

钢框架的高等分析与设计

舒赣平¹, 孟宪德¹, 陈绍礼²

(1. 东南大学 土木工程学院, 江苏南京 210096; 2. 香港理工大学, 香港)

摘要: 针对现行钢结构设计方法的缺陷与不足, 强调了钢结构进行高等分析与设计的重要性, 从结构整体稳定的角度, 基于改进塑性铰方法, 讨论了计算单元、初始缺陷的引入、节点连接刚度及构件的塑性设计、结构的二阶分析等钢结构高等分析的基本要点, 并对现行的极限状态分项系数法和改进塑性铰分析方法进行了比较。典型算例结果表明, 采用的方法和 NIDA-NAF 程序可以准确考虑各种缺陷和设计参数对钢结构稳定承载力的影响, 钢结构高等分析设计是现代钢结构设计发展的方向。

关键词: 高等分析; 初始缺陷; 计算长度; 弹塑性分析; 整体稳定

中图分类号: TU 391 **文献标识码:** A

Advanced analysis method and design of steel structures

SHU Ganping¹, MENG Xiande¹, CHAN Siulai²

(1. College of Civil Engineering, Southeast University, Nanjing 210096, China;

2. Hong Kong Polytechnic University, Hong Kong, China)

Abstract: Aiming at the deficiency of the current steel structures design code, the necessity of advanced analysis and design for steel structures is emphasized, and the basic principles and methods of the advanced analysis are discussed. Based on the improved plastic-hinge method, some factors about structural overall stability analysis and design such as the basic element, the initial imperfection, the joint connection rigidity, the material plasticity and second-order analysis are analyzed in this paper. The comparison between the current limit state partial factor method and the modified plastic-hinge analysis method is also presented. The calculation example results indicate that the method presented is efficient, exact and robust for the steel structure stability analysis and design.

Keywords: advanced analysis; initial imperfection; calculation length; elastic-plastic analysis; overall stability

1 前言

目前钢结构设计通常分两步进行。第一步为结构分析, 即采用弹性分析方法确定结构所有构件在各种外加荷载(作用)及其组合工况下的内力(效应); 第二步为构件设计, 基于承载能力和正常使用极限状态, 采用设计规范的计算公式求得构件的抗力。如果构件满

足各种功能规定的极限状态方程, 即构件的抗力大于外加荷载产生的效应, 则认为结构是可靠的并具有规范规定的工程结构所必须的可靠度。这种设计方法实际上是基于构件承载能力和正常使用极限状态的结构设计, 在结构体系和构件之间通过计算长度的概念联系起来。

现行钢结构设计方法存在以下缺陷:

(1) 结构内力计算模式与构件承载力计算模式不一致。目前钢结构常用的结构分析方法为一阶弹性分析, 不考虑几何非线性和材料非线性的影响。然而, 构件达到极限承载力时常常已处于非线性弹塑性状态, 出现了内力重分布; 而按极限状态确定构件承载力时

作者简介 舒赣平(1964—), 男, 江西赣州人, 工学博士, 教授。
收稿日期: 2003 年 9 月

已经考虑了几何非线性和材料非线性的影响。因此,按一阶弹性分析确定的结构各构件的内力并不是该构件达到极限状态时的实际内力,导致结构分析与构件极限状态的不协调。

(2) 计算长度的概念并不能准确、有效地反映结构与构件之间稳定承载力的相互关系。现行《钢结构设计规范》(GB 50017—2003)对结构失稳的计算模式是假定“结构同一层柱同时按相同的模式对称或反对称失稳”。结构的整体稳定采用在构件稳定承载力设计中考虑计算长度的方法来近似保证;而实际情况却是结构中个别或少数构件首先达到弹塑性失稳。况且,不同结构的构件计算长度有时是难以准确计算的。如果没有考虑结构侧移或者不从结构整体来考察构件的计算长度,有时会带来不安全的结果^[1]。

(3) 不同结构的整体承载能力极限状态可靠度水平不一致。结构作为整体承受各种荷载(作用),但现行设计规范以结构构件作为设计基本对象,只能保证构件在承载能力极限状态下的名义可靠度水平而不能保证结构整体在承载能力极限状态的真实可靠度水平。结构整体承载能力极限状态不仅与各构件的极限承载能力有关,而且还与结构各构件间的连接关系、结构的赘余度、结构所受的荷载(作用)形式、结构形式以及构件抗力与荷载(作用)的相关性等因素有关。实际上,单个或部分构件达到其极限状态并不表示结构整体达到极限状态。

