或“应力”刚度矩阵这两个专业术语来与常用的“力学”刚度矩阵(以单元的物理属性为基础)相区

作者简介: 李楚舒, 博士, 教授级高级工程师, Email: lies@cisc.e.cn.



别。几何刚度在所有结构中都存在, 只有当几何刚度相对结构力学刚度较大时才显得重要。

在弹性阶段, 存在:

$$F_E = K_E v \quad (2)$$

那么作用在构件上的总力 F_T :

$$F_T = F_E + F_G = [K_E + K_G] v = K_T v \quad (3)$$

式中: K_T 为总刚度矩阵; K_E 为弹性刚度矩阵; K_G 为几何刚度矩阵。

因此, 如果构件中的较大轴力保持不变, 则只需形成总刚度矩阵 K_T , 就可以考虑应力刚化效应或应力软化效应, 这就是 $P-\Delta$ 效应。

对建筑结构而言, 主要进行两类荷载的分析: 重力荷载 (如自重和楼面活荷载) 分析和侧向力荷载 (如风荷载或地震作用) 分析。而 $P-\Delta$ 效应中, 主要考虑由于较大的重力荷载作用产生的几何刚度以及在侧向力作用下是否产生较大的内力 (弯矩、剪力等) 和变形 (侧向位移) 的放大。

1.2 线性屈曲分析

线性屈曲分析, 就是寻找在一组特定荷载作用下, 由于 $P-\Delta$ 效应引起的不稳定模式^[1,2]。屈曲分析涉及到对一般特征值问题的求解:

$$[K_E + \lambda K_G(r)] \Psi = 0 \quad (4)$$

式中: $K_G(r)$ 为荷载向量 r 作用下的几何 ($P-\Delta$) 刚度矩阵; λ 为特征值对角矩阵; Ψ 为对应的特征向量 (模态) 矩阵。

每个“特征值-特征向量”对, 称为结构的一个屈曲模态, 特征值 λ 称为屈曲因子, 其物理含义就是它必须乘以 r 中的荷载才能引起屈曲, 可将其视为安全系数。

理解基于荷载的屈曲模态是很重要的。结构中不存在不只一组屈曲模态, 这与自然振型 (模态) 一样。工程师必须对每一组所关心的荷载计算出其屈曲模态, 既要关心屈曲因子, 也要关心屈曲变形, 这样才能正确地理解结构的稳定 (弹性)。

可以看出, 几何刚度、线性屈曲分析与 $P-\Delta$ 效应是密切联系在一起的, 它们都是 $P-\Delta$ 效应的反映。 $P-\Delta$ 分析和线性屈曲分析, 其实质就是在分析中考虑几何刚度, 无非前者考虑的是固定的几何刚度, 后者考虑的是变化的几何刚度 (线性屈曲分析可以理解为在寻找导致总刚度为零的几何刚度系数)。

线性屈曲分析在程序中的实现与求解结构的自然频率和振型所采用的数学方法是一样的, 都是化解成为对矩阵求解特征值和特征向量。

1.3 $P-\Delta$ 贡献与 $P-\delta$ 贡献

$P-\Delta$ 效应由两个不同的部分组成, 分别称为

$P-\Delta$ 贡献和 $P-\delta$ 贡献^[3], 用图 2 加以说明。 $P-\Delta$ 贡献是指: 荷载作用在结构发生 (整体) 位移 Δ 后的结点位置所产生的效应; $P-\delta$ 贡献是指: 荷载对结点间构件 (局部) 变形 δ 所产生的效应。这种整体和局部的效应分别称为大、小 $P-\Delta$ 。在不同的构件中 $P-\Delta$ 和 $P-\delta$ 的相对贡献是不一样的。

图 3 所示为一简支梁, 在分布力 w 作用下, 会产生与弹性刚度矩阵 K_E 相关的竖向位移 δ , 这个变形和轴力 P 就会形成附加的弯矩, K_G 即为 P 作用下的几何刚度矩阵。图 3 中还给出了跨中弯矩。

图 4 给出了悬臂柱的 $P-\delta$ 贡献以及相关的弯矩图。但是, 柱子很少是这样的单曲率, 在多层建筑结构中, 柱通常都是双曲率的, 可以用三次位移模式来描述柱子的变形。如图 5 所示, 由于在中点附近存在反弯点, 其中的 $P-\delta$ 贡献就远没有图 4 所示的那么大。



图 2 $P-\Delta$ 贡献与 $P-\delta$ 贡献

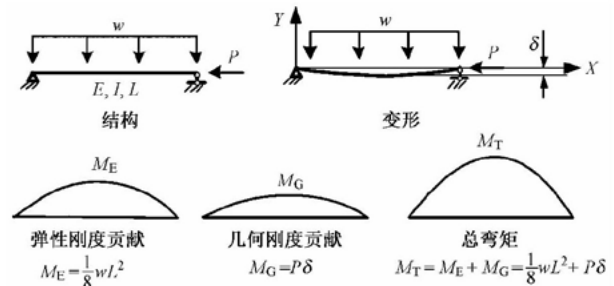


图 3 简支梁的 $P-\delta$ 贡献

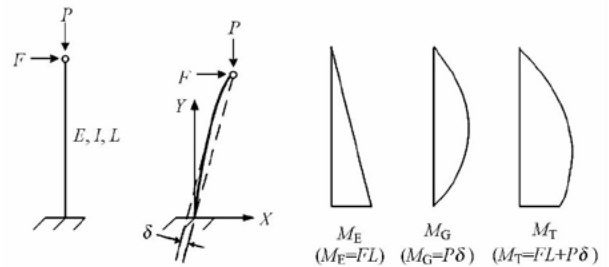
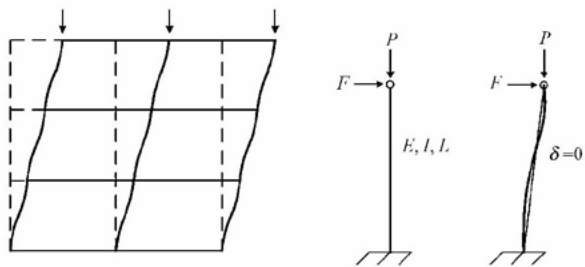
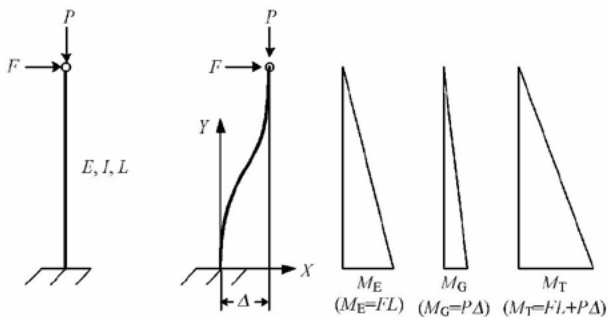


图 4 单曲率悬臂柱的 $P-\delta$ 贡献

通常, 在给定加载模式和双曲率位移模式的情况下, 柱子的 $P-\Delta$ 贡献是更为显著的, 因为与层间位移率相关的侧向位移 Δ , 比局部变形 δ 更为显著。随着层间位移率的增加, 重力荷载对结构力学行为具有更大的影响, 如图 6 所示。因此, $P-\Delta$ 效应必须



图5 双曲率悬臂柱的 $P-\delta$ 贡献图6 悬臂柱的 $P-\Delta$ 贡献

在设计中加以考虑,无论是静力还是动力,也无论是线性还是非线性。

2 考虑 $P-\Delta$ 效应的结构设计

如前所述, $P-\Delta$ 效应必须在设计中加以考虑,因此国内外规范无一例外地都要求考虑 $P-\Delta$ 效应。一般分为三种方法:

(1) 一阶方法。如前所述,一阶方法就是对未变形位置处理平衡方程,得出结构的内力和变形,再通过规范给出的长度系数来放大弯矩以考虑 $P-\Delta$ 效应。显然这种方法既繁琐又具有相当的局限性,已经逐步退出设计实践。

(2) 二阶方法。在变形后的位置考虑平衡方程,可以直接考虑 $P-\Delta$ 贡献,长度系数可以取为 1。不推荐用近似二阶理论对一阶弯矩进行放大来考虑 $P-\Delta$ 效应,因为没有这个必要。

(3) 直接法。直接分析设计法是一种全过程二阶弹塑性分析设计方法,可以全面考虑结构和构件的初始缺陷、几何非线性、材料非线性等对其内力的影响。在性能设计的时代,直接法是发展方向,但也需要更多的理论和实践探索。

为了充分讨论 $P-\Delta$ 效应本身的力学行为,本文暂且限制在弹性设计阶段;其实,现代结构的分析与设计工具都可以在弹塑性阶段考虑 $P-\Delta$ 效应或大变形效应,无论是推覆分析^[4],还是动力弹塑性时程分析。

因此,本文讨论的重点为二阶方法如何在结构设计中实现。采用二阶方法是可以直接考虑 $P-\Delta$ 贡

献的,但一般不能直接考虑 $P-\delta$ 贡献。

通常的做法是:1) 在结构分析时,考虑 $P-\Delta$ 贡献,这只需要考虑与 $P-\Delta$ 贡献相关的几何刚度即可;2) 在构件设计阶段,通过考虑稳定系数(钢结构)或考虑二阶效应的弯矩放大系数(混凝土结构)来考虑 $P-\delta$ 贡献。

例如美国混凝土学会 ACI 318-08 和 ACI 318-11 都规定,必须考虑整体位移 Δ 和局部变形 δ 的影响:

$$M_{\text{CAP}} = aM_m + bM_h \quad (5)$$

式中: M_{CAP} 是抗弯设计能力需求; M_m 是假定框架没有结点平动所需要的抗弯能力(也就是与变形 δ 相关); M_h 是假定框架只有结点侧向平动所需要的抗弯能力(也就是与变形 Δ 相关); a, b 分别是相应的放大系数。

在分析阶段中考虑 $P-\Delta$ 贡献,那么 $b = 1$; 在构件设计的时候,只需要考虑放大系数 a 即可。

2.1 我国规范的相关规定

由于新版的钢结构设计相关规范尚未正式发布实施,本节只列出现行混凝土结构设计的相关规定。

(1) 《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ 3—2010)^[5](简称混高规)的 5.4 节,专门对重力二阶效应及结构稳定进行了具体规定,其核心内容是整体稳定要符合式(5.4.4-1)和式(5.4.4-2)的要求(强制性条文),工程上称为刚重比要求。

(2) 《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)^[6](简称混规)的 6.2.4 条,就是在偏压构件中考虑参考 $P-\delta$ 贡献,与 ACI 318-08 中的思路是一样的。

因此可以看出,我国规范的方法也符合前面介绍的通常处理方式,即:在结构分析阶段考虑 $P-\Delta$ 贡献,而在构件设计阶段考虑 $P-\delta$ 贡献。

2.2 $P-\Delta$ 效应的基准测试

程序能否考虑完整的 $P-\Delta$ 效应,美国钢结构学会 AISC 给出了两道基准测试例题(Benchmark Problem),以检验程序计算 $P-\Delta$ 效应的能力^[7]。测试例题一、二分别是一根简支柱(只有 $P-\delta$ 贡献)和一根悬臂柱(既有 $P-\Delta$ 贡献,也有 $P-\delta$ 贡献),见图 7 和图 8(AISC 同时给出美国常用的英制和国际单位制;□中是不考虑剪切变形时的数据)。

采用 ETABS 2013 软件对这两道基准测试题进行计算的结果如表 1 所示(ETABS 2013 的结果都考虑了剪切变形)。可以看出,ETABS 2013 与 AISC 的基准测试题的误差都在 1% 以内,表明 ETABS 2013 在 $P-\Delta$ 效应的计算上是相当准确的。

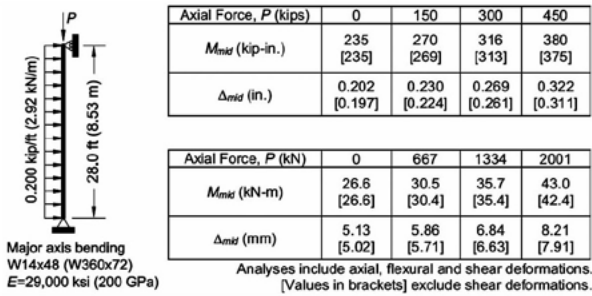


图 7 AISC 基准测试题一

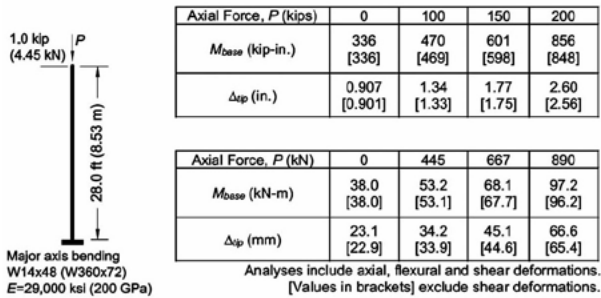


图 8 AISC 基准测试题二

ETABS 2013 基准测试结果 表 1

| 测试题 | P/kN | 0 | 667 | 1 334 | 2 001 |
|------|---------------------------|------|------|-------|-------|
| 测试题一 | $M_{mid} / (kN \cdot m)$ | 26.6 | 30.5 | 35.7 | 42.9 |
| | Δ_{mid} / mm | 5.12 | 5.84 | 6.81 | 8.15 |
| 测试题二 | P/kN | 0 | 445 | 667 | 890 |
| | $M_{base} / (kN \cdot m)$ | 38.0 | 53.1 | 68.0 | 96.9 |
| | Δ_{tip} / mm | 23.0 | 34.1 | 45.0 | 66.2 |

3 ETABS 2013 的实现方法

ETABS 2013 可以考虑完整的 $P-\Delta$ 效应:1) 给出结构的刚重比;2) 在分析阶段考虑 $P-\Delta$ 贡献;3) 在构件设计阶段考虑 $P-\delta$ 贡献。后文逐一介绍。

3.1 结构刚重比

通过 1.2 节“线性屈曲分析”,可以容易地得出刚重比与屈曲因子的内在联系。混高规的刚重比限值是根据二阶效应相对一阶分析的放大系数 $\mu = 1.1$ 来控制的。根据放大系数 μ 的理论公式:

$$\mu = \frac{1}{1 - (\sum G_i / P_{cr})} = \frac{\lambda_{cr}}{\lambda_{cr} - 1} \quad (6)$$

式中: G_i 为重力荷载设计值; P_{cr} 为屈曲荷载。

可以得到:与混高规的刚重比限值条件等价的是 $\lambda_{cr} \geq 10$ (在新版钢结构规范报批稿中的建议限值条件等价的是 $\lambda_{cr} \geq 5$)。

这就是说,可以通过线性屈曲分析,得到结构的屈曲因子 λ_{cr} ,就可以直接判别是否满足规范要求的刚重比,而且是一个统一的理论公式,并不区分结构形式(即不用区分是框架结构,还是非框架结构),也不需要按混高规对非框架结构的等效计算。

适用范围得到了极大的拓展,因为 1.2 节是基于力学理论推导,不涉及任何的结构形式,采用屈曲因子来进行刚重比判定,可简化判定方法(规范方法是近似的等代方法),而且对于多塔、连体等结构形式都可以得出正确的刚重比,而采用规范方法会碰到很多困难。

由于需要的最低阶的三个屈曲因子分别对应于平动 X, Y 和扭转 Z 的三个屈曲模态。工程师应当仔细审查各个屈曲模态变形,以确定正确的屈曲模式。通过对屈曲模态的分析,还可以发现设计中潜在的局部杆件稳定性问题。

如果非得采用规范方法中的刚重比数值,只需将获得的屈曲因子分别乘以 0.14 (非框架结构) 或 1.0 (框架结构) 即可。

ETABS 2013 的巅峰版可以进行线性屈曲分析,还可以进行非线性屈曲分析。图 9 为 ETABS 2013 采用规范方法和屈曲因子的刚重比输出。图 9 下方表格输出为规范公式结果,刚重比分别为 2.37 (Y) 和 2.38 (X);图 9 上方为屈曲模态的变形,图中显示了屈曲因子(该值也可表格输出)分别为 17.18 (Y) 和 17.75 (X);将屈曲因子转化为规范数值分别为 2.41 (Y) 和 2.49 (X)。显然这两种方法在数值上是有差别的。

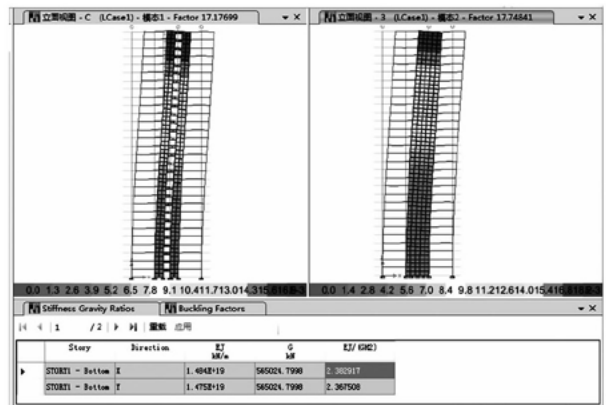


图 9 ETABS 2013 的刚重比输出界面

3.2 在分析阶段考虑 $P-\Delta$ 贡献

ETABS 2013 有一个 $P-\Delta$ 效应的分析选项,可以在结构分析中考虑 $P-\Delta$ 贡献,原理就是计入了重力荷载作用下的几何刚度。程序可以指定 $P-\Delta$ 荷载组合(通常是恒荷载和活荷载的组合),采用迭代的方法,来逐个构件地考虑 $P-\Delta$ 效应,这可以高效地捕捉构件的局部屈曲。

结构整体刚度计入 $P-\Delta$ 荷载组合的几何刚度后,可以基于此刚度进行各种静力工况分析(如恒荷载、活荷载、风荷载等)、反应谱分析、静力推覆分



析、非线性动力时程分析等,也就可以用来进行设计组合。

以表 2 所示的我国规范常用荷载组合为例,来说明如何确定 $P-\Delta$ 荷载组合。

如果考虑风荷载作为引发结构整体侧移 $P-\Delta$ 效应的主要原因的话,将 $1.2DL+1.4LL$ 作为 $P-\Delta$ 荷载组合是合适或保守的。因为这对组合(3)是准确的,对组合(2),(4),(6)是保守的,而组合(1)没有侧向荷载,不关注 $P-\Delta$ 效应。

我国常用设计荷载组合 表 2

| 序号 | 荷载组合 | 序号 | 荷载组合 |
|-----|-------------------------|-----|-----------------------------------|
| (1) | $1.2DL+1.4LL$ | (4) | $1.2DL+0.98LL\pm 1.4WL$ |
| (2) | $1.2DL\pm 1.4WL$ | (5) | $1.2DL+0.6LL\pm 1.3EHL$ |
| (3) | $1.2DL+1.4LL\pm 0.84WL$ | (6) | $1.2DL+0.6LL\pm 0.28WL\pm 1.3EHL$ |

注:DL 为恒荷载;LL 为活荷载;WL 为风荷载;EHL 为水平地震作用。

如果考虑水平地震作用作为引发结构整体侧移 $P-\Delta$ 效应的主要原因,将 $1.2DL+0.6LL$ 作为 $P-\Delta$ 荷载组合是合适的。因为这对组合(5),(6)是准确的,而组合(1)没有侧向荷载,不关注 $P-\Delta$ 效应。

如果笼统考虑侧向荷载,不区分其控制作用的是风荷载还是水平地震作用,那么就应采用 $1.2DL+1.4LL$ 作为 $P-\Delta$ 荷载组合。这就是混高规 5.4 节中对重力荷载设计值的规定的注解。

显然,如果统一在结构分析阶段考虑结构的整体侧移 $P-\Delta$ 效应,就没有必要判定是否考虑重力二阶效应的影响(对混高规用屈曲因子来表达,即 λ_{cr} 是否大于 20)。

3.3 在构件设计阶段考虑 $P-\delta$ 贡献

对于混凝土偏压构件,混规 6.2.4 条放大设计弯矩值,就是考虑到局部 $P-\delta$ 贡献。其实也没有必要采用 6.2.3 条来进行条件判别,都统一考虑 6.2.4 条,对设计来讲没有区别,6.2.4 条给出的结果自然就反映了 $P-\delta$ 贡献的大小。ETABS 2013 中文版的构件设计已考虑了以上规范要求。

ETABS 2013 还可以将构件进行细分,以在分析过程中考虑 $P-\delta$ 贡献,因为将构件细分,比如将柱子都细分为两个以上的对象,可以捕捉到柱子的 $P-\delta$ 贡献。但这种方法不是推荐的方法,只是说明 ETABS 2013 具备的分析能力,推荐的方法还是在构件设计时采用规范的放大系数。

4 结论

(1) 几何刚度、线性屈曲分析在理论上都是 $P-\Delta$ 效应的反映,原理和概念上都是相通的。

(2) 作为结构工程师,需要了解 $P-\Delta$ 贡献和 $P-\delta$ 贡献在结构中的相对大小。

(3) 采用线性屈曲因子作为刚重比的度量,是一种既统一又简便的方法。

(4) 在结构分析中考虑 $P-\Delta$ 贡献,在构件设计中考虑 $P-\delta$ 贡献,是国际上和我国规范的通用做法。

(5) 在二阶分析方法很成熟的现阶段,没有必要使用一阶方法加放大系数的做法,因为二阶方法概念清晰,操作也方便。当然,作为结构分析和设计程序,必须要具备准确计算完整 $P-\Delta$ 效应的能力。

(6) 对于钢结构较为关注的初始缺陷问题,二阶方法也可以较为方便地加以考虑。

(7) 在结构设计中全面考虑 $P-\Delta$ 效应的三个基本步骤为:1) 计算线性屈曲因子,考察相应的屈曲模态,对比规范限值(混高规为 $\lambda_{cr} \geq 10$),判断是否满足规范对整体稳定性的要求;2) 统一在结构分析中考虑结构整体侧移的 $P-\Delta$ 贡献;3) 统一在构件设计中考虑 $P-\delta$ 贡献。

参 考 文 献

- [1] CSI分析参考手册 [M]. Computers and Structures Inc., 北京筑信达工程咨询有限公司, 2013.
- [2] EDWARD L WILSON. Static and dynamic analysis of structures [M]. 4th ed. Berkeley: Computers and Structures Inc., 2010.
- [3] POWELL G H. Modeling for structural analysis: behavior and basics [M]. Berkeley: Computers and Structures Inc., 2010.
- [4] 扶长生, 周立浪, 张小勇. 长周期高层钢筋混凝土建筑的 $P-\Delta$ 效应与稳定设计 [J]. 建筑结构, 2014, 44(2):1-7.
- [5] JGJ 3—2010 高层建筑混凝土结构技术规程 [S]. 北京:中国建筑工业出版社, 2011.
- [6] GB 50010—2010 混凝土结构设计规范 [S]. 北京:中国建筑工业出版社, 2011.
- [7] AISC 360-10 Specification for structural steel buildings [S]. American Institute of Steel Construction, 2010: 276-277.

(上接第 73 页)

某些情况下是非常合适的选择。

(2) 与搭接柱相连的受拉楼层梁、板设计应重点关注,必要时可施加预应力。

(3) 搭接柱与梁、柱相连处应力集中较明显,可采用加腋过渡、增加配筋等构造措施予以加强。

参 考 文 献

- [1] 徐培福, 傅学怡, 王翠坤, 等. 复杂高层建筑结构设计 [M]. 北京:中国建筑工业出版社, 2005.
- [2] 傅学怡. 空间结构理念在高层建筑中的应用与发展 [J]. 空间结构, 2009, 15(3):85-96.
- [3] 李亚娥, 李洋, 于法桥, 等. 搭接柱转换层结构设计时相关问题探讨 [J]. 甘肃科学学报, 2009, 21(4):72-76.
- [4] 李亚娥, 王邓岷, 于法桥, 等. 搭接柱转换层结构的静力有限元分析 [J]. 甘肃科学学报, 2010, 22(1):134-137.

底层框架部分承担地震倾覆力矩计算方法

李楚舒¹, 李立¹, 刘春明², 张志国¹

(1 北京筑信达工程咨询有限公司, 北京 100043; 2 CSI 公司, 伯克利 94704)

摘要 采用现行规范规定的公式计算底层框架部分承担的地震倾覆力矩时存在一定的局限性。讨论了规范公式的限制条件, 指出当框架与剪力墙之间的相互作用不仅仅是传递水平剪力时, 规范公式将低估框架承担的倾覆力矩。根据力学和结构知识, 提出了由基底反力的合力矩来求解倾覆力矩的计算方法, 探讨了基底取矩点位置的选取, 给出易于操作的计算公式。最后使用 ETABS 2013 分析算例, 验证规范公式限制条件的影响, 同时说明推荐方法的合理性。

关键词 倾覆力矩; 计算方法; ETABS 软件

中图分类号: TU318 文献标识码: A 文章编号: 1002-848X(2014)05-0074-04

Calculation method for seismic overturning moment carried by the bottom frames

Li Chushu¹, Li Li¹, Liu Chunming², Zhang Zhiguo¹

(1 Beijing Construction Information Solution Engineering Consulting, Beijing 100043, China;

2 Computers and Structures Inc., Berkeley 94704, USA)

Abstract: The formula in current codes is not suitable for all conditions when calculating seismic overturning moment carried by the bottom frames. The limitation of the code formula was discussed to indicate that the code formula underestimate the overturning moment carried by the bottom frames when the interaction between frame and shear wall was not only the transfer of horizontal shear forces. Therefore, according to the mechanical and structure knowledge, a method was proposed to calculate the overturning moment based on the resultant moment of base reaction. The selection of the location of base moment action point was discussed and the easily handled calculation formula was given. To test the influence of the limitation of the code formula and verify the proposed method, ETABS 2013 was used to analyze the example and the rationality of the proposed method was stated.

Keywords: overturning moment; calculation method; ETABS software

0 问题的由来

我国现行规范对底层框架部分承担的地震倾覆力矩的相关规定, 对结构设计是非常重要的, 直接影响到结构设计中一系列重要指标的确定, 因此其计算方法的合理性就显得尤为重要, 否则将使这个指标失去工程应用实践的价值。具体来讲主要有: 1) 《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)^[1] (简称抗规) 的 6.1.3 条第 1 款对少量抗震墙的框架结构的规定; 2) 抗规的 6.1.9 条第 4 款对部分框支框架的规定; 3) 《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ 3—2010)^[2] (简称混高规) 的 8.1.3 条对各种情况做出了详细的规定; 4) 混高规的 10.2.15 条第 7 款对框支框架的规定。

因此框架承担的倾覆力矩计算的准确性将对结构设计参数的选取有较大影响。

1 规范方法及限制条件分析

抗规 6.1.3 条的条文说明里给出了计算公式:

$$M_c = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m V_{ij} h_i \quad (1)$$

式中: M_c 为框架-抗震墙结构在规定的侧向力作用

下框架部分分配的地震倾覆力矩; n 为结构层数; m 为框架第 i 层的柱根数; V_{ij} 为第 i 层第 j 根框架柱的计算地震剪力; h_i 为第 i 层的层高。

抗规的这个计算公式存在使用的限制条件, 即只有当框架与剪力墙之间的相互作用只有水平剪力的时候, 式(1)才正确。

图 1 为平面框架-剪力墙相互作用示意。框架与剪力墙主要是通过楼板系统来进行相互作用的(如果没有梁直接搭在剪力墙上或者没有结构加强层(如桁架)的话)。在承受水平荷载的情况下, 由于框架部分和剪力墙部分单独承受水平荷载时的变形不协调(框架为剪切型, 剪力墙为弯曲线型), 结构的上部将出现框架与剪力墙相互“拉”的作用, 也就是说在上部, 框架将承担大于外部水平荷载的剪力作用, 剪力墙的剪力与外荷载反向; 在中下部, 框架与剪力墙是相互“压”的作用。

先暂且把“一个复杂三维的框架-剪力墙系统能否用平面系统等代”的问题放在一边, 就考虑图 1

所示的平面简化的框架-剪力墙系统。

(1) 如果有梁直接与剪力墙连接,那么由于变形协调的关系,在水平外力作用下,梁与墙的连接点将具有较大弯矩和一些竖向力,式(1)将不再适用,会大大低估框架的作用(在第2节的算例演示中将揭示出这一问题)。

(2) 在不能采用刚性隔板假定的情况下,需要采用壳单元来模拟楼板,以反映结构真实的受力状态和响应,与梁类似,在楼板与墙体的交界处,一定存在较大弯矩和一些竖向力,同样式(1)会低估框架承担的倾覆力矩。

其实,在真实的框架-剪力墙结构中,图1是没法描述清楚墙与楼板的相互作用的模拟,因为连接不是单独的点,而是多个点或多个封闭线。墙与楼板(或梁)搭接在一起,由于构件间的变形协调,在交接处一定存在弯矩,如图2所示。如果有结构加强层,就更无法用图1这样的平面简化来描述。而且,式(1)显然也不能处理部分框支的情况^[5]。

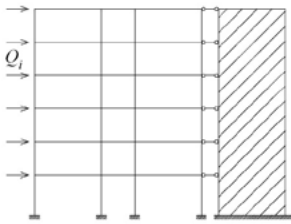


图1 框架与剪力墙相互作用平面示意

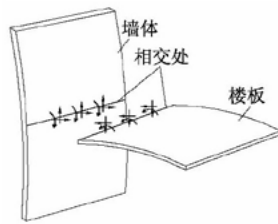


图2 框架与剪力墙交接处内力的示意

2 直接计算方法

根据基本的力学和结构知识,结构的抗倾覆力矩就是基底反力的合力矩,以抵抗外力形成的倾覆力矩。在文献[6]中,林同炎讨论了“高宽比与抗倾覆问题”,就是直接采用的基底反力,而且分析了多种支承形式的特征系数,他采用了基底反力抗倾覆力矩的“中和轴”概念,即假定倾覆力矩作用下的基底竖向反力按弯曲平截面假定来分布。当然,对于一个一般意义上的三维空间结构体系来讲是不存在这个中和轴的。

在三维系统XYZ中,如果水平作用力为X向,对于抗倾覆力矩,只考虑基底反力FZ(Z向力)和MY(Y向弯矩),其他的力和弯矩(FX, FY和MX, MZ)对倾覆力矩(绕Y轴力矩)无贡献,即:

$$M_{OT} = \sum_{i=1}^n (MY_i + FZ_i \times X_i) \quad (2)$$

式中: M_{OT} 为结构的抗倾覆力矩,可以是整体结构(n 取全部的基底反力点数),也可以是结构的一部分(n 取部分结构的基底反力点数); MY_i 为第*i*个

基底反力的Y向固端弯矩; FZ_i 为第*i*个基底反力的Z向力; X_i 为第*i*个基底反力的X坐标。

一般说来,基底反力的合力,如果是力矢量,合力与选择位置无关,如果是力矩矢量,合力矩与所选位置有关。显然,对于整体的框架-剪力墙结构来说,采用基底的任意位置作为取矩点,式(2)得到的结果为恒定值,也就是水平外力的合力矩。

对于结构的一部分,比如框架部分,式(2)的结果将与取矩点相关。显然,作为一个合理的大家都遵循的计算方法,取矩点的定义为式(2)应用的关键。

理想情况是寻找墙与框架相互作用的竖向力作用点在基底的投影,对这个点取矩,可以消除交接处竖向力的影响。但一般情况下,空间交接面太复杂,计算不方便。

本文建议采用基底截面重心为取矩点,定义见下式:

$$G_0 = \begin{cases} X_0 = \frac{\sum E_i A_i X_i}{\sum E_i A_i} \\ Y_0 = \frac{\sum E_i A_i Y_i}{\sum E_i A_i} \end{cases} \quad (3)$$

式中 E_i 和 A_i 分别为基底各截面的弹性模量和面积。

原因如下:

(1) 对于框架,基底截面抵抗倾覆力矩主要依靠轴力,基底固端弯矩所占比例都较小(一般在2%~5%);在高层建筑的悬臂梁微分模型中,对截面抗弯刚度的考虑是 $EI = \sum E_i A_i \times c_i^2$, 其中 c_i 即为距整体截面重心的距离^[5]。结构概念设计中,也是要尽量发挥两侧端柱的抗倾覆能力^[6]。

(2) 在文献[6]中,作者提出了弯矩刚度指数(Bending Rigid Index, BRI), BRI采用的也是结构底层所有立柱截面围绕自身为整体的重心轴旋转所得到的截面惯性矩,其原理与第(1)条一样。

(3) 通常情况,水平地震荷载作用下,在墙与框架(或梁)的连接处,竖向力相对较小,框架部分基底反力的Z向合力 $\sum FZ_i$ 分摊到每根柱子的数值相对柱子的平均轴力(绝对值)来讲一般在5%以内; $\sum FZ_i$ 与结构承担的水平作用合力的比值也在5%以内。 $\sum FZ_i$ 即为框架或剪力墙承担的竖向不平衡力,如果为零,说明框架或剪力墙的竖向力为自平衡力,那么可以对基底任一点取矩,式(2)为常数。

(4) 根据基本的力学知识,由于第(3)条所述的原因,取矩点在距离基底截面重心位置不超过一半

的基底宽度时,式(2)的结果相差在5%以内。下一节的算例可以说明这点。

因此采用基底截面重心为式(2)的取矩点是符合力学概念的,从操作层面来看也是易于工程师复核和计算程序实现的((1),(2)两条)。由(3),(4)两条所述原因可知,其实取矩点的绝对位置是哪里,比如无论是基底几何中心点还是截面重心点,只要是在基底面内,所引起的计算结果不一致的差别较小,一般都小于5%。

3 算例演示

为了说明本文前面阐述的论点,本节给出了多个算例来进行比较,这些例子是从如图3所示的一个基本模型M0演变而来的,采用的软件是ETABS 2013^[6]。

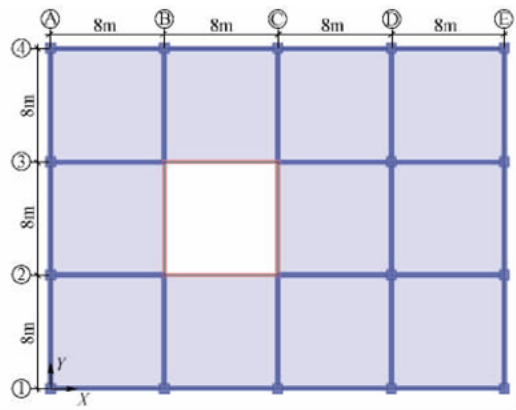


图3 基本结构模型M0

模型M0的基本参数信息: X, Y 向的轴距都为8m,层高3m,共8层;梁、柱、墙、楼板混凝土强度等级均为C30;梁截面尺寸为 600×300 (高 \times 宽);柱截面尺寸为 700×700 (长 \times 宽),墙厚250mm,楼板厚200mm;地震作用为 X 向,暂且不考虑偶然偏心。

3.1 有梁搭在墙上的情况

从模型M0演化出两种不同的楼板分析类型:1)模型M11为刚性隔板假定,采用膜单元作为楼板;2)模型M12采用壳单元作为楼板。需要指出的是,对于模型M11,由于膜单元不具备面外刚度,程序根据板厚和梁的有效翼缘计算宽度按《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)表5.2.4自动对边梁和中梁的刚度进行放大。本例中,边梁的放大系数为1.83,中梁的放大系数为2.17。模型的原点 O 在左下角柱中心,基底截面重心位置 G_0 为(14.5m, 12m),基底几何中心位置 C_0 为(16m, 12m)。

规范与本文公式的计算结果见表1,2,表中的差别都是指相关量差值的相对百分比。可以得出以下结论:

规范与本文公式的比较

表1

| 模型 | 总倾覆力矩 I (kN·m) | 框架承担的倾覆力矩 / (kN·m) | | 差别 $\left \frac{(1)-(2)}{(2)} \right $ |
|-----------------------|---------------------|--------------------|----------------|--|
| | | 式(1) (比例) | 式(2) (比例) | |
| M11 | 98 664 | 19 695 (20%) | 27 847 (28.2%) | 29.1% |
| M12 | 96 397 | 15 959 (16.6%) | 24 119 (25.0%) | 33.6% |
| $\frac{M11-M12}{M12}$ | 2.4% | — | 15.5% (12.8%) | — |

注:比例是指框架承担的倾覆力矩与总倾覆力矩的比例。

本文公式采用不同取矩点的比较

表2

| 模型 | 框架承担的倾覆力矩 / (kN·m) | |
|-----|------------------------------|----------------------------|
| | 取矩点 C_0 (与取矩点 G_0 差别) | 取矩点 O (与取矩点 G_0 差别) |
| M11 | 27 859 (0.04%) | 27 740 (0.4%) |
| M12 | 24 125 (0.02%) | 24 062 (0.2%) |

(1)根据表1的数据可以看出,规范公式大大低估了框架承担的倾覆力矩,原因在于墙与楼板/梁的交接处存在较大的弯矩,几乎可以占到水平剪力产生力矩的50%以上,表明其不可以忽略,而且在楼板的设计中要加以考虑。

(2)这样一个看似平面规则的结构,刚性隔板假定似乎是合理的,但根据表1中模型M11和M12的对比数据可知,采用壳单元模型(对实际情况简化得最少,比较而言是更真实的模型)与采用刚性隔板简化模型的计算结果还是有一定差别(达到10%以上)的;如果没有梁搭在墙上的话(见3.2节算例对比),这个差别还会更大。

(3)表2的对比数据表明,对基底不同取矩点,本文建议式(2)的计算结果差别很小。根据结构力学基本原理,可以把取矩点定为基底截面重心处。

3.2 只有楼板作为传力构件的情况

取消模型M0各层与剪力墙连接的8根梁,形成与3.1节相对应的模型M21和M22。由于取消梁后,板的负荷增大,将板厚增加为250mm,其他参数不变。计算结果见表3,4,可以得出以下结论:

(1)由表3可知,对于模型M22,式(1)依然对框架承担的倾覆力矩有较大的低估,原因在于与墙相连的楼板具有较大的弯矩。

规范与本文公式的比较(无连接梁)

表3

| 模型 | 总倾覆力矩 I (kN·m) | 框架承担的倾覆力矩 / (kN·m) | | 差别 $\left \frac{(1)-(2)}{(2)} \right $ |
|-----------------------|---------------------|--------------------|----------------|--|
| | | 式(1) (比例) | 式(2) (比例) | |
| M21 | 98 778 | 18 600 (18.8%) | 18 600 (18.8%) | 0 |
| M22 | 101 191 | 16 771 (16.6%) | 23 788 (23.5%) | 29.5% |
| $\frac{M21-M22}{M22}$ | 2.4% | — | 21.8% (20.0%) | — |



本文公式采用不同取矩点的比较(无连接梁) 表4

| 模型 | 框架承担的倾覆力矩/(kN·m) | |
|-----|------------------------------|----------------------------|
| | 取矩点 C_0 (与取矩点 C_0 差别) | 取矩点 O (与取矩点 C_0 差别) |
| M21 | 18 600 (0) | 18 600 (0) |
| M22 | 23 763 (0.1%) | 24 015 (1.0%) |

(2) 即便是墙与框架之间的联系完全靠楼板, 但也可以看出模型 M22 与 M21 有较大差别。原因在于刚性隔板没有面外刚度, 即使面内变形很小, 然而由于楼板与墙连接处的变形协调的缘故, 采用实际的壳单元可以提供正确的面外刚度(图2), 因此建议最好采用能够真实反映楼板面外刚度的壳单元来对楼板进行模拟。

(3) 在模型 M21 中, 之所以规范式(1)和本文建议式(2)的计算结果相同, 就是由于此时的楼板与墙之间的相互作用力只有水平剪力, 而没有弯矩和竖向力, 在这种假定下, 式(1)的结果是正确的; 而且正因为这种情况下, 框架基底竖向力为自平衡力, 所以对基底任何点的取矩相同。但由于模型 M22 中存在竖向力, 所以不同点的取矩是不同的, 但差别也在5%之内(表4)。

4 结语

由于我国现行规范的相关规定, 基底框架承担的倾覆力矩是重要的结构设计判别条件和规定要求, 故准确计算倾覆力矩值显得尤为重要。而抗规给出的计算公式隐含着极强的限制条件: 不

(上接第86页)

4 结论与建议

通过对某高层项目采用 YJK 软件选取合理计算模型及计算参数进行设计, 并结合规范要求和实际工程经验可以得出以下结论与建议:

(1) 采用合理、精细、符合规范要求的结构计算分析模型能够更加准确地计算分析结构的受力, 并指导配筋设计, 能够改善结构的受力性能, 并在很大程度上避免简化或错误模型及计算参数造成的材料浪费。

(2) 地下室外墙承受较大的水土压力、人防荷载等, 在设计中应该重视地下室外墙的设计。选取符合实际情况的计算模型不但能使结构安全, 还能避免选取错误模型计算引起的截面过大、配筋不合理的情况。

(3) 矩形梁配筋设计时考虑楼板作为翼缘的影响, 是按照规范建议对梁进行的配筋设计, 在节省材料的同时可更好地实现“强柱弱梁”。

(4) 边框柱、组合墙设计应结合实际情况, 单独

存在加强层、梁不与墙相连接、采用刚性楼板假定等。只有在上述条件都满足的情况下, 墙与楼板(或梁)的交接面上不存在弯矩, 式(1)才能用作框架倾覆力矩的度量指标。显然, 对于稍复杂的工程, 上述条件即得不到满足, 而且对于部分框支结构, 式(1)也不能用。

通过分析和算例比较, 规范的公式在多数情况会低估框架承担的倾覆力矩, 采用直观的式(2)和采用基底截面重心为取矩点, 可以得到正确的结果, 并且易于操作。

参 考 文 献

- [1] GB 50011—2010 建筑抗震设计规范 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- [2] JGJ 3—2010 高层建筑混凝土结构技术规程 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2011.
- [3] 林超伟, 王兴法. 底层框支框架部分承担的地震倾覆力矩计算方法分析 [J]. 建筑结构, 2012, 42(11): 84-86.
- [4] 林同炎, 思多台斯伯利 S D. 结构概念和体系 [M]. 王传志, 等, 译. 北京: 中国建筑工业出版社, 1985.
- [5] YUAN SI. The finite element method of line [M]. Beijing: Science Press, 1993.
- [6] 塔拉纳特 B S. 高层建筑钢-混凝土组合结构设计 [M]. 2版. 罗福午, 等, 译. 北京: 中国建筑工业出版社, 1999.
- [7] CSI分析参考手册 [M]. Computers and Structures Inc., 北京筑信达工程咨询有限公司, 2013.