上述缺陷造成了目前钢结构设计的某些不合理之处。例如,按现行规范设计的钢结构整体极限承载力和可靠度水平不明确;如果仅进行一阶弹性分析,对于以细长型构件组成的钢结构,构件的初始缺陷和弹塑性失稳、结构的二阶效应等因素的影响不能准确加以考虑,根据线性分析的结果进行的构件设计或者不经济、或者没有足够的安全储备。

以图1所示三铰静定钢框架为例说明^[1]。横梁具有较大的抗弯刚度,在跨度中部承受一个集中荷载 W 。如果仅从一阶线性分析的角度出发,把 W 分配到左右两柱后(每柱承担 $W/2$),分别按照两端铰支柱和悬臂柱进行构件截面设计,即左柱的计算长度为 h ,右柱的计算长度为 $2h$ 。倘若这样设计,结果是错误的。本框架尽管在 W 作用下理论上没有侧移,但结构在没有侧向支撑时,其整体失稳形态是有侧移的。考虑该框架发生失稳时产生侧移 Δ 的情况,如图1b所示。针对

左柱的平衡,节点 A 存在水平反力 H ,其值可由对 B 节点的力矩平衡得到,即

$$H = \frac{W\Delta}{2h} \quad (1)$$

右柱相应的平衡状态如图1c所示,根据悬臂柱在侧移 Δ 和竖向荷载 $W/2$ 作用下的平衡微分方程可得

$$v(h) = \Delta = \frac{2Hh}{W} \left(\frac{\tan(kh)}{kh} - 1 \right), \quad k = \sqrt{W/(2EI)} \quad (2)$$

代入式(1),得

$$\frac{\tan(kh)}{kh} = 2$$

求得

$$kh = 1.167, \quad W/2 = \frac{\pi^2 EI}{(2.69h)^2}$$

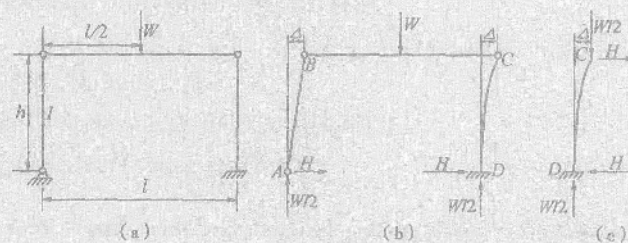


图1 三铰刚架的稳定分析

Fig. 1 Stability analysis for three hinged frame

由此说明右柱的计算长度应为 $2.69h$,而不是 $2h$,稳定承载力大大减小,不安全。究其原因,是没有考虑该框架的侧向刚度只能由悬臂柱提供,忽略了 $P-\Delta$ 效应对结构承载力的影响。因此,对于此类结构进行二阶分析才是正确的。

针对目前钢结构分析设计中存在的上述缺陷,不少学者试图在弹性范围内对现行设计方法加以改进。这些改进工作包括:(1)对构件计算长度的改进,即考虑钢框架柱不同时出现弹性或弹塑性失稳时的影响、考虑构件的初始缺陷和结构二阶效应的影响等;(2)采用名义荷载法,即在进行钢框架的线弹性分析时在每个楼层施加该楼层所承受的重力荷载的2%~5%的水平荷载,以近似考虑忽略初始缺陷和材料非线性引起的误差^[2,3];(3)结构分析时构件采用有效切线模量以考虑结构非线性和缺陷的影响^[4,5]。这些改进方法都是试图以结构的线弹性分析达到结构二阶分析的结果,与精确的二阶分析存在本质上的局限性。

2 钢框架结构的高等分析与设计

要克服上述钢结构分析与设计方法的缺陷,其出路在于必须建立以结构整体承载能力极限状态为目标的结构分析与设计方法。精确的计算方法应该能够考虑以下因素:①结构变形的影响,包括 $P-\Delta$ 效应和构件轴力对其刚度的降低效应;②缺陷的影响,包括构件初始缺陷 $P-\delta$ 和节点初始定位误差、残余应力等;③材料的弹塑性性能。钢结构的高等分析 (Advanced Analysis) 实质上是结构的二阶弹塑性全过程分析,在结构分析中充分考虑各种非线性因素,直接计算出结构的整体极限承载力并能得到整个加载历史的结构全过程反应,对于结构体系及构件的破坏模式能够进行预测。

运用高等分析,能够考虑结构的几何非线性、材料非线性、节点连接非线性和各种缺陷的影响,直接求解得到结构的整体极限承载力,免除了按照现行设计规范构件验算公式逐一对各个构件进行截面验算的步骤,完全摒弃了构件计算长度和构件承载力相关方程的概念,明确和统一了结构整体可靠度,大大简化了结构的设计过程,提高了设计的安全性和效率。目前英国钢结构设计规范 BS 5950(1990, 2000) 和澳大利亚极限状态设计标准 AS 4100(1990) 已经要求工程师在钢结构设计中当规范公式不能准确考虑上述非线性因素时,允许采用包含 $P-\Delta$ 效应的二阶分析设计方法进行结构设计。美国 AISC 规范目前也在考虑增加运用弹性和弹塑性二阶分析的方法进行结构稳定设计的新规范条文。我国《钢结构设计规范》(GB 50017—2003) 对内力分析也增加了相应条文,即对无支撑的多、高层框架结构首次强调了采用二阶弹性分析进行内力计算的要求(第 3.3.5 条);同时考虑到设计人员的习惯和简化计算,还介绍了有关近似计算公式。目前,越来越多的国家开始重视钢结构的高等分析与设计,并开始在实际工程中应用。

最早的高等分析方法是塑性铰区法 (Plastic Zone) 和弹塑性铰法 (Elastic-plastic Hinge)。塑性铰区法是将结构构件分成许多区段,截面划分许多单元,采用板壳单元或实体单元的非线性有限元分析,能考虑构件逐渐屈服 (塑性区扩散) 和残余应力的影响,计算结果精度高,但计算十分复杂且对计算机容量要求很高,不适

合于实用设计。弹塑性铰方法是在传统的刚塑性分析基础上发展的,模型中考虑了材料的非弹性和几何非线性,但没有考虑逐渐屈服、残余应力和几何缺陷的效应,计算结果精度不高。准塑性铰区法是在塑性铰区法基础上改进的一种高等分析方法,它沿结构构件的纵向分成许多区段但在截面上不再细分单元,结合其它一些简化假定,大大提高了计算效率而计算精度介于塑性铰区法和弹塑性铰法之间。最近十几年来,CHEN^[6] 等学者提出了改进塑性铰法 (Refined Plastic Hinge),该法以弹塑性铰法为基础,采用稳定函数考虑二阶效应,并将塑性开展、残余应力、几何缺陷和节点柔度等效效应纳入计算模型中,获得了较高的计算精度且计算效率较高,已经能进入设计实用阶段。

近年来,CHAN^[7,8] 等人首次提出点平衡插值单元 (PEP 单元) 代替稳定函数,实现了一根结构杆件采用一个计算单元 (One Member One Element),计算单元能够考虑初始弯曲缺陷,使计算效率和收敛性更好,计算精度也很高。在此基础上,CHAN 与作者等人联合开发的非线性计算设计程序 (NIDA-NAF) 已经在多个工程实践中加以运用并通过了国家鉴定。

下面结合改进塑性铰法,简要介绍高等分析与设计的几个要点,并与目前钢结构分项系数设计法进行对比。

2.1 计算单元

采用稳定函数,一般一根构件可以划分为一个或几个计算单元,在构件有集中荷载的位置分割。稳定函数可以考虑构件的二阶效应 ($P-\delta$ 效应)。构件的刚度随着构件轴力和二阶内力的增大而逐步退化,直到内力达到构件截面的塑性强度。当轴力较大时,构件的刚度呈非线性变化,可以采用切线刚度代替。假定构件的塑性铰只出现在单元的端部,能够承受非弹性转动,不考虑应变强化。文献[5]较精确地模拟了构件初始缺陷、弯矩和轴力作用引起的构件逐步屈服效应,表达了构件强度和稳定的相关性。以图 2 所示的平面单元为例,由稳定函数表示的内力 - 变形关系为

$$\begin{Bmatrix} M_A \\ M_B \\ P \end{Bmatrix} = \frac{EI}{L} \begin{bmatrix} s_1 & s_2 & 0 \\ s_2 & s_1 & 0 \\ 0 & 0 & A/I \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \theta_A \\ \theta_B \\ e \end{Bmatrix} \quad (3)$$