取出某个柱或某片墙来设计是不科学的, 造成材料浪费的同时还使部分结构存在安全隐患, 应当将边框柱和边上墙肢、组合墙肢相互作为整体分析。

(5) 手册算法计算的楼板配筋结果往往偏大, 计算模型将边界条件定义为简单的固接、铰接或自由端, 忽略边上楼板或荷载对其的影响, 会有比较大的误差。有限元算法最大程度地还原真实的边界和受力情况, 计算结果精准, 在楼层中楼板厚度、荷载等变化较大时更能体现有限元算法的优势。

参 考 文 献

- [1] 傅学怡. 实用高层建筑结构设计 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- [2] 朱炳寅. 建筑抗震设计规范应用与分析 GB 50011—2010 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2011.
- [3] 朱炳寅. 高层建筑混凝土结构技术规程应用与分析 JGJ 3—2010 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2013.
- [4] GB 50011—2010 建筑抗震设计规范 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- [5] GB 50010—2010 混凝土结构设计规范 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2011.

有关结构抗震设计底部剪力系数的讨论

李楚舒, 李立, 王龙

(北京筑信达工程咨询有限公司, 北京 100043)

摘要: 本文推导出底部剪力系数的简洁物理表达及在反应谱曲线上的等效点, 依据结构动力学、反应谱理论和结构抗震设计原理等基本理论体系, 可以对此系数进行直观定性分析判断; 进而探讨在结构抗震设计中应该如何使用最小限值, 提出改进对最小底部剪力系数标定的建议。

关键词: 结构抗震设计, 底部剪力系数, 最小底部剪力系数的使用和标定

0 引言

随着我国超高层建筑的迅猛发展, 广大工程设计人员和科研工作者针对抗震设计中遇到的“最小地震底部剪力系数”(或“最小剪重比”)问题, 进行了有益的讨论, 指出《建筑抗震设计规范》GB50011-2010^[1](简称抗规)具体条文规定的一些问题。

文献[2]全面介绍了抗规对最小地震剪力系数取值规定的背景, 再次强调了“当不满足规范最小地震剪力系数限值时, 对楼层剪力乘以放大系数, 只是提高了构件承载力, 并不能解决结构体系不合理的问题, 应通过调整结构布置、减轻结构质量和提高结构刚度来解决”。

文献[3]从大量超高层设计经验出发, 指出“由于结构高度高, 周期长, 剪重比一般难以满足规范要求”, 提出“剪重比限值与特征周期相关联”、“剪重比限值按结构周期分类进一步细分关联”、“通过调整结构总剪力和各楼层水平地震剪力以满足最小剪重比要求”等建议。

文献[4]从功率谱概念出发, 指出抗规中“楼层最小地震剪力系数仅与地震影响系数的最大值相关, 与场地类别无关, 显然是不合理的”, 而且“最小剪力系数与结构体系合理性无关”, 提出了“加速度反应谱第一下降段按 T^{-1} 的规律下降, 第二下降段按 T^{-2} 的规律下降”的反应谱函数建议。

文献[5]推导出规范最小剪重比限值的内涵是“对应II类场地, 质量 M , 周期 T 的单质点结构, 在 $T = 3.5$ s时的基底剪力对最小剪力限值; $T = 5.0$ s时, 此限值为 $0.88M$ 质量时单质点结构的最小基底剪力”, 给出了其他类别场地的最小剪重比建议值, 指出了“欲通过调整结构刚度或重量来满足规范剪重比要求是十分困难的”, “适宜的方法是通过周期折减系数, 增大楼层地震剪力, 当仍不满足要求时, 可将不满足楼层处的地震剪力按规范要求放大(不传递), 以满足规范要求”。

文献[6]按抗规及SRSS振型组合法推导出剪重比为“各振型地震影响系数平方与各振型参与质量系数平方乘积之和的二次方根”。指出: “想要通过调整结构的质量和刚度, 以改变计算的最小剪重比, 是困难的且代价高昂的”。

文献[7]推导出—维弯曲型和剪切型的匀质悬臂梁的剪重比公式, 也指出“剪重比是否满足规范限制, 与结构形式和结构布置的合理性没有明显的关系”, 提出了“考虑长周期分量修正的加速度反应谱”来替代“剪重比”控制。

文献[8]推导出与文献[6]相同的底部剪力系数表达式,指出“任何结构都存在一个临界周期,只要结构基本周期超过临界周期,底部剪力系数总不能满足规范要求”、“结构体系和布置方案与底部剪力系数能不能满足最小限值的要求没有明显的关系”、“不满足最小限值并不能说明结构方案布置不合理”;通过与美国规范的对照,指出“抗规的最小剪力系数限值是合理的”;通过四种工程处理方式(刚度控制与强度控制),指出“当不满足最小剪力系数时,合理、简单、有效的方法是按比例放大设计地震作用使其满足要求”,同时建议“最小底部剪力系数的取值应计入场地效应”。

文献[9]通过对某超高层结构采用两种不同的剪力系数控制方法(A:方案满足抗规最小剪重比的要求;B:对不满足的楼层进行剪力放大来满足规范要求)的案例研究表明,“虽然大震弹塑性分析 A、B 性能相当”,但“A 的构件尺寸明显大于 B, A 的材料用量和设计难度均高于 B”,“抗倒塌分析表明, B 比 A 反而具有更高的抗倒塌安全储备”。

综上所述,基本上可以得到三点一致性的结论:

- (1) 剪力系数是结构的本来属性,其大小并不能判定结构方案的优劣;
- (2) 剪力系数最小值应当与场地类别挂钩;
- (3) 不满足规范最小剪力系数,在保证结构构件内力和位移要求的前提下,不应(也很难)通过调整结构方案(质量和刚度)来达到规范要求,应该直接进行地震力放大处理,以保证结构具有相应的安全储备。

本文拟通过结构动力学、反应谱理论和结构抗震设计原理等基本理论体系,得出底部剪力系数的物理表达,便于进行直观定性分析;进而探讨应该在结构抗震设计中如何使用这个限值,及如何改进最小底部剪力系数的标定。

1 底部地震剪力系数

Chopra 将各振型底部剪力等效原则,构建出各振型对应的单自由度系统,来阐释反应谱理论^[10]。

依据此思想,可以采用对振型分解反应谱法的底部剪力等效的原则来构建一个等效的单自由度系统,此系统的底部剪力等于原多自由度体系,其等效质量 M^{eff} 等于原系统质量 M 。与 Chopra 的方法不同的是,本文不关注各个振型,而直接对经过振型组合后(无论是何种组合方法,SRSS 或 CQC)的最终结果(底部剪力)进行等效。

这个单自由度系统,反应谱法给出的底部剪力为:

$$V_b^{eff} = \alpha^{eff} M g \quad (1)$$

其中: α^{eff} 是在反应谱曲线对应周期 T^{eff} 的地震影响系数, g 是重力加速度。

总可以找到这样一个等效周期 T^{eff} 来在反应谱曲线上对应 α^{eff} ,使得 V_b^{eff} 等于原系统振型分解反应谱法得到的底部剪力 V_b 。利用 $T^{eff} = 2\pi\sqrt{M/K^{eff}}$ 关系,也就可以找到等效的刚度 K^{eff} ,本文不要求出等效刚度。根据基本的结构动力学常识,对于一般结构,动力特性主要由第一振型控制,第一振型的参与质量系数比高阶振型要大得多(假设第一振型的参与质量系数可以达到 50% 以上的话——这对建筑结构一般不是问题,只要结构顶部不存在特别柔的类似“桅杆”的部分),那么等效周期 T^{eff} 与原结构的第一周期(即:基本周期) T_1 的关系为:

$$T^{eff} \geq T_1 \quad (2)$$

一般情况下,式(2)都是取大于符号,在原结构是单自由度体系时会相等。而且,第一振型参与质量系数越小, T^{eff} 相比 T_1 就越大。这也就是抗规底部剪力法(5.2.1 条)中对结构等效总重力荷载采用了 85% 的总重力荷载代表值,来对多质点进行计算的原因。

根据抗规对地震底部剪力系数的定义,对这个等效单自由度系统来讲,底部剪力系数表达为:

$$\lambda = \frac{V}{G} = \frac{V_b^{eff}}{Mg} = \alpha^{eff} \quad (3)$$

式(3)揭示出:任何结构的底部剪力系数都是反应谱曲线上的地震响应系数的对应值。

根据式(2),可以得知,一般情况下:

$$\alpha^{eff} \leq \alpha_1 \quad (4)$$

α_1 为 T_1 对应的地震影响系数值。同样,第一振型参与质量系数越小, α^{eff} 相比 α_1 就越小。

结构自身的特性,如质量分布、刚度分布和结构阻尼比,可以看作是地震剪力系数的“内因”;设计反应谱的具体形式,是可以视为地震剪力系数的“外因”。

由此可见,反应谱法得到的底部地震剪力系数除了是结构自身特性的反映之外,更是反应谱曲线形式的直接作用结果。

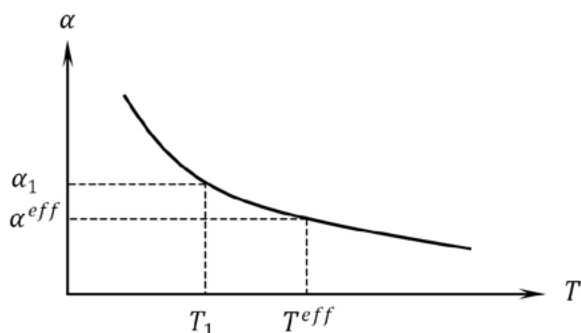


图1 设计反应谱曲线上的等效地震影响系数

基于反应谱理论,是无法得出底部剪力系数的“合理”的限值范围(如文献[8]给出了一个例子,说明严重不符合结构设计基本力学概念的倒质量、刚度分布,却能“更好”地满足规范剪重比的要求)。任何结构都可以找到一个对应于反应谱曲线的 α^{eff} 。

换言之,不能从 α^{eff} 的大小来衡量结构的“优劣”:只要给出了一条具体的反应谱曲线,就能得到对应的 α^{eff} ,如图1所示。

图1还说明了这样一个道理:如果对最小底部剪力系数的标定,恰好是反应谱曲线上基本周期的地震影响系数值,那么对于实际的多自由度结构,就会不满足这个标定值。抗规就是采取II类场地对最小值进行标定的,详见3、4节。

2 关于反应谱理论

扶长生教授对反应谱理论进行了概括^[11]:反应谱理论的杰出贡献在于它结合了随机理论和确定性分析方法,把地震波的频谱特性、结构的自振特性以及地震作用和效应三者有机地联系在一起。反应谱理论的数学模型是Guass随机过程,基本假定是,一条地震记录波为Guass随机过程集合中的一次事件,设计反应谱是按平稳随机过程理论统计平均的“连续分段光滑”曲线。按平稳随机过程进行振型组合,振型分解反应谱法得到的地震反应是Guass随机过程集合的期望值。

在廉价的个人电脑出现之前,反应谱法是线性地震分析的标准方法。

虽然反应谱法存在其固有的缺陷(如,反应谱法得到的响应量是其期望值,因此多个响应量之间并不存在物理关联;反应谱法的结果依赖于坐标系的选取,对位移量也不能进行矢量合成,而且对扭转严重的结构,给出的位移会比“失真”——这就是10规范改用“规定水平力”来进行位移比计算的原因。等等),但,目前绝大多数国家和地区都采用反应谱法进行结构的抗震设计,各国设计规范对复杂结构都有时程分

析计算的补充规定。随着时程记录的丰富与完善,计算机处理速度和存储量的提升,时程分析将逐步成为抗震工程的主要方法。

特定场地上的一条地震加速度时程记录都可以通过从时域到频域的变换来得到对应的加速度反应谱(指定阻尼比),因此,对于一个结构和一条地震时程记录,时程法和反应谱法得到的结构最大响应在随机过程意义上是一致(注意:是这条时程记录变换的反应谱,而非设计反应谱;且结构为线性系统),这是反应谱法的数学基础(可参见文献[12]第15章中时程、SRSS和CQC振型组合的数值对比)。同样,一条加速度时程记录可以通过积分得到相应的速度时程和位移时程(需要对起始和终止的速度和位移进行归零处理),理论上讲,线性时程分析采用加速度、速度或位移输入,得到的结构响应是一致的。

反应谱是 Fourier 谱在结构抗震工程意义上的简化,且用到了如下近似关系:

$$S_{pv}(\xi, \omega) = \omega S_d(\xi, \omega) \quad (5-1)$$

$$S_{pa}(\xi, \omega) = \omega^2 S_d(\xi, \omega) \quad (5-2)$$

上两式中, S_d, S_{pv}, S_{pa} 分别是位移谱、伪-速度谱和伪-加速度谱(通常,工程上将“伪-”和下标 p 省略;而且是相对位移谱、相对速度谱和绝对加速度谱的简称); ξ, ω 分别是单自由度体系的阻尼比和圆频率。

显然,对于长周期明显的地震记录,采用加速度反应谱,由于乘以 ω^2 的结果,可以完全“消除”记录中的长周期成分,这就是加速度反应谱针对长周期问题“力不从心”的根本原因^[12]。

基于“近些年的地震中,大多数结构倒塌与软场地有关”的事实,不少学者建议“应该考虑使用相对位移谱作为基本形式来进行地震作用计算”^[12]。以位移为基本变量进行动力平衡方程的求解并没有实质数学上的难度,但要收集整理位移时程记录,并将其转换为可实施的设计位移反应谱确实是一项浩大的系统工程。

现实可行的做法是:对于常规的工程设计问题,还是采用加速度反应谱方法,因为国内外已经积累了几十年的丰富经验;对于复杂工程问题(包括场地),应补充时程分析计算,特别要注意对包含长周期成分的时程记录的选取。但,对特定地震记录的时程分析结果,采用设计反应谱的结果去“校正/选波”,逻辑上讲是不对的,因为对于这些特殊的时程记录,设计反应谱本来就没有“覆盖”;之所以要采用时程分析,就是对设计反应谱的补充。

工程上遇到的长周期问题,如果采用不同输入形式(加速度、速度或位移)的地震记录,时程分析得到的结果基本一致。逐步直接积分法的结果取决于输入的地震波自身的频谱特性,反应谱法取决于输入的设计反应谱特性(当然还受制于反应谱法本身的假定,如式(5-1)和式(5-2))。如果时程记录或设计反应谱自身都没有长周期的特性,逐步积分法或反应谱分析自然得不到长周期结构应该有的响应输出。

反应谱法的核心在于设计反应谱曲线的形状。

时程记录与反应谱之间可以找到两个重要的对应关系:1) 加速度时程记录的最大值,等于加速度反应谱的 $S_a(0)$, 指示出“极刚”的结构会随地面一起做刚体移动,同时对应于相对位移谱的 $S_v(0) = 0$, 即结构的相对位移为零;2) 位移时程记录的最大值,是相对位移谱的 $S_v(+\infty)$, 揭示出对极长周期系统,绝对位移接近为零,相对位移谱将收敛到位移时程记录的最大值,这就是结构隔震的物理基础。

文献[4]从功率谱概念出发,指出了我国设计规范反应谱中存在的缺陷,提出将“反应谱第一下降段按 T^{-1} 的规律下降,第二下降段按 T^{-2} 的规律下降”的建议(这也是美国规范的反应谱形状)。当然文献[2]也说明了规范对第二下降段采用直线下降的原因(“人为地提高了长周期段加速度反应谱值”,换句话说,为了提高长周期结构的抗震设计安全度)。

3 底部地震剪力系数的最小限值

从底部地震剪力系数的表达(式(3)和式(4))和对反应谱理论的回顾,可以看出,从反应谱理论本身是不可能得出这个最小限值规定的合理解释,当规定的最小限值 $\lambda(T)$ 与反应谱曲线 $\alpha(T)$ 存在交点(此时周期

为 T^*),那么一定就可以构造出一个符合力学概念的“良好”结构,其 α^{eff} 小于交点处的 α^* (见图1),也就是说不满足最小剪力系数的要求;如果规定的最小限值 $\lambda(T)$ 都位于反应谱曲线之下,那么就不会出现不满足最小剪力系数的情况发生。

所以,抗震设计中的最小底部剪力系数标定与设计反应谱曲线的最小值是“不相干”的:前者是对反应谱法求得的底部剪力的一个安全性阈值限定;后者是具有较严密理论体系的地震响应求解方法的“外部因素”。

其实,规范及条文说明和相关解释文章中都已经表明“由于地震影响系数在长周期段下降较快,对于基本周期大于3.5s的结构,由此计算所得的水平地震作用下的结构效应可能太小;出于安全的考虑,提出了结构总水平地震剪力及各楼层水平地震剪力最小值的要求”^{[1][2]}。因此,规定最小剪力系数的目的,实质就是为了确保结构具有足够的结构抗震(强度)安全度。也就是说,剪力系数的最小限值是一个与社会经济水平相关的一个安全阈值,与反应谱曲线本身的最小值及结构自身特性没有直接物理关联,只是对结构的反应谱分析结果进行最小底部剪力修正的安全保障而已。

任何针对最小底部剪力系数而要调整反应谱曲线的尝试,既违反反应谱自身的理论,同时也是因果关系倒置。

美国相关规范(如UBC 1997, IBC 2000-2012, ASCE 7-05)的相关规定(也可以参阅文献[2]、[8]、[9]对此问题的引述),最小底部剪力系数为

$$C_s = \max(0.044S_{DS}I, 0.01) \quad (6)$$

其中: S_{DS} 为短周期设计反应谱加速度参数, I 为结构重要性系数。

美国规范中,如果反应谱求得的底部剪力小于最小底部剪力要求(式(6)),则要对反应谱求得的各层剪力进行相应的放大处理。(注:这与我国抗规的调整思想是不同的,美国规范的判定原则是底部剪力最小值,然后全楼放大处理,相当于对整体地震作用进行了放大)

可以看出美国相关规范对此问题处理的原则和简洁性。而且随着性能化设计在理论和实践上的深入,美国TBI最新发布的高层建筑设计指南^[13]中已经给出使用性能目标替代最小底部剪力系数的指导意见。

4 规范对最小底部地震剪力系数的相关规定

4.1 规范对最小限值的规定

抗规5.2.5条的规定^{[1][2]},表面上是取:当 $T_1 \leq 3.5$ s时, $\lambda_{min} = 0.20\alpha_{max}$;当 $T_1 \geq 5.0$ s时, $\lambda_{min} = 0.15\alpha_{max}$;中间线性插值。

其实,抗规是采用II类场地($T_g = 0.35$ s)来利用反应谱对最小底部地震剪力系数进行标定的:当 $T_1 \leq 3.5$ s时, $\lambda_{min} = \alpha(T = 3.5)$;当 $T_1 \geq 5.0$ s时, $\lambda_{min} = 0.88\alpha(T = 5.0)$ (可以验证,这相当于对应 $T_1 = 6.0$ s时的地震影响系数值,即 $\lambda_{min} = \alpha(T = 6.0)$);中间线性插值。(文献[5]对此进行了另外一种解读。需要指出的是,其中对当 $T_1 \geq 5.0$ s时,相当于“内置”质量为 $0.88M$ ”的结论是基于这样一个假定:结构等效质量只影响地震作用力计算,不对周期有影响——这相当于规范对底部剪力法的处理。)

本文不涉及到对规范最小限值的具体数值讨论(相关对比可参见文献[8]),只对此限值的物理概念及其原理进行分析(可对比美国规范的式(6))。下面结合工程实践的经验,及抗震工程的基本原理,来对抗规的规定进行相关讨论。

(1)振型分解法的核心概念之一“振型参与质量系数”是评判各振型对底部剪力的贡献(所谓的“振型因子”也是这个概念的拓展)。也就是说采用振型分解法来求解动力方程,不论是反应谱法还是振型叠加时程分析法,它们的基础都是“振型叠加”,都应采用“振型参与质量系数”来对振型数量进行判断,判断的基础就是底部剪力(这就是文献[6][11]推导出剪重比公式与振型参与质量系数相关的内在原因;换言之,振型参与质量系数是采用单位基底加速度得到的,而反应谱法的底部剪力系数是采用反应谱加速度

得到的,本质上这两个参数是一致的);而采用“逐步法”进行的非线性动力直接积分时程分析,避免了任何的叠加应用,就不存在“振型参与质量系数”的概念,因此抗规对 5.2.5 的条文解释中,笼统地要求“采用时程分析法,其计算的总剪力也需符合最小地震剪力的要求”,存在概念上的混淆:工程应用中通常采用的直接积分时程分析法,如果最小地震剪力过小,只能说明所选地震波的“问题”,此问题非反应谱法对最小地震剪力的“彼”问题。

(2) 抗规将底部剪力系数概念,简单化地延展到上部各楼层,是缺乏理论依据的。如(1)所述,底部剪力系数的来源是有其明确的物理含义的,但推广至上部各楼层,至少是没有理论上的支撑。事实上,按照现行规范的原则,上部楼层如果出现“竖向不规则”,是由 3.4.4 条进行判别和地震力放大处理的。

(3) 抗规将“扭转明显”的结构,划入“3.5 s 和 5.0 s”中,同样是缺乏理论依据。因为扭转明显在规范中处理是“平面不规则”的 3.4.4 条,可以看出将其纳入对反应谱法计算结果的判定。

(4) 抗规将结构基本周期按 3.5 s 和 5.0 s 进行划分,与规范反应谱曲线的分段(第一下降段为 $T_g \sim 5T_g$,第二下降段为 $5T_g \sim 6.0$ s)没有很好地衔接。如果改为 $10T_g$ 和 6.0 s 划分,既可以与现行反应谱形状匹配(比如反应谱在 $5T_g$ 与 6.0 s 之间为直线下降段;而且如前所述,规范对 5.0 s 的控制,由于给出 0.88 的“折扣”,其实就是 6.0 s 的取值),同时也可以解决最小底部剪力系数没有与场地挂钩的突出问题(否则就要像文献[5]中给出一张与场地等级相关的表格来详细规定最小剪重比)——用通俗的工程用语来表述这个建议的依据就是对“长周期”的判定应该基于场地特征周期,规范一律采用“3.5 s”来分界,显得有些“绝对化”。再进一步,如果标定最小限值的同时,考虑了阻尼比(会影响反应谱曲线的 η_1 、 η_2 和 γ),就可以覆盖结构不同阻尼特性的影响。

文献[3]和[4]都从工程实践的角度,列举出同一结构放在不同的场地可能所引发规范最小剪重比不合理的现象;文献[2]通过一个设计实例来解释说明“此问题并非是规范的问题”。

规范没有考虑场地因素肯定是客观存在的事实,不能通过这样一个实例,就能证明“更差场地能满足,更好场地不满足”这一悖论的不存在。因为:在 II 类场地的一个合理结构,满足规范最小剪重比要求,在 III/IV 类场地肯定满足规范要求,原因是 III/IV 类场地的反应谱曲线对相同结构的地震作用显然更大;反之则不一定成立。

如前分析,规范就是以“II 类场地”(第一组)为基准来对最小底部剪力系数进行标定的,不仅是 I 类场地不满足的可能性增大,而且就是 II 类场地在周期临界点附近也不能满足规范的限值。原因很简单,假定一个恰好为 $T_1 = 3.5$ s 的合理结构,位于 II 类场地上,由于基本周期的参与质量系数不可能为 1.0,那么其等效 α^{eff} 一定小于 α_1 ,即一定不满足规范最小限值的要求,如式(4)及图 1 所示。

文献[2]还通过 T_g 的回归分析,得到剪重比与 T_g 存在线性关系。其实,这个现象是反应谱形状所决定的,因为规范反应谱在第一下降段地震影响系数与场地特征周期是指数 γ (阻尼比为 0.05 时, $\gamma = 0.9$)关系,而第二下降段是指数为 1.0 的关系,故如果结构的前几阶控制振型都为位于第一、二下降段,必然就有这个大致关系。

4.2 规范对不满足最小限值的处理方法

抗规对 5.2.5 的条文说明^[1]及文献[2],都将不满足最小底部地震剪力系数的情况,归为“结构不合理”,需要对结构方案进行调整,提出了一套“详细的”判定和调整上部楼层剪力的方案^[1]。

如果认定清楚了最小底部剪力系数规定的实质是“对反应谱地震作用计算的最小规定,以确保结构具有足够的结构抗震(强度)安全度”这一基本前提,那么就不应该将此系数作为结构合理性的判据并对结构方案进行所谓的调整。

况且,经过调整的结构方案(使其计算结果“硬性”达到此限值要求),并不能证明调整方案比原方案更优,而往往都要增大结构刚度,导致构件截面加大,造成材料用量和设计难度大幅度提升^[6]。文献[9]给出设计实例对比分析研究表明,这样做甚至在抗倒塌能力上还不如原方案。

从最小底部剪力系数的本质上看,这个结构整体性指标并不具备对结构方案优劣判定标准的基本属性。合乎逻辑和概念的处理方式,就是按最小限值对结构的计算地震作用进行相应的放大处理即可,以实

现这个规定的本来目的。

5 主要结论

当今世界范围的设计规范,都在朝着性能化设计迈进,某些局限于当时技术条件所局限的整体性控制指标,会越来越被更合理的设计方法和参数所取代。随着减隔震技术的日渐成熟,“抗震”亦在向“减震”方向转化。

(1) 地震作用采用反应谱进行计算,底部剪力系数的大小虽然与结构自身特性有关,同时与反应谱曲线相关,但目前不能从理论上证明,此系数可以作为结构合理性与否的判定标准。依据对此问题处理的原理,最小底部剪力系数是基于保障结构设计(强度)安全的,当计算底部剪力不满足规定限值时,直接按比例放大地震作用即可。

(2) 我国规范对最小底部剪力系数的规定,存在改进的余地,以期更符合基本结构抗震设计概念。

(3) 试图将最小底部剪力系数限值去“修正”反应谱曲线形状的做法,缺乏理论依据,并且将导致反应谱曲线丧失其固有的物理意义。

参考文献

- [1] GB 50011-2010 建筑抗震设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- [2] 王亚勇. 关于建筑抗震设计最小地震剪力系数的讨论[J]. 建筑结构学报, 2013, 34(2):37-44.
- [3] 汪大绥, 周建龙, 姜文伟, 王建, 江晓峰. 超高层结构地震剪力系数限值研究[J]. 建筑结构, 2012, 42(5):24-27.
- [4] 方小丹, 魏琰, 周靖. 长周期结构地震反应的特点与反应谱[J]. 建筑结构学报, 2014, 35(3):16-23.
- [5] 魏琰, 韦承基, 王森. 高层建筑结构抗震设计中的剪重比问题[J]. 深圳土木与建筑, 2013, 39(3):16-20.
- [6] 廖耘, 容柏生, 李盛勇. 剪重比的本质关系推导及其对长周期超高层建筑的影响[J]. 建筑结构, 2013, 43(5):1-4.
- [7] 黄吉峰, 李党, 肖丽. 建筑结构剪重比规律及控制方法研究[J]. 建筑结构, 2014, 44(3):7-12.
- [8] 扶长生, 张小勇, 周立浪. 长周期超高层建筑的最小底部剪力系数[J]. 建筑结构, 2014, 44(10):1-6.
- [9] 卢啸, 甌伟, 陆新征, 叶列平. 最小地震剪力系数对超高层建筑结构抗震性能的影响[J]. 建筑结构学报, 2014, 35(5): 88-95.
- [10] CHOPRA A K. Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering (2nd Edition)[M]. 北京: 清华大学出版社, 2005.
- [11] 扶长生著. 抗震工程学——理论与实践[M]. 中国建筑工业出版社, 2013.
- [12] WILSON E L. Static and Dynamic Analysis of Structures [M], Fourth Edition (Revised June 2010). Computers and Structures Inc., Berkeley USA, 2010.
- [13] TBI. Guidelines for performance-based seismic design of tall buildings [S]. PEER Report No. 2010/05, 2010.

附加偏心距和 $P-\delta$ 效应相关规定的演化与讨论

李楚舒, 李 立, 陈云波, 芮继东
(北京筑信达工程咨询有限公司, 北京 100043)

[摘要] 从我国混凝土结构设计规范的演化并对比参照欧美规范, 详细讨论了附加偏心距和构件设计考虑 $P-\delta$ 效应的相关规定, 对构件的最终弯矩设计值的数学表达进行了分析, 对这两问题处理的逻辑形式进行了讨论, 并依据欧美规范的逻辑写出了相应的表达式, 供大家参考讨论。

[关键词] 附加偏心距; $P-\delta$ 效应; 柱设计弯矩

中图分类号: TU318, TU973 文献标识码: A 文章编号: 1002-848X(2015)S1-0562-06

Discussions and evolutions of specifications on the additional eccentricity and $P-\delta$ effect

Li Chushu, Li Li, Chen Yunbo, Rui Jidong

(Beijing Construction Information Solution Engineering Consulting Co., Ltd., Beijing 100043, China)

Abstract: Detailed discussions on specifications on the additional eccentricity and $P-\delta$ effect were presented, according to the evolution of GB 50010 and comparison of ACI and EC2 codes. The expressions of the final design moment were given. Also discussion for its logic problem in the procedure was presented. For the references, the expressions were given according to the logic of ACI and EC2.

Keywords: additional eccentricity; $P-\delta$ effect; design moment of column

0 引言

目前国际规范和我国规范在混凝土结构设计中考虑二阶 $P-\Delta$ 效应普遍采用的做法都是: 1) 在结构分析阶段, 考虑由于节点侧向位移产生的 $P-\Delta$ 贡献, 这只需要考虑与 $P-\Delta$ 贡献相关的几何刚度就可以了; 2) 在构件设计阶段, 通过考虑二阶效应的弯矩放大系数, 来考虑由于构件节点间挠曲产生的 $P-\delta$ 贡献^[1]。

由于材料缺陷和作用位置偏差等因素影响, 各国规范都要考虑附加偏心距对弯矩进行放大处理, 以提高构件的安全储备。因此, 如何考虑 $P-\delta$ 贡献和附加偏心距的规定, 将直接影响构件承载力的设计。本文通过对我国近二十年所历经的三个版本规范的纵向对比分析, 并对当前美国 ACI 规范和欧洲 EC2 规范的横向比较, 希望厘清其中的发展变化脉络, 明晰相关的物理概念, 供广大科研设计人员参考。

1 我国混凝土规范的演化

我国混凝土结构设计规范近二十年的版本包括 GBJ 10—89(简称 89 规范)、GB 50010—2002(简称 02 规范)、GB 50010—2010(简称 10 规范)。为了描述清晰, 以下统一采用规范具体条文编号, 公式也采用规范的编号, 前面加上规范年代号, 式中的符号说明见相关规范, 没有特别之处, 本文不给出具体解释。

1.1 89 规范^[2]

(1) 附加偏心距 e_a

$$e_a = 0.12(0.3h_0 - e_0) \quad (89.4.1.15-5)$$

89 规范考虑荷载作用位置的偏差、混凝土的非均匀性、配筋的不对称以及施工制造的误差等原因, 构件往往会产生附加的偏心距。尤其在偏心距 e_0 较小时, 其影响就更为明显, 因此, 有必要考虑附加偏心距 e_a 的影响^[3]。

文献[3]指出, 89 规范参照各国规范并考虑到我国的工程经验, 取附加偏心距 e_a 为变值: 当 $e_0 = 0$ 时, 取 $e_a = h/30$; 当 $e_0 \geq 0.5h_0$ 时, 取 $e_a = 0$; 之间按 e_a 与 e_0 的线性关系, 即式(89.4.1.15-5); 并指出 $e_0 = 0.3h_0$ 大体上为大小偏心的界限偏心距(可以演算出 10 规范单排对称配筋的界限偏心距为 $e \approx 0.27(1 + 3.2\xi)h$ 。忽略含钢特征值 ξ , 将丢失重要物理意义)。

e_a 有两个特点: 1) 它是截面有效高度 h_0 和 e_0 的函数, 当截面确定时, 它随 e_0 的增大而线性减小, 直至为零; 2) 它是一个分段函数, 当 $e_0 \geq 0.3h_0$, 其值为零, 也就是说其目的是为了保证小偏压的安全度, 对大偏压不起作用。

教材[3]中指出: 计算表明, 当 $e_0 = 0$, 取 $e_a = 0.036h_0 = h/30$ 时, 按偏心受压计算的截面承载力与按轴心受压计算所得承载力大体相同。这个基本概念将直接影响到 P-M 相关曲线的形状, P-M 的讨论见第 3 节相关内容。

(2) 偏心距增大系数 η

89规范4.1.20条规定,计算偏心受压构件时,应考虑构件在弯矩作用平面内挠曲对轴向力偏心距的影响,初始偏心距应乘以偏心距增大系数。

$$\eta = 1 + \frac{1}{1400e_i/h_0} \left(\frac{l_0}{h} \right)^2 \zeta_1 \zeta_2 \quad (89.4.1.20-1)$$

$$\zeta_1 = \frac{0.5f_c A}{N} \quad (89.4.1.20-2)$$

$$\zeta_2 = 1.15 - 0.01 \frac{l_0}{h} \quad (89.4.1.20-3)$$

其理论依据主要有:1)以两端铰接柱的挠度曲线为正弦曲线(假定挠度方程 $y = f \sin(\pi x/l)$,这与两端铰接均布荷载下的实际挠度方程 $y = 16fx(l^3 - 2lx^2 + x^3)/5l^4$ 高度近似, f 为跨中挠度),得到柱中部控制截面的曲率;2)采用平截面假定及大小偏心受压界限破坏(受拉钢筋屈服且受压混凝土破坏);3)考虑偏心距和长细比对曲率的影响系数 $\zeta_1 \leq 1, \zeta_2 \geq 1$;4)考虑长期荷载下混凝土的徐变系数为1.25及取值 $\varepsilon_{cu} = 0.0033$ 和 $\varepsilon_y = 0.0017$ 。详细的推导过程见根据89规范编制的清华大学土木工程系教材^[3]。

由于历史的原因,在89规范里没有明确条文指出如何分别考虑P-Δ效应和P-δ效应。从其原理不难发现,89规范的4.1.20条就是在考虑构件自身的P-δ效应。

1.2 02规范^[4]

(1)附加偏心距

02规范7.3.3条规定,附加偏心距 e_a 取20mm和偏心方向截面最大尺寸的1/30两者中的较大值,即 $e_a = \max(20, h/30)$ 。

截面高度 h 从200mm至1500mm的范围内,绘制出02/10规范和89规范的 e_a 值,见图1所示(10规范与02规范在附加偏心距的规定是一样的,详见1.3节)。

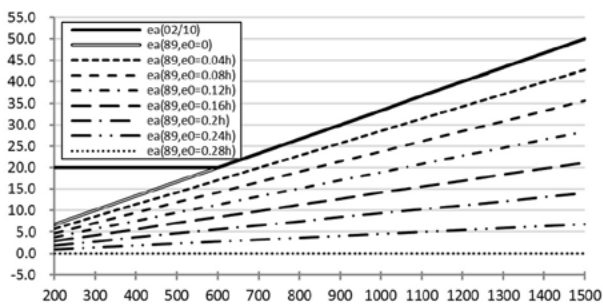


图1 02/10规范与89规范的附加偏心的对比

从图1中可以看出在 e_a 的取值上,02规范与89规范发生了较为显著的改变:02规范全面提升了 e_a 的取值,仅在 $e_0 = 0$,且 $h \geq 600\text{mm}$,02规范与89规范一致;但89规范的 e_a 是随着 e_0 的增加而线性减小至

0(当 $e_0 \geq 0.3h_0$ 时, $e_a = 0$),而02规范的 e_a 与 e_0 无关,显然这与89规范对 e_a 规定的初衷(见1.1节的内容)在概念上是不同的。02规范这样规定的理由是,附加偏心距 e_a 是一个仅考虑几何缺陷随机因素的安全保障条件,因而与 e_0 无关。

(2)偏心距增大系数 η

02规范7.3.10对偏心距增大系数 η 的规定,完全与89规范一致,这里不再给出规范的具体公式。

由于附加偏心距 e_a 的改变,虽然 η 的计算结果比89规范小,但承载力设计更保守(即承载力设计值更大,参见式(1))。02规范7.3.9、7.3.10、7.3.12中明确了如何考虑P-Δ效应/贡献和P-δ效应/贡献,这是一个进步。

(3)最终设计弯矩值

设计人员最关注的是最终的设计内力是如何从计算内力进行调整的。根据规范的逻辑,综合 e_a 和 η ,最终的设计弯矩值为(89规范也是同样表达式,只是 e_a 的取值不同而已):

$$M_c = N\eta e_i = M + Ne_a + Nh_0 \left[\frac{1}{1400} \left(\frac{l_0}{h} \right)^2 \zeta_1 \zeta_2 \right] \quad (1)$$

式中: M_c 为柱的设计弯矩值; M 和 N 分别是设计荷载组合得到的弯矩值和轴力值(已经在分析中考虑了P-Δ效应)。

根据式(1)可得出如下结论:

1)设计弯矩值 M_c 等于三部分之和:原有 M 、 Ne_a (附加偏心距项)和考虑 N 与构件弯曲影响造成弯矩增大(第三项)。各部分物理含义明确。2)虽然附加偏心距 e_a 对 η 的计算有影响,但由于采用是偏心距增大系数的概念,第三项并不与 e_a 产生耦合关系。3)由于 e_a 的改变,所以02规范在构件承载力设计时比89规范更保守。即,除 $e_0 = 0$ 且 $h \geq 600\text{mm}$ (这种情况02规范和89规范的 e_a 一样,见图1)之外,柱的配筋量会加大。

1.3 10规范^[5]

(1)附加偏心距 e_a

10规范6.2.5条附加偏心距 e_a 与02规范一致,即 $e_a = \max(20, h/30)$ 。

(2)考虑偏压构件P-δ效应的 C_m - δ_{ns} 法

10规范6.2.4条采用与美国ACI规范相似的 C_m - δ_{ns} 法(ACI中称为 C_m - δ_{ns} 法)来考虑构件二阶P-δ效应,采用极限曲率表达形式,故沿用89/02规范的,但做了一定调整。

$$M = C_m \eta_{ns} M_2 \quad (10.6.2.4-1)$$

$$C_m = 0.7 + 0.3 \frac{M_1}{M_2} \quad (10.6.2.4-2)$$

$$\eta_{ns} = 1 + \frac{1}{1300(M_2/N + e_a)/h_0} \left(\frac{l_c}{h}\right)^2 \zeta_c \quad (10.6.2.4-3)$$

$$\zeta_c = \frac{0.5f_c A}{N} \quad (10.6.2.4-4)$$

式中 $C_m \eta_{ns} \geq 1.0$ 。

10 规范 5.3.4、6.2.4 条中明确了如何考虑 $P-\Delta$ 效应和 $P-\delta$ 效应,相对 02 规范来讲,在第五章“结构分析”(5.3.4 条)里进一步规定了在计算分析中对 $P-\Delta$ 效应的考虑,更加明确了 $P-\Delta$ 的分析方法(5.3.4 中规定, $P-\Delta$ 分析时要对结构刚度进行折减——针对不同的分析目的,是需要区别对待的)。

(3) 最终设计弯矩值

按照规范的逻辑关系(先执行 6.2.4 条规定,此时的 M_2 是不考虑附加偏心距的计算值,但 η_{ns} 却采用了 e_a ;然后再使用附加偏心距进一步对 M 进行放大——在给出 ACI 和 EC2 规范的处理方法后,分别对这个逻辑关系进行讨论),综合 e_a 和 C_m-C_{ns} ,最终的构件设计弯矩值为:

$$M_c = C_m \eta_{ns} M + N e_a = C_m M + N e_a + C_m N h_0 \left[\frac{1}{1300(1 + e_a/e_0)} \left(\frac{l_c}{h}\right)^2 \zeta_c \right] \quad (2)$$

需要指出的是,10 规范在 e_0 的定义中,弯矩的取值是式(10.6.2.4-1)放大后的弯矩,并非从设计组合得到的原始计算弯矩,这是因为规范对附加偏心距的处理放在了二阶 $P-\delta$ 效应之后,参见上段的说明。为了对比方便,本文依旧采用原始计算弯矩来定义 e_0 ,即 $e_0 = M/N$,故式(2)中 e_0 定义与 10 规范是不同的,偏压构件 $e_0 \neq 0$ 。

对比(1)(2)两式,得出一些结论,并展开讨论:

(1)10 规范的设计弯矩值 M_c 也等于三部分之和,但第三项出现了 e_a/e_0 ,即构件弯曲造成的弯矩增大与这个比值有关,而且还有 C_m ,这就使得其物理含义不清晰了,各变量之间的相互关系更加复杂,不利于工程应用和参数分析。

(2)10 规范引入 C_m ,考虑柱两端弯矩不同对的影响 $P-\delta$,是符合结构分析原理的,规范的定义为“构件端截面偏心距调节系数”,规定其取值范围为 $0.7 \leq C_m \leq 1.0$ 。首先,这个定义值得商榷: $C_m-\eta_{ns}$ 法源于 ACI 规范的 $C_m-\eta_{ns}$ 法,ACI 中对 C_m 定义原文是“a correction factor relating the actual moment diagram to an equivalent uniform moment diagram”,也就是说, C_m 是针对等效均布荷载弯矩图来对实际弯矩图的修正,只与 M_2 和 M_1 有关,并非要调节“偏心距”。其次,10 规范对 C_m 的取值范围“过于保守”:它其实就是来调节柱两端不同弯矩值时对柱中截面弯矩的修正(参见

1.1 节中对 89 规范 η 的理论假定),理论上这个参数的形式是 $0.5 + 0.5M_1/M_2$,取值范围为 $[0, 1]$;ACI 和 EC2 的形式是 $0.6 + 0.4M_1/M_2$,取值范围为 $[0.4, 1]$,10 规范对其取值范围的限定,相当于不考虑柱两端弯矩异号时的影响(两端弯矩异号,说明柱中存在反弯点,此时的较小,造成的 $P-\delta$ 效应也小——这是以风荷载或水平地震作用的侧向力作用下,柱的典型情况),偏于过于保守。

(3)10 规范的 η_{ns} 对 89/02 规范的 η 进行了更改,详细见规范条文说明。这里需要指出是:虽然 l_c 也称为“计算长度”,这与同样称为计算长度的 l_0 是有区别的,比如,对于现浇楼盖的非底层柱,式(1)(89/02 规范)的 $l_0 = 1.25H$,而式(2)(10 规范)的 l_c 可以保守地取为 H_n (柱的净高,即柱的无支撑长度),因为 ACI 对 δ_{ns} 的计算是基于轴心受压欧拉稳定公式,所以才保守地取 $l_c = H_n$ (这个结论无法直接从式(10.6.2.4-3)得出,详见 2.1 节)。

(4)89/02 规范虽说是采用偏心距增大系数 η ,并在 η 的计算中涉及到附加偏心距 e_a ,但最终的弯矩设计值的第三部分消掉了 e_a (见式(1))。10 规范采用 η_{ns} 继续沿用前两本规范的概念,但最终弯矩设计值的第三部分中 e_a 不能消掉,造成了各参数间的关系更加复杂,物理关系也不明确。而且在 η_{ns} 计算中附加偏心距 e_a 的正负号取值上更会引起争论(注释:因为 89/02/10 规范中都对矩形截面非对称配筋的小偏心受压构件,当 $N > f_c b h$ 时,取附加偏心距为 $-e_a$,“以考虑不利方向的附加偏心距”——基于这样的缘由,工程师有理由在单独计算 η_{ns} 的时候,考虑附加偏心距 e_a 不利方向取值的问题)。

(5)综合来看,一般情况下 10 规范按式(2)比 02 规范按式(1)进行的配筋设计会小。主要涉及到 C_m 的引入和第三项分母中增加了 e_a/e_0 。前面(2)中提到,引入 C_m 来考虑柱两端弯矩情况来考察 $P-\delta$ 效应是合理的;但第三项分母中出现 e_a/e_0 ,在概念上值得商榷。

2 欧美国家混凝土规范的对照

我国规范在前期主要学习和借鉴前苏联,改革开放后,又大量借鉴欧美主要发达国家和地区的相关规范。本文希望通过对美国 ACI 规范和欧洲 EC2 规范相关规定的梳理,在混凝土设计理论和应用上,对我国规范进行横向的对比。

同样,涉及到的符号详细说明请参照原规范,本文会给出重要符号的说明,以便于讨论。

2.1 ACI 规范^[6]

ACI 318 近十年来有多个版本,比如 02、05、08、11

(代表年代号),涉及到本文主题的相关内容基本没变,本文依据 ACI 318-11 版本进行讨论。

(1) 步骤 1: 确定设计内力。

通过设计荷载组合得到构件的内力 P_u, M_{2u}, M_{3u} (在本节中只考虑单向偏压,故只有 P_u, M_u) 后,ACI 首先要做的就是对最小偏心距的考察:如果 $e_i = M_u/P_u < e_{i,\min}$,则需要对弯矩进行放大 $M_u = P_u e_{i,\min}$ 。ACI 10.10.6.5 条规定最小偏心距为 $e_{i,\min} = (0.6 + 0.03h) \text{ in}$,或 $e_{i,\min} = (15.2 + 0.03h) \text{ mm}$ 。

然后再进一步考虑弯矩的放大。

(2) 步骤 2: 确定弯矩放大系数。

弯矩放大系数分离为:有侧移系数 δ_s (整体稳定效应) 和无侧移系数 δ_{ns} (单独构件稳定效应),这样就将分析得到的弯矩分为两部分:有侧移弯矩 M_s 和无侧移弯矩 M_{ns} 。

$$M = M_{ns} + \delta_s M_s \quad (\text{ACI } 10-18, 10-19)$$

由于在分析中考虑了 $P-\Delta$ 贡献 (ACI R10.10.10, 10.4, R10.10.4), δ_s 取为 1,只需在构件设计层面考虑构件端部间挠曲的 $P-\delta$ 贡献。

$$M_c = \delta_{ns} M \quad (\text{ACI } 10-11)$$

M_c 是设计用到的最终弯矩值。

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75P_c}} \geq 0 \quad (\text{ACI } 10-12)$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_a}{M_b} \geq 0.4 \quad (\text{ACI } 10-16)$$

M_a 和 M_b 与 10 规范的 M_1 和 M_2 意义相同。

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(kl_u)^2} \quad (\text{ACI } 10-13)$$

这就是轴心受压的欧拉稳定公式。 k 可以保守地取为 1, l_u 为柱的无支承长度,所以 kl_u 就是 10 规范的 l_c ,这就是 10 规范 l_c 取 H_n 的缘故。

式 (ACI 10-13) 中的 EI ,需要按规范进行折减:

$$EI = \frac{0.4E_c I_g}{1 + \beta_{\text{dns}}} \quad (\text{ACI } 10-15)$$

E_c 为混凝土弹模, I_g 为毛截面惯量。

$$\beta_{\text{dns}} = \frac{\text{最大轴向恒载设计值}}{\text{最大全部轴向荷载设计值}} \leq 1.0$$

(ACI 10.10.6.2)

在 ACI 条文说明 R10.10.6.2 中, β_{dns} 是考虑恒荷载持续作用下的徐变效应,可以简化地取 $\beta_{\text{dns}} = 0.6$,这样式 (ACI 10-15) 化为 $EI = 0.25E_c I_g$ 。

由于 $\delta_{ns} \geq 1.0$,故 P_u 必须小于 $0.75P_c$ 。如果 P_u 大于或等于 $0.75P_c$,构件失效。

可以看出,ACI 在处理最小偏心距和构件自身弯曲挠度导致的弯矩放大作用 ($P-\delta$ 贡献),过程简单清

晰,各物理量含义明确,便于理解和应用。为了讨论方便,再将 10 规范和 ACI 规范的附加偏心距 e_a (由 $e_{i,\min}$ 转换而来,ACI 采用的是最小偏心距的概念) 在图 2 中绘出。

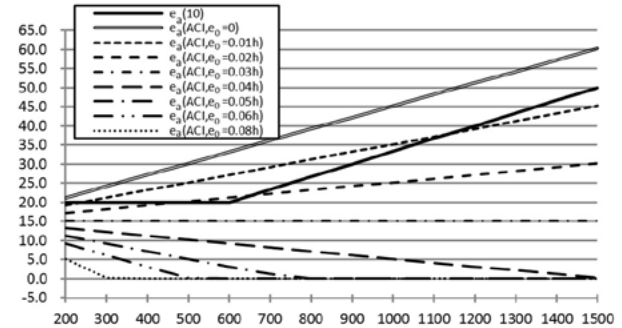


图 2 我国 10 规范与 ACI 规范附加偏心距的对比

比照我国规范,进行相关讨论:

(1) ACI 的 e_a 与 e_0 相关, e_0 越大, e_a 越小,这与 89 规范的规律是相似的,但下降速率更快 (当 $e_0 = 0.08h$ 时,对于高度为 300mm 至 1500mm 的柱, e_a 为零),说明 ACI 规范最小偏心距更加突出了对小偏心的控制。 $e_0 = 0$ 时,ACI 规范的 e_a 大于 10 规范,这也可看出 ACI 的最小偏心距就是要解决小偏心的问题。

(2) 从 ACI 对构件 $P-\delta$ 效应的处理过程中,可以清楚地看到:首先处理 $e_{i,\min}$ (相当于我国规范的),然后再进行 $C_m-\delta_{ns}$ 处理。概念很清楚。在 1.3 节中,已经指出 10 规范在执行 6.2.4 时, η_{ns} 却采用了 e_a ,而弯矩值却没有同时放大,而是在执行完了此条之后,再去考虑 e_a 对弯矩的放大。首先在概念和逻辑上不严谨,其次单独对 η_{ns} 使用 e_a ,就会出现 e_a 正负号取值问题的疑惑。所以有理由按照当执行 6.2.4 时就考虑 e_a 对 M_2 的放大,这样 10 规范的式 (2) 可以“修改”为:

$$M_c = C_m \eta_{ns} (M + Ne_a) =$$

$$C_m \left\{ M + Ne_a + Nh_0 \left[\frac{1}{1300} \left(\frac{l_c}{h} \right)^2 \zeta_c \right] \right\} \quad (2-1)$$

式 (2-1) 比式 (2) 更加直观,概念也更清晰,三项的物理意义都很清楚 (参照式 (1)),而且还依然保持了 $e_0 = M/N$ 的定义。式 (2-1) 与式 (1) 相比,相当于各项都整体考虑了 C_m 。

2.2 EC2 规范^[7]

对构件 $P-\delta$ 的效应,EC2 相对于 ACI 更复杂一些。但我国 10 规范的附加偏心距概念和对 $P-\delta$ 效应处理的原理都与 EC2 基本相同。

(1) 步骤 1: 确定设计内力。

通过设计荷载组合得到构件的内力 N_{Ed}, M_{22}, M_{33} (在本节中只考虑单向偏压,故只有 N_{Ed}, M_{33}) 后,EC2

首先要考虑几何缺陷对一阶效应的放大。

几何缺陷偏心距:

$$e_i = \theta_i l_0 / 2 \quad (\text{EC2 5.2})$$

其中 l_0 为构件的有效长度。

$$\theta_i = \theta_0 \alpha_n \alpha_m \quad (\text{EC2 5.1})$$

式中: α_m 是构件数量折减系数,对单独构件取 1; α_n 是长度折减系数,取为 $2/\sqrt{l}$ (注:此处以 m 为单位); θ 为基本角度,是一个“NDP (National Dependent Parameter)”类型的参数,欧洲各国可以自己定义此参数,EC2 推荐使用 0.005。

这样考虑了几何缺陷的弯矩就为 $M_i = e_i N_{ed}$ 。其中 e_i 必须大于等于最小偏心距 e_{min} (EC2 6.2 条),其定义为 $e_{min} = h/30 \geq 20\text{mm}$ 。

EC2 几何缺陷偏心距的定义(当柱长不超过 16m 时,都是控制),按附加偏心距的概念与我国 02/10 规范完全一样。

(2) 步骤 2: 二阶效应弯矩放大。

基于相同的理由(在分析中采用考虑 $P-\Delta$ 贡献的计算方法,只需在构件设计层面考虑构件端部间挠曲的 $P-\delta$ 贡献),EC2 采用三种方法(名义刚度法、弯矩放大系数法和名义曲率法)来进行弯矩的放大,下面只介绍其中的后两种。

1) 弯矩放大系数法 (Moment Magnification Factor Method)

$$M_{Ed} = M_{0Ed} (\text{factor}) \quad (\text{EC2 5.31})$$

其中 $M_{0Ed} = M_{0e} + M_i$ 。

$$M_{0e} = 0.6M_{02} + 0.4M_{01} \geq 0.4M_{02} \quad (\text{EC2 5.32})$$

M_{02} 和 M_{01} 与 10 规范的 M_1 和 M_2 意义相同。

$$\text{factor} = 1 + \beta / [(N_B / N_{Ed}) - 1] \quad (\text{EC2 5.28})$$

其中 $\beta = \pi^2 / c_0$, c_0 可以取为 8; N_B 就是轴心受压的欧拉临界荷载,为 $N_B = \pi^2 EI / (\beta_i l_u)^2$ 。 β_i 可保守地取为 1, l_u 是构件相应方向上的无支承长度。当使用刚度法时,上式的需要进行折减: $EI = 0.3E_c I_g$ 。 E_c 为混凝土弹模, I_g 为毛截面惯量。

读者不难推导出,EC2 采用弯矩放大系数法与 ACI 的 $C_m-\delta_m$ 法是一致的,只是系数有不同而已。

2) 名义曲率法 (Nominal Curvature Method)

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2 \quad (\text{EC2 5.31})$$

其中 $M_{0Ed} = M_{0e} + M_i$

$$M_{0e} = 0.6M_{02} + 0.4M_{01} \geq 0.4M_{02} \quad (\text{EC2 5.32})$$

附加的二阶弯矩为:

$$M_2 = N_{Ed} e_2 \quad (\text{EC2 5.33})$$

e_2 是弯曲产生的挠度

$$e_2 = (1/r) l_0^2 / c \quad (\text{EC2 5.8.8.2(3)})$$

l_0 为有效长度,等于 $\beta_i l_u$; c 取为 8;

$$1/r = K_r K_\phi 1/r_0 \quad (\text{EC2 5.34})$$

式中: K_r 取决于轴向荷载,默认为 1; K_ϕ 也取为 1,代表徐变可忽略;根据 EC2 5.8.8.3(1) 条, $1/r_0 = \varepsilon_{yd} / (0.45d)$, $\varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_s$; 其中 f_{yd} 为钢筋屈服强度设计值, d 为混凝土受压面到受拉钢筋的距离(即为我国规范的 h_0)。

我国 10 规范采用的 $C_m-\eta_m$ 法实质上就是 EC2 的名义曲率法。采用我国规范的符号表示 EC2 最终的设计弯矩(没有考虑徐变):

$$M_c = C_m M + N e_a + N \left(\frac{\varepsilon_y l_c^2}{3.6 h_0} \right) \quad (3)$$

比较式(3)与式(2),可以看出对此问题的处理,EC2 比 10 规范也要清楚而且简单。最重要的一点就是采用相同原理的 EC2 规范,将 C_m 对 M 的折减、附加偏心距引起的附加弯矩 $N e_a$ 和考虑曲率导致的额外弯矩 $N(\varepsilon_y l_c^2 / 3.6 h_0)$ 这三项,非常清晰地表达出来,概念很明确。

由于“所用钢材强度总体有所提高”,10 规范将 89/02 规范的 1/1400 变为 1/1300 (见式(1)和式(2))。在 89 规范中,考虑的 $\varepsilon_y = 0.0017$, $h/h_0 = 1.1$,在 10 规范中将 ε_y 的取值提高到了 0.0021。在式(3)中将 10 规范的参数带入,写成我国规范的形式,可以得到(注意,没有考虑徐变):

$$M_c = C_m M + N e_a + N h_0 \left[\frac{1}{1400} \left(\frac{l_0}{h} \right)^2 \right] \quad (3-1)$$

读者可以比较一下式(3-1)与式(2)。注意:如前所述, e_a 在 02/10 规范与 EC2 是相同的。如果式(3-1)考虑徐变系数,系数 1/1400 变成 1/1300,系数与 10 规范一样,但 10 规范中尚有 ζ_c 要考虑,而式(EC2 5.34)中 K_r 默认为 1 的含义就是“EC2 规范保守地不考虑轴力折减”,可以理解为,不考虑 10 规范的 $\zeta_c < 1$ 的情况,而取 $\zeta_c = 1$,故更保守。这里还需要指出的是,89 规范采用 ζ_1 的论述^[3]“试验表明,在大偏心受压时,实测极限曲率与 φ_b (即界限曲率)差不多,……,对大偏心受压情况,取 $\zeta_1 = 1$ ”,02/10 规范皆采用相同的理由,其实大偏压的极限曲率可以达到 $(\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{su}) / h_0$,大大地高于 $\varphi_b = (\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y) / h_0$ 。

如果采用与 EC2 相同的附加偏心距和弯曲影响对最终设计弯矩修正的逻辑概念,10 规范的式(2)可以“修改”为:

$$M_c = C_m M + N e_a + N h_0 \left[\frac{1}{1300} \left(\frac{l_c}{h} \right)^2 \zeta_c \right] \quad (2-2)$$

溯其本源,由于在此问题上,我国历代规范更接近于 EC2 的概念,所以我国规范如果采用此处理逻辑

辑,可得到如式(2-2)的结果。如果采用式(2-2)这种EC2的处理逻辑,对于10规范中涉及弯矩由 $N e_i$ 表达的公式,需要用经过式(2-2)调整后 M_c 来替代,也就是说不再用6.2.3条来进行判别,统一都考虑6.2.4条,这样就不再出现初始偏心距表达的公式。

3 对P-M相关曲线形状的讨论

柱的轴力-弯矩关系曲线P-M是柱的破坏曲线,是对构件正截面进行承载能力设计的最核心的概念,当然考虑双向弯矩作用,就成了P-M-M相关面。这是研究构件正截面设计的基础(包括对梁的受弯承载力),柱的大小偏压、偏压/偏拉等概念都源于此。P-M曲线是根据混凝土和钢筋的应力应变关系得到的(详细的假定可以参见10规范6.2.1条)。

中国规范的P-M曲线如图3所示(采用CiSDesigner软件^[8]计算生成),其中A点为轴压点,E段为极小偏心段,B点为大小偏压界限点,EB段为小偏压段,F点为拉压界限点,BF段为大偏压段,C点为纯弯点,FG段为大偏拉段,GD段为小偏拉段,D点为轴拉点。有关PMM的生成与相应破坏特性的讨论,作者将另行撰文讨论。

美国ACI规范的P-M曲线如图4所示(本图由ETABS计算所得)。ACI规范的P-M曲线在顶部是一条水平直线,这是因采用ACI 10.3.6.1和10.3.6.2(与我国规范对轴压截面承载力折减概念相同)的考虑。

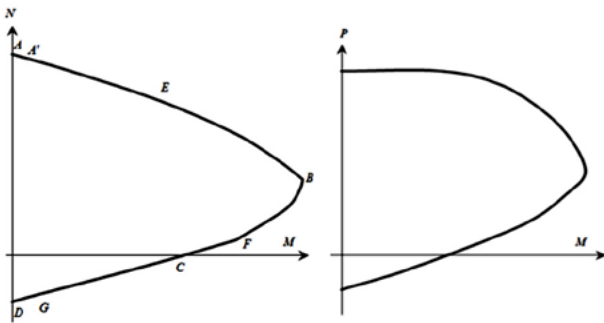


图3 中国规范的典型柱P-M曲线

图4 ACI规范的典型柱P-M曲线

如前所述,ACI采用的是最小偏心距的概念, $e_{i,\min} = (15.2 + 0.03h)$,也就是说不存在纯粹的轴心受压,截面设计采用的弯矩必须大于或等于 $N e_{i,\min}$ 。其目的就是为了保证截面在极小偏心距的情况下,能够承担足够的弯矩,以防止脆性破坏,因此可以理解为当 $e_0 = 0$ 时,取 $e_{i,\min}$ 得到的偏压承载力与轴压承载力相同。这个概念与89规范是一致的。

4 结论与建议

通过对我国89/02/10规范的纵向对比,以及对

ACI、EC2规范的横向对比,可以比较清楚地看出我国规范对附加偏心距和考虑构件P-δ效应处理方式及其背后的原理。通过ACI和EC2,可以看出:附加偏心距(或最小偏心距)是在考虑构件二阶效应之前就处理的,通过二阶效应的考虑,再进一步对弯矩进行放大,这个逻辑概念是恰当的。整体来看,针对这两个问题的处理,我国规范更接近于EC2。

有一个结论是可以肯定的:10规范在处理附加偏心距和考虑构件P-δ效应的顺序和逻辑上存在问题,应该在考虑构件P-δ效应时,除了在系数 η_m 中考虑 e_a ,而且这时的弯矩也应考虑 e_a 来进行放大,这样设计弯矩值就与EC2相似了(请对比式(2)与式(2-2))。89/02规范之所以可以这样做的原因是,采用的概念是偏心距增大系数 η ,通过承载力表达式引入 e_a 是没有问题的(η 虽有 e_i 的表达,但最终的设计弯矩值中的第三项并不会出现偏心距。详见式(1))。有意思的是,在10规范2009年7月的征求意见稿中,在 η_m 中就没有 e_a 。这个方法还是有一定道理的,相当于在处理P-δ时先不考虑 e_a ,最后在承载力表达式中一次性处理,按这个逻辑还可以写出式(2-3)。请对比式(2)与式(2-1)、式(2-2)和式(2-3)。

$$M_c = C_m M + N e_a + C_m N h_0 \left[\frac{1}{1300} \left(\frac{l_c}{h} \right)^2 \zeta_c \right] \quad (2-3)$$

最后必须要说明的是,本文旨在对这些规范的原理、逻辑和表达形式进行了对比分析,目的是为广大工程设计人员和规范编制人员提供一些原始素材,希望能够对规范的改进有所帮助。

参考文献

- [1] 李楚舒,李立,刘春明,等. 结构设计中如何全面考虑P-Δ效应[J]. 建筑结构, 2014, 44(5):78-82.
- [2] GBJ 10-89 混凝土结构设计规范[S].
- [3] 庄崖屏,江见鲸,荆树英,等. 钢筋混凝土基本构件设计[M]. 2版. 北京:地震出版社,1993.
- [4] GB 50010—2002 混凝土结构设计规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2002.
- [5] GB 50010—2010 混凝土结构设计规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2011.
- [6] Building code requirements for structural concrete (ACI 318-11) and commentary [S]. America Concrete Institute, 2011.
- [7] EN 1992-1-1 Eurocode 2: design of concrete structures—part 1-1: general rules and rules for buildings [S]. European Committee for Standardization, 2004.
- [8] CiSDesigner: 筑信达钢筋混凝土构件设计软件(v1.0)用户手册[M]. 北京:北京筑信达工程咨询有限公司, 2015.

双向水平地震作用下框架柱设计的探讨

吴文博, 李立, 李楚舒

(北京筑信达工程咨询有限公司, 北京, 100043)

摘要: 根据我国现行抗震规范的规定, 说明了抗震设计中考虑双向水平地震作用的必要性, 对比分析了柱在双向地震作用下的内力应如何正确取值; 并通过工程算例验证了, 对于框架柱设计不论是否为规则结构都应考虑双向地震作用, 不合理的设计(内力取值)会导致配筋结果明显偏小, 造成柱承载力设计不安全, 而且柱的设计应当采用通用的双偏压设计方法。

关键词: 双向地震作用, 柱的双偏压设计

我国现行《建筑抗震设计规范》(GB5011-2010)^[1]和《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ3-2010)^[2]都规定了双向地震效应组合方法, 并对考虑双向地震作用结构的范围进行了界定。但对于框架柱设计而言, 由于内力的相互作用, 工程实践中存在不少人为假定甚至概念错误之处, 需要进一步探讨分析。

本文探讨了双向地震作用下, 框架柱按双偏压设计的必要性; 结合设计界的一些做法, 通过算例分析了柱内力如何合理取用, 以及不同的取值方法对配筋结果的影响。

1 抗震设计中考虑双向水平地震作用的必要性

地震是多维的, 即一点的地震动有六个分量, 三个平动分量以及三个转动分量。由于对转动分量的作用了解甚少, 并且以目前的测量技术难以准确的测到转动地震记录^[3], 因此, 目前结构抗震分析时, 一般都只考虑水平 X、Y 方向以及竖向 Z 方向分量。

对于竖向分量, 结构抵抗竖向地震的能力一般较强, 且竖向地震只在震中区及其附近区域较强, 因此结构抗震分析时, 仅在高烈度区, 对竖向反应敏感的大跨度结构等才考虑, 其他情况只考虑水平地震作用^{[1][2][4]}。

由于双向地震作用的客观存在性, 双向水平地震作用引起的结构效应叠加将不可忽视, 各国已经相继把双向地震作用列入规范内容。我国规范是对两个主轴方向的单向地震作用效应进行组合以考虑最不利地震作用效应^{[1][2]}, 此方法也被称为方向组合^{[5][6]}。这种处理方法也与 UBC97 及 EC8 等规范的基本思路相同。

对于规则结构, 我国规范并未要求考虑双向地震作用, 所基于的理由是: 规则结构在双向地震作用下的反应仍表现出明显的平面可分解性, 将这类结构假设为平面模型且认为某主轴方向的抗侧力构件仅承担该方向的地震作用, 既接近结构的实际受力机理又符合结构抗震设计的简化原则^[7]。但是对于框架柱, 一般需要承担两个方向的地震作用, 不能简单地认为框架柱只承担单方向的地震作用。美国规范 UBC97 中 1633.1 条就规定, 柱参与两个或更多的抗侧力体系时需要考虑双向地震作用^[8]。

2 柱按双偏压设计的必要性

严格来讲, 钢筋混凝土柱不存在纯粹的单偏压受力状态, 都应该按双偏压设计, 只有当一个方向的弯矩值远小于另一个方向的弯矩值时, 才可以简化按单偏压近似计算。传统柱的单偏压设计是基于手工计算配筋, 而双偏压设计一般不能采用手算方法。任意截面的柱, 其受力状态应表述为 (P, M_x, M_y) 的形式, 而

正截面承载力可以表达为 PMM 相关面的形式, 然后通过受力状态点(P, M_x, M_y)与 PMM 相关面的空间关系, 来计算截面的承载比 (Demand/Capacity ratio, DC 比)^[9]。因此强行将三维受力状态(P, M_x, M_y)视为 (P, M_x)和(P, M_y)两种单偏压受力状态用于设计配筋在概念上是错误的, 多数情况会出现承载力不足, 其根源是忽视了柱的内力相互作用问题。

由于按双偏压设计计算过程复杂且具有多解性 (与布筋形式有关), 很难进行手算, 因此多需采用软件进行计算。目前, 常用的商业软件已经可以实现柱按双偏压进行设计。PKPM、ETABS、CiSDesigner 等软件可以基于一定的假定下实现柱的双偏压设计, 三个软件都参考了《混凝土结构设计规范》(GB50010-2010) 中附录 E 方法^[10]。其中, PKPM 可以实现按单偏压配筋双偏压校核以及按双偏压设计两种设计方法; ETABS 则可以在指定配筋比例的前提下按双偏压给出配筋总面积; CiSDesigner 是一款专门针对柱设计的后处理软件, 采用纤维单元, 快速生成截面的 PMM 包络面, 实现任意截面形式的配筋计算, 包括异形柱以及型钢混凝土柱, CiSDesigner 可以接 ETABS/SAP2000 分析结果进行后续设计, 并且每根柱都会提供多套满足规范构造要求的配筋方案, 供工程师选用^[11]。

结合工程具体实践来看, 工程师可以通过使用商业软件进行柱的双偏压设计, 柱按双偏压设计应当成为柱正截面承载力设计的通用方法。

3 双向地震作用下柱的内力取值

在考虑双向地震作用时, 规范未有明确规定柱的 PMM 取值方法, 致使在工程实践中考虑双向地震作用时存在不同的取值方法。

《建筑抗震设计规范》(GB50011-2010)^[1]中 5.2.3 条规定: 双向地震作用下的扭转耦联效应, 可按下列公式中的较大值确定:

$$S_{Ek} = \sqrt{S_x^2 + (0.85S_y)^2} \text{ 或 } S_{Ek} = \sqrt{S_y^2 + (0.85S_x)^2} \quad (1)$$

式中, S_x 、 S_y 分别为 x 向、y 向单向水平地震作用的效应。

《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ3-2010)^[2]中 6.2.4 条还规定: 抗震设计时, 框架角柱应按双向偏心受力构件进行正截面承载力设计。但对于非角柱的框架柱规范未有明确规定。

目前, 对双向地震作用下柱的内力取值问题, 工程界常见三种方法:

1) 文献[12]、文献[13]等认为双向地震作用下, “柱只需按单偏压进行设计即可, 因为两个方向的地震作用都很大, 但同时达到最大值的概率很小, 不宜按双向偏心受力构件计算柱配筋”。本文称为方法 1。

2) 在某软件中, 考虑双向地震作用时, 对柱的弯矩和剪力采用与其他构件不同的处理方法, 具体做法可参见 <http://www.doc88.com/p-214832659254.html>。本文称为方法 2。

(3) 而对于 ETABS 和 SAP2000 来说, 所有柱设计均按双偏压计算, 其中单偏压构件按双偏压计算可自动退化为单偏压计算。并且考虑双向地震作用时如实考虑了方向组合, 并未做任何简化或改动。本文称为方法 3。

为方便了解三种方法取值的不同之处, 现举一简单算例说明。假设某框架柱在 X 向地震作用下的弯矩为 (100kN-m, 1000kN-m), 在 Y 向地震作用下的弯矩为 (1000kN-m, 100kN-m), 则在双向地震作用下三种方法的取值见表 1。

通过考察柱的相互作用 PMM 包络面^[9], 上述三种方法的应力状态区别较大, 特别是: 方法 1 是纯单偏压作用, 方法 2 已经近似为单偏压作用了, 而方法 3 具有明显的双偏压作用效果——这会导致截面承载力设计有比较大的差异 (具体见第 4 节的工程算例分析)。

表 1 双向地震作用下柱内力取值对比 (kN-m)

| 地震作用主方向 | 方法 1 | | 方法 2 | | 方法 3 | |
|---------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| | M _x | M _y | M _x | M _y | M _x | M _y |
| | | | | | | |

| | | | | | | |
|---|------|------|------|------|------|------|
| X | 0 | 1004 | 100 | 1004 | 856 | 1004 |
| Y | 1004 | 0 | 1004 | 100 | 1004 | 856 |

为讨论上述内力取值是否合理,通过单根柱的小算例,在双向地震作用的反应谱工况与时程工况进行内力比较。模型一:柱为圆形截面,直径500mm;模型二:柱为矩形截面,400mmX600mm(长边为X向,短边为Y向)。柱混凝土强度等级均为C40,高度为3m,柱顶施加一竖直向下的恒载,恒载大小为2000kN。

地震动采用Taft波,X方向输入为南偏东69°分量,其峰值加速度为175.9 cm/s²;Y方向输入为北偏东21°分量,其峰值加速度为152.7cm/s²,两方向峰值加速度比值为152.7/175.9=0.87,接近规范要求比值0.85,并将X方向输入地震动峰值降低至35cm/s²,Y方向等比例降低至30cm/s²。反应谱工况则输入由输入地震动Taft波双向分别生成的实际反应谱(注:此处并非规范设计反应谱),并且X与Y的比例系数取为1(注:因为地震波两个方向已经具有1:0.85的比例关系了)。

采用SAP2000分析,模型一和二的结果数据整理见表2。

表2 反应谱与时程的柱内力对比(kN-m)

| | 单向反应谱工况 | | | | 双向时程工况 | | |
|---------|---------|-------|-------|----|------------------------|-------------------------|------------------------------|
| | RX | | RY | | HXY | | |
| | Mx | My | Mx | My | My(max)/Mx | Mx(max)/My | $M(\max)=\sqrt{M_x^2+M_y^2}$ |
| 模型一:圆柱 | 0 | 364.8 | 349.4 | 0 | 364.8/317.8 (6.82s) | 349.4/322.2 (6.88s) | 492.2 (6.84s) |
| 模型二:矩形柱 | 0 | 262.2 | 378.0 | 0 | 378.0/-63.2 (6.80s) | 262.2/-225.2 (7.34s) | - |

注:括号中的数值是响应量发生的时刻。

可以非常明显地看出,时程工况下不利的内力均表现为较强的双偏压作用。针对两个模型,三种不同方法对双向地震作用反应谱结果的内力取值见表3(注:规范公式(1)中的0.85系数不再采用,原因如前所述)。

表3 不同方法的内力取值(kN-m)

| | 方法1 | | 方法2 | | 方法3 | |
|---------|-----|-------|-----|-------|-------|-------|
| | Mx | My | Mx | My | Mx | My |
| 模型一:圆柱 | 0 | 364.8 | 0 | 364.8 | 349.4 | 364.8 |
| 模型二:矩形柱 | 0 | 378.0 | 0 | 378.0 | 262.2 | 378.0 |

对于圆柱模型,方法3的设计弯矩合力值为 $\sqrt{349.4^2+364.8^2}=505.2$ kN m,与时程结果最为接近。而方法1与方法2因不同的原因忽略了Mx,导致输出结果明显偏小。也证明方法3对圆柱设计是合理的。

对于矩形柱模型,柱两方向刚度相差较大,因此得到的两方向弯矩最大值相差较多。即便是这样,在My达到最大值时,对应的Mx也达到了My(max)的17%左右,对于双偏压柱而言已经是不能忽略的。(注:根据我们的数值比较的经验结果表明,当次弯矩达到主弯矩的5%左右,在轴压比0.4至0.6之间的常规柱设计时,如果将双偏压简化为单偏压计算,就已经会出现承载力不足的情况)因此方法1与方法2仍是不安全的做法。特别是Mx达到最大值时,对应的My更是达到了Mx(max)的85%,同时Mx对应了截面高度较小的方向,这是一种比前一种更为不利的受力状态。并且整个时程过程中虽未出现两个方向的弯矩值同时达到最大值的状态,但两个方向可以同时达到较大值,例如:t=7.26s(149.0 kN-m,314.7kN-m),t=7.3s(235.4kN-m,281.6kN-m),以及t=7.32s(256.7kN-m,256.4kN-m)等,对矩形柱均是较不利状态。对于柱

PMM 相互作用的本质而言,方法 3 虽偏保守,但仍为一种合理的设计方法。

我国现行的双向地震作用,采用的是 SRSS 方向组合,国际上还有其他方向组合的方法,比如 30%或 40%法则、绝对值求和法以及更被推荐的 CQC3^{[6][14]}方法(对这些方法的探讨可以参见文献[3])。

双向地震作用的实质就是考虑地震动的二维天然属性,即地震作用是两个正交方向同时作用,对于柱这样的三维受力构件(PMM),两个方向地震同时作用,会导致设计内力具有明显的双偏压特征,次方向的弯矩不仅仅是由于结构的扭转所导致。但由于我国抗震设计规范将双向地震作用规定为“扭转耦联效应”的计算,设计人员常常忽略了柱的承载力设计需要考虑 PMM 相互作用,导致在工程设计中,规则结构往往不考虑双向地震作用,这样会埋下相当大的结构安全隐患。下面以一个非常规则的工程算例为例来加以说明。

4 工程算例分析

建立一个简单的五层框架模型,比较某软件和 ETABS 两个软件在是否考虑双向地震作用的柱配筋结果。

4.1 模型信息

1) 模型概述

模型为平面与立面均规则的框架结构,呈方形,长、宽方向各 3 跨,跨度均为 8m。框架共 5 层,每层层高 3.6m,总高 18m。其平面如图 1 所示。

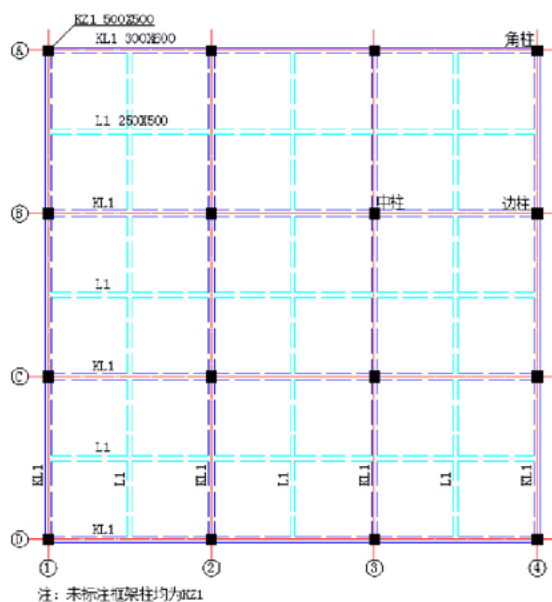


图 1 工程算例平面图

框架柱截面均为 500mmX500mm,混凝土强度等级为 C40。框架梁截面均为 300mmX600mm,混凝土强度等级为 C30。次梁截面均为 250mmX500mm,次梁在框架梁跨中部位呈十字形布置,混凝土强度等级为 C30。楼板厚度 120mm,混凝土强度等级为 C30。

ETABS 中,梁柱采用框架单元,楼板采用膜单元;ETABS 和某软件中,对楼面梁的刚度放大系数,中梁为 2.0,边梁为 1.5。

2) 荷载取值

各层附加恒载为 3.5kN/m²,活荷载为 2 kN/m²。反应谱按 7 度区 II 类场地第一组取用, $T_g = 0.35s$,

$\alpha_{max} = 0.08$, 阻尼为 0.05, 周期折减系数取 0.65。

ETABS 和某软件中, 均设置为单向地震作用考虑隔板偏心 0.05, 双向地震作用不考虑隔板偏心。

3) 结构整体指标

结构整体指标见表 4, 可以看出两个程序的分析结果基本一致。

表 4 结构整体指标

| | T1/T2/T3 /s | 质量/t | 最大层间位移角 | 剪重比 | 柱轴压比 |
|-------|-------------------|------|---------|-------|------|
| 某软件 | 1.031/1.031/0.919 | 2999 | 1/776 | 0.038 | 0.80 |
| ETABS | 1.017/1.017/0.859 | 3010 | 1/783 | 0.039 | 0.81 |