式中

$$s_1 = \frac{kL \sin(kL) - (kL)^2 \cos(kL)}{2 - 2 \cos(kL) - kL \sin(kL)}$$

$$s_2 = \frac{(kL)^2 - kL \sin(kL)}{2 - 2 \cos(kL) - kL \sin(kL)}$$

$$kL = L \sqrt{P / (EI)}$$

注意到, 当 $kL \rightarrow 2\pi$ 时, 稳定函数 s_j 将急剧变化, 如图 3 所示, 此时对应的单元轴向力为两端刚接的轴心受压杆的欧拉临界力, 即

$$P = \frac{4\pi^2 EI}{L^2} \quad (4)$$

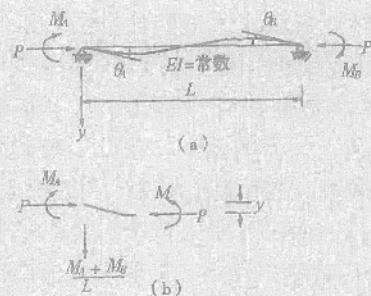


图 2 梁(柱)单元

Fig. 2 Beam (column) element

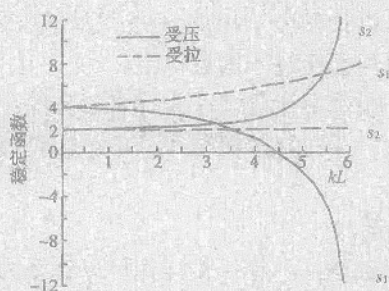


图 3 稳定函数与 kL 的关系

Fig. 3 Stability functions versus kL

在此基础上, 可以求得单元力与位移的增量关系并拓展到单元空间受力状态, 得到单元的切线刚度矩阵^[5,7], 这与一般非线性分析单元刚度矩阵的推导步骤相同, 不再赘述。

2.2 杆件截面的塑性强度及塑性铰

根据美国 AISC-LRFD 给出的 $P-M$ 线性相关方程^[4], 杆件截面的塑性强度可表示为

$$\frac{P}{P_y} + \frac{8}{9} \frac{M}{M_p} = 1.0 \quad \text{当 } P/P_y \geq 0.2 \text{ 时} \quad (5)$$

$$\frac{P}{2P_y} + \frac{M}{M_p} = 1.0 \quad \text{当 } P/P_y < 0.2 \text{ 时} \quad (6)$$

式中, P_y 为轴心受力屈服强度; M_p 为受弯塑性承载力; P 为二阶轴力; M 为二阶弯矩。

上述公式适用于强轴弯曲和弱轴弯曲。

我国《钢结构设计规范》(GB 50017-2003) 对于压弯构件的塑性强度要求

$$\text{当 } N/N_y \leq 0.13 \text{ 时, } M/M_p = 1.0; \quad (7)$$

$$\text{当 } N/N_y > 0.13 \text{ 时, } N/N_y + M/(1.15 M_p) = 1.0 \quad (8)$$

若单元内力不满足塑性强度要求, 则认为在单元端部将出现塑性铰, 需要对单元的力-位移关系进行修改以符合该端形成塑性铰的单元受力特性。

以单元 A 端形成塑性铰为例, 其单元增量力-位移关系为

$$\begin{Bmatrix} \Delta M_{eA} \\ dM_B \\ dP \end{Bmatrix} = \frac{EI}{L} \begin{bmatrix} s_1 & s_2 & 0 \\ s_2 & s_1 & 0 \\ 0 & 0 & A/I \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\theta_A \\ d\theta_B \\ de \end{Bmatrix} \quad (9)$$

式中 ΔM_{eA} 是随着轴力 P 的变化单元 A 端弯曲承载力的变化。由上式第一行解得 $d\theta_A$ 代入第二、三行可得到修正的单元增量力-位移关系方程

$$\begin{Bmatrix} dM_A \\ dM_B \\ dP \end{Bmatrix} = \frac{EI}{L} \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & (s_1 - s_2^2/s_1) & 0 \\ 0 & 0 & A/I \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\theta_A \\ d\theta_B \\ de \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} 1 \\ s_2/s_1 \\ 0 \end{Bmatrix} \Delta M_{eA} \quad (10)$$