4.2 配筋结果

某软件设计参数取值: 保护层厚度梁柱均为 20mm, 纵筋 HRB400, 结构重要性系数 1.0, 抗震等级三级, 按双偏压计算; 归并系数为 0; 超配系数为 1。

CiSDesigner 设计参数取值: 角筋与中部钢筋的级差为 2, 其余同某软件设置。

按是否考虑双向地震作用, 分别进行设计配筋 (以下均对底层柱的结果进行分析比较)。

1) 不考虑双向地震作用

针对这样一个规则简单结构, 按规范的原则, 可以不考虑双向地震作用, 只考虑单向地震作用 (包括偶然偏心)。某软件与 ETABS/CiSDesigner 的地震工况内力及最终配筋分别见表 5 和表 6。

2) 考虑双向地震作用

如果考虑双向地震作用, 相应的结果见表 7 和表 8。

虽然这是一个简单规则的工程算例, 从中也可以得出如下一些结论:

(1) 两个软件在不考虑双向地震作用时, 采用的地震内力非常接近, 所有柱地震工况的次弯矩与主弯矩的比值均较小 (小于 10%), 配筋结果比较接近; CiSDesigner 的配筋结果要略小于某软件的配筋结果, 这是由于 CiSDesigner 能够给出满足规范要求的多个配筋方案, 一般情况下要较某软件更优。

(2) 而对于双向地震作用, ETABS 中所有柱的地震内力呈现明显的双偏压状态。不同的双向地震作用内力取值方法 (方法 2 与方法 3) 导致柱最终的配筋结果相差很大, 特别是中柱, 相差达到 103%。由于方法 2 一定程度上的忽略了次方向的地震响应, 使得柱在双向地震作用下几乎简化为单偏压的状态, 将导致构件设计的承载力严重不足; 而方法 3 则正确考虑了地震作用的多维性以及柱受力状态的多维性, 因此得到合理的设计结果。

(3) 对于规则结构, 不论是否考虑双向地震作用, 某软件的配筋结果基本没有变化, 这是因为次方向的地震响应大部分被忽略, 其内力取值变化不大导致的 (轴力甚至没有变化)。而 ETABS 如果考虑双向地震作用, 配筋结果则明显增大, 特别是中柱, 增加多达 112%。对于角柱和边柱, 在单向地震作用的控制组合下已处于双偏压受力状态, 因而考虑双向地震作用对其配筋影响相对稍小一些; 而对中柱, 在单向地震作用的控制组合下属于单偏压的受力状态, 而在双向地震作用的控制组合下则处于双偏压受力状态, 因此中柱的配筋结果变化更大, 并且一般情况下中柱的轴压比也比角柱和边柱要大 (本例中, 它们的轴压比分别为 0.81 与 0.28、0.46)。由上可得出: 即使是规则结构, 对于框架柱的设计仍需考虑双向地震作用。

5 结论与建议

(1) 对于规范规定的双向地震作用的内力取值问题, 必须遵循符合数学和力学概念的方法 (即文中的方法 3), 不能主观地做人为假定。特别是对于截面承载力具有内力相关性 (PMM) 的柱设计, 在工程应用上更应当引起充分的注意, 否则将导致截面承载力严重不足的情况发生。

(2) 双向地震作用的本质, 虽然有扭转耦联的因素, 但对于参与多个抗侧力体系的柱来说, 更重要的是会导致柱双向弯矩的共同作用, 因此建议所有结构形式均应考虑双向地震作用, 这是地震的多维属性所决定的。进一步, 建议双向地震作用也应该考虑结构附加偶然偏心, 因为双向地震作用与结构附加偶然偏心的规定, 并不具有逻辑上的互斥性。

表 5 某软件单向地震作用工况下柱内力及最终配筋结果

| 柱类型 | 主方向 | N/kN | Mx/kN-m | My/kN-m | 配筋面积/mm ² | 配筋率/% | 角筋 | 中部钢筋 |
|-----|-----|-------|---------|---------|----------------------|-------|------|------|
| 角柱 | X 向 | 119.7 | 14.8 | 164.2 | 2865 | 1.15 | 4Φ20 | 8Φ16 |
| | Y 向 | 119.7 | 163.8 | 16.5 | | | | |
| 边柱 | X 向 | 13.7 | 6.7 | 186.5 | 2249 | 0.90 | 4Φ18 | 8Φ14 |
| | Y 向 | 141.8 | 160.3 | 16.4 | | | | |
| 中柱 | X 向 | 19.3 | 7.3 | 183.8 | 2249 | 0.90 | 4Φ18 | 8Φ14 |
| | Y 向 | 19.3 | 183.5 | 7.2 | | | | |

表 6 ETABS 单向地震作用工况下柱内力及 CiSDesigner 最终配筋结果 (选取配筋量最优方案)

| 柱类型 | 主方向 | N/kN | Mx/kN-m | My/kN-m | 配筋面积/mm ² | 配筋率/% | 角筋 | 中部钢筋 | 承载比 |
|-----|-----|-------|---------|---------|----------------------|-------|------|------|-------|
| 角柱 | X 向 | 120.2 | 14.2 | 164.4 | 2413 | 0.97 | 4Φ16 | 8Φ16 | 0.996 |
| | Y 向 | 120.2 | 164.4 | 14.2 | | | | | |
| 边柱 | X 向 | 150.5 | 15.8 | 161.7 | 1935 | 0.78 | 4Φ18 | 6Φ14 | 0.893 |
| | Y 向 | 21.2 | 186.4 | 5.07 | | | | | |
| 中柱 | X 向 | 22.2 | 5.51 | 184 | 2162 | 0.81 | 4Φ16 | 8Φ14 | 0.995 |
| | Y 向 | 22.2 | 184 | 5.51 | | | | | |

注: 表中边柱受最小配筋率 0.75% 的控制, 故 CiSDesigner 给出配筋方案的承载比较低。

表 7 某软件双向地震作用工况下柱内力及最终配筋结果

| 柱类型 | 主方向 | N/kN | Mx/kN-m | My/kN-m | 配筋面积/mm ² | 配筋率/% | 角筋 | 中部钢筋 |
|-----|-----|-------|---------|---------|----------------------|-------|------|------|
| 角柱 | X 向 | 119.7 | 5.9 | -150 | 2865 | 1.15 | 4Φ20 | 8Φ16 |
| | Y 向 | 119.7 | 150.1 | -5.9 | | | | |
| 边柱 | X 向 | 13.7 | -6 | -170.5 | 2249 | 0.90 | 4Φ18 | 8Φ14 |
| | Y 向 | 141.8 | 155.8 | -6.2 | | | | |
| 中柱 | X 向 | 19.3 | -6.3 | -178.1 | 2249 | 0.90 | 4Φ18 | 8Φ14 |
| | Y 向 | 19.3 | -178.1 | -6.3 | | | | |

表 8 ETABS 双向地震作用工况下柱内力及 CiSDesigner 最终配筋结果 (选取配筋量最优方案)

| 柱类型 | 主方向 | N/kN | Mx/kN-m | My/kN-m | 配筋面积/mm ² | 配筋率/% | 角筋 | 中部钢筋 | 承载比 |
|-----|-----|-------|---------|---------|----------------------|-------|------|-------|-------|
| 角柱 | X 向 | 157.7 | 127.9 | 150.5 | 3670 | 1.47 | 4Φ20 | 12Φ16 | 0.979 |
| | Y 向 | 157.7 | 150.5 | 127.9 | | | | | |

| | | | | | | | | | |
|----|-----|-------|-------|-------|------|------|------|-------|-------|
| 边柱 | X 向 | 123.7 | 156.8 | 145 | 3217 | 1.29 | 4Φ16 | 12Φ16 | 0.979 |
| | Y 向 | 144.9 | 133.3 | 170.5 | | | | | |
| 中柱 | X 向 | 29.2 | 151.7 | 178.5 | 4574 | 1.83 | 4Φ22 | 12Φ18 | 0.999 |
| | Y 向 | 29.2 | 178.2 | 151.7 | | | | | |

参考文献

- [1] GB5011-2010. 建筑抗震设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- [2] JGJ3-2010. 高层建筑混凝土结构技术规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2011.
- [3] 李宏男. 结构多维抗震理论与设计方法.[M]. 北京: 科学出版社, 1998.
- [4] 韦承基等. 双向地震作用[J]. 第十八届全国高层建筑结构学术会议论文, 2004.
- [5] 克拉夫, 彭津 (王光远等译校). 结构动力学, 第二版 (修订版) [M]. 北京: 高等教育出版社. 2006.
- [6] WILSON E L. Static and Dynamic Analysis of Structures [M], Fourth Edition (Revised June 2010). Computers and Structures Inc., Berkeley USA, 2010.
- [7] 姬淑燕等. 考虑双向水平地震作用的结构设计问题研究[J]. 地震工程与工程振动, 26(5):69~72, 2006.
- [8] Uniform Building Code 1997, Volume 2[S].
- [9] 李楚舒, 陈云波, 芮继东, 李立. P-M-M 相关面的生成及其形状讨论. (内部讨论稿, CTC2014).
- [10] GB5010-2010, 混凝土结构设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2011.
- [11] CiSDesigner: 筑信达钢筋混凝土构件设计软件 (v1.2.4) 用户手册. 北京筑信达工程咨询有限公司, 2015.
- [12] 陈岱林. 钢筋混凝土设计原理与算例[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2005.
- [13] 朱炳寅. 建筑结构设计问答与分析 (第二版) [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2009.
- [14] CSI, 北京筑信达工程咨询有限公司. CSI 分析参考手册(Rev14). 2015.

三维信息模型在变电站构架设计软件中的应用

徐志¹ 刘小云² 芮继东¹ 刘建秋² 余学霜¹ 商文念²

(1. 北京筑信达工程咨询有限公司, 北京 100043; 2. 山东电力工程咨询院有限公司, 济南 250013)

【摘要】目前通用有限元计算软件比较成熟,但针对特定行业的高效实用软件还比较欠缺。本文介绍了三维信息模型在变电站构架设计软件的应用方法,阐述了利用SAP2000的API功能实现自主研发特种结构专业设计软件的整体思路。详细介绍了利用三维信息模型生成二维施工图的方法以及施工图的联动修改、材料表的统计、撤销重做操作的实现等关键技术。本文对于进一步开拓SAP2000的应用范畴具有实际意义,为特种结构定制专业设计软件提供了良好的指导作用。

【关键词】三维信息模型; 变电站; 构架设计; 施工图; SAP2000; API

【中图分类号】TU27; TU201.4; TU3 **【文献标识码】**A **【文章编号】**1674-7461(2016)04-0109-05

【DOI】10.16670/j.cnki.cn11-5823/tu.2016.04.20

1 概述

变电站构架设计软件是由山东电力工程咨询院有限公司和北京筑信达工程咨询有限公司联合开发、专门针对变电站构架设计的计算机辅助设计系统。软件分为快速建模、计算分析和施工图绘制三大功能模块,利用SAP2000提供的API技术将自行研发的建模和施工图模块无缝集成,构建了变电站构架快速建模、计算分析、截面优化、详图设计等功能的一体化应用平台。

2 软件整体架构

变电站构架结构特殊,荷载计算繁琐,传统的有限元计算软件存在建模效率低,后处理功能不能满足行业需求等问题。软件针对这些问题提供了可视化的快速建模工具和交互式编辑的施工图处理工具。在快速建模模块(以下简称前处理)中,用户只需要简单的输入构架的几何尺寸、荷载参数即可快速拼装成正确的计算模型,然后利用SAP2000的分析功能快速得到杆件的内力信息,并生成施工图需要的三维信息模型。在施工图处理模块(以下简称后处理)中,实现了自动节点连接设计、施工图自动生成等功能。用户只需要利用软件提供的丰

富交互编辑功能简单修改即可达到施工图的深度要求。软件操作整体流程如图1所示。



图1 软件总体流程图

3 软件数据结构

变电站构架设计软件的数据结构包括两大部分,一部分是描述真实构架的三维信息模型数据(以下简称三维信息模型),另一部分是描述施工图图块的二维信息数据(以下简称施工图模型)。三维信息模型记录所有杆件、节点板、连接板、螺栓、钢筋以及其它组合构件(如法兰、支座等)的信息,施工图模型记录了图块的位置、绘图比例、图层、颜色以及与之关联的模型数据信息。

软件通过建立构架三维信息模型,实现构架构件信息的统一管理。施工图模型根据三维信息模型数据动态更新,有效的解决了施工图的联动修改、材料表的归并统计以及用户撤销重做功能等技术难题。

【作者简介】 徐志(1989-),男,研发工程师,主要研究方向:建筑结构计算机辅助设计软件研发。

软件数据流程如图 2 所示。

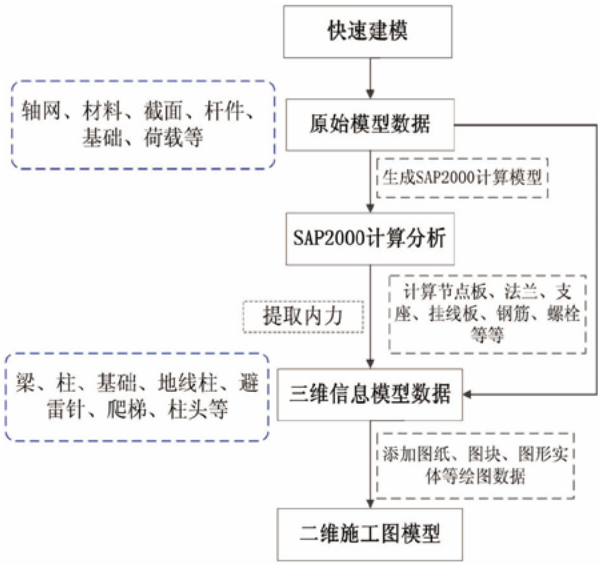


图 2 软件数据流程图

3.1 构架三维信息模型的建立

构架的信息模型是通过面向对象的 C++ 编程语言建立的。软件定义了零部件基类 CIS_BaseEnt，基类描述了零部件的类型、位置、归并时优先等级、编号、以及对应的二维图形实体 CIS_DrawEnt 等信息。构架中所有零部件类均由 CIS_BaseEnt 派生。

3.2 二维施工图模型的建立

二维施工图模型是在三维构架信息模型的基础上创建的。二维信息模型的基类是二维图形实

体 CIS_DrawEnt。CIS_DrawEnt 中描述了图形实体类型、对应的零部件 CIS_BaseEnt、所属图纸、所属图块、图层、线型、字体等绘图信息。施工图上所有图形单元类都是基于 CIS_DrawEnt 派生。

3.3 三维信息模型到施工图模型的转换

三维信息模型中完整地记录了构架的设计信息，包括所有杆件及零部件的空间位置、材料属性、受力状态等信息。在进行施工图绘制时需要从三维信息模型中提取相关信息，生成二维施工图模型。

生成二维施工图模型的步骤一般如下：

- (1) 规划设计图纸 CIS_DrawPaper 上需要绘制的所有图块 CIS_DrawBoleck；
- (2) 确定每个图块的位置比例，图块在三维信息模型中的位置(投影面)；
- (3) 确定图块投影面二维坐标的两个单位向量 $\vec{Ox_1}$ 和 $\vec{Oy_1}$ ；
- (4) 在三维信息模型中提取需要在图块中绘制的所有零部件 CIS_BaseEnt；
- (5) 经过坐标转换等步骤创建 CIS_BaseEnt 在图块中的图形实体 CIS_DrawEnt，并建立关联关系。

例如空间任一点在坐标系 $Oxyz$ 中坐标为 $P(x, y, z)$ ，投影到指定投影面 Ox_1y_1 上的点为 $P_1(x_1, y_1, 0)$ 在投影面上取正交单位向量 $\vec{Ox_1}$ 和 $\vec{Oy_1}$ ，则可得 P 点在投影面上投影坐标为 $x_1 = \vec{OP} \cdot \vec{Ox_1}$ ， $y_1 = \vec{OP} \cdot \vec{Oy_1}$ 。其中， (x_1, y_1) 即为空间坐标转换到二维图形后的坐标。

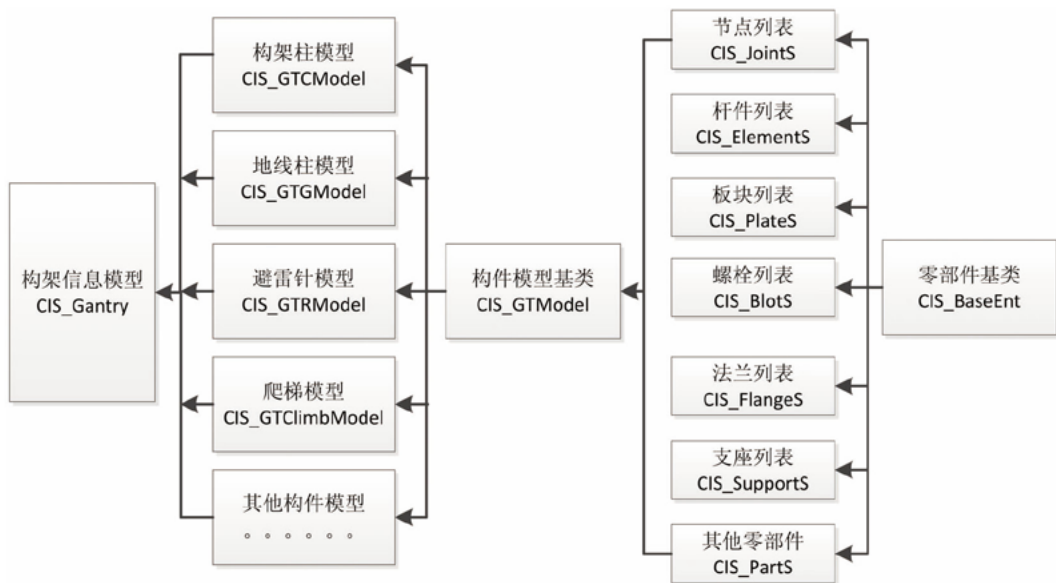


图 3 构架三维信息模型示意图

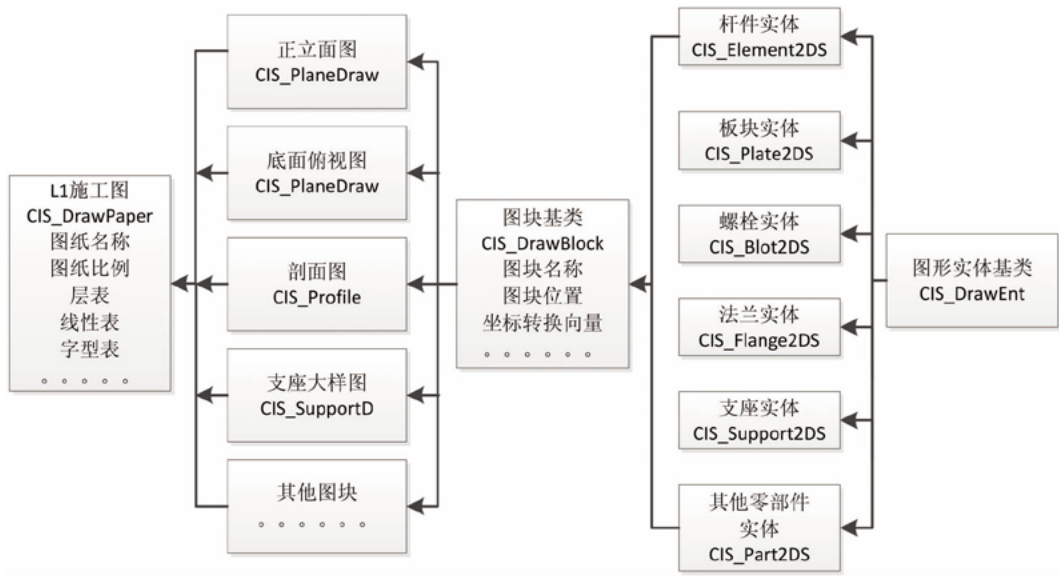


图4 施工图模型模型示意图

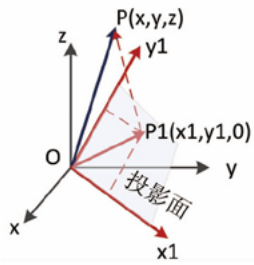


图5 坐标转换示意图

对于图6所示格构梁,正立面与底面夹角为60度,则计算得到正立面投影平面上单位向量为 $\vec{Ox}_1 = (1, 0, 0)$ $\vec{Oy}_1 = (0, 1/2, \sqrt{3}/2)$ 绘制正立面施工图时只需要取出所有正立面的杆件,对其坐标进行转换 $F(x, y, z) = (x, (y * 1/2 + z * \sqrt{3}/2))$ 。经过坐标变换即可得到如图7所示格构梁施工图。

3.4 图形的编辑和联动修改

三维信息模型中构架上的每一个部件都是唯一的一个 CIS_BaseEnt,在施工图模型中可能会出现多个图块中,创建出多个图形实体 CIS_DrawEnt。当用户在施工图某个图块中修改构件实体参数时,应该保证每一个与之相关的图形实体都能修改。程序中建立了三维信息模型中的部件 CIS_BaseEnt 与施工图模型中各图块中的图形实体 CIS_DrawEnt

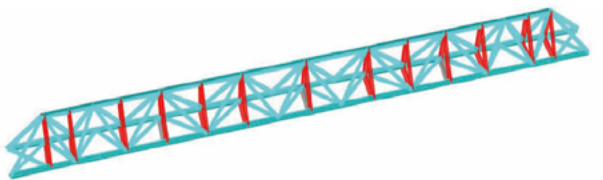


图6 格构梁三维效果图

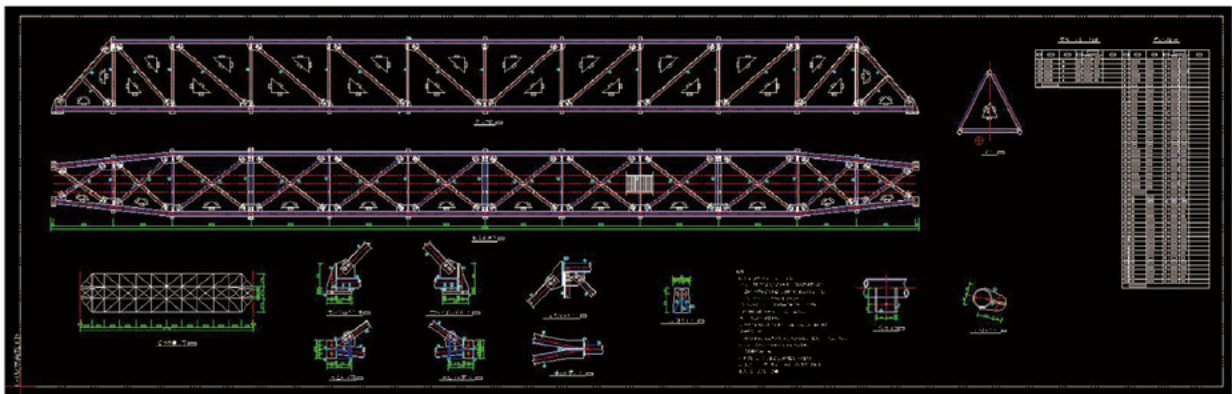


图7 格构梁施工图

之间的相互关联关系。当用户在视图中选中某个图形实体 CIS_DrawEnt 后,程序将弹出该图块对应部件 CIS_BaseEnt 的编辑对话框,通过编辑参数,用户实际更改的是三维信息模型中的部件参数。修改完参数后,程序会根据修改部件的类型判断是否需要修改关联构件的参数。比如修改格构梁主杆截面尺寸后,与之连接的斜杆回退长度会相应修改,同时这也会导致连接主杆和斜杆的节点板尺寸修改。当三维信息模型修改后,程序会重新计算相关构件在各个图块中的绘图位置并完成图形的更新。

例如避雷针顶部,用户只需要在图纸任一图块上(例如避雷针示意图(图 8a)或柱顶详图(图 8b))中选中该部件,都会弹出编辑对话框(图 8c),将柱帽类型从包裹式修改为插入式后(图 9a),对应参数如柱帽直径、端部长度都会自动修改,用户也可人工干预。应用修改后,所有相关图块都会自动重新绘制,如图 9-b 和图 9-c 所示。

3.5 材料表的统计

每一个实际的构件(如一根杆件或者一块节点板)在图纸上可能会出现在不同的图块中,但是其在三维信息模型中只对应一个 CIS_BaseEnt,因此在材料表统计中我们只需要统计三维信息模型中 CIS_BaseEnt 对象的数量即可。在每一种构件对应的 CIS_BaseEnt 基类中,都指定了排序优先级和归并条

件。最终生成的材料统计表中将会把排序优先级高的类型排在前面,如材料表的一般规则是先统计杆件,然后再统计板材,最后统计螺栓。当我们交互式修改图纸后,只需要利用软件的重新归并功能即可重新对所有构件进行归并编号并生成新的材料表,避免了人工统计容易出错的问题。

在模型数据中,每一个构件实体都包含编号、规格名称、长度、单位重量、数量以及排序优先级等变量。对所有的构件归并后将得到相同构件的总数量。最终生成的材料表如图 10 所示。

3.6 Redo 和 Undo 的实现

要实现撤销和重做功能,必须记录用户的每一次操作对程序内部数据的影响。软件通过 CIS_Transaction 类来实现这个过程。用户的每一次操作将通过 CIS_Transaction 类在系统中产生一条记录, CIS_Transaction 类中记录了用户操作的索引号以及三维信息模型操作前数据状态 PreData 和操作后数据状态 LastData。当系统中存在用户操作记录时,用户可以使用撤销和重做功能。当用户需要执行“撤销”命令时,程序将用 PreData 中的数据对三维信息模型中的数据进行还原;当用户需要执行“重做”命令时,程序将用 LastData 中的数据进行还原。撤销和重做操作对应三维信息模型中的数据变化如图 11 所示。

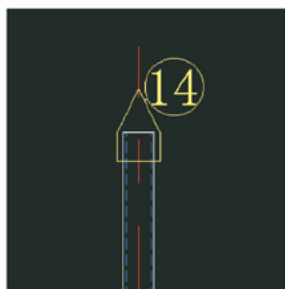


图 8-a

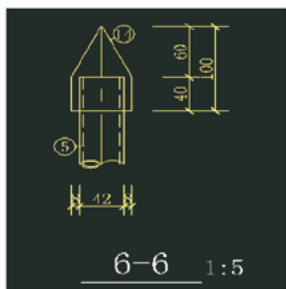


图 8-b



图 8-c



图 9-a

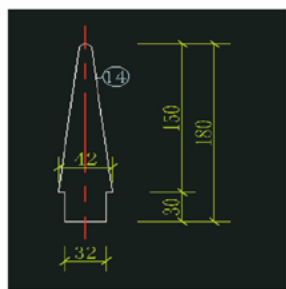


图 9-b

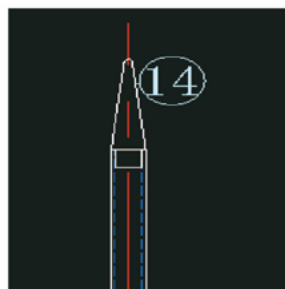


图 9-c

| 名称 | 编号 | 规格 | 长度 | 数量 | 重量(kg) | | 备注 |
|------------|----|--------------|----|----|--------|-----|-----------|
| | | | | | 一件 | 小计 | |
| GF-1 | 1 | -20x270/ø114 | | 1 | 8.932 | 8.9 | |
| | 2 | -10X78 | | 8 | 0.596 | 4.8 | |
| | 3 | M20x75 | 75 | 8 | 0.313 | 2.5 | (双螺帽3.8级) |
| 合计:16.2 Kg | | | | | | | |

图 10 材料表

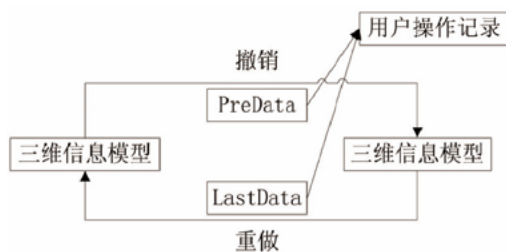


图 11 撤销和重做数据变化示意图

3.7 其他相关技术

变电站构架设计软件作为一款变电站设计一体化应用平台软件,集成了丰富的功能,也使用了多种计算机技术。比如利用三维图形引擎 vtk 实现快速建模中的三维模型显示,利用 XPTable 实现表格数据的编辑,利用二维图形引擎 QCAD 来实现施

工图中图形的捕捉、选择以及导出 dxf 功能。

4 结语

随着 SAP2000 的 API 功能的不断完善,利用 SAP2000 开发个性化定制软件将会越来越普遍。利用三维信息模型技术开发的变电站构架设计软件,是将计算机技术和行业软件相结合的一次成功尝试。软件将解决通用有限元软件存在的建模繁琐、参数调整复杂以及传统施工图绘制中构架统计困难,修改图纸繁琐等问题,极大地提高工程师的工作效率。

参考文献

- [1] DL/T 5457 - 2012 变电站建筑结构设计技术规程[S]. 北京:中国计划出版社, 2012.
- [2] 中南电力设计院. 变电站构架设计手册[M]. 湖北:湖北科学技术出版社, 2006.
- [3] 中国建筑标准设计研究院. SAP2000 中文版使用指南(第二版)[M]. 北京:人民交通出版社, 2011.
- [4] SAP2000_API_Documentation. chm[M]. Computers and Structures Inc., 2015.
- [5] Computers and Structures Inc. 北京筑信达工程咨询有限公司. CSI 分析参考手册[M]. 2015.

The Application of 3D Information Model in Substation Gantry Design Software

Xu Zhi¹, Liu Xiaoyun², Ru Jidong³, Liu Jianqiu⁴, Yu Xueshuang⁵, Shang Wennian⁶

(Beijing Construction Information Solution Engineering Consulting, Beijing 100043, China;
2. Shandong Electric Power Engineering Consulting Institute Co., Ltd., Ji'nan 250013, China)

Abstract: At present, the general finite element software has become more mature, but there is few efficient practical software for specific industry. This article introduces the 3D information model applied in substation gantry design software and expounds the using of SAP2000 API function to realize the independent research and development of special structure of professional design software. It also introduces the use of 3D information model to generate the linkage of the two-dimensional construction method and construction drawing modification, material tables of statistics, the realization of the undo redo operation. This article has practical significance for further development of SAP2000 application, and provides a good guidance of professional custom design software for special structure.

Key Words: 3D Information Model; Substation; Gantry design Software; Construction Drawing; SAP2000; API

基于 SAP2000 分析平台的变电站构架设计软件

商文念¹ 孙雪艳² 刘建秋¹ 余学霜² 刘小云¹

(1. 山东电力工程咨询院有限公司 济南 250013; 2. 北京筑信达工程咨询有限公司 100043)

摘要: 钢结构类型多样, 应用行业多, 利用通用结构设计软件进行钢结构设计时, 存在建模繁琐、结构设计调整参数多、荷载组合复杂等问题。本文以变电站构架为例, 进行了基于现有通用分析平台的特殊钢结构建模和设计的探索。通过 SAP2000 软件提供的 API 功能, 与 SAP2000 通用有限元分析软件无缝对接, 采用参数化的建模方式, 快速准确地进行变电站构架的分析设计和施工图设计。使用 GTCAD 软件可以实现参数化建模, 设计参数的自动指定、风荷载的计算、优化设计、施工图设计、施工图编辑等。通过实际工程的应用, 可以缩短计算设计的过程、解决手工操作的繁琐。

关键词: 变电站构架 钢结构设计 参数化建模

Substation Gantry Design Software Based on SAP2000 Analysis Platform

Shang Wennian¹ Sun Xueyan² Liu Jianqiu¹ Yu Xueshuang² Liu Xiaoyun¹

(1. Shandong Electric Power Engineering Consulting Institute Co., Ltd., Jinan 250013, China;

2. Beijing Construction Information Solution Engineering Consulting, 100043, China)

ABSTRACT: Various types of steel structures have been used in various industries. Many problems, such as complicated modeling, design, load combination and parameters adjustment, and so on, exist when designing steel structures using one general design software. In this paper, the modeling of specific steel structures, transformer substations, based on the existing general analysis platform is explored through the application programming interface (API) to integrate with SPA2000 seamlessly. Using the parametric modeling method, fast and accurate structure analysis and design of the substation structures is performed, and the construction drawing is generated. The developed GTCAD software can achieve parametric modeling, automatic parameter specification, wind load calculation, design optimization, construction drawing design and edit, etc. Through the practical engineering applications, it demonstrated that it can shorten the process of calculating and design, and lessen the complication of manual operation.

KEYWORDS: Substation gantry Steel structure design Parametric modeling

引言

随着国民经济水平的提高, 钢结构在各行各业中的应用越来越广泛。进行钢结构设计时, 在建模、施加荷载和指定设计参数过程中, 各种类型的结构均有各自的特点, 在通用的结构设计中进行分析, 存在建模不方便、规范不适合、调整参数多等问题。基于此, 山东省电力工程咨询院和北京筑信达工程咨询有限公司联合开发了针对变电站构架的变电站构架设计软件 GTCAD(以下简称 GTCAD), 以现有分析平台为基础,

根据行业的结构类型特点和适用的规范, 快速建立模型, 采用适当的设计参数对结构进行设计。

1 SAP2000 介绍

SAP2000 软件是通用结构设计软件, 可以应用于混凝土结构、钢结构、地下空间结构、网架、桁架、塔架、场馆、工业建筑等多种结构形式, 面世已 40 年, 在世界各国均被广泛应用。自 v11 版本开始, SAP2000 开放了 API 接口, 用户可以利用 API 调用 SAP2000 的各功能, 实现模型的创建、设计参数的指定、结果输出等功

能^[1]。利用SAP2000软件的API接口,可以根据各行业特点,进行定制程序的开发。

2 GTCAD 整体介绍

GTCAD用于钢结构类型的变电站构架设计,由三部分组成(图1):前处理输入构架的参数,组装构架;计算分析部分调用SAP2000软件进行分析设计;后处理模块进行施工图设计,覆盖了构架设计的整个过程。

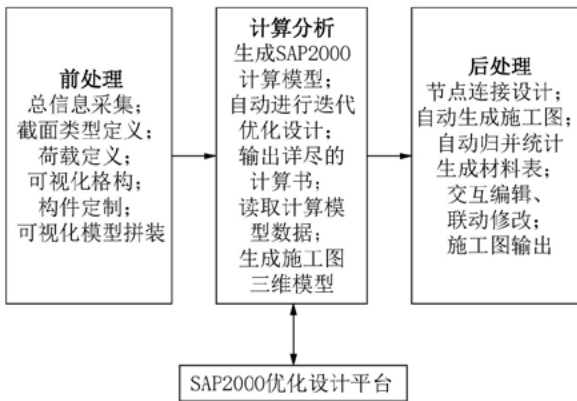


图1 GTCAD 软件总体流程

Fig.1 GTCAD software overall process

3 前处理

前处理构建整个构架的数据模型,构架模型建立主要包括三方面工作:1)搭建构架的几何模型,指定杆件截面和杆件之间的连接方式;2)指定构架的设计参数,包括计算长度系数、长细比限值;3)荷载指定和荷载组合。

3.1 参数化建模

构架的类型多样,柱类型有单根钢管柱、人字柱和格构柱,梁构件的类型有钢管梁和格构梁^[2]。单根钢管构件和人字柱类型构件形式简单,构件数量少,建模方便;而格构类型构件杆件琐碎,建模繁琐。GTCAD软件在建立构件时按照类型分别进行定义,如图2所示。



图2 构件类型

Fig.2 Element type

格构梁截面形式、杆件布置均会产生变化,GTCAD软件针对格构梁提供了多种模板选择,如图3所示。格构柱则是腹杆的布置在不同高度和不同方向会有区别,针对格构柱采用分节建模的方式,如图4所示,柱节中腹杆设置提供了系统模板,涵盖了常用的腹板布置形式。

构件的建立采用参数化建模的方式,用户只需要按照软件界面中的数据输入即可生成构件模型。图形显示区根据用户输入的参数实时更新图形,“所得即所输”的操作方式直观,且便于模型的检查。

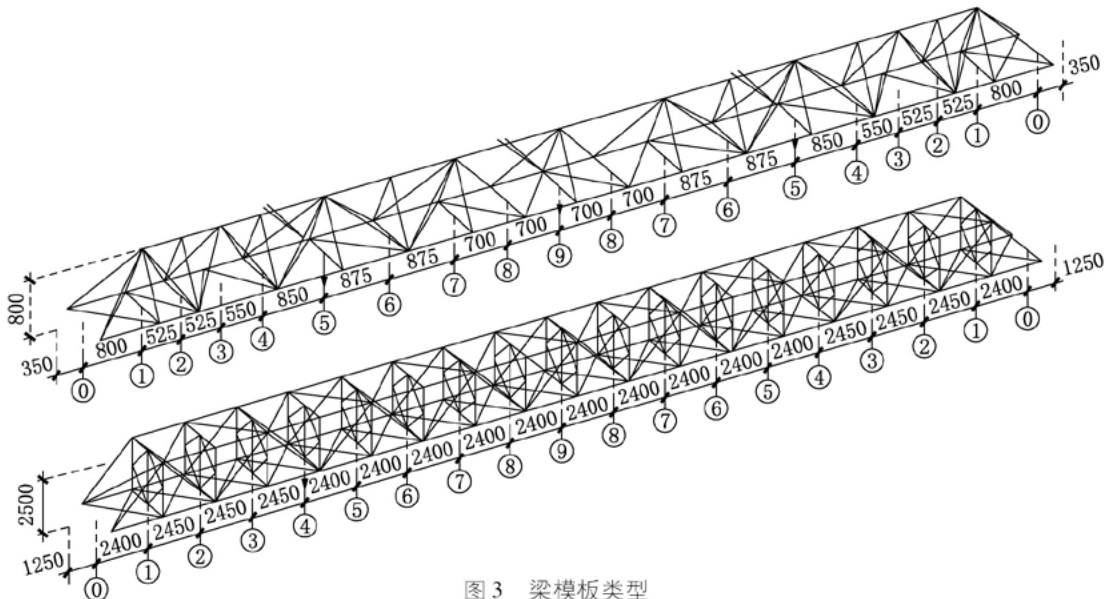


图3 梁模板类型

Fig.3 Types of beam formwork

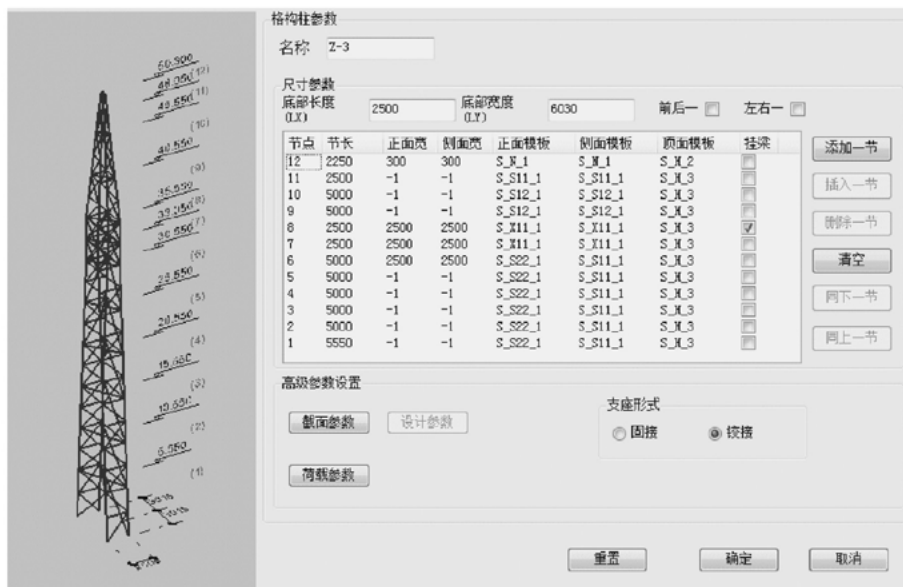


图4 格构柱

Fig.4 lattice column

最复杂的构件定义完成后，按照构架的形式，通过点击“添加梁”“删除梁”按钮和编辑表格中的数据，可以快速地建立构架。联合构架、双层构架等复杂构架形式在 GTCAD 软件中均可以快速地组装(图5)。

3.2 设计参数指定

构架设计参数与普通钢结构不同，若采用通用结构设计软件，在此处需要进行很多调整才能满足构架设计的需要，GTCAD 可以直接设置构架的各项参数并应用于设计。

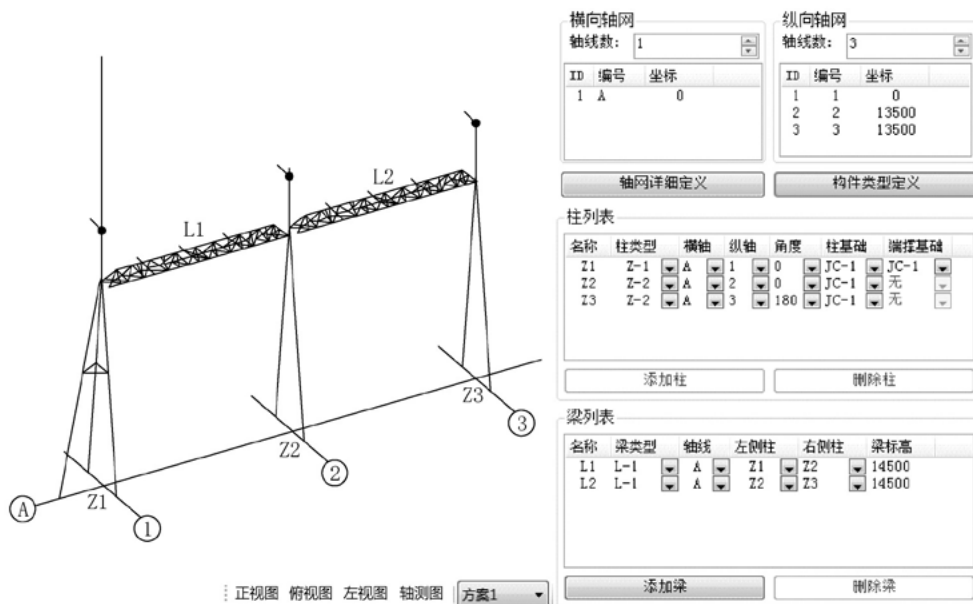


图5 构架组装

Fig.5 Frame assembly

1. 荷载的设置

荷载包括风荷载、地震荷载和导线荷载^[3]。风荷载按照开敞结构进行计算，以荷载的形式施加在构件上。地震荷载采用底部剪力法进行计算，用户需要输入地震参数。导线荷载可以统一设置，也可以对每个构件进行单独设置，满足不同情况的需要。

2. 计算长度与长细比限值

通用结构软件在进行钢结构设计时，均按照

《钢结构设计规范》(GB 50017 - 2003)计算构件的计算长度系数，此计算长度系数与构架设计手册中使用的不同，如用于构架设计，需要手动修改。GTCAD 软件根据《变电构架设计手册》和《变电站建筑结构设计技术规程》(DL/T 5457 - 2012)自动计算计算长度系数，人字柱的计算长度系数也可用户自行进行调整，如图6所示。格构柱、梁的计算长度系数是按照《变电构架设计手册》中的规定，对格构杆件的主弦杆、交叉斜

材、带缀材的斜材的计算长度都进行了特殊设置。

变电站构架的长细比限值同普通钢结构的也有区别，杆件类型的划分方式也不同，GTCAD软件自动进行杆件类型的判断，并按照类型指定构件的长细比限值。

3. 荷载组合

荷载组合是进行结构计算的重要部分，按照《变电构架设计手册》3.2.4条进行荷载组合。荷载组合有运行工况、安装工况、检修工况、地震

作用效应组合、荷载效应偶然组合。运行工况包括：大风工况、覆冰有风工况、温度作用工况。每种工况根据构架中设置的荷载再进行组合。变电站构架的荷载工况和荷载组合较多，如果完全由人工进行手动输入荷载工况和荷载组合系数，工作量大，且容易出错。GTCAD根据用户输入的荷载自动进行荷载组合，用户也可以对荷载组合进行定性分析，确定起控制作用的荷载组合，在SAP2000软件中将不起控制作用的荷载组合删除，进一步提高模型的运算速度。



图6 计算长度系数与长细比
Fig.6 Calculation length coefficient and length ratio

4. 挂线方案

工程在整个运行过程中可能会发生变化，或者由于施工要求造成在项目的不同阶段构架的挂线方案不同。构架的挂线方案变化，对结构受力产生影响，进行结构分析时，要根据项目的情况确定挂线方案数量，并进行设计。GTCAD可以提供三种挂线方案，在进行设计时，三种挂线方案的荷载和其他荷载自动进行组合，按照最不利荷载进行设计，满足工程运行的要求。

4 分析与设计

分析部分根据用户输入的参数，利用SAP2000API直接调用SAP2000软件进行分析和设计，在这个过程中自动完成建模、荷载施加、设计参数指定、分析、设计。这个过程可以由程序自动完成，也支持用户在SAP2000软件中直接修改模型，手动进行分析和设计，满足不同用户的需求。

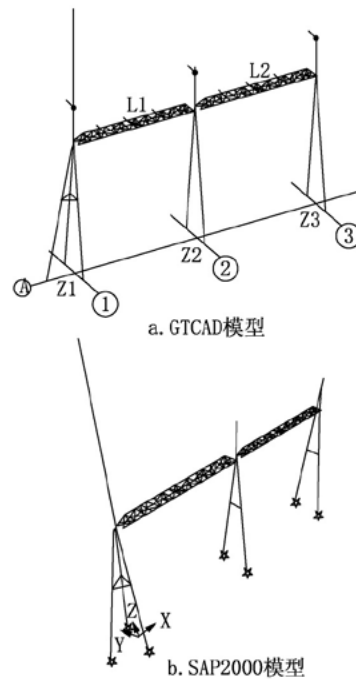


图7 GTCAD模型与对应SAP2000模型
Fig.7 GTCAD model and corresponding SAP2000 model

钢结构设计过程中,选择构件截面是一个反复的过程,根据设计结果调整截面,再设计再调整,直至选择合适的杆件截面。构架设计软件利

用 SAP2000 软件的自动截面优化功能,可以实现钢结构构件的优化设计,一次分析、设计即可得到最终截面。

设计完成后,可提取 SAP2000 的设计结果,进行构件验算、基础验算、法兰计算、螺栓计算,生成计算书。

5 施工图设计

施工图是结构设计最终需要交付的结果。GTCAD 后处理模块用于施工图设计,读取 SAP2000 分析、设计结果,根据杆件截面和内力进行杆件连接设计,生成构架的全套施工图,如图 8、图 9 所示。

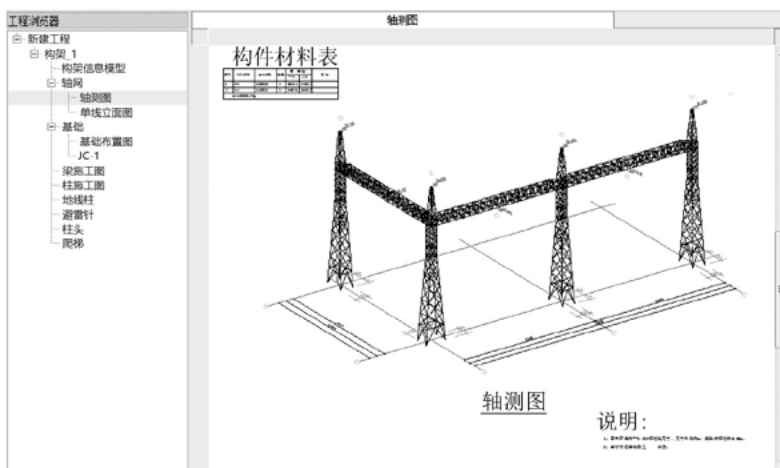


图 8 轴测图
Fig. 8 Axis mapping

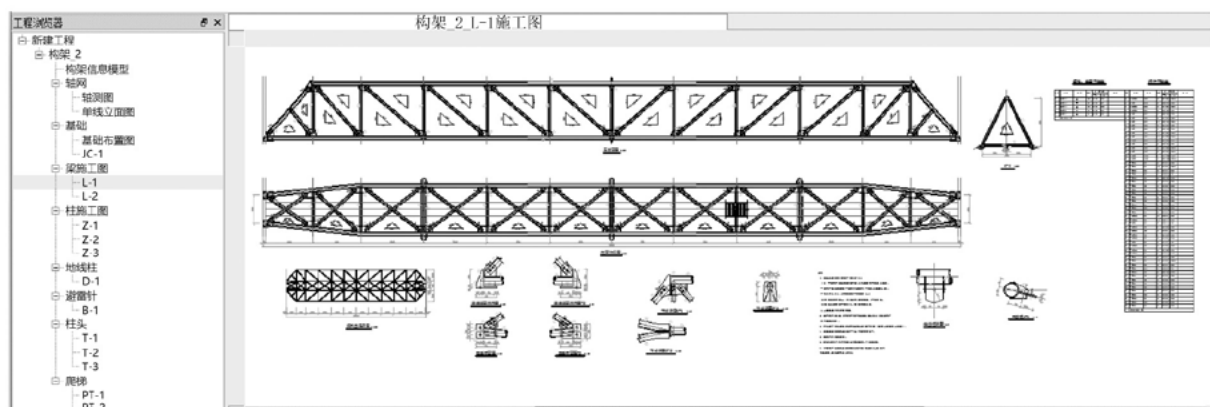


图 9 鱼腹式格构梁施工图
Fig. 9 Fishbelly lattice beam construction

施工图可通过软件提供的快速智能人机交互功能进行修改,包括节点板编辑、基础钢筋编辑、杆件编辑等编辑功能。数据修改后,施工图会联动修改。生成的施工图可以直接打印,也可以导出为 dxf 文件,便于用户进行图纸的生成和修改。

电站构架设计研制的一体化设计软件,根据构架结构的特点和构架规范,采用参数化建模的方式,快速建立模型,采用构架设计规范对构件进行校验,解决了通用结构设计软件中存在的建模繁琐、参数调整复杂的问题,适用于变电站构架的设计。

钢结构中杆件类型多样,节点板、法兰、螺栓数量多,GTCAD 可以自动归并单元构件,并进行材料的统计,生成材料表,包括杆件规格及数量、节点板数量及质量、螺栓数量及质量、钢筋数量及质量、法兰数量及质量等。

6 结语

变电站构架设计软件 GTCAD 是专门针对变

参考文献

- [1] 中国建筑标准设计研究院. SAP2000 中文版使用指南[M]. 第 2 版. 北京: 人民交通出版社, 2011
- [2] 中南电力设计院. 变电站构架设计手册[M]. 湖北: 湖北科学技术出版社, 2006
- [3] DL/T 5457-2012 变电站建筑结构设计技术规程[S]. 北京: 中国计划出版社, 2012

第 29 章

复杂高层钢结构

王建 华东建筑设计研究总院

本章目录

- 29.1 复杂高层钢结构分析的基本内容
 - 29.1.1 重力荷载分析
 - 29.1.2 模态分析
 - 29.1.3 风荷载
 - 29.1.4 地震作用
 - 29.1.5 温度应力
 - 29.1.6 结构整体稳定
 - 29.1.7 施工模拟分析
- 29.2 复杂高层钢结构有限元分析的关键问题
 - 29.2.1 建立合理的计算模型
 - 29.2.2 荷载工况需注意的问题
- 29.3 工程实例-CCTV 新台址主楼
 - 29.3.1 结构概况
 - 29.3.2 结构模型
 - 29.3.3 结构分析及设计对策
 - 29.3.4 若干非常规问题的分析与设计
 - 29.3.5 施工模拟分析
 - 29.3.6 悬臂段合拢方案分析
- 29.4 本章小结

内容节选

29.3.3 结构分析及设计对策

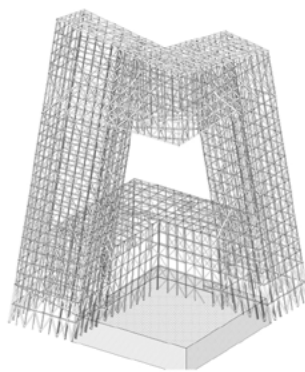


图 29-8 外筒结构示意图

(1) 上部结构体系

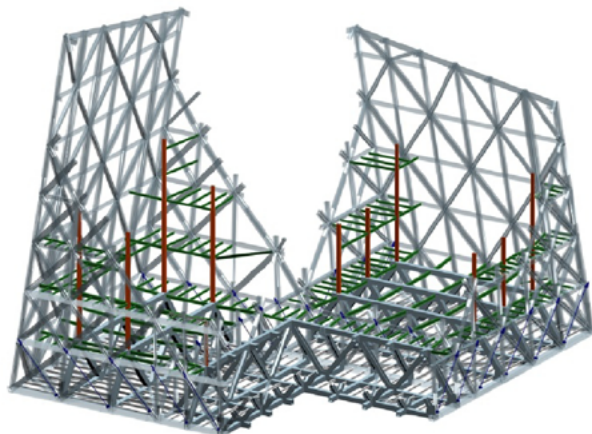
a. 构造大刚度支撑筒体

针对倾斜与高位大体量悬挑的结构特征，概念及结构分析表明，本结构的成立需要提供远较一般工程更强的抗侧力刚度。

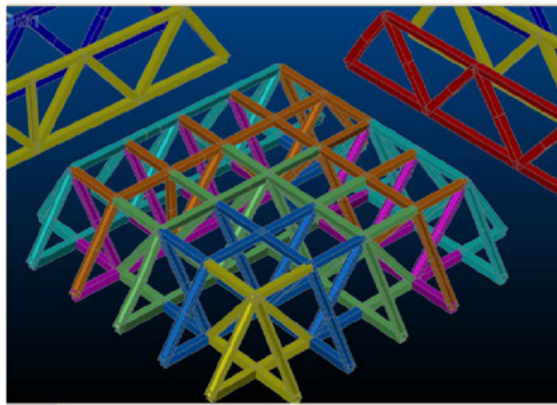
主楼的两个塔楼向上倾斜而在顶部连接并相互支承。主体结构以带斜撑的巨型外框筒提供整体刚度和稳定性。外框筒由水平边梁、外筒柱及斜撑组成（见图 29-8）。外筒柱与边梁为规则布置，外筒柱根据受力状态、所处立面及高度不同分别采用钢柱、型钢混凝土柱。斜撑立面布置形式呈非规则形状，在高应力的区域，支撑布置比较密，在低应力区域，支撑布置比较稀。支撑的布置反映了结构受力特性，建筑幕墙斜格构与支撑布置相对应。在塔楼与悬臂结构交接处以及塔楼与裙房结构交接处，钢结构外筒体表面延续至筒体内部，在悬臂结构底面、斜屋面以及裙房屋面布置斜撑，保持钢结构外筒体作用的连续性。

外筒体的结构单元由两层高的三角形模块构成，即外筒框架边梁隔层布置，边梁与斜撑每隔一层交于一点，因而楼面结构分为“刚性层”和“非刚性层”，即结构刚性横膈层隔层布置。非刚性层楼面没有边梁，外筒斜撑通过非刚性层楼板开洞而不与之连接，保证了斜撑主要以承受轴向力为主。

b. 悬挑连体结构



a) 悬臂转换结构



b) 悬臂端部转换桁架

图 29-9 悬挑转换结构

悬挑结构由外筒结构、F37~F39 悬臂转换层形成空间稳定体（如图 29-9 所示）。悬臂转换层主要承担的荷载有：悬臂重量、塔楼之间相互作用力、地震时悬臂部分的惯性力。

c. 内筒转换结构

由于内筒和内柱是垂直的，而外筒是倾斜的，因此塔楼的每一个楼面布置是不同的。外筒斜柱与内筒的跨距沿高度一直变化，内侧跨距逐渐减小，外侧跨距逐渐增大，需要增设内柱来减小楼层梁的跨度，从而设置了一系列的转换桁架以支承内柱或悬挂内柱。转换桁架布置于两层高的机电层内部，将内柱的荷载传递到内筒和外筒上。两塔楼之间悬臂部分的底下两层以及裙房的大跨演播室上方也设有转换桁架，用以支承上部楼面的内柱。

本工程的转换桁架设计有几个特点：

(1) 由于外筒柱倾斜，而桁架上下弦杆在竖直平面内，因此上下弦杆必定有一个支座无法与外筒柱连接。因此桁架两端支座采用上弦支承形式，既简化了支座节点的复杂构造，又避免由于外筒柱与内筒柱的压缩变形差异引起转换桁架附加内力，也避免转换桁架起伸臂桁架的作用，使内筒柱参与抵抗倾覆力矩。

(2) 转换桁架均为两层高，腹杆节间处的楼面竖向荷载将引起斜杆弯曲，降低桁架的效率。在斜腹杆节点采用了双梁构造形式，中间楼层竖向荷载由竖腹杆承担，斜腹杆为双梁的平面外支承点，楼板在斜腹杆处开洞，保证斜腹杆以承担轴向力为主。

(1) 巨大偏心力作用下的基础设计

倾斜塔楼和悬臂连体造成的巨大不平衡弯矩以及连体结构受力对地基基础变形非常敏感，导致基础设计几大难题：

- a. 需通过合理调整基础底板中心与上部结构荷载合力重心的重合以及采用变刚度布桩方式控制各塔楼基础底板的差异沉降和倾斜，减小地基基础变形对上部连体结构的影响；
- b. 上部结构荷载中心确定需考虑不同施工顺序（对应 SAP2000 模型中不同的施工模拟工况，即建筑面层、幕墙等施工进度较快的上限、进度较慢的下限工况）加载的影响，即应采用按施工模拟的结构底层内力包络值；
- c. 6m 厚基础底板沉降变形以及承载力分析；
- d. 主楼与裙房的差异沉降控制。

塔楼桩基础采用钻孔灌注桩，桩径 1.2 米，采用了桩端桩侧（第 ⑤层卵砾层及第 ⑦层卵砾层以上 1.5 米处作 2 道）后注浆工艺。

因塔楼上部在 2 个方向各倾斜 6 度，倾斜内侧（角）的柱底荷载远大于外侧柱底荷载，即荷载中心与结构几何中心存在严重偏心。为了减小基础偏心，基础底板往塔楼内侧倾斜方向延伸，且在该范围内桩间距较密，在塔楼倾斜外侧桩间距较疏（见图 29-10）。最终布桩使得桩中心与上部荷载合力中心的偏心率小于 1.5%。

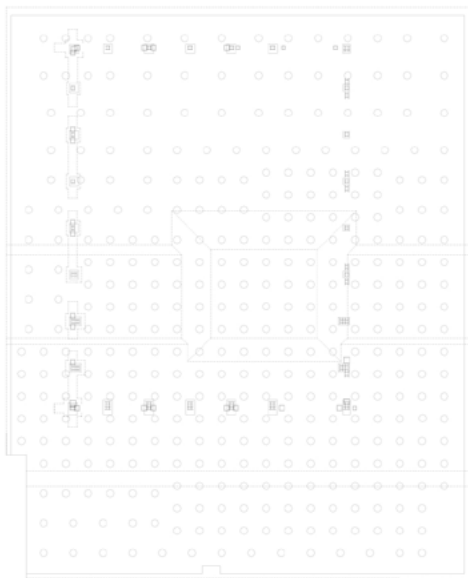


图 29-10 塔楼 1 桩位布置

(2) 抗震性能化目标及实现

作为高烈度区多项超限的复杂结构，本工程抗震标准得到了包括全国超限高层审查委员会多位专家及业内人士的广泛关注。其性能目标的确定及相应的设计实现也经历了多次调整并最终完善的过程。结合震动台试验、本结构特点及国外相关抗震文献，最终经专家认可的抗震性能目标为：

- 第一，100 年设计使用年限对应的地震参数

在设计过程中与抗震专家多次讨论沟通，以合理选取适用本结构的地震参数，最终经全国超限高层审查委员会批准，确定了综合考虑现行规范、安评报告、100 年设计使用年限及结构体系特点的地震参数即：

- a. 反应谱计算公式依据现行抗震规范；

- b. 三水准抗震影响系数参照地震安评报告。地震作用加速度如下：小震 95cm/s^2 （一般 8 度区 70cm/s^2 ），中震 265cm/s^2 ，大震 400cm/s^2 。

上述地震参数既尊重了规范反应谱计算方法，同时又考虑了安评报告、100 年设计使用年限的因素，获得了兼具安全与合理的地震参数。

第二，抗震性能要求

- a. 小震计算除满足按反应谱设计的要求之外，增加如下性能要求：

- ① 塔楼底部、主楼与裙房交界处、F30 层附近的外筒柱及支撑：按弹性时程分析满足承载力要求；

- b. 分区明确的中震性能目标

- ① 外筒柱（所有）：中震不屈服（按弹性反应谱计算）；
- ② 支撑（自悬臂下 5 层以上）：中震不屈服（按弹性反应谱计算）；
- ③ 悬臂段区域内的外筒柱、支撑、楼面梁：中震不屈服（按弹性时程分析）；
- ④ 柱脚：中震不屈服（按弹性反应谱计算）；

- c. 确保不倒的大震性能目标

- ① 所有转换桁架：大震不屈服（按弹性反应谱计算）；
- ② 柱脚：大震不破坏（按弹性反应谱计算，材料按极限值计算）。

第三，性能目标确立和实现过程

上述性能目标的确立并不是象一般复杂工程那样在设计初期就基本确定，而是随设计进展、结构试验以及对该结构特点的逐步深入了解的基础上逐步提出并完善的，目标的确定前后经历了两年多时间。上述性能目标体现了抗震专家和设计方等各方面的集体智慧，也为以后复杂工程抗震目标的确立提供了一定经验。

29.3.4 若干非常规问题的分析与设计

(1) 结构力学特征与施工模拟密切相关

施工过程显著影响结构受力和变形，合理的施工次序和加载顺序可以调整倾斜塔楼以及连体结构的内力分布，施工模拟分析尤其必要；在设计过程中预先考虑可能的施工顺序作为设计依据。分析表明，主要影响因素为：

- a. 整体施工方案，包括塔楼、裙楼连接方式，悬臂合拢方案；
- b. 施工进度，施工快慢对结构最终内力和变形有不可忽略的影响。

设计中考虑塔楼、裙楼独立施工、悬臂逐渐挑出合拢的施工方案，并根据施工进度的上限、下限进行包络设计。对于实际施工过程进行跟踪分析，确保实际施工过程变化对结构的影响在设计包络范围内。施工模拟详细分析见下一章节介绍。

(2) 竖向荷载水平相关性

独特的建筑体形造成竖向荷载在水平方向产生许多结构行为，包括水平变形、连接体水平内力，为常规工程中没有。

- a. 竖向荷载引起倾斜塔楼互相靠近，在连体间产生水平推力；
- b. 塔楼倾斜造成倾斜两侧竖向构件受力不均匀，其水平分量与楼面变形协调，楼面有一定水平变形，楼板内平面应力需要在设计中考虑；
- c. 竖向荷载产生水平变形，施工过程中需要考虑一定的施工预调以使得经历施工过程的最终结构达到设计位型。

(3) 结构变形控制重要性

在竖向荷载作用下结构将产生较大的三维变形，与水平地震作用下的变形相当。结构最

终变形与施工过程中荷载施加顺序密切相关，因此变形形态非常复杂。变形控制主要目的，一是施工完成后的建筑外形满足设计要求，二是减小施工误差，满足电梯筒体以及建筑隔墙的水平变形要求，三是幕墙结构能适应主体结构各阶段产生的变形。竖向荷载作用下的变形控制通过建立在理论分析基础上的结构安装预调值、工厂构件加工预调值等结构“预起拱”或“反变形”来实现。

(4) 竖向性能

悬挑部分高 14 层，最大悬挑 75m，总质量 5.0 万吨。结构第 1 竖向周期 1.22s，为整体结构第 8 振型，如图 29-11 所示。这是一个相对较长的竖向周期，需要在设计中专门分析。

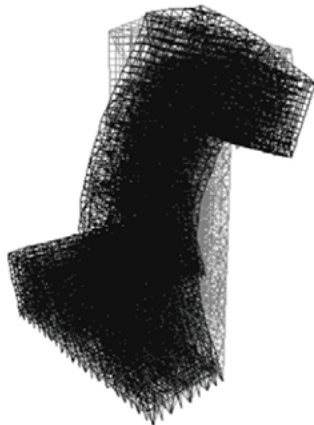


图 29-11 结构主要竖向振型 (T8=1.22s)

主楼悬臂部分的竖向振动放大效应在设计中得到了充分重视。在地震作用下结构悬臂部分有较大幅度的竖向振动放大，振动台试验和时程分析结果均表明，悬臂部分竖向加速度相对地面输入最大放大为 8.8 倍，8.8 倍是地面输入水平分量和竖向分量共同作用结果，如图 29-12 所示。

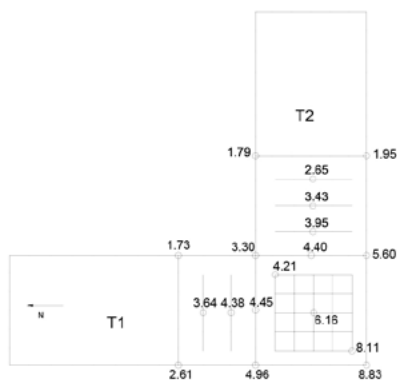


图 29-12 悬臂结构竖向振动放大系数

(5) 楼板刚度、承载力分析及设计

与一般垂直的高层建筑不同，在竖向荷载作用下，塔楼刚性层以及悬臂结构底部楼层的楼板平面内产生较大水平内力，对楼面梁和楼板产生较大影响。分析表明，刚性层楼面内水平力多数情况下表现为拉应力及剪应力，根据楼板应力的分布特点采取加强楼面配筋的措施以保证混凝土不致受过大的拉力。

考虑到本项目倾斜的受力特点，SAP2000 模型中对所有楼面均采用反映实际楼板刚度的弹性楼板模型分析，罕遇地震阶段尚考虑楼板弹塑性性能。

悬臂段底部（刚性层 37、39）既是连体结构转换桁架所在楼面，承担两倾斜塔楼之间的挤压力，又处在悬臂结构受压侧，因而承担较大的面内压力，且处于两向应力状态。混凝土板按等效刚度与钢板共同作用，主要承受平面内力。在 37 层和 39 层不同楼板部位，根据内力大小设置不同厚度的钢板及楼面水平支撑。37 层钢板按平面位置不同，按 Von Mises 内力组合值综合考虑各种荷载组合确定钢板厚度，钢板兼作楼板混凝土的底模，钢板厚度分别取 16，18，20mm 三种；39 层钢板厚度分别取 6，8，10，12mm 四种。

第 30 章

复杂高层混合结构

徐自国 建研科技股份有限公司

本章目录

- 30.1 转换层结构
- 30.2 连体结构
- 30.3 体型收进结构
- 30.4 悬挑结构
- 30.5 加强层结构
- 30.6 钢-混凝土混合结构
 - 30.6.1 阻尼问题
 - 30.6.2 25%剪力调整问题
 - 30.6.3 组合构件的输入问题
- 30.7 复杂高层结构算例分析
 - 30.7.1 工程概况
 - 30.7.2 悬挑及体型收进部分的设计
 - 30.7.3 连体部分的设计
 - 30.7.4 计算分析结果的讨论
- 30.8 复杂混合结构施工全过程模拟及预变形分析
 - 30.8.1 工程概况
 - 30.8.2 结构施工预变形及分析的基本原理
 - 30.8.3 法门寺主塔结构预变形分析的计算方法
 - 30.8.4 计算分析结果的讨论

内容节选

30.7.1 工程概况

北京当代万国城北区工程地上总建筑面积约为 160000m²，由九个最高有 21 层的塔楼及其它建筑组成，包括一个中心影院和地下停车库，塔楼主要用于住宅用途。九个塔楼（以字母 T 表示）在结构顶部通过连廊（以字母 B 表示）连接成环形系统，并且多个塔楼顶部带有较大的悬挑结构，如图 30-1 所示。



图 30-1 北京当代万国城工程示意图

30.7.2 悬挑及体型收进部分的设计

本工程中 T1、T2、T7、T8 及 T9 结构均存在长度较大的悬挑结构，平均约为 10m，超过了规范中悬挑的最大建议尺寸。针对结构悬挑及体型收进的情况，采取了以下措施：

(1) 悬挑部分采用钢结构

为降低悬挑部分自重，减小悬挑结构对整体结构的影响，悬挑部分结构采用钢结构。梁、柱采用 H 型钢，楼板采用压型钢板混凝土楼板。

(2) 悬挑部分增设斜撑，塔楼增设斜撑和十字型剪力墙

如图 30-2 所示，为承受悬挑部分重力荷载产生的倾覆力矩，在悬挑部分增设钢斜撑，将倾覆力矩传递到塔楼上；在塔楼相应的部位也增设型钢混凝土斜撑，使塔楼整体承受倾覆力矩。在塔楼内除设置核心筒外，还设置了十字型剪力墙，提高塔楼整体的刚度和抗倾覆能力。

(3) 进行竖向地震验算

根据规范规定，对 8 度区的长悬臂结构要进行竖向地震的验算。本工程进行了竖向反应谱和竖向地震时程分析，竖向地震峰值取水平地震的 0.65 倍，并考虑了竖向地震与水平地震的组合（包括水平地震为主的组合和竖向地震为主的组合）。

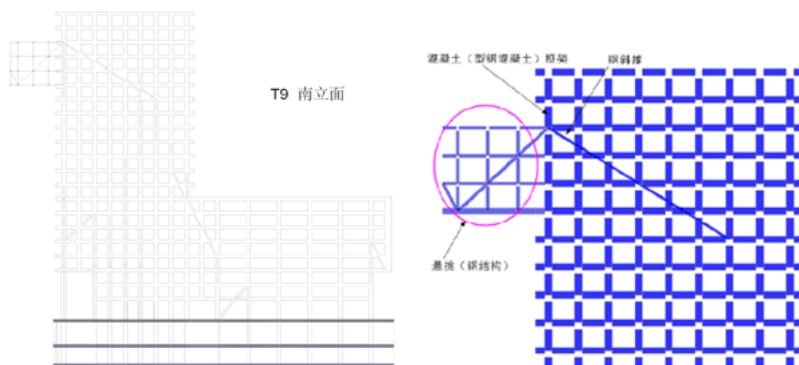


图 30-2 悬挑结构及体型收进 (T9) 布置示意

(4) 提高悬挑部分和支撑悬挑结构的构件抗震设防标准

考虑到悬挑结构的冗余度低，在设计过程中提高了悬挑结构的抗震设防标准。悬挑部分的结构按中震弹性计算，即悬挑部分的构件验算时，按中震弹性地震力（水平地震和竖向地震）与竖向荷载进行组合，考虑荷载分项系数，材料强度取设计值。直接支撑悬挑结构的构件按中震不屈服设计，即按中震弹性地震力与竖向荷载进行组合，不考虑荷载分项系数，材料强度取标准值。

(5) 体型收进处结构加强

根据以往的研究成果和本工程的弹塑性分析结果，高位、大比例的体型收进对结构的抗震性能是不利的，要保证结构在收进处刚度的延续，以及收进处构件具有足够的延性和承载力。对体型收进位置高，而且是偏心的收进，在收进位置的上下设置了额外的斜撑，尽量避免收进处结构刚度的突变。同时在结构计算时，也将收进的楼层指定为薄弱层，进行地震剪力的放大，提高构件的承载力。

30.7.3 连体部分的设计

万国城北区工程 9 个塔楼通过连廊连为整体，成为一个非常复杂的连体结构，如图 30-3 所示。连廊 B12、B23、B35、B56、B78、B89、B69 跨度依次约为 40.4m、33.9m、34.2m、24.8m、33.9m、44.4m、54.5m，设置高度在距地面 35.05m~58.05m 范围内。设计中采取了

以下措施：

(1) 设置隔震支座

在连廊的两端都设置隔震支座，将连廊与塔楼隔开，塔楼只承受连廊的竖向荷载和隔震后很小的地震作用。通过设置摩擦摆式隔震支座（FPB, Friction Pendulum Bearings），有效地减小了各个塔楼的相互影响，并且有效地减小了连廊造成的整体结构的质量偏心和扭转作用。其中隔震支座的曲面半径为 2.24m，支座周期为 3s，动摩擦系数为 4%，支座最大变形能力为±500mm。

为确定连廊隔震后的性能，建立了包括 8 个塔楼（T1~T9）及七个连廊（B12~B89）的整体计算模型，进行了地震作用下的时程分析。同时将时程分析中连廊和塔楼的相互作用分别施加到连廊和塔楼上作为地震作用进行构件设计。

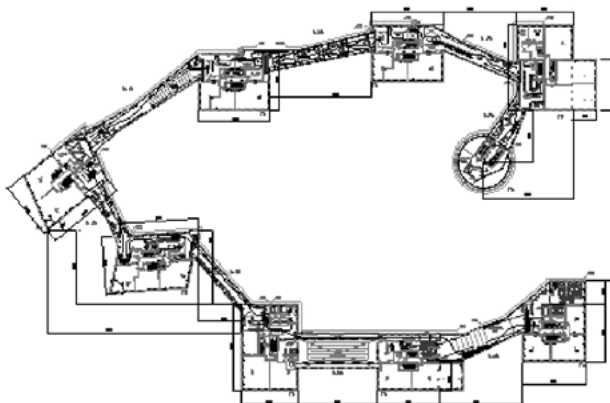


图 30-3 万国城工程连体结构平面布置图

(2) 地震验算

隔震支座只能减小水平地震的作用，对竖向地震的影响没有效果，所以进行连廊设计时，进行了竖向地震的时程分析和反应谱计算，竖向地震的峰值取水平地震峰值的 0.65 倍。

同时，为了确定隔震支座地震下的最大变形，防止大震作用下连廊不会发生跌落，也不会与主体结构发生碰撞，还进行了水平地震作用下的时程分析。

如图 30-4 为八个塔楼及 7 个连廊的 SAP2000 整体模型。

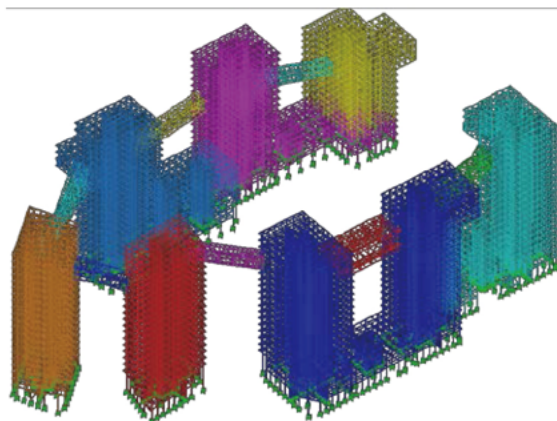


图 30-4 连体结构整体分析模型

在计算模型中，结构的梁、柱及斜撑等采用梁单元模拟，剪力墙采用壳单元模拟，连接体（空中连廊）与主体结构之间的隔震支座则采用双线性的非线性隔震支座（ISOLATOR1）模型进行模拟；结构阻尼采用振型比例阻尼形式，阻尼比根据结构类型的不同分别采用：主

体钢筋混凝土结构 5%，悬挑及连廊的钢结构 2%。

参照《建筑抗震设计规范》(GB 50011-2010)的相关规定，根据本工程建筑场地类别和设计地震分组选用 El-Centro 波(E-W 分量)、Olympia 波以及一条人工波作为水平地震输入，选用 El-Centro 波(竖向分量)、Petrolia 波(竖向分量)及人工波作为竖向地震输入，进行整体结构在 X、Y 及竖向多遇地震(水平地震峰值缩放为 0.07g，竖向地震峰值缩放为 0.0455g)与罕遇地震(水平地震峰值缩放为 0.4g，竖向地震峰值缩放为 0.26g)作用下的动力响应时程分析，时程积分方法采用 FNA，该方法为 SAP2000 专为隔震支座、非线性阻尼支撑等局部非线性构件提供的快速、高效分析功能。

第 31 章

多塔与高位连桥

朱立刚、侯悦琪 奥雅纳工程咨询(上海)有限公司

本章目录

- 31.1 概述
- 31.2 塔楼参数化建模与 ETABS 接口
 - 31.2.1 模态分析
 - 31.2.2 单塔参数化建模过程
 - 31.2.3 单塔分析后处理与结果输出
- 31.3 应用 SAP2000 进行多塔结构建模与分析
 - 31.3.1 多塔模型
 - 31.3.2 应用 SAP2000 对多塔分析进行后处理
- 31.4 连桥结构分析与后处理
 - 31.4.1 连桥结构分析
 - 31.4.2 连桥构件设计自动化
- 31.5 空中连桥结构体系和塔楼连接
 - 31.5.1 空中连桥结构体系
 - 31.5.2 空中连桥与塔楼连接
- 31.6 连桥与其减隔震支座设计方法
 - 31.6.1 连桥与多塔分析
 - 31.6.2 连桥构件设计方法
- 31.7 连桥与其减隔震支座方案分析与减隔震设计参数选取
- 31.8 本章小结

内容节选

31.3 应用 SAP2000 进行多塔结构建模与分析

连桥长约 300 米，宽 30 米，建于 T2、T3S、T4S 和 T5 屋顶上，离地面约 250 米，总面积约 9,000 平方米。连桥上设有泳池、观景台、宴会厅、餐厅。酒店大堂位于 T4S 附近，T4N 和 T4S 之间有一 20 米宽连桥与酒店房间区域连接。T3N 和 T3S 之间有 6.2m 宽小连桥相连。

对连桥进行了反应谱分析和时程分析，其基本设计思路为在小震和风荷载作用下，保证连桥不浮动；在中震和大震作用下连桥与塔楼之间柔性连接，减少对连桥动力响应对塔楼的影响，并且减少连桥自身的地震力。

31.3.1 多塔模型

多塔和连桥小震工况采用反应谱分析来计算，旨在分析连桥对塔楼的影响和连桥与塔楼之间的界面力。设计理念是在小震工况下连桥与塔楼之间为固定连接，塔楼与连桥之间无相对错动，因此塔楼与连桥支座将不涉及非线性支座。

对于多塔连桥模型采用不同的计算模拟与分析方法计算不同地震力下的塔楼反应，如表 31-1 所示。SAP2000 用于多塔弹性分析部分，分析模型如图 31-8 所示。

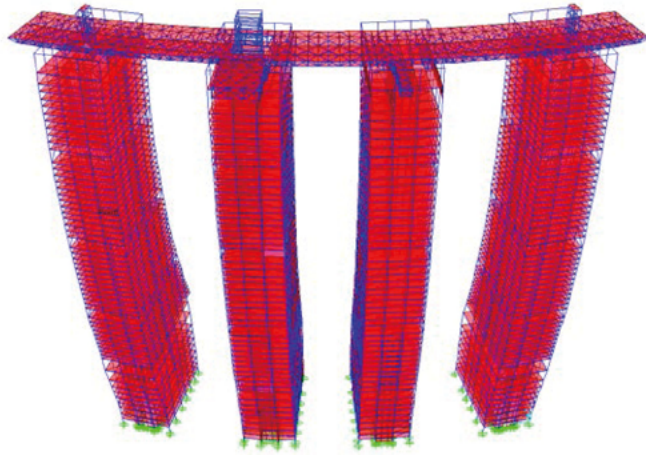


图 31-8 多塔与连桥 SAP2000 计算模型

多塔连桥计算模型 表 31-1

| 多塔计算模型 | 多遇地震 | 设防地震 | 罕遇地震 |
|--------|------------------------|------------------------|-------------------|
| 计算分析方法 | 反应谱法 (CQC) 补充弹性时程分析 | 反应谱法 (CQC) 补充弹性时程分析 | 弹性时程分析 弹塑性时程分析 |
| 计算模型 | SAP2000 v15 | SAP2000 v15 LS-DYNA | LS-DYNA |
| 支座模拟方式 | 固结 | 等效线性弹簧 摩擦摆动支座单元 | 摩擦摆动支座单元 |

31.3.2 应用 SAP2000 对多塔分析进行后处理

地震反应输入问题：该多塔模型主要分析连桥的响应和多塔的响应，因此有必要选取合适的地震输入角。对于连桥选择整体坐标系输入地震荷载，其原因是连桥本身的弧度不大，可以按照整体坐标进行输入研究连桥的响应。而对于塔楼地震输入角度比连桥复杂，对于不同的塔楼将整体坐标的 XY 轴转动到各塔楼强轴与弱轴上保证地震输入完全按照塔楼强弱轴的属性进行输出，比较多塔与单塔分析之间的差别。

以上分析过程有工况多、计算量大、不同分析模型等特点，因此利用 SAP2000 OAPI 功能对多塔与连桥模型进行脚本控制，提前编制所需分析的工况与模型数量，并根据计算结果自动提取数据进行后处理，与单塔数据进行比较。图 31-9 给出了多塔与单塔反应谱计算结果的比较，多塔计算结果与单塔计算结果相当，最后以时程分析复核，以将单塔或多塔进行包络设计。

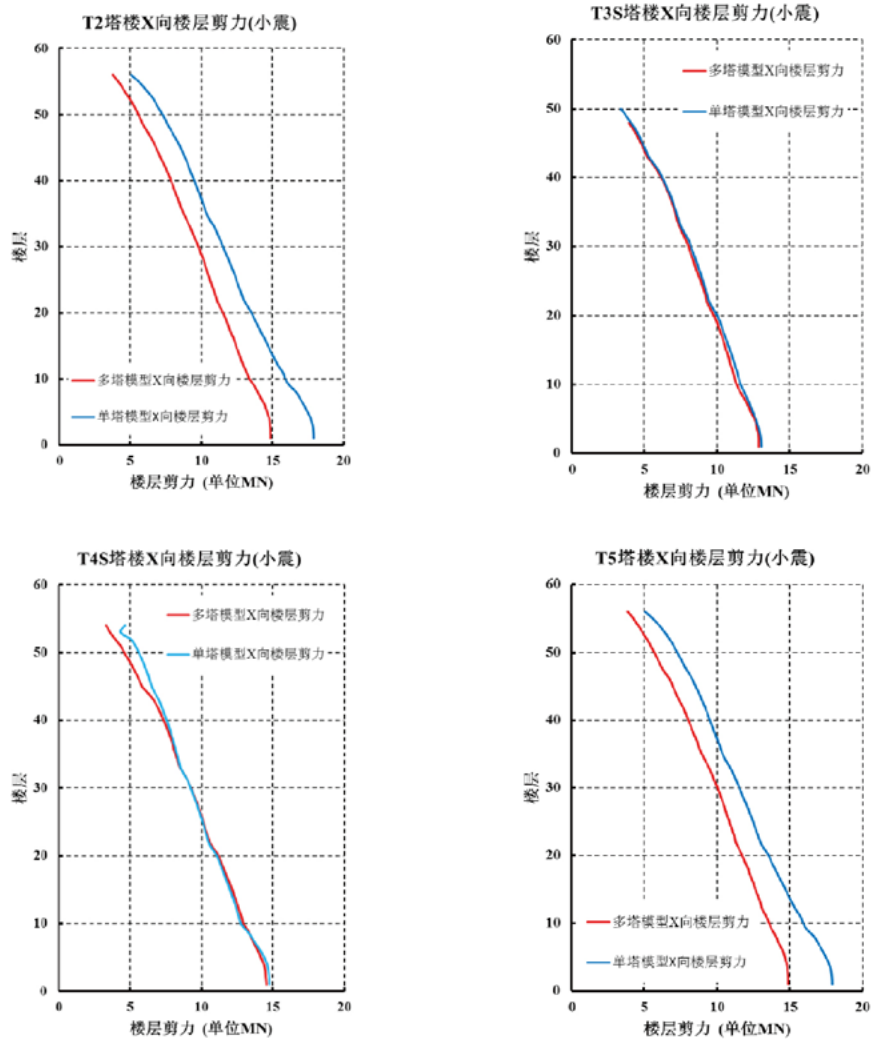


图 31-9 单塔与多塔层间剪力比较

31.4 连桥结构分析与后处理

连桥分析与设计主要从以下几点展开：结构体系，连桥独立动力特性，连桥平面支撑布置，温度荷载分析，活荷载不利布置与连桥挠度以及连桥构件设计总则与方法。其中连桥构件设计过程采用了 SAP2000 OAPI 功能对 401 种荷载工况以及强度和稳定问题进行了计算。

31.4.1 连桥结构分析

连桥主体结构由主桁架、次桁架、平面支撑组成。主桁架连接塔楼各支座形成总体的抗侧刚度；每隔 4.5m 左右引入次桁架为主桁架提供面外刚度，并且协调主桁架变形，将主桁架形成整体；主桁架上下弦杆由交叉平面支撑提供面内刚度，在此结构体系中暂时不考虑楼面对于面内刚度的贡献。连桥结构体系如图 31-10 所示。

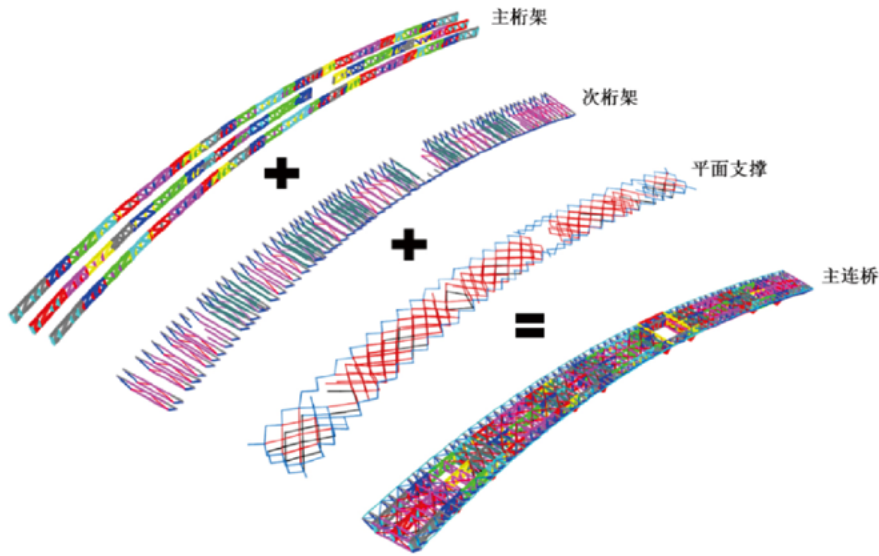


图 31-10 连桥结构体系

另需考虑连桥支撑布置形式,现由于建筑师需要,为保证空中连桥有足够的灵活布置性,因此需要大面积升板,并且连桥主桁架弦杆不能和楼板平齐,其结果为面内刚度的损失。合理的平面支撑布置显得尤为重要,利用 SAP2000 虚功图重新分析了平面支撑布置的有效形式图 31-11 给出了平面支撑布置的新形式,采用交叉斜撑使得连桥弦杆平面刚度足够大,避免平面外翘曲的可能。

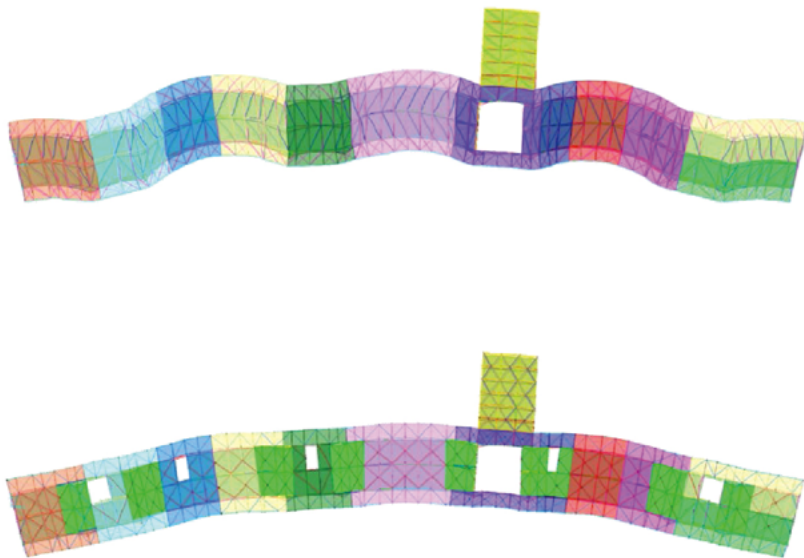


图 31-11 平面支撑形式比较 (同样的位移放大系数)

31.4.2 连桥构件设计自动化

由 SAP2000 OAPI 功能导出各工况下连桥钢桁架内力,再由单工况内力对荷载组合进行构件验算,最后由统计输出表格给出每个钢结构构件的利用率。程序根据该利用率筛选出利用率低的截面修改构件截面,再将此截面返还至 SAP2000 进行重新计算分析,以此得到相

对优化结果。图 31-12 给出了不同结构构件的利用率，主桁架弦杆为强度控制构件，而平面支撑杆件为刚度控制构件。

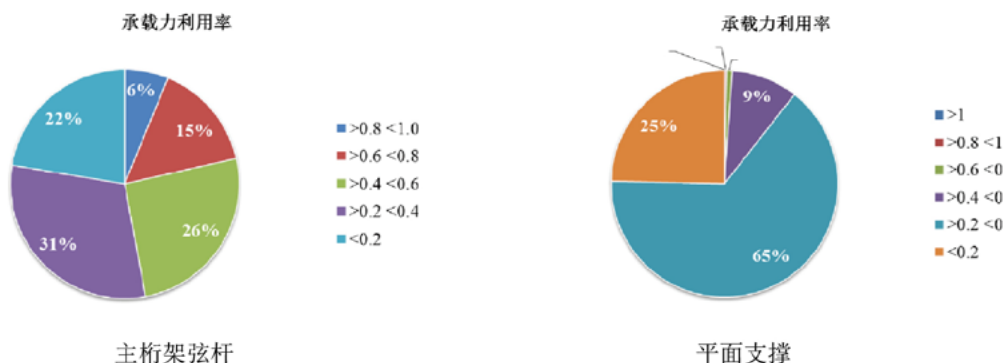


图 31-12 构件利用率

第 32 章

索结构幕墙

任彧 福建省建筑设计研究院

本章目录

- 32.1 概述
- 32.2 预应力索结构幕墙分析的关键问题
 - 32.2.1 预应力拉索体系与特点
 - 32.2.2 索的模拟
 - 32.2.3 预拉力施加
 - 32.2.4 非线性分析
 - 32.2.5 非线性荷载工况的效应叠加
 - 32.2.6 主要控制指标和因素
- 32.3 工程实例
 - 32.3.1 工程概况
 - 32.3.2 技术难点分析
 - 32.3.3 单层索网结构原理
 - 32.3.4 材料参数取值
 - 32.3.5 荷载条件和荷载组合
 - 32.3.6 计算结果分析
 - 32.3.7 索幕墙地震性能分析
- 32.3 本章小结

内容节选

32.3.7 索幕墙地震性能分析

对于抗震设防烈度为 7 度或 8 度地区、体型较规则的中小跨度索结构，可采用振型分解反应谱法进行地震效应分析。对于其他情况，应考虑索结构几何非线性，采用时程分析法进行单维地震作用抗震计算，并宜进行多维地震效应时程分析。

采用时程分析法时，应按建筑场地类别和设计地震分组选用不少于两组的实际强震记录和一组人工模拟的加速度时程曲线，其平均地震影响系数曲线应与现行国家标准《建筑抗震设计规范 GB 50011-2010》所给出的地震影响系数曲线在统计意义上相符。加速度时程曲线最大值应根据与抗震设防烈度相应的多遇地震的加速度时程曲线最大值进行调整，并应选择足够长的地震动持续时间。

鉴于本工程幕墙是设置在两个塔楼中部，对于索网幕墙在地震作用下的工作性态进行分析判断是十分必要的。由于索幕墙存在明显的非线性形态，通常的振型分解反应谱法分析不能适用。以下对塔楼整体模型（模型 B）进行中震作用下弹性动力时程分析。地震波的峰值加速度取 100cm/s^2 ，按照方向组合 1:0.85:0.65 进行多向地震波输入。

本工程的两组的实际强震记录分别选择 1994 年北岭地震和 1940 年 ELCENTRO 地震

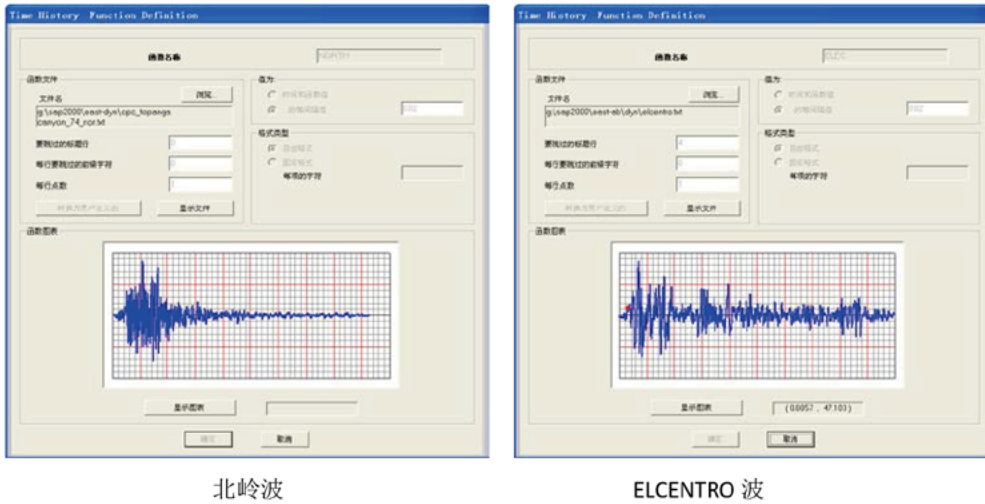


图 32-19 地震波输入

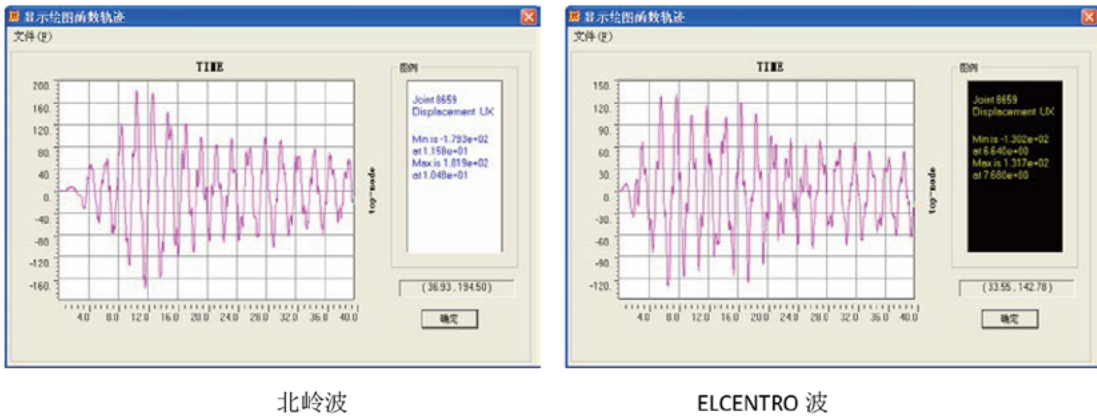


图 32-20 塔楼顶点水平位移时程(mm)

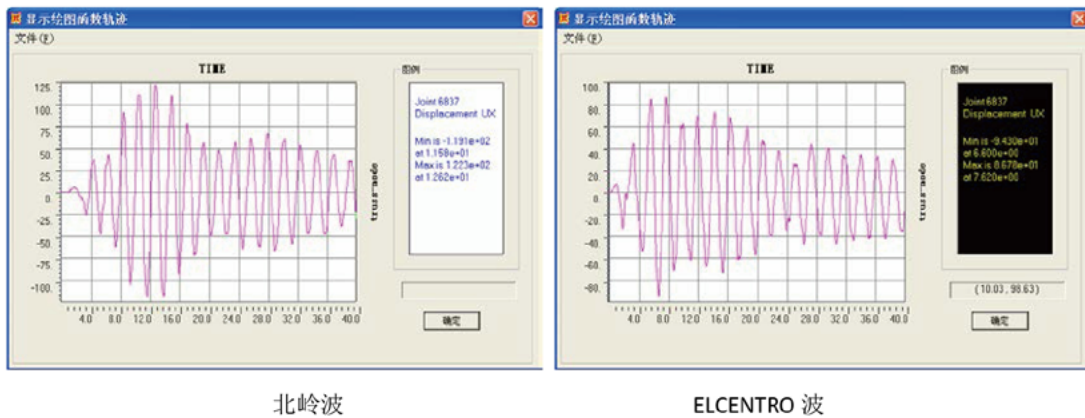
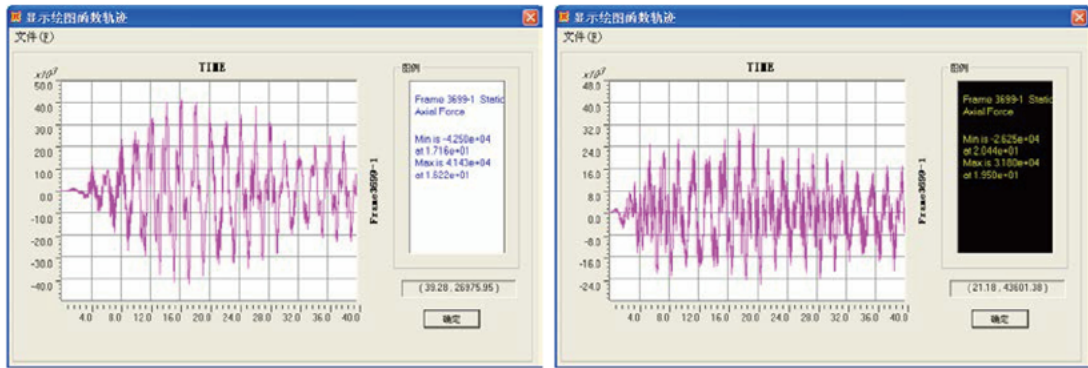


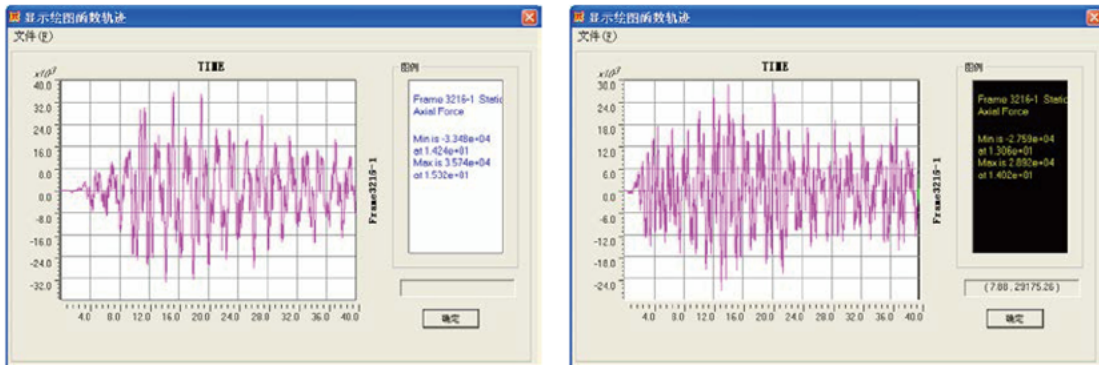
图 32-21 帽桁架节点水平位移时程 (mm)



北岭波

ELCENTRO 波

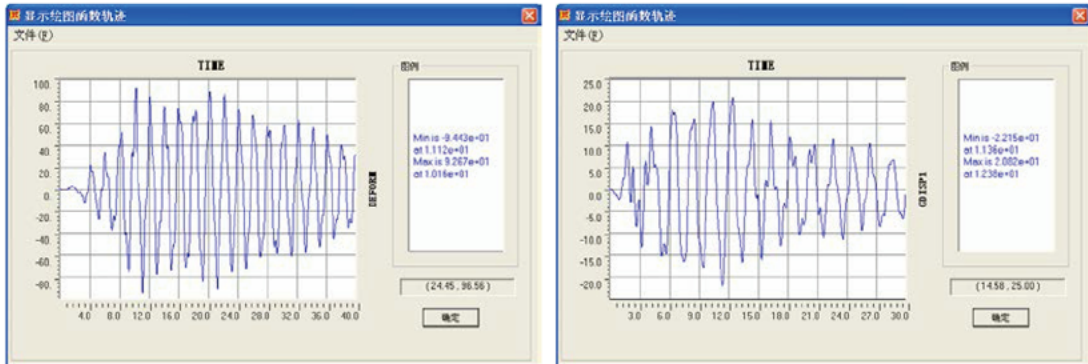
图 32-22 垂直索索力变化时程 (单位 N)



北岭波

ELCENTRO 波

图 32-23 水平索索力变化时程 (单位 N)



北岭波

ELCENTRO 波

图 32-24 索网中部面外相对位移时程 (mm)

在北岭波作用下,水平索索力变化幅度为-33~35kN;垂直索索力变化幅度为-42~41kN。在 ELCENTRO 波作用下,水平索索力变化幅度为-27~29kN;垂直索索力变化幅度为-26~32kN。水平索预拉力为 650kN、破断力为 3230kN;垂直索预拉力为 200kN、破断力为 1539kN。因此,由计算结果可知,在中震作用下本工程的索网幕墙不致发生索体松弛或断裂。

在实际强震记录作用下索网面外最大位移为 94mm,远小于下风荷载作用下的挠度。由此可以判断,垂直于索网面地震作用对于索网设计不起控制作用。

本工程 A、B 塔楼在结构布置上呈镜像对称,由于两个塔楼的动力性能完全一致,使得连接两个塔楼的索网幕墙在地震作用下的索力变化处于一个较低的水平。

事实上,由于活荷载分布的随机性,以及施工偏差造成塔楼刚度的变化,两个塔楼动力性能一定会存在差异,设计时应计入该部分的影响。为充分考虑荷载分布不均匀的影响,将

右侧塔楼的活荷载均置为零，即考虑左侧塔楼满载、右侧塔楼空载的最不利的状态。采用北岭波进行弹性时程分析，计算结果表明：水平索索力变化幅度为-44~45KN；垂直索索力变化幅度为-76~76KN。

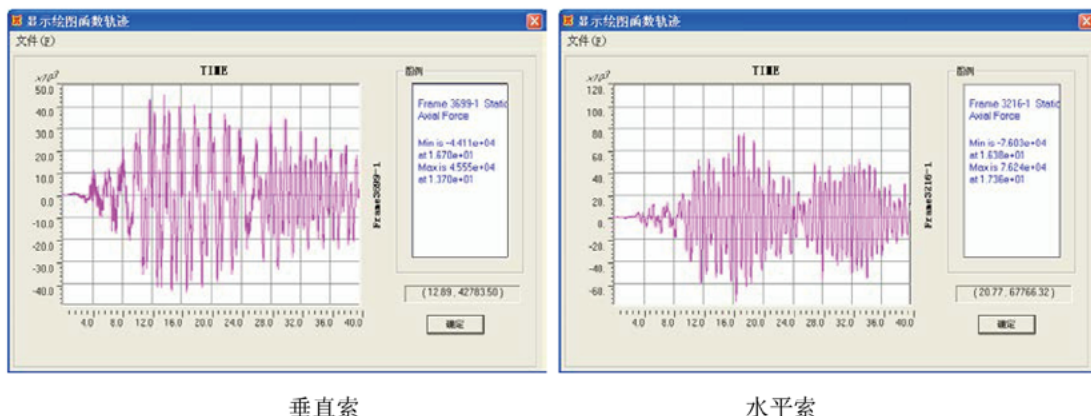


图 32-24 索力变化时程（单位 N）

为充分考虑刚度不均匀的影响，将右侧塔楼的梁柱单元的 I2、I3 折减 0.9（大约相当于框架截面误差为混凝土验算规范尺寸偏差限值的 2 倍）。采用北岭波进行弹性时程分析，水平索索力变化幅度为-51~55KN；垂直索索力变化幅度为-42~54KN。

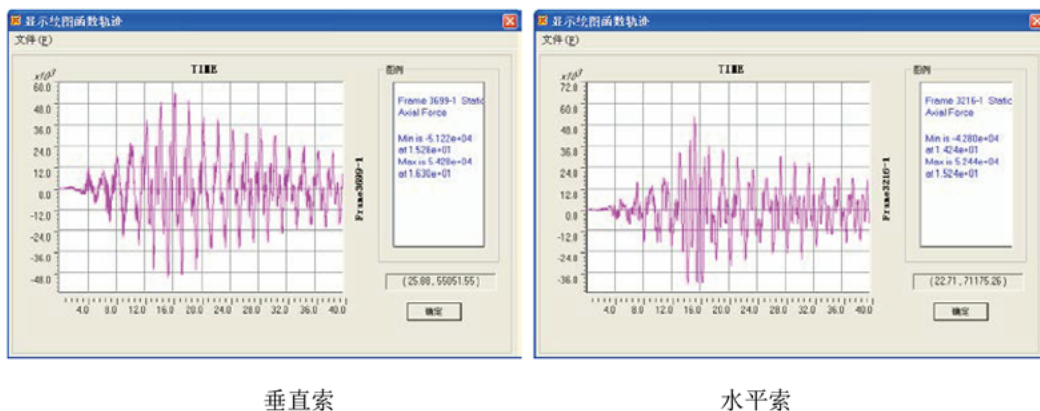


图 32-25 索力变化时程（单位 N）

由于活荷载分布的随机性，以及施工偏差造成塔楼刚度的变化，均会使得地震作用下索力的变化幅度有较大的增加。在设定的最不利的条件下，垂直索力变化范围增大约 1.5 倍，水平索力变化范围增大约 1.8 倍。垂直索索力变化幅度为预拉力的 27.5%，水平索索力变化幅度为预拉力的 11.7%。因此可以确认，在中震作用下，本工程索网幕墙的索体不致发生松弛或断裂。

第 33 章

体育场馆

张蜀泸、夏循 中国建筑西南设计研究院有限公司

本章目录

- 33.1 概述
- 33.2 体育场馆设计基本原则
 - 33.2.1 结构分类
 - 33.2.2 荷载作用与荷载组合
 - 33.2.3 计算模型与单元假定
- 33.3 体育场馆结构分析
 - 33.3.1 静力分析
 - 33.3.2 抗震性能分析
 - 33.3.3 稳定性分析
- 33.4 体育场场结构设计
 - 33.4.1 下部混凝土结构设计
 - 33.4.2 上部钢屋盖结构设计
- 33.5 工程案例
 - 33.5.1 双层网壳
 - 33.5.2 弦支穹顶
- 33.6 本章小结

内容节选

33.5.2 弦支穹顶

(1) 工程概况

某体育馆建筑面积近 25000m^2 ，容纳观众近 6000 人。体育馆平面为椭圆形，高约 37m，长短轴平面投影 $120\times 80\text{m}$ 。地下一层为训练场和车库，上部四层分别设为比赛场、观众看台、观众休息大厅及设备用房等。

下部主体结构根据建筑高度、使用要求、抗震设防烈度等因素综合考虑，确定采用全现浇钢筋混凝土框架结构，主要柱网尺寸为 $8.4\times 7.2\text{m}$ 。屋盖采用索承单层网壳结构，屋盖支座通过混凝土环梁支承于下部钢筋混凝土框架上，详见图 33-23。主体结构抗震设防烈度 7 度 (0.1g)，设计地震分组一组，场地类别 III 类，框架抗震等级二级。

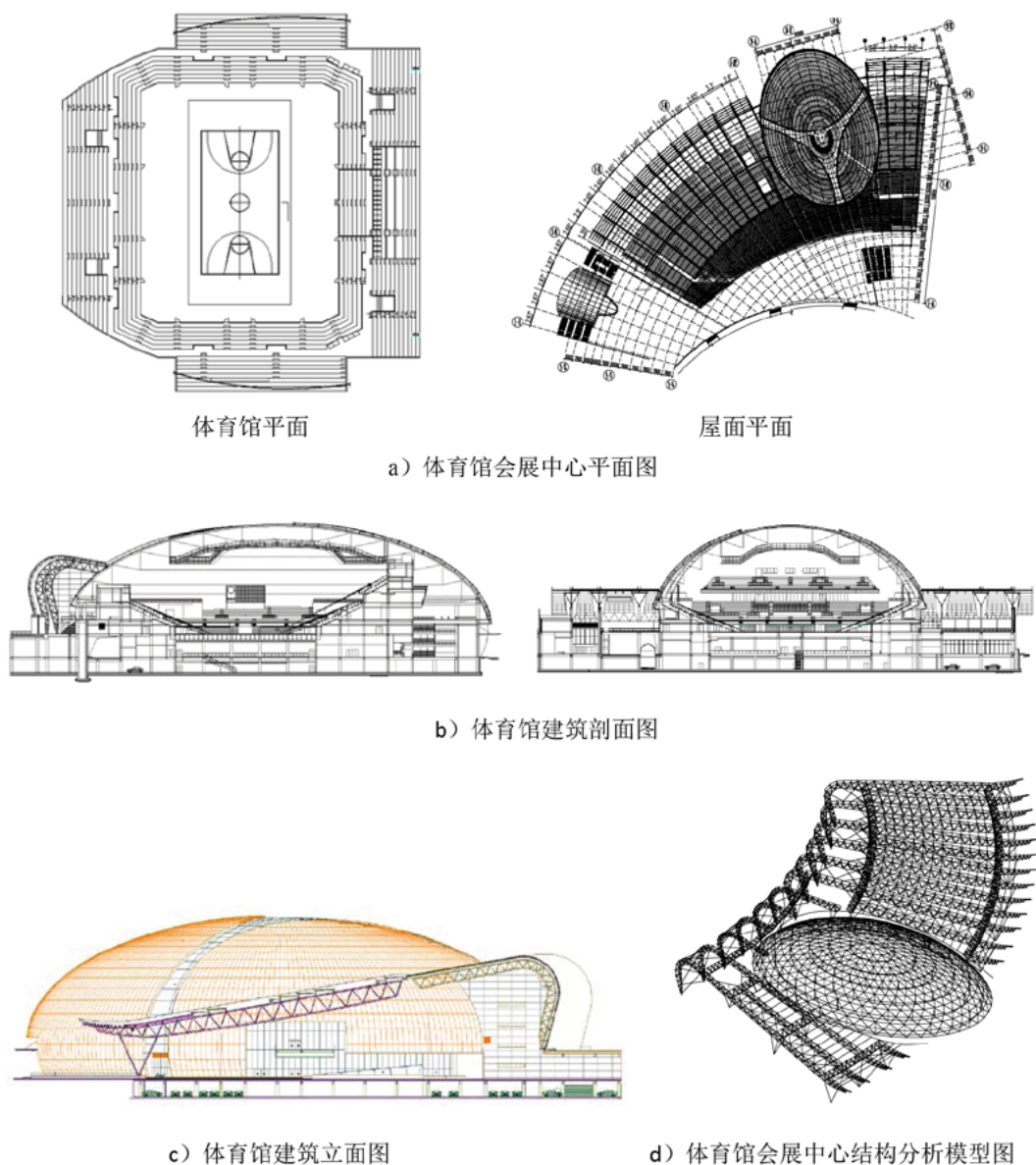


图 33-23 体育馆会展中心平、立、剖面图及分析模型图

(1) 结构静力分析

椭圆形索承单层网壳，由于其非中心对称特性，在椭圆的长轴和短轴方向的杆件内力和支座反力非常不均匀。为了了解该结构的静力特点，进行了初始预应力值与长短轴支座反力关系、内力和位移情况等方面的研究。

采用索承单层网壳的优势除提高结构的稳定性外，另一个目的就是通过对索张拉，建立预应力，从而消除或减小结构的支座水平反力。通过对多组索预应力的计算，分析长短轴支座水平反力的变化规律，得到了该椭圆形索承单层网壳的最优索力分布值，此时长轴支座水平推力 144kN，短轴支座水平压力为 283kN。

确定了最优索力后，对该结构进行整体静力计算，计算模拟施工顺序，分析分两步：第一步，考虑结构在预应力及自重作用下的受力过程，即为施工张拉完成后的受力状态；第二步以第一步计算结果为起始条件，考虑结构在多个外部荷载作用下的受力过程，为结构使用中的受力状态。考虑的外部荷载包括恒载、活载、风荷载、温度作用及地震作用，同时作为

大跨度空间结构，还分别考虑了对称长短轴布置的半跨活荷载的不利影响，各状态下环索索力结果见表 33-3 和图 33-24~26。

计算结果显示，在各工况组合下，索承单层网壳最大位移为 61mm (L/1311, L 为短轴跨度)；最大索力为 1749kN，位于最外圈环索上；网壳杆件的最大应力比为 0.802。网壳中部区域杆件由于要满足稳定性要求，杆件应力水平较低，应力比约为 0.4~0.6。

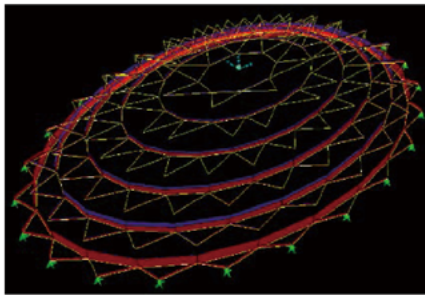


图 33-24 各环索索力分布

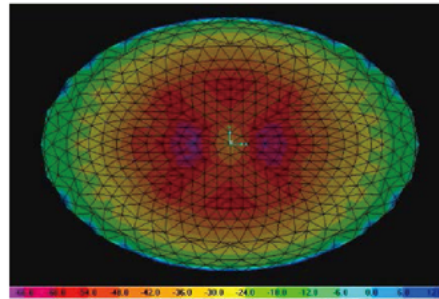
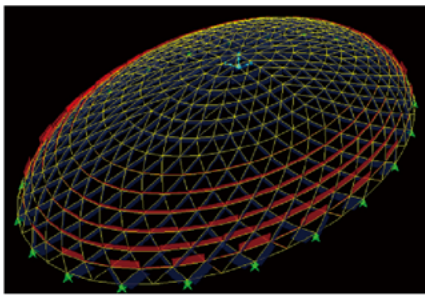
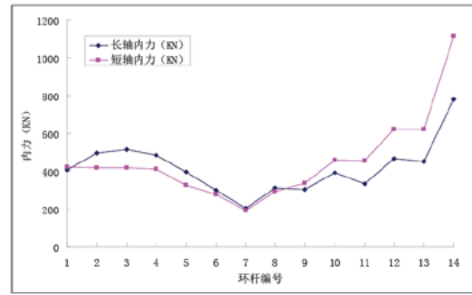


图 33-25 竖向位移图/mm



a) 径、环杆的内力分布



b) 长短轴上环杆轴力图

图 33-26 杆件内力分布

各状态下环索索力 表 33-3

| 索状态 | 各环索内力 (由外向内) (kN) | | | | | |
|----------|-------------------|-----|-----|-----|-----|-----|
| | 第一环 | 第二环 | 第三环 | 第四环 | 第五环 | 第六环 |
| 仅初始预应力 | 1425 | 694 | 594 | 400 | 222 | 131 |
| 初始预应力+自重 | 1431 | 727 | 612 | 412 | 231 | 147 |
| 最不利索力 | 1749 | 985 | 748 | 512 | 240 | 158 |

(2) 结构稳定性分析

椭球形索承单层网壳通过索杆体系支撑上部单层网壳，其稳定性分析是确定屋盖安全性能的主要依据。分析时考虑了初始几何缺陷的影响，取结构最低阶屈曲模态作为初始缺陷分布模态，即采用一致缺陷模态法进行缺陷分析，缺陷的最大值按网壳跨度的 1/300 考虑，计算中考虑结构非线性，材料为线性。

通过对椭圆形索承单层网壳的稳定性的计算分析发现，其稳定性的高低与结构的屈曲模态直接相关。通过优化网壳环向杆和径向杆截面，将屈曲部位调整控制在预定的区域，在满足结构稳定性要求的同时，降低了钢材用量，取得了良好的结构性能和经济效益，如表 33-4 所示。

各模型杆件截面及分析结果 表 33-4

| 名称 | 模型 1 | 模型 2 | 模型 3 |
|-------------------------------|----------------|---|---|
| 环向杆 (自上而下) | 十四圈 Φ273X10 | 十一圈 Φ273X10 二圈 Φ273X12 一圈 Φ273X16 | 四圈 Φ273X12 五圈 Φ273X8 二圈 Φ273X10 二圈 Φ273X12 一圈 Φ273X16 |
| 径向杆 (自上而下) | 十四圈 Φ273X10 | 十一圈 Φ273X10 一圈 Φ273X12 二圈 Φ273X16 | 四圈 Φ273X12 五圈 Φ273X8 二圈 Φ273X10 一圈 Φ273X12 二圈 Φ273X16 |
| 用钢量 (按投影面积) kg/m ² | 75 | 84.5 | 78 |
| 非线性稳定系数 | 5.18 | 5.2 | 5.86 |

该索承单层网壳不考虑初始缺陷时，特征值稳定系数为 11.34，几何非线性稳定分析极限承载力系数 8.85；考虑初始缺陷后，特征值稳定系数为 6.9，几何非线性稳定分析极限承载力系数 5.61。图 33-27 为考虑初始缺陷及几何非线性稳定分析的荷载-位移曲线。考虑几何及材料双非线性时，极限承载力系数达到 2.4 时，材料进入塑性；极限承载力系数达到 3.1 时，结构发生屈曲破坏。

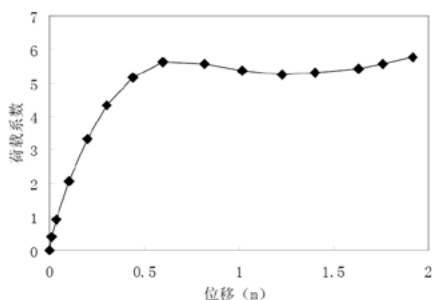


图 33-27 非线性稳定荷载-位移曲线

(3) 结构抗震性能分析

采用多种方法计算地震反应，包括反应谱法、单向和多向时程分析法、单向和多向虚拟激励随机振动分析法；进行了不同方向地震作用下的响应分析，包括分别考虑 X, Y, Z 三个方向的单向地震作用，同时考虑三向地震作用 (X+0.85Y+0.65Z 和 Y+0.85X+0.65Z)；计算分析模型采用了仅有上部索承单层网壳结构和上部网壳与下部混凝土支承结构共同工作的整体模型。分析得到以下结论：

(1) 该工程的索承单层网壳结构自振频率非常密集，地震响应分析时宜选用考虑振型相关性及多向地震分量相关性的分析方法，在用振型迭加法时应取更多振型，本例计算采用了 35 个振型。

(2) 大部分杆件的多向地震响应大于单向地震响应，应进行多向地震响应分析。

(3) 由于短轴刚度大，短轴上环杆的地震内力响应相比长轴上环杆内力值大。

(4) 整体模型相比单体模型计算的外环区域环杆地震内力值增幅大，且对长轴上环杆的影响大于短轴杆件，按整体模型进行抗震分析是必要的。

由抗震分析可知，大部分杆件地震作用效应与静力作用效应相比较小，但个别杆件地震作用效应已接近静力作用效应。

第 34 章

大型高铁站房结构

周德良、熊森、魏剑、张卫、谭贇、李朋 中南建筑设计院股份有限公司

本章目录

- 34.1 概述
- 34.2 主要分析内容
 - 34.2.1 模态分析
 - 34.2.2 竖向荷载
 - 34.2.3 风荷载
 - 34.2.4 温度作用
 - 34.2.5 地震作用
- 34.3 站房结构分析的关键技术及工程实例
 - 34.3.1 边界条件对结构温度作用的影响
 - 34.3.2 风洞试验结果的应用
 - 34.3.3 楼板对结构分析的影响
 - 34.3.4 自选截面设计在大跨度网架结构中的应用
 - 34.3.5 预应力技术的应用
- 34.4 本章小结

内容节选

34.3.1 边界条件对结构温度作用的影响

站房结构平面尺寸大,大型站房的最大平面尺寸接近 500m,一般为 200m 左右,温度作用大,且为主要荷载作用之一,对结构构件的内力起主要控制作用。在结构设计时,根据温度作用规律,大平面结构在降温时,中间部位的板和梁会产生较大的轴拉力;不论是升温还是降温,大平面结构两边的框架柱和框架梁会产生较大的内力。故设计时,按计算要求加强中间部位板和梁的配筋以及两端框架梁、柱的配筋以抵抗温度作用产生的附加内力。

在温度作用下,若在柱底嵌固,大部分柱将有非常大的水平力和弯矩,导致许多不合理的计算结果,如柱配筋率过大,需要排很多桩才能抵抗水柱底水平力,但桩竖向承载力却很富余。此时应考虑柱底的弹性嵌固,其基本假定为:

(1) 忽略桩身、承台、地下墙体侧面与土之间的黏着力和摩擦力对抵抗水平力的作用,即在模型中不考虑土体对桩、承台的作用;

(2) 桩顶与承台刚性连接,承台刚度无穷大,即在 SAP2000 模型中,承台采用壳单元模拟,修正其面内刚度,桩采用杆单元模型,桩与承台采用刚接;

(3) 按照《建筑桩基技术规范》JGJ94-2008 附录 C 相关公式计算桩基水平与竖向刚度作为模型中桩底的弹簧刚度。

以郑州东站为例，轨道层最大平面尺寸为 156.3m×71.15m。计算温差：考虑到施工的可行性，钢结构合拢温度区间取为 10~25℃；混凝土结构合拢温度区间取为 10~22℃。轨道层为裸露在外的混凝土结构，整体升、降温分别为+16℃和-24℃。

钢结构温度作用的分项系数取 1.1，混凝土结构温度作用的分项系数为 1.4，但考虑混凝土开裂取刚度折减系数 0.80。温度作用基本组合系数取 0.7，同地震作用组合时，组合系数为 0.4。按照不同的组合工况，分别选取不同的组合系数，采用 SAP2000(V14.0)程序计算温度作用参与组合的构件内力及配筋。整体三维计算模型如图 34-1 所示：

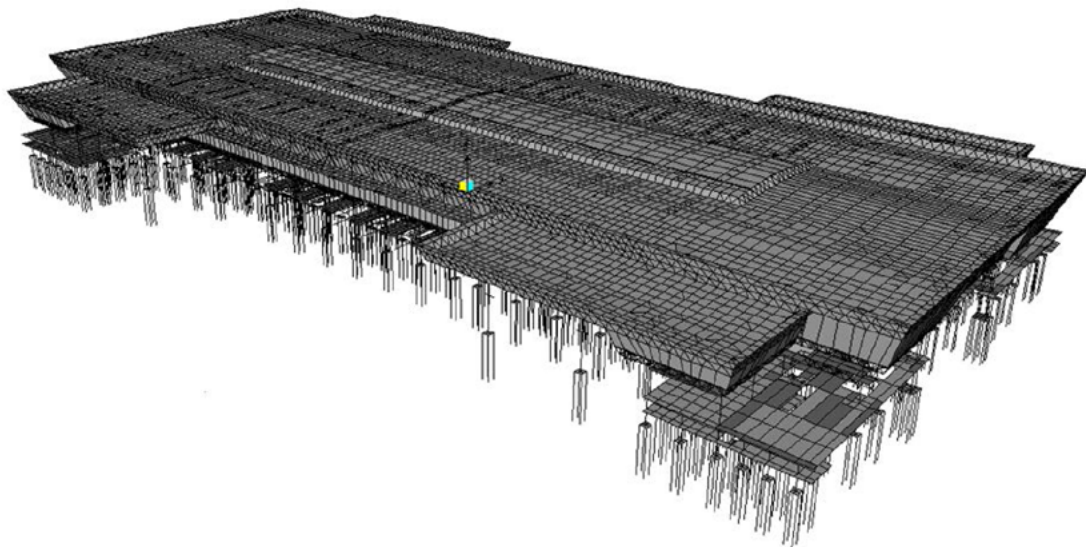


图 34-1 整体三维模型图

图 34-2~3 分别为柱底嵌固和柱底弹性嵌固，降温 24℃时的弯矩图：

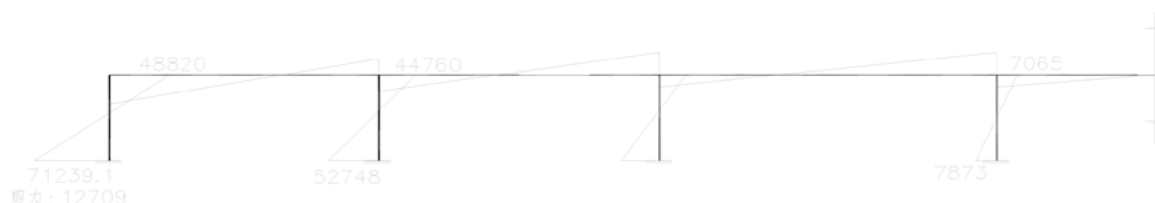


图 34-2 柱底嵌固时弯矩图（弯矩：kN·m，剪力：kN）

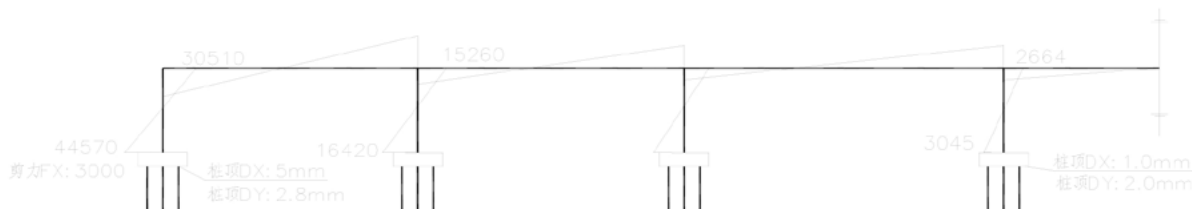


图 34-3 柱底弹性嵌固时弯矩图（弯矩：kN·m，剪力：kN）

对比图 34-2 与图 34-3，可以发现在温度在作用下，考虑桩土共同作用，柱底微小位移，就可以显著降低温度产生的内力，最左柱柱底底弯矩减少 37%，水平剪力减少 76%。

34.3.2 风洞试验结果的应用

(1) 风压数据处理

大型站房结构的风荷载取值主要依据为风洞实验结果，“风洞试验与抗风性能分析”报告结果主要是各测点采样得到的风压时程，一般根据风工程相关理论，先把风洞实验模型中测点风压时程转换成实际工程项目可用的风压数据。

风压数据转换后，就可以计算出施加在模型上的风荷载数据，一般有下面两种方法：

a. 规范方法

根据建筑结构荷载规范的规定，封闭式建筑物的结构表面风压可由下式计算：

$$w_k = \beta_g(z)\mu_z(z)\mu_s w_0 \quad (34-1)$$

式中： $\beta_g(z)$ ——阵风系数；

$\mu_z(z)$ ——风压高度变化系数；

μ_s ——体型系数。

b. 标准方法

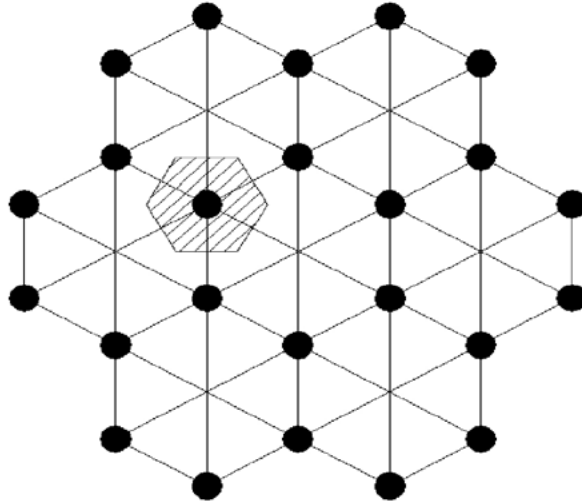
根据风工程相关理论，可以算出结构上各测点在每个风向角的设计风压极大值和极小值。

(2) 结构表面风压数据在 SAP2000 程序中的应用

“风洞试验与抗风性能分析”报告提供的数据量非常大，内容是一系列离散的测点的数据（该测点在各种角度风向下的瞬时风压和体型系数等），如不预先处理则无法使用。在 SAP2000 软件中建立结构的计算模型，模型上加风载的时候不可能也没必要一个测点一个测点按试验数据加荷载。

可行的方法一：将屋面分为若干个区域，将每个区域中的测点的体型系数进行加权平均，求出该区域的整体体型系数，算出该表面的等效整体风压。将结构模型的外表面“蒙”上一层无刚度的薄壳面，即虚面，对面的刚度进行折减处理，利用该薄壳面进行导荷。加风载的时候应该着眼于结构的整体，进行适当的简化。

可行的方法二：无需使用“导荷面”传导风荷载。根据风洞试验数据，计算出划分的各个受风面的风压值，然后，根据结构模型上的节点的负荷面积（如下图的阴影面积）计算出各个节点的风荷载。

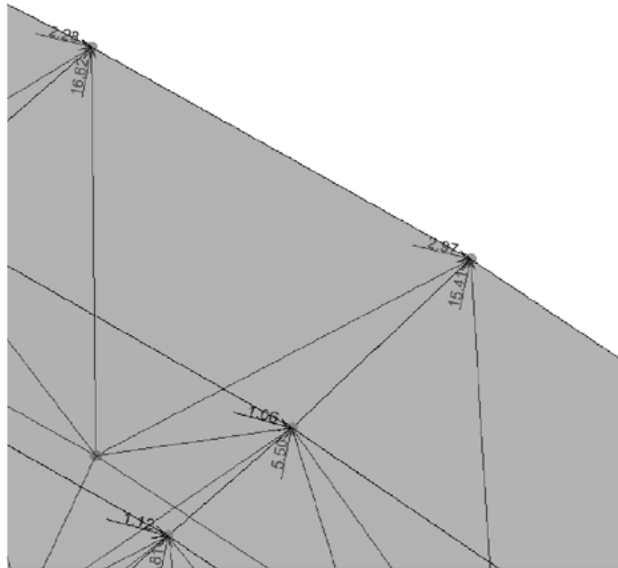


34-4 节点风荷载负荷面示意

再将节点风荷载数据作出文本文件（如下所示），直接将节点风荷载导入 SAP2000 的模型中。

```
TABLE: "Joint Loads - Force"
| Joint=397 LoadCase=WIND1 CoordSys=GLOBAL F1= 0.00000 F2=721.33732 F3=1325.51460 M1=0 M2=0 M3=0
```

采用上述两种方法施加风荷载，施加的效果一致，都是将迎风面上的风荷载传导致结构计算模型的节点上。第二种方法的优势在于：不需要单独为施加风荷载而在计算模型中添加“虚面”，且节点风荷载的施加更加准确，如图 34-5 所示：



34-5 风荷载施加效果

筑信达工具箱 (CiSApps) 是北京筑信达工程咨询有限公司基于 SAP2000 平台开发的工具集, 旨在提升软件的易用性和针对性。基于用户的需求和反馈, 筑信达工具箱还将持续增加新功能。

功能概述

筑信达工具箱 (CiSApps) 根据使用性质分为三种类型: 建模工具、统计查询、设计校核、模型转换。建模工具辅助用户创建模型, 包括: DXF 模型导入、格构构件、DXF 截面导入、扩展节点样式、表面压力荷载和贮料压力荷载、筒仓结构风荷载体型系数、荷载组合; 统计查询用于统计结果和查询数据, 包括: 楼层位移结果统计、计算书输出、距离查询; 设计校核包括: 钢管节点验算、壳设计; 模型转换包括: 导出 Plaxis。

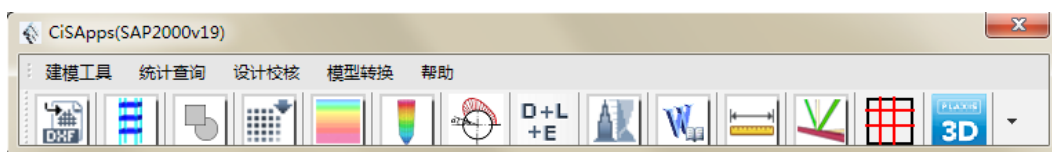


图1 筑信达工具箱主界面

建模工具

DXF 模型导入

解决了 SAP2000 自带 DXF 导入功能一次只能导入一个图层的局限性。一次性操作可批量导入多个图层, 并自动按图层分组, 便于后续指定截面属性施加荷载等操作。

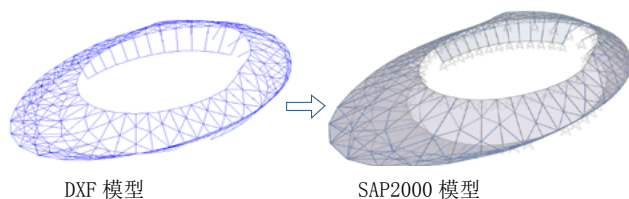


图2 模型导入

格构构件

格构构件工具可快速将 SAP2000 中单根构件转换为真实的格构构件。支持用户选择构件类型、缀板缀条形式, 且自动考虑格构构件与其它相连构件之间的连接关系。

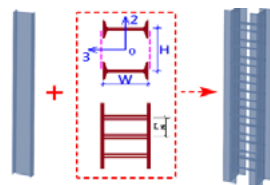


图3 构件指定为格构构件

DXF 截面导入

DXF 截面导入工具帮助用户省去多次导入操作, 一次性批量读取在 AutoCAD 中绘制的多个截面, 分别生成 SD 截面属性。可自动识别 CAD 图形中的闭合线, 支持直线、多段线、圆、圆弧。

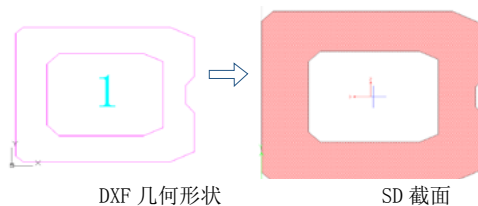


图4 截面导入示例

扩展节点样式

该部分包含扩展节点样式、表面压力荷载、贮料压力荷载三个功能。扩展节点样式支持沿 X、Y 或 Z 方向的幂函数型、抛物线型、指数型节点样式的快速指定。

表面压力荷载工具可直接施加沿 Z 向坐标变化的表面压力荷载, 荷载变化形式包含幂函数型、抛物线型、指数型。

贮料压力荷载基于《钢筋混凝土筒仓设计规范》(GB50077-2003) 和《钢筒仓技术规范》(GB50884-2013), 用户仅需输入物理参数, 程序即可根据规范对模型施加贮料压力荷载。

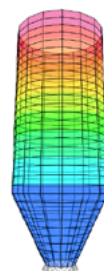


图5 筒仓荷载贮料压力荷载示例

表面压力荷载

筒仓结构风荷载体型系数工具可自动计算并指定圆截面构筑物（如筒仓、烟囱、塔桅等）任意角度风压体型系数，便于 SAP2000 来自面对象的自动风荷载计算。

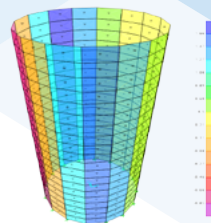


图 6 筒仓结构风荷载体型系数对话框

贮料压力荷载

荷载组合工具采用用户更习惯的方式实现批量荷载组合的便捷查看、编辑、导入导出功能，同时支持与 Excel 的交互。

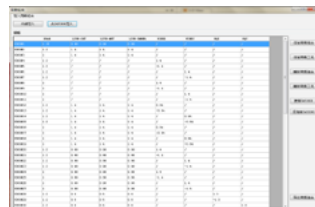


图 7 荷载组合对话框

统计查询

楼层位移结果统计

楼层位移结果统计工具目前支持统计楼层位移、楼层位移角、层间位移和层间位移角，并以图形显示、表格输出结果。支持用户自定义楼层数据，提供选取楼层代表点或直接编辑楼层数据两种方式。

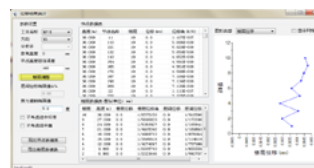


图 8 楼层位移结果统计

SAP2000Word

SAP2000Word 工具用于提取 SAP2000 模型的模型信息、荷载信息和计算结果生成相应的 Word 文档，以便于工程师检查模型、整理数据、编制报告等。

距离查询

距离查询工具用于量测 SAP2000 模型中任意两点间距离，辅助用户建模。

设计校核

钢管节点验算

钢管节点验算工具直接读取 SAP2000 几何模型和分析结果，自动判断节点的类型按照规范进行节点验算，图形显示构件承载力比结果，并输出计算书。目前仅可处理圆形钢管。

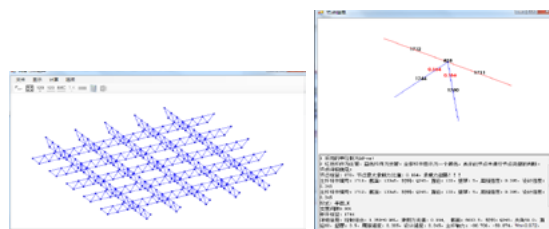


图 9 钢管节点验算

壳配筋

壳配筋工具直接读取 SAP2000 分析结果，为用户提供 4 种壳配筋计算方法，适用于水池、筒仓等各种壁、板构件的配筋。程序计算配筋面积，并提供自动选筋功能完成裂缝验算，同时输出详细的计算报告。

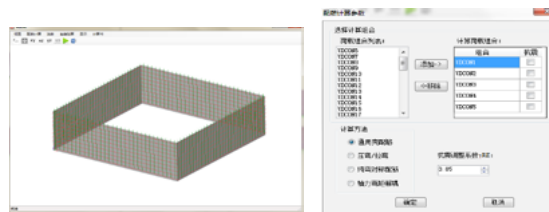


图 10 壳配筋计算

模型转换

导出 Plaxis

该工具将 SAP2000 模型及相关的荷载信息导入 Plaxis 3D 软件，将结构模型及基础顶面荷载直接导入地基基础模型，建立整体分析模型，从而准确、全面考虑结构与地基基础的相互作用效应，为上部结构和地基基础设计提供有力的参考。

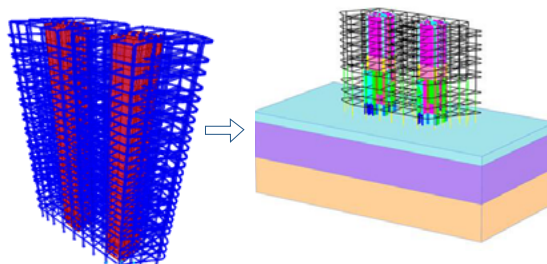


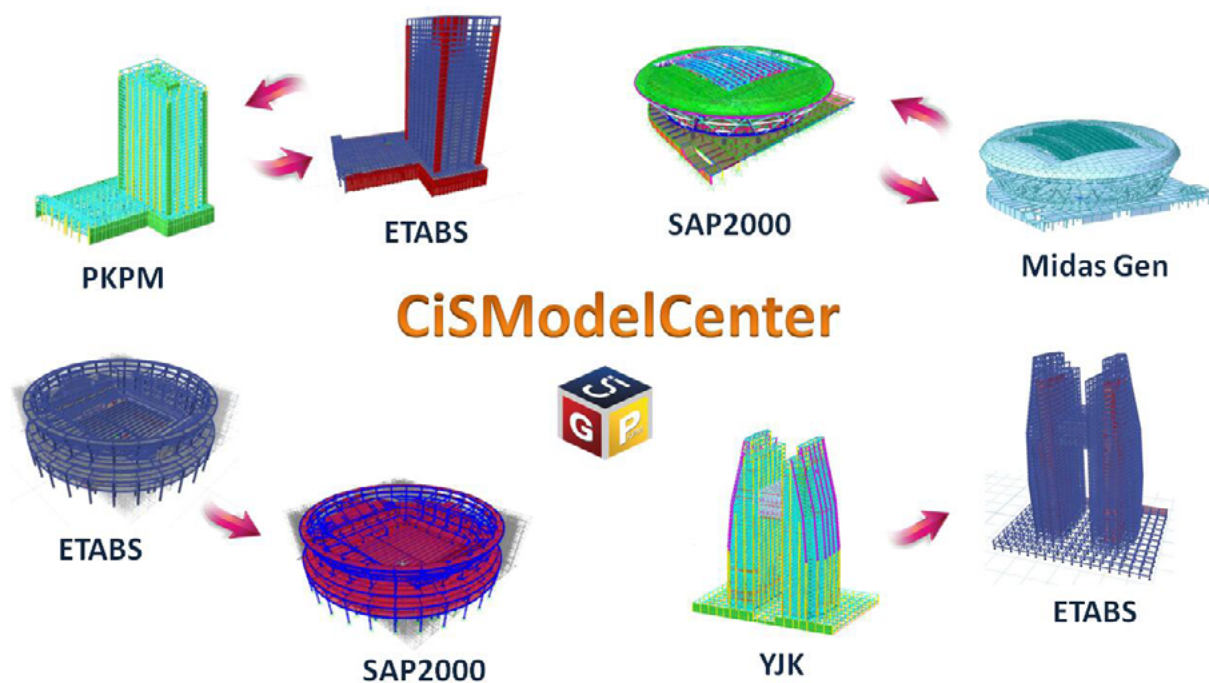
图 11 导出 Plaxis

模型转换程序 CiSModelCenter

筑信达 自主产品

由筑信达公司开发的模型转换程序 CiSModelCenter，旨在帮助用户实现不同软件间的数据转换，最大程度减少重复工作，提高工作效率。

CiSModelCenter 包含五个功能模块：ETS、STM、MTS、PTE、YTE，分别支持 ETABS 模型导入 SAP2000；SAP2000 与 Midas Gen 双向数据交换；PMPK 模型导入 ETABS 及 ETABS 分析设计结果导入 PKPM；YJK 模型导入 ETABS。



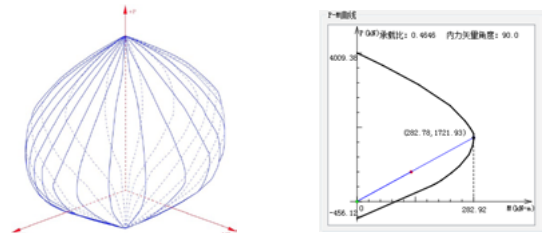
只需指定源文件类型和目标文件类型，即可轻松实现模型转换。转换过程中，程序将实时显示转换进度以及警告提示，帮助用户快速定位可能的错误信息，采取合理的处理措施确保模型的准确性。

截面设计软件 CiSDesigner

筑信达 自主产品

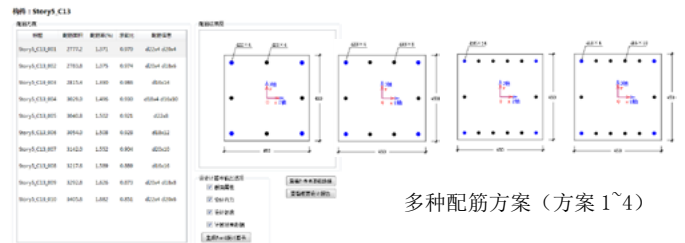
CiSDesigner 是用于钢筋混凝土构件正截面设计和校核的设计工具软件。当前版本 (V1.6.0) 支持钢筋混凝土柱截面 (包括常规柱截面、异形柱截面、型钢柱截面) 的设计和校核, 一字形剪力墙的设计和校核, 矩形、T 形梁截面的设计和校核。CiSDesigner 具有计算假定少、计算精度高、设计速度快等优点, 可以帮助用户获得更加安全, 更加经济的配筋方案。

采用符合钢筋混凝土正截面极限状态承载力基本理论的独创快速算法 (发明专利号: ZL 2015 1 0141956.8), 利用纤维截面, 正确高效地计算各种截面类型和配筋形式的 PMM 相关包络面。



PMM 曲面与 PM 曲线

对配筋参数进行优化设计, 在满足规范规定和用户设置的前提下, 给出多种配筋方案供用户选择; 按配筋率最小来排列配筋方案, 选筋满足规范对配筋率和钢筋间距的要求。

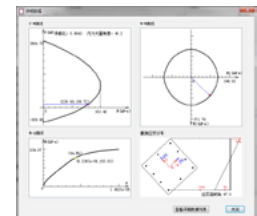


多种配筋方案 (方案 1~4)



截面类型

可以进行正截面极限承载力进行设计和校核的截面类型包括: 矩形、圆形、工字型等普通钢筋混凝土柱截面, L 型、T 型、十字型等异形柱截面, 型钢混凝土柱截面, 及任意形状截面类型和布筋形式。



PMM 详细数据

可以选择空间矢量 (P, M, M) 算法或 MM 向量 (等轴力) 算法进行承载力比 (Capacity Ratio) 验算; 分别提供两种承载力定义的加载路径演示, 包括加载过程的截面应变分布及弯矩曲率 (M-φ) 图。



部分计算书内容



平面配筋图

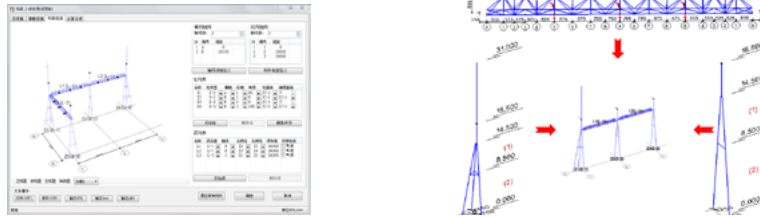
详细的计算书生成, 包括规范规定的附加偏心距计算和 P-δ 效应等相关参数计算;

支持 ETABS 和 SAP2000 工程导入, 包括所有截面类型和设计内力, 计算后自动生成平面配筋图。

变电站构架设计软件 CiSGTCAD

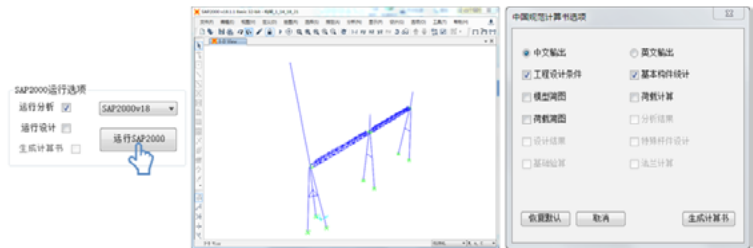
筑信达 自主产品

变电站构架设计软件 CiSGTCAD 是由山东省电力工程咨询院有限公司与北京筑信达工程咨询有限公司共同研制开发的针对变电站构架设计的计算机辅助设计系统。CiSGTCAD 软件基于有限元分析平台 SAP2000 进行软件定制开发，是专注于变电站构架设计的一体化解决方案，覆盖变电站构架“建模—分析—设计—计算书—施工图”全过程。

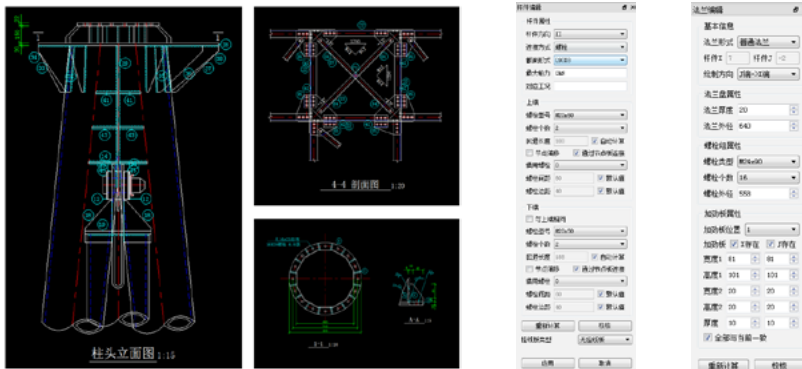


CiSGTCAD 建模部分，采用参数化的建模方式，提供丰富的模板和多样的编辑手段，智能化 + 丰富的交互功能，以工程师的概念建立计算模型，简单易学。构件类型多样，通过简单参数可以建立复杂的构件，构架智能拼装，可快速建立各种类型的构架。

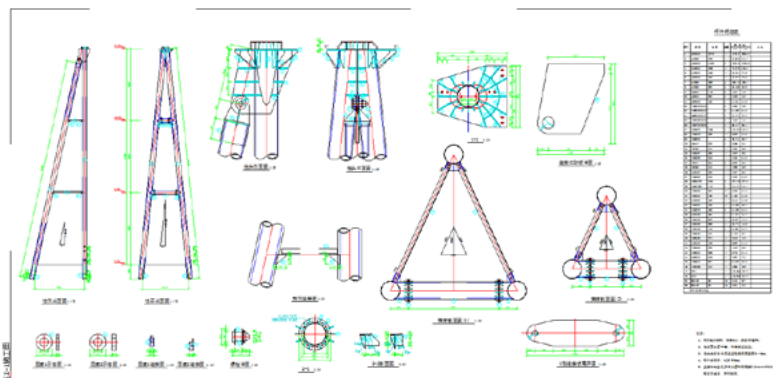
计算设计部分使用 SAP2000 软件 API 在 SAP2000 软件中完成计算模型建立、分析与设计，计算完成后，生成详尽的计算书，并提供法兰计算、基础校核等验算。



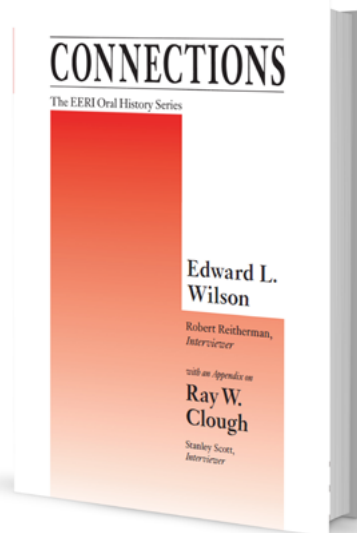
施工图模块读取模型设计结果，根据杆件内力和设计结果进行杆件连接设计，自动归并单元构件，并进行构件材料统计，生成全套施工图。施工图可以进行交互编辑，数据修改后施工图联动修改，并重新归并统计，生成新的材料表。



CiSGTCAD 为变电站构架设计工程师量身打造，简单易学易用，为新入行的工程师提供了专业化的向导，开放的参数为专家提供丰富的干预手段。



【编者按】 本期为 Edward L. Wilson 教授访谈回忆录（2）。《Connections: The EERI 口述历史系列》是美国地震工程研究所（Earthquake Engineering Research Institute）出版的对地震工程界重要人物现场采访的口述历史系列丛书。Wilson 教授在结构计算分析领域取得了大量令人瞩目的成就与贡献，至今被结构工程界广泛采用，例如“非协调单元”、“Wilson- θ 法”、“CQC 法”、“FNA 法”以及对多自由度体系“等位移原理”的否定等等；Wilson 教授获得了无数奖项和荣誉，包括 1985 年当选为美国国家工程院院士；Wilson 教授是 SAP 和 ETABS 系列程序的原开发者，现在依然担任 CSI 公司的高级技术顾问。本书通过访谈的形式回顾 Wilson 教授的成长经历及成就斐然的职业生涯。在本书的附录部分还公开了 Wilson 教授的导师，美国著名结构工程、地震工程学家 Ray W. Clough 的访谈录。在大师们平实、生动的口述中，我们仿佛穿越回上世纪初期，亲历行业先驱们的成长、分享他们的人生体验、目睹一个又一个极具变革意义的重要历史时刻，见证地震工程学、结构工程学的发展之路。希冀钟情于 CSI 结构软件的广大工程师朋友们既能从中获得结构工程专业知识，更能从大师们的学术生涯和人生抉择中汲取精神力量！



第三章

在伯克利土木工程专业念本科

我没有上过一门地震工程的课程，因为根本都没有。

Wilson: 现在到我进入加州大学的时候了。1953 年 1 月，我作为三年级学生转到伯克利，主修土木工程。接下来的两年是我一生中最快乐的时期。在附近的学生合作社用餐并不贵，住在一起的大部分学生是从 Sacramento 转来的工程系学生，他们能给我很好的建议。我每月的生活费用稍低于 \$100，包括了住宿、食物和书籍；而且，我最终还得到了一个阅卷的工作，时薪 \$1.19；如果银行存款低于 \$200 或 \$300，我就会感到担心，因为在食宿和其他方面是有固定开销的。我可不想过一种没有现金的生活，在大萧条时期我父母就是那样的。我会对自己说，“没有，我也要活下去（I’ ll go without）”。在我很小的时候，就明白了“想要”与“需要”的区别。

Reitherman: 你上了哪些课程？

Wilson: 基础力学课程中，材料力学是最重要的，用的是 Egor Popov 教授的教材，这是结构工程所有其他课程的先修课。Elberhart 教授讲的结构分析很重要也很有趣；Polivka 教授的混凝土设计课和试验课，暑期我在桥梁工地做一名混凝土检查员的过程中，其价值被立即显现。上了 Ray Clough 教授的飞行器结构课（Aircraft Structures）之后，我明白了我想去了解更多的有关结构工程和结构力学的知识，并开始有了进研究生院的想法。

除了土木工程课程之外，还需要一门关于发电机的电机工程课；工程经济学教会了我投资的基本原理，直到今天我还在用。我记得在政治学课上，读 Alexis de Toqueville 的《美国的民主》是件令人享受的事，从那时候起，我就多次引用他。我妻子 Diane 几年后也上了这门课，用的同样教材，我们至今还有一本放在家中的书柜。你读过吗？

Reitherman: 读过，至今仍是经典，结合了政治学理论与社会学观察；他不但关注美国政府的形式，而

且关注制度层面之下的大众特征。

Wilson: 我多次重读，给我留下深刻印象的是，美国地方性的社会体系，大部分是乡村，在那里邻里彼此帮助，而且他不信任大政府体系。法国人有时具有对外国人粗鲁的坏名声，但在十九世纪，他们却称赞美国人。

Reitherman: 我问你一个我想我是知道答案的问题。在伯克利，在你所有的本科生日子里，是否上过一门地震工程的课程？

Wilson: 我没有上过一门地震工程的课程，因为根本没有。事实上，在桥梁设计课程里，我仍然用的是一本 AASHTO（即现在的 AASHTO, American Association of State Highway and Transportation Office）1954 年的公路桥梁设计规程手册，里面都没有“地震”一词。根据 George Housner 的 EERI 口述历史，Romero R. R. Martel 教授 1934 年在加州理工开设了一门抗震设计课程。那时，看起来加州理工是美国唯一对这一问题进行理论研究的学术机构。在此之前，日本和意大利在此领域做过工作。

Reitherman: 那时的伯克利校园里，哪些是工程系的办公楼？

Wilson: 1953 年，Etcheverry 大厅还没有。土木工程系和机械工程系分散在几个临时的办公楼里：工程楼、工程材料实验室和水利实验室（现在的 Moffitt 图书馆）。水利实验室是由一栋 1900 年代的旧砖式建筑翻新而来的，我猜最初是男子体育馆；新的水利实验室现在是 O' Brian 大厅。Cory 大厅刚建成或者还在施工中，工程材料实验室容纳了大型实验设备。

Reitherman: 你的意思是，那个三层楼高的巨大液压机（这个试验设备具有四百万磅的压力和三百万磅的拉力）是后来搬到 Richmond 野外站的？

Wilson: 是的，直到 1950 年代中期 Davis 大厅扩建之前，它一直在校园里。那时，正值伯克利组建工学院。在我本科的时候，只是工程系；1957 年我上研究生院的时候，在工学院里已经成了土木工程系。

到我 1965 年在伯克利执教的时候，工学院的三个大系是土木、机械和电机。每个系里，又有进一步的改变，比如卫生和水利工程合并为土木与环境工程的“环境”部分。

暑期为州桥梁署工作

Reitherman: 在伯克利高年级的时候，你利用暑假在州桥梁署（现在的加州交通署）工作过。具体情形是怎样的？

Wilson: 我是现场工程师。第一个暑假，他们把我用船运到 Fort Bragg，回到了我来自的加州北部。他们刚刚完成在 Noyo 的一座钢桥，下一座横跨海岸峡谷的大桥就是“十里河大桥（Ten Mile River Bridge）”。那时正在打桩，混凝土搅拌厂刚建好。常驻工程师 George Hood 是我的老板，后来他成了 Caltrans（加州交通署）的一个部门负责人。那个暑假的工作就是这座公路大桥，我被指派负责大量的工作，因为我的活，干得既快速又准确，我能在一分钟之内支起并调平经纬仪。我检查打桩，取混凝土材料样本。我们只需要达到 28 天 3,000 psi（1 psi 约为 6.895 kpa）的强度，但我们做到了 5,500 psi。

我记得一次与施工方的对质。我对一根巨柱的钢筋进行了检查，发现在柱基础位置的木模板上有 2 英寸的木屑，我告诉施工方在第二天早上对柱进行浇筑之前，务必对所有木模板进行冲洗。第二天早上 8 点，我到工地，询问柱基础是否清理了。他回答说已按我的指示进行了清理。因为柱有 30 英尺高，我无法从顶部看清基础，因此，我沿着钢筋笼爬下至底部，看到的情形与前一天一模一样。我爬上来后对施工方说“清掉”。他们不得不停下工作，派一个人下去清理基础。花了大约 45 分钟去清洗，以达到我的要求。同时，混凝土搅拌厂不得不停工，还得支付大约 10 个工人什么都不干的薪水。在暑期后面的时间里，施工方就完全按照我的要求去做了。

1954 年的暑假，我被指定为一名现场工程师，在 Pittsburg 镇附近负责建造斜跨 4 号公路的桥，位于 San Joaquin 与 Sacramento 河交汇的三角洲。那时，我已经买了一辆很旧的二手 1941 款雪佛兰，花了 \$150。用不到 2 小时我就从 Sacramento 开车到工地，与常驻工程师碰面，他只比我大几岁，毕业于 Brooklyn 技术学院，现在是纽约大学的一部分。两座混凝土桥台已浇筑，常驻工程师说他们计划浇筑桥梁中部的主梁，主梁位于三根已浇筑的柱子之上。我们走在梁上，检查其钢筋；常驻工程师看着钢筋说，明天早上就浇筑主梁。我看了看，

说道：“看来施工方忘记了在柱上方位置的梁顶放置钢筋层”，常驻工程师说：“施工方是非常优秀的，我相信他们不会犯错误——我们去查一查施工图纸。”施工图清楚地表明了需要那层钢筋。常驻工程师就通知施工方不得浇筑主梁，直到问题被纠正。我寻思道：“Polivka 教授兴许会因我而骄傲”；因为他总是强调在连续梁的所有柱顶处必须放置额外的顶部钢筋，那里存在负弯矩。这是一个严重错误，没有放置额外钢筋的话，梁在柱顶处一定开裂。我还做了校核木模板强度的大部分理论工作。

Reitherman: 我猜我们将谈到旧金山 - 奥克兰海湾大桥的新东跨，因为我知道你对它有话要讲。

Wilson: 喔，是的，有关这个，我们要说道说道。太过浪费、太多政治、建筑师、预算超支、工期延误、结构体系选择等等。你知道，在 1931 年，18 个月就修建成了帝国大厦；令人难以置信的不是工期如何短，而是我们已习惯了工期如此长。在 Caltrans，如果你说需要一点研究工作，他们会认为是需要一年或更多，在我心中，其实就是一下午。

Reitherman: 我们也可以触及到你的咨询工作内容，有关本地区的几座主要的桥梁，比如 Richmond-San Rafael 和金门大桥，也包括在一个新章节里介绍海湾大桥。

Ray Clough 给我的第一堂课

Reitherman: 谈谈你在伯克利的教授们。

Wilson: 当我进入伯克利的时候，印象最深刻的教授就是 Rey Clough。事实上，我 1952 年就去那里，想听一听从 Sacramento 转去之后大三大四修课的建议。我从 Sacramento 坐长途大巴去赴约。我对选择水利犹豫不决，Ray 对我说，“我是搞结构的，不是水利，但不管怎样我都可以给你些建议”。多数教授不会像他这样做。他是我大三和大四的导师，尽管我只上过他的一门课，就是飞行器结构。

Reitherman: 后续我们将谈到 Clough 暑期里在波音的研究，导致了有限元法。

Wilson: Clough 的飞行器结构课很精彩。毫无疑问，他的兴趣和我的兴趣是如此地匹配，虽然我们在方法上有区别。他从来不对使用的最佳方法给出他个人意见，而我却迅速地陈述出这些判断；他处理工程问题的方法非常简单而且直接，这是令我钦佩的；他的大部分论文，第一次的草稿就是最终稿，他具备这种能力。我见过他对一篇论文稍加思索，拟出大纲，然后就写论文。

Reitherman: 你说的“写”，是手写还是打字？

Wilson: 他可以打字，也有一个打字员。

Reitherman: 在飞行器结构课程里引入了动力学吗？

Wilson: 不多，只有荷载的冲击系数这些东西。我们那时，土木工程专业在静力学之后的确设置了动力学课程，但却是机械工程师教的，大部分是有关刚体，机械的一部分沿固定路径移动且相互作用。对于结构工程师来说，动力学用来回答结构单元内部的力是多少，并要考虑变形。

我后来聘为飞行器结构课的批作业助教，是另一个具有战时飞机设计经验的教员来讲授。他只教了 Ray Clough 的三分之一内容；Ray 能够覆盖大量材料，他适合教班上最好的学生，并非是让多数人取得好成绩。我想他从没有获得过教学荣誉奖，尽管他是一名伟大的教师。

Reitherman: 有关 Clough 飞行器结构课的另一个问题：涉及到非弹性 (inelasticity) 没有？

Wilson: 没有。通常，飞行器的结构破坏原因是疲劳，达到这个点位都是线性行为。航空工业界提出了简单的方法来进行计算。

Reitherman: 那时，计算是用计算尺吗？

Wilson: 是的。校园里有几台机械式计算器，但主要还是用计算尺。1957 年 1 月我从朝鲜返回伯克利的时候，那时正是数字计算机开始使用的时候，一年之后，我就擅长编程了，一直伴随计算机的高速发展。我几乎跳过了掌上电子计算器的阶段。

当学生时，我没有做很多笔记，但把教材都通读了。有时我会用加大时报来结束一堂课，就把作业写在

报纸的空白处。我住在离校园北边一个街区的地方，因此上完八点钟的课就走回家，然后做作业——没有浪费一点时间。

Reitherman: 接着说非弹性这个主题。有时甚至工程师都混淆了非弹性和非线性 (nonlinear) 这两个名词。你可以为我们一般读者举一个简单例子来说明它们的区别吗？

Wilson: 拿这个橡皮筋来说（他从自己的桌子上拿起一个来），我拉它，它就会拉伸，同时变得更刚了，再要想拉伸相同的距离，就需要更大的力。这个力与变形的关系，你可以从图中看到，不是线性的。但当我们把力拿掉，橡皮筋会返回它原来的尺寸和形状，因为材料仍然是弹性的。这个橡皮筋就是一个非线性弹性结构系统的例子。

工程系教授多年来用的另外一个例子是曲别针。如果我把它弄直后，然后弯到材料尚未屈服的程度，它会返回原来的形状，这就是一个线弹性结构系统。但是，如果我们施加更大的力使得材料屈服，就会有永久变形；由于有材料的屈服和非弹性行为存在，就有非线性的结构体系。基础隔震器，由多层橡胶和薄钢制成，就是一个非线性弹性结构：随着变形的发展，其刚度是变化的，表现为非线性，但荷载移除后，它又弹性地返回到起始位置。

在加大田径队的跑步

Reitherman: 在加大你继续跑步吗？

Wilson: 是，1953年1月一转到加大，我就开始了在专科学校一样的训练——在课间和下午实验课结束的五点之后。Brutus Hamilton 教练显然认为我没有全力投入训练。当下午3点与其他880码运动员一起跑的时候，我展示出明显比其他人快，除了大个 Lon Spurrier；Brutus 教练对我敬而远之的另一个原因，也许是为了保留我的资格，因为已经毕业年级了。

1954年我快要毕业了，只有周五下午有桥梁设计课，这样我就能一周四天下午3点就开始训练。我参加了那年的所有比赛，在斯坦福赢得了880码的冠军，并在UCLA（加州大学洛杉矶分校）创造了记录；而且我每次都还参加了4×400接力——每人要跑400码，相当于半英里。在洛杉矶体育馆的接力赛上，我们打破了4×880码的世界记录，但我们只名列第二。我在1954年的最好成绩是：880码1分51.5秒，440码47.5秒。

美国的田径参与人数在这六十年是下降的。今年，2014年，我去了伯克利的田径赛场，不幸的是，场外没有几个观众；令我高兴的是，六十年前我的最好成绩很接近比赛的获胜成绩。上世纪五十年代的队友也到了一些，我们聚得很快活，看着今天的年轻人参与并享受到田径运动的伟大。

我记得1954年4月在伯克利运动会上 Wes Santee 参加了。

Reitherman: 那个堪萨斯的选手？差点打破四分钟一英里障碍赛记录，是他吗？

Wilson: 是他，他是美国人民赢得四分钟一英里赛记录的希望。在1954年伯克利运动会上，Santee 轻松拿下了一英里的冠军，45分钟之后获得了880码冠军，再45分钟之后为堪萨斯大学一英里接力赛赢得冠军。他那天也许放弃了四分钟一英里赛，而是为堪萨斯队在不同项目中都拿分。一个月后，Roger Bannister 在英国第一次打破四分钟一英里赛记录。



The caption in this 1954 Los Angeles Times newspaper clipping reads: "Robert Gordon Sproul, president of the University of California, holds tape of finish of 880 in Westwood meet. Ed Wilson wins race in 1:54.0, meet record."

四月运动会之后的一周，伯克利队前往洛杉矶与UCLA进行比赛。那是我第一次坐飞机。我以1分54秒第一个完成了880码。比赛令人记忆犹新：终点撞线带的一端是由加州大学主席 Robert Gordon Sproul 所持；由于某种原因，他握带子太紧，当我冲过的时候，带子断在我脖子上，我被绊倒，扭伤了脚踝；Lon Spurrier 跑到我旁边，我喊道“是哪个混蛋不让从带子过？”，Lon Spurrier 只是说“快闭嘴，那是 Sproul 主席”。

1954 年秋季学期末，我将完成土木工程学士学位的所有要求。因此，我不得不决定，是离开学术研究找一份结构工程师的工作，还是继续学习以获得下一个学位——硕士学位。在之前的 4 年里，我支付了所有生活和学习费用，没有奖学金和贷款。事实上，我还能买一部旧的可靠的车，并且我已经攒下足够的钱以支付研究生学习。1954 年春季学期，我在工程系的大四学生中处于前 20%，还被授予了 Tau Beta Pi 荣誉兄弟会成员。因此，我估计被伯克利研究生院接收是没有问题的。然而，我决定进入研究生院的主要原因是，我作为一名学生运动员，在伯克利度过了非常棒的时光。

我预约去见 Howard Eberhart 教授，他是结构工程研究生的唯一指导老师。他一脸严肃地对我说：“你已经在学校呆了十六年，你不认为现在应该走出校门去从事一门富有成效的工作吗？”我微笑答道：“我还有很多需要学的东西，如果我现在不学，我或许永远都不会回来了”，他笑了，说“你绝对正确”。然后他就给了我一份助教工作，这意味着薪水可以支付我大部分的开销。期盼着 1955 年的春季学期，对 Ed Wilson 来说生活是如此美好。

第四章

朝鲜服役

年轻时，你把军队更多是看为一种冒险而不是能令自己丧命的东西，但你的母亲不这样看。

应征入伍

Wilson: 在朝鲜服役两年是在我本科毕业和研究生之间。

朝鲜战争 (The Korean War) 起始于 1950 年 6 月，几乎是我高中毕业的那天，当时我 18 岁。年满 18 岁之前 30 天内，需要到当地的征兵部门登记。我不清楚现在还是这样的吗？

Reitherman: 不再实行“征兵”了，但选征兵役制 (Selective Service System) 从未改变。男性年满 18 岁，必须去征兵处登记。所有男子都在全国的数据库中，如果你没有登记，就会被发现，联邦政府将禁止你就业。几年前我的两个儿子登记的时候，如同我那个时代一样，邮局依然贴有布告，上面写着，没登记的可能处罚与银行抢劫一样：\$250,000 罚金外加 6 个月的牢狱。如同我所说，尽管是强制性登记，但自从上世纪七十年代以来就没有征过兵。

Wilson: 因此，它仍然像社会保障号码一样伴随一生。

Reitherman: 在 1950 年，征兵对年轻人来说是一件大事，因为正值朝鲜战争。朝鲜“冲突”是一场全面战争。你是怎么看的？

Wilson: 你可以是被征入伍 (draft) 或报名参军 (enlist)。我哥哥 Bill 就是报名参军的；实际上，我的一个姐姐，Blanche 也是报名参军的，他们都是空军。我是在刚完成大四就被征募了，是在 1954 年底得到的通知，报到是 1955 年 1 月。我的两年服役期基本上是 1955 和 1956 年。我参加了体能测试，因为右胳膊小时候在牧场摔断过，无法伸直且无法治愈，他们就给了我 3C；我应该是 4F，因为胳膊的移动能力和运动范围受限，不适合服役，但我当时被定为的是 3C。我有一年的延期，去专科学校。每年我都会收到征兵通知，并回复他们，取决于他们需要多少机动人员补充到军队，他们持续调节发放入伍通知



Ed upon graduation as an undergraduate from the University of California at Berkeley, age 23.

的数量。1955年我得到了入伍的诏令，赶紧完成论文工作，以获得伯克利的学士学位。我本应该在那年6月的毕业典礼上获得学位证书，但当时我已身着美国军队二等兵的军服了。

我母亲当然非常忧虑，她已经在二战中失去了儿子George，而现在儿子Bill正驾驶B-26在朝鲜上空飞行。年轻时，你把军队更多是看为一种冒险而不是能令自己丧命的东西，但你的母亲不这样看。

我在加州中部海岸的Fort Ord进行了基本训练，选择了应征并服务两年，而不是报名参军三年。体检时，医生看着我的胳膊说，“这是怎么回事？你是4F，不能够入伍。”我有30秒来做决定。我已经向我的家庭和朋友们道别，并得到了他们的美好祝愿，我还卖掉了汽车，也在军队结交了朋友。因此，我说：“我要去”。我的决定的一个好处是，从军队返回时，我有退伍军人（GI）福利来支付研究生学习。然而，在加州做两年的工程师，挣的钱比在军队当二等兵要多好几倍。

在Fort Ord的四个月里最糟糕的部分是，我得了肺炎。分配的时候，我当然想去陆军工程兵团（the Corps of Engineer），因为我有工程和建造经验。但管分配的那人，完全忽略了这些，他本想把我放入步兵，直到他看见我是3C，然后他瞟了一下名单，就说我将会是一名无线电修理员。于是我就去了肯塔基的Fort Knox，去学无线电。

我记得抵达那里是五月的第一个周六——肯塔基赛马节，飞机飞越过赛马大会，可以看到看台上挤满了人。

Reitherman: 无线电修理学校是怎样的？

Wilson: 非军方的老师和教材都非常好。而且，我们一周有40小时的教学和实验，没有作业。令我惊奇的是，他们能把一个17岁的小伙子培养成为一名相当不错的无线电修理员。但我发现你不能让每个人都把枪打准。

我被派到射击场去负责军队办公室普通工作人员的年度步枪考核工作。以我在牧场的打猎经验，我发现一个军士长居然不知道如何调整准星，这是多么奇怪的一件事情。如果你抬高后准星，你就会打高；你应该按想要调整的方向来调整后准星——想要射低一些就调低，想要射高一些就调高。在Ferndale，任何一个十岁的孩子都知道如何做。我蹲在靶子后面的坑里，每个人射击之后，我就在靶子上的弹孔上做个小标记；如果脱靶，就挥动一面大红旗，叫“Maggie's drawers”。我被告知一名将军正在指导某人射击，而我们正在标记，我们不断被骂，因为那家伙完全脱靶了，那家伙一定是闭着眼打的，我不知道他怎么能够这么糟糕。这是我第一次被一名将军责骂，在军队里，你会失去你所有的美国公民自由，你处于军队的法律之下：一名指挥官就能将你关入禁闭室数周或数月，仅仅因为他这样说。

通知说将有一场比赛，所有人都可以参加。我得了半英里冠军，四分之一英里和220码也是。因此我被选拔到下一次更高级别的比赛。我在全美半英里赛排前十。然后我就被命令回到Fort Knox，一名上校告诉我，我得去参加所有的军队田径比赛，他还说，如果我不能进到更高级别，那么他就会要我回来，“去坦克驾校学开坦克”。我知道在全美至少有五人比我成绩好，因此我就说我还是继续修无线电吧。

Reitherman: 因为这场战争，作为年轻人，你不得不做出许多艰难的决定。

前往朝鲜

Wilson: 我们乘火车抵达西雅图附近的Fort Lewis，随后在1955年9月登上了去朝鲜的轮船。朝鲜战争从技术上讲在1953年就结束了，然而从那时到现在，双方都在停战线两侧都部署有重兵，还有零星战斗。那是9月4号，周六，我24岁生日的前一天。

第二天早上大约6点，有人进到营房，碰了碰我的肩膀说“跟我走，今天你帮厨（KP）”，然后拿走了我的身份牌，没有身份牌你啥都做不了。直到中午我正在削土豆时，才想起今天是我生日。我认为军队没有最有效地使用我的才能。

Reitherman: 乘船横穿太平洋是什么情景？

Wilson: 这是一艘普通的运兵船，有4、5层的铺位，总共约有600人。之前，我没有在大洋上坐过大船，但我喜欢。船上有个不错的图书馆，我每天都看一本书，自得其乐。

我们在仁川登陆然后进入韩国。往返航行，有时到日本度假，那是我这两年军旅生涯最好的时光。

在仁川，我们上了登陆驳船，因为那里根本就没有合适的港口。然后我们就被带到Casey兵营，离南北朝鲜间的38线相当近。那时，朝鲜战争已经正式结束，至少是有停战协议，1953年在停火线3英里范围内为非军事区，至今如此。就在那儿，我开始了修理无线电，来自于坦克、吉普以及卡车。步话机的电池大约这么大[他用手掌比划了一下]。

Reitherman: 和一升装的矿泉水瓶差不多大。

Wilson: 那时我们从日本购进大量货物，以提振他们的经济。我们从日本买了12箱这种大电池，只有不到一半能正常工作。日本人在产品控制上有大量的工作需要做，几年后，他们做到了。

数月后，我意识到应该记录和整理东西，货物追溯是一件可怕的事情。我被派到仁川的中央通讯器材仓库帮助整理所有的记录。工程师就是为解决问题而生的。解决这些问题令人愉快，尽管很繁琐。

Reitherman: 生活条件如何？

Wilson: 朝鲜的冬季很冷，但我们的装备很好，有保温靴和连帽风雪大衣，因此我们从未受冻。我记得在圣诞前夜的巡逻值班，这通常是列兵的职责，有一个小屋，里面有个小火炉，我会拿一个餐杯在炉上煮茶，到岗亭走5分钟，然后再走回来喝茶；那晚我煮好茶，等我回来的时候，已经冻成冰坨了。



Ed in the U.S. Army in Korea, 1956

Reitherman: 兵营怎样？

Wilson: 通常，我们4个或5个人一个帐篷，是木地板，有柴油炉。后来我被派到仁川的通讯器材仓库，就住在活动房里了。

Reitherman: 是七十年代电视节目M*A*S*H所展现的那样吗？

Wilson: 是的，就是那个样子。吉普车横冲直闯，还有几架直升机。每个人都很疲惫。电视节目的扮演者Alan Alda，看起来就是我，因为节目开播后，人们都对我这样说。

我记得我们有一次无谓检查，Paul Caraway将军来访。当时大约15华氏度（约-9摄氏度），我们还必须穿着普通军服，而不能穿防寒服，站两小时。我在想“难道你不能组织得更好些吗？”想来，这就是军队的一部分，用来展示他们控制得住你，因此当他们说“拿下那座山头”，你就得照做。将军走过来视察军装和武器，当他走到我跟前——我有6英尺2英寸（1.88米）高，而他是个矮个——我就低下头，右斜方看着他。他的副官跑过来对我高声大骂（我们必须目视正前方）。这给了我一个军队权力的烙印。这是我第二次因惹怒一名将军而遭到训斥。

几个月后，轮到我在大门执勤，Caraway将军驾车经过军营外的马路；头天晚上我没有睡好觉，当他驾着插有将军旗帜的车经过的时候，我没有敬礼。我又被一通大骂。算上我在Fort Ord射击场那一次，我被将军骂过三次了，这是我很自豪的一件事。如果是在战时，我也许是另外的态度，但当时战争已经陷入了僵局。

两年后，有人说有条例规定，我不应该一直是最低军阶——列兵，我甚至不是一等列兵；在无线电仓库，并没有任何不良记录，他们不得不给予我一等列兵（PFC）的条带，但我从来没佩戴过。

Reitherman: 吃得怎样？

Wilson: 还不错，只是过不多久他们就让我们用完二战的军粮。排队等开饭能得到的唯一饮品就是浓黑咖啡，没有糖和奶，从没有我想要的“一杯茶”。我至今仍只喝茶，不喝咖啡。

在仁川的时候，通讯器材仓库旁边就是军需部队，负责分发食物，有小牛排。但是我看到，在军队里越是比你官阶高的，越是会照顾自己的朋友；在前线的人是没有牛排的。

我们有一个士兵（NCO）酒吧，在帐篷里；我们甚至看过Kim姐妹的表演，后来Kim姐妹大红大紫了。饮料很便宜，月末，五分钱就可以畅饮。

我符合一周休一次假的要求，就去日本休假，去了两次。即便二战已结束了十年，美国大兵的花销依旧是日本的主要收入来源。我是和另一个士兵一起去的，住在他曾经住过的日式旅馆；个人有个房间，可以呆上一周。我们睡在铺在地板的席子上。我在那里正值樱花盛开的时节，可以欣赏很多景色和参加各种文化活动。记得在我第二次旅行的时候，我们住在东京的帝国饭店，只花了几美元。

Reitherman: 哇哦，原先的帝国饭店。我去过其中的大部分，当1968年Frank Lloyd Wright饭店拆掉时，这部分被保护移到了明治村（博物馆）。帝国饭店如何？

Wilson: 有点小失望，房间小。我乘火车去参观了富士山，住在一个不错的酒店，每天 1 美金，还打了高尔夫，几乎没花钱，我想现在该值 \$1,000 了吧；但那是我最后一次玩高球，我认为会持续这个记录。

Reitherman: 后来进入地震工程领域，你一定回过日本数次。

Wilson: 是的，七十和八十年代去讲过学，八十年代也去过中国，参观了长城和兵马俑。

Reitherman: 再回到朝鲜。你都有什么消遣？

Wilson: 在仁川，我们要到图书馆整理书籍。我阅读了大量的历史书。

Reitherman: 什么样的历史书？

Wilson: 我读了成吉思汗、欧洲历史、哲学，我记得读了几卷 Will Durant 的书。

Reitherman: 我也是，学术性强，但可读性很高的作品；Will 和他妻子 Ariel Durant 共同写作的那套书。你仍然喜欢 de Toqueville 的书吗？

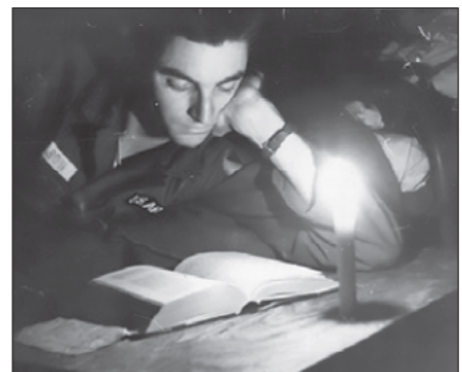
Wilson: 是，我这里就有一套完整的。我从朝鲜回来后，他们又写了更多的卷，我就买了一整套。时不时我还在里面去查找一些东西。

Reitherman: 概括起来，除了学会一些电子和无线电原理知识——姑且称之为电机工程——在整个的军旅生涯里你没学一丁点工程知识？

Wilson: 没错。还有两个月时间就要结束服役了，我写信给母亲，让她给我寄两本书，一本是高级微积分，另一本是高级微分方程。我想赶快复习一下。

在返家的船上，躺在床铺上，我验算书中的每道习题，将我的思绪移入到工程学的物理和数学中。在离开军队之前，我就知道将回伯克利念研究生，从事研究项目工作，为 Oroville 大坝设计新方案。

这是我一生这个时期最后的重要时刻。我们在西雅图下船后，队伍将在 Fort Ord 解散，我们被直接装入挂在旅客列车最末一节车厢，在 Fort Ord 把我们放下之后，列车将继续前往洛杉矶。我决定去餐车来杯马提尼以庆祝回到美好而久远的美国。当我走到车厢的前部时，掌管我们的军士长宣布我们不准离开车厢与平民混在一起，我们只能等其他乘客吃完后再一起列队用餐。从那时起，我与许多朝鲜老兵交谈过，他们也经历了相同的回家欢迎方式。我的一位堂兄在朝鲜战争中是军医，他就在前线来回奔波出生入死。他根本不相信，他在西雅图下船的时候——那时还是战争中期——仅有寥寥数人在欢迎他们。这就是为何这场战争被称之为“被遗忘的战争”。



Ed reading by candlelight in the Army while serving in Korea.

第五章

硕士期间的工作

我对 Eberhart 教授说：“我没有计划去用数值计算机。”他回答道：“是的，如果你不知道如何使用计算机，那你就永远都不会用。”

Reitherman: 1957 年 1 月你从朝鲜回来，说说你在伯克利念研究生的故事。

Wilson: 当我开始念研的时候并不需要财务资助，那时加大不需要学费，我只需生活费，这可以用我的退伍费（GI Bill）来支付；额外的收入来自于 Oroville 大坝项目的工作，这使得我在校园北部有了自己的公寓，离工程材料实验室（EML）不到 50 码。没过多久我就忘记了在军队的两年迷失时光，为自己今后的命运而负责。

在我服役期间，学校的行政发生了许多改变。首先，工程系变为了工程院，辖设土木、机械、电机和材料科学四个系。土木系里又划分为三个方向——结构工程与工程力学（SESM）、水利与卫生、交通，每个方向都有预算和聘请新教职的权力。SESM 的教职员工，包括结构工程分析、设计，以及材料实验室都在 EML，这栋历史性的建筑就位于 Hearst Avenue 靠近 Leroy Avenue 交叉路口。

我初步的目标是在伯克利花 3 个学期来获得硕士学位，同时对 Oroville 大坝进行模型研究；然后就可能开始我的职业工程生涯，比如在州桥梁署做一名设计工程师或现场工程师。然而，这些短期目标并没有实现，随后的六年半时间我都留在伯克利，这是一生中最有创造力的时期。

结构工程专业硕士

Reitherman: 硕士期间你上了哪些课程？

Wilson: 第一个春季学期，我上了 Popov 教授的高等材料强度课程，Popov 教授是一名优秀的教师，他从斯坦福大学获得博士学位，师从传奇人物铁木辛柯（Timoshenko）教授，因此他的课上总是包含了力学史上大量重大的信息；我还上了 Scordelis 教授的非常优秀课程——高等结构分析——这门课非常抢手，1.5 小时的课程安排在周二晚 7 点和周六上午 8 点，这使得整个大学的结构专业人员都能够来听这门重要的研究生课；那个学期我还选了一门价值不大的数学课。

春季学期快结束的时候，我约见了我的研究生导师 Eberhart 教授。我打算秋季选 Popov 教授的另一门力学课，以及 Clough 教授的实验应力分析；接下来的春季，我准备选 Seed 教授的土力学和 Clough 教授的结构动力学。这份建议，遵循了三单元 CE299 研究课程，将完成硕士学位的最低要求。Eberhart 教授批准了我的计划。

Eberhart 教授随后告诉我，正在挪威学术休假的 Clough 教授（当时 Clough 教授在休假期间正在做四边形和三角形单元的分析）已告知他，将在秋季开设“结构计算机分析”，Eberhart 教授建议我去上这门课。当时，我说了一句十分愚蠢的话：“我没有计划去用数值计算机”，他回答道：“是的，如果你不知道如何用计算机，那你永远都不会用”。我选了这门新课，它改变了我的命运；而且，我认识到正是人类自己在避免改变。

Wilson: 1957 年秋季学期一开始，Ray Clough 教授就从挪威休假归来。他步入这门关于结构计算机分析的研究生新课堂的时候说道：“结构分析只有三个方程：力的平衡、位移协调以及力与位移关系的材料属性”，他又说道：“只有两种不同的结构分析方法：力法和位移法”。我在想：“为何没有人在十年前就告诉我这些简单的事实呢？”基于这些简单的原理，在随后的几年里写了几个结构分析程序之后，我意识到“位移法”是对所有结构体系的最佳方法，进一步，它也显然可以容易地扩展到动力分析。

在这之前，在我所有的结构工程课程里，我都在学习采用许多不同方法、经典理论和技巧来进行结构分析；而且，针对不同结构形式，有多种分析方法。现在我相信，一个具有初级物理和代数知识的高中生，是可以在一个很短时间里学懂结构工程的基本理论的。

那个时期，设计工程师更愿意建造静定结构，这类结构可以只用静力方程就可以设计，只需要计算器就可以计算出结构所有构件内力；然而，静定结构中只要有一根构件发生失效，整个结构都会倒塌。

奥克兰的 I-880 高架桥是在 1952 至 1958 年期间设计建造的。桥梁工程师在上部结构混凝土柱的底部布置了（非常弱的）铰支座，以使其结构为静定，避免了额外的手工计算。那时的桥梁设计并不考虑地震荷载，高架桥位于 1989 年 Loma Prieta 小震中心北部大约 7 英里的地方，这次地震大约为 15% 重力加速度。如果工程师没有用柱铰支座而是采用刚性支座，建造费用会降低，而且我相信不会出现重大的破坏。“刚性支座”会逐步屈服并耗散应变能。我们现在称此方法为“性能化设计（performance-based design）”。

Reitherman: Seed 教授和 Clough 教授的课程里考虑了地震分析吗？

Wilson: 1958 年春季 Seed 教授的讲课和实验是对土力学最新进展非常优秀的总结，然而他并没有涉及地震荷载，这距 1964 年阿拉斯加大地震尚有 7 年；因此，很少有政府资助地震工程研究项目，不管是土力学还是结构工程。但是，到了 1966 年，他就已经专门从事岩土地震工程领域，并被视为此领域“之父”。

Wilson: Clough 教授亦是一位伟大的教师。他的实验应力分析和结构动力学课程非常清晰地展现和证明了我在 Oroville 大坝项目工作中遇到的非常有价值的东西。但是，他仅仅讲授几节结构抗震分析的课。1960 年 Clough 发表了他那篇有限元法（Finite Element Method）论文后，他就被当成了 FEM “之父”。

总结一下我的硕士期间课程，我上了一门 Scordelis 教授的课、二门 Popov 教授的课，三门 Clough 教授的课和一门 Seed 教授的课——这些课程都是 Eberhart 教授推荐的。这五位教授都当选了美国工程院院士，并获得了国内国际许多奖项。我是一个非常非常幸运的学生。

Reitherman: 你选择了哪个主题作为硕士学位研究的方向？

Wilson: 1957 年 9 月当 Clough 教授休假归来，他立即在 SESM 公告栏张贴了一份通知，宣布他正在寻找硕士生用有限元去研究分析求解平面应力、板弯曲和壳结构等问题。我对有限元没有概念，为例获得更多信息，我预约了他；我们见面时，他告诉我他夏天在波音使用直接刚度法的工作，以及他对于把这种方法扩展到连续介质力学应力集中经典问题，以确定位移的想法；这就是他命名“有限元法”以将结构分析方法与连续介质力学分析方法统一起来的原因。

他给我一份发表于 1956 年的波音论文，以及 Argyris 写的一系列论文。而且，他要我去找一些 IBM 701 的资料，最近 IBM 701 正被安装在 Cory Hall 基地；我们还商议每周一次例会，我汇报研究工作的进展。

Reitherman: 哪个型号的计算机？

Wilson: IBM 701，是具有 5 千个真空管的科学计算机的第一代。我最近查了一下，在 1953 至 1956 年期间，总共只交付了 18 台；我们的那台是用过的。

Reitherman: 18 台，全球？IBM 就交付了 18 台，其中一台就在伯克利工学院？

Wilson: 是的。701 占据了一整间屋子，有十二个冰箱的大，是最后生产的真空管计算机，可靠性差而且编程困难。Ray Clough 和我花了 9 个月完成了一个不完整的有限元程序，只能计算位移。

我在 1958 年 6 月完成硕士研究报告，并没有对结构工程或工程力学有重大的贡献。但是，这是研究报告或论文中首次出现“有限元”一词，而且这篇报告是我学生时的朋友，新闻专业的 Diane Farrington 打字的，我发现最终报告经她手之后，我的写作有了长足的进步。

Reitherman: 你的硕士论文题目是什么？

Wilson: 平面应力问题有限元应用研究（A Study of the Application of Finite Elements to the Problem of Plane Stress）。

研究生生活

Reitherman: 谈谈你的研究生生活。

Wilson: 我从朝鲜回来后的三年是很自由自在的，住在紧邻校园的北边。因此，我没有在来回工作 / 学校上浪费任何时间。每周有 168 小时，我每晚至少睡上 8 小时，剩下的 110 多个小时用来工作、学习，以及参加社交活动。一年后，我就自己住进了校园北边位于 Hearst Avenue 的公寓，是有一个房间的小公寓，里面有一张折叠床、一个小厨房和卫生间。1930 年这栋建筑建好的时候，房租是每月 \$40；1958 至 1960 年我居住期间，租金依旧是 \$40。特别是我进入实验工作后，得在实验室待到半夜，在校园附近住很方便。而且我在校园里有一间不错的办公室，我大部分的学习都在那儿。

La Vals 花园和 1957 年开的地下室啤酒吧，我在那里度过了不少时光，还有就是 Northside 咖啡店，现在变成了亚洲餐厅。那时还有 Cody 书店，Cody 先生亲自给出建议书单。建筑学院仍位于北部，我们几个具有不同兴趣点的家伙也常聚在一起。

穿过伯克利的建筑学院，建筑馆就在南边。我记得他们是 1964 年搬到 Wurster Hall 的，第二年我就当上了教工。

Reitherman: 是的，但我经常在北边的老建筑馆上课，这是一栋温暖而热情的木结构，而南边的 Wurster Hall 却是阴凉而冷漠的建筑。

Wilson: 南边是人文学科，北边是工程与建筑。那时大学还较小，可以轻易为我那辆 1957 年蓝绿色雪佛兰地找到永久停车位。如果我保留至今的话，这部车将是一大笔财富。

Reitherman: 哇喔，57 年的雪佛兰，是经典款，你多少钱买的？

Wilson: \$2,750。我是 1957 年 9 月用存款买的新车，我从不愿去借钱，事实上，在大学期间，我从没借过钱。我只会去干活然后存钱，我的银行账户通常有 \$500 到 \$1,000 存款。今天，学费很高，学生们借了太多的钱；应该采取一些措施来对付高昂的学费，而且，大学有责任培养具有就业竞争力的学生。

SESM 的研究生和教工参与了与学校其他小组的体育活动，这就包括化工与工程之间的垒球比赛。Karl Pister 的学生 Bob Taylor、Len Herrmann 和 Stan Dong；Ray Clough 的学生 Jim Tocher 和我；我们五人是好朋友，都参与大多数活动，也包括畅饮啤酒。我相信我们几个都会得到博士学位，因为我们获得硕士学位之后还留有太多乐趣。

伯克利的计算能力演化

Wilson: 我在 IBM 701（16 位存储单元）上的编程体验是不好的，在 1959 年安装于 Campbell Hall 的 IBM 704（32 位存储单元和浮点处理器）上的编程是有些乐趣的；1961 年的 IBM 7094（是 IBM 704 的晶体管版本）和 1963 年的全新 CDC 6400（60 位存储单元）最终给予了伯克利应得的计算能力。而且，1961 年 FORTRAN 编程语言被开发出来，这在科学计算上是非常重要的第一步，使得研究人员和工程师能够开发新的分析方法或新的有限元方法，在世界任何地方发送程序（一盒 ASCII 打孔卡），然后，程序就可以在任何不同厂商生产的计算机上运行，只要具有 FORTRAN 编译器即可；接收到的人可以容易地根据需要修改程序，然后把修改后的程序送给或出售给其他的结构工程公司。

1980 年代之前，打孔卡一直是伯克利的标准计算机输入形式，后来才被具有远程终端的多用户计算机系统和个人计算机系统所取代。

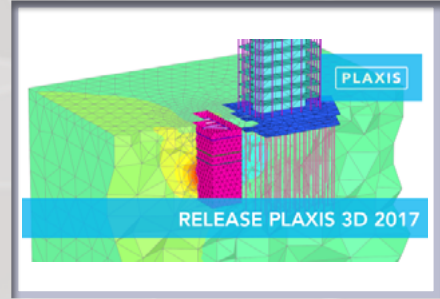
现在所有的个人计算机都有 64 位构架，大部分具有多处理器并非常快，内存非常便宜；而且 Intel 已经开发了内嵌 FORTRAN 编译器非常高速的方程求解器。然而，大部分年轻的工程师并不想学编程语言。

Reitherman: 看起来好像在朝鲜耽误了你的教育，但这种耽误又使得你赶上了正确的时间点：让你在研究工作的一开始就使用到强大的、现代的科学计算机，有能力来求解大型的、实际的结构工程和结构力学问题。

新版发布

PLAXIS 3D 2017

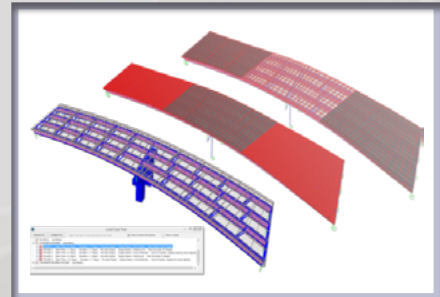
- 非线性土工格栅（考虑蠕变）
- 弹塑性梁和板
- NATM 隧道施工顺序定义的优化
- 界面单元横向及纵向渗透性
- 刚体的动力加载
- Hoek-Brown 参数引导



[查看更多新特性](#)

CSiBRIDGE V19.2.1

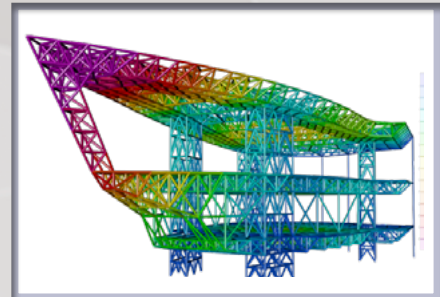
- 新增模拟高阻尼橡胶支座的链接单元
- 钢混合叠梁施工阶段模拟中新增桥面板浇筑的模拟（桥面板有重力没有刚度）
- 新增 I 型梁钢混合叠梁 AASHTO 规范设计细节报告输出



[查看更多新特性](#)

SAP2000 V19.2.1

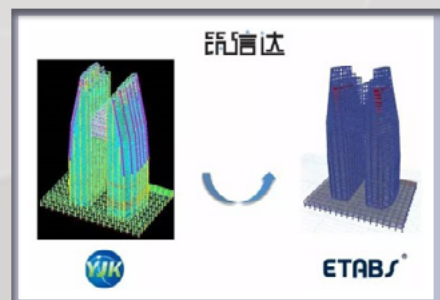
- 图形模式在显示速度和显示性能方面上得到了进一步增强
- 面对象的边释放功能可用于完全或部分释放壳单元边界处的内力，例如：释放弯矩用以模拟多跨筒支板
- 阶段施工分析新增“添加引导结构（Guide Structure）”的操作，可用于模拟悬臂施工或叠合梁的浇筑顺序



[查看更多新特性](#)

CiSModelCenter V1.7.1

- 新增 YTE 模块，支持 YJK 模型转 ETABS
- 新增 E2PDB 模块，支持 ETABS 分析设计结果写入 PKPM



[查看更多新特性](#)

CiSApps V1.2.1



新增 4 个小工具

- 壳配筋
- 筒仓结构风荷载体型系数施加
- 荷载组合
- 导出 Plaxis



《钢筋混凝土构件正截面极限承载力计算的快速方法》 发明专利，授权生效

发明人：李楚舒，专利号：ZL201510141956.8，2017年7月21日授权生效。

本发明专利应用于筑信达自主产品：截面设计软件 CiSDesigner，提供了一种钢筋混凝土构件正截面极限承载力计算的快速方法，解决了截面的 P-M-M 相关包络面计算量过大的问题。通过最终的极限状态来直接求解截面的 P-M-M 相关包络面，而不关注加载过程，使其求解效率得到极大的提升，保守估算，能够降低 4 个数量级的计算量，因而在个人电脑上可以实现高效的配筋计算及优化，在保证安全的前提下（符合钢筋混凝土极限承载力设计基本理论），快速实现配筋的优化（有效降低材料用量）。

活动报道

筑信达网络课堂推出新栏目——“达人坛”

时值筑信达公司成立五周年，筑信达网络课堂推出新栏目——“达人坛”，邀请您来做讲师！我们欢迎广大优秀的工程师们来“达人坛”开讲！分享您基于筑信达软件应用的心得、成果、经验、灵感！筑信达的工程师也会参与到“坛”中，与所有在线的“达人”们碰撞观点、收获知识！

首期“达人坛”于 8 月 30 日晚上 7:00 点开讲，很荣幸邀请到上海蓝科建筑减震科技股份有限公司技术部结构分析工程师陈云讲授《ETABS 消能减震设计 - 粘滞阻尼器》。

[视频回顾](#)



SAP2000 走进高校之重庆大学站

近期北京筑信达工程咨询有限公司联合重庆大学土木工程学院力学研究所开展了“SAP2000 走进高校”系列课程。在研究生的“有限单元法”专业课上，介绍 SAP2000 的基本功能及工程应用。

该课程以当前的有限元课程为出发点，搭建起理论教学与工程应用之间的桥梁。具体内容包括软件概述、单元库、荷载类型、结构分析以及 API 二次开发等等。同时以双层柱面网壳为例进行详细的操作演示，形象直观地向学生们展示了 SAP2000 便捷的建模技巧和高效的工作流程。

在持续四个学时的授课过程中，学生们既深化了对有限单元法的理解和掌握，也对未来所从事的结构分析或结构设计类的工作充满了信心和勇气。筑信达非常荣幸与高校老师们合作，为培养未来更具竞争力的土木工程师共同努力！

[筑信达开放岗位一览](#)



《SAP2000 在空间结构中的应用》高级培训班在北京成功举办

在广大工程师的热情参与下，《SAP2000 在空间结构中的应用》高级培训系列课程，于 8 月 31 日至 9 月 1 日在北京举办，完美收官。

本次系列课程共 4 期，分别在上海、深圳、武汉和北京举办，以双层柱面网壳的建模、分析及设计为出发点，全面介绍了包括滑动铰支座、半刚性连接、框架局部轴等应用技巧。同时，对稳定性分析、多点输入时程分析以及阶段施工分析的重点和难点进行深入探讨与交流。

欢迎广大学员加入 SAP2000 应用交流群，在线分享探讨更多 SAP2000 功能应用。



征稿启事



如果你使用过我们的产品
如果你喜爱工程分析

或许你正困惑其中
或许你已成果丰硕

欢迎来这里发声!

这里
可以提问
也可以“炫技”

可以严肃
也可以顽皮

题材不限
风格不拘

只要与它们相关
SAP2000、ETABS、SAFE、
Perform3D、CSiBridge、PLAXIS
……
请速速

筑信达《技术通讯》是面向广大土木工程师的技术刊物，内容覆盖筑信达全线产品（CSI结构/桥梁产品、PLAXIS岩土产品、筑信达自主开发产品）的最新动态、技术知识。旨在帮助工程师们更好地将软件产品应用于工程实践，同时也为工程师们切磋数值分析技术、分享工程应用经验提供平台!

欢迎广大工程师踊跃投稿!

稿件一经采纳，作者将有机会获赠：

- 技术专著
- 产品单机版免费限时使用权
- 高级培训免费名额

投稿请寄

support@cisec.ec

(请注明“技术通讯”投稿)

期待与你的相识!



你是我的菜



CSI BRIDGE

SAP 2000

ETABS

SAFE

PERFORM 3D

PLAXIS

CiSDesigner

CiSGTCAD

CiSModelCenter



在线支持
support.cisec.cn



网络课堂
www.cisec.cn



知识库
wiki.cisec.cn



视频教程
i.youku.com/bjcisec