上式表示单元 A 端出现塑性铰后修正的单元增量力-位移方程。同理可得单元 B 端或两端同时出现塑性铰后的增量力-位移关系方程。

由于单元截面内力状态不会超过塑性强度曲线, 截面达到全塑性后, 就将沿塑性强度曲线变化。如图 4 所示, 单元内力经过一系列变化到达屈服强度曲线上的 Q 点, 随着单元轴力的增加, 单元端部的弯矩随之降低, 内力状态由 Q 点向 R 点变化, 因而可以确定端部弯矩的变化值 ΔM_{eA} 。

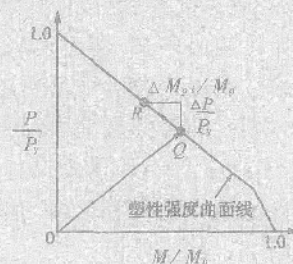


图 4 塑性强度曲线

Fig. 4 Plastic strength curve

2.3 切线模量模型

改进塑性铰分析方法采用切线模量来考虑残余应力的影响, 柱曲线研究协会 (The Column Research

Council, CRC)也是采用此法考虑残余应力的影响。在轴力作用下,单元两端塑性铰之间由于残余应力而导致沿单元长度的逐渐屈服,可以通过减小弹性模量 E 来考虑截面弹性部分的减小。尽管杆件弱轴的刚度退化较快,但这可由其较大富余的塑性强度来弥补,因此,对杆件截面的强轴和弱轴均采用相同的切线模量 E_t 。CRC 的 E_t 表达为

$$E_t = 1.0 E \quad \text{对于 } P \leq 0.5 P_y \quad (11)$$

$$E_t = 4 \frac{P}{P_y} \left(1 - \frac{P}{P_y} \right) E \quad \text{对于 } P > 0.5 P_y \quad (12)$$

由式(10)可以根据单元的内力状态对单元切线刚度矩阵进行修正。

2.4 单元几何缺陷的考虑

在高等分析中,关于单元几何缺陷的考虑有三种方法^[8],即(1)单元模型的直接缺陷方法;(2)等效名义荷载法;(3)进一步降低切线模量方法。

所谓单元模型的直接缺陷法,即在结构分析时直接在单元模型中引入一个确定的缺陷值,意味着构件的初始状态不再是直线,构件的初始状态有一个初始跨中挠度或端部有初始倾斜角。由于已经分别考虑了残余应力和构件端部逐渐屈服的影响,因此单元模型的几何缺陷可只考虑构件的制作和安装误差等因素的影响。对于钢结构构件,一般考虑在其跨中引入大小为 $L/1000$ 的初始弯曲值,构件的初始弯曲采用线性或正弦曲线变化,如图5所示。对于纯框架结构,考虑结构的初始出平面缺陷,假定框架顶部的初始出平面缺陷值为 $L_c/500$,如图6所示。

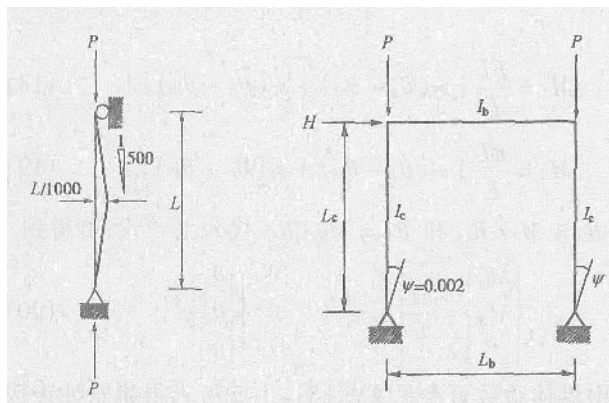


图5 支撑框架的梁(柱)直接缺陷模型

Fig. 5 Initial imperfection for beam(column) of braced frame

图6 纯框架的直接缺陷模型

Fig. 6 Initial imperfection for sway frame

所谓等效名义荷载法,即在结构分析时采用名义侧向荷载施加到结构每层上来近似表示几何缺陷对结构的影响。等效名义荷载以重力荷载的百分比表示,在其它设计荷载产生的水平侧移方向施加,以获得最不利的效应。

对于有侧移框架,等效名义荷载 $H_i = 0.002 P_i$ (Gravity Loads),施加在每层柱顶部。这个值相当于结构初始出平面缺陷为 $L_c/500$ 的效应,如图7所示。对于无侧移框架,柱端与支撑相连,等效名义荷载应施加在柱中部,等效名义荷载系数为0.004,这个值与杆件跨中初始缺陷为 $L/1000$ 的效果相当,如图8所示。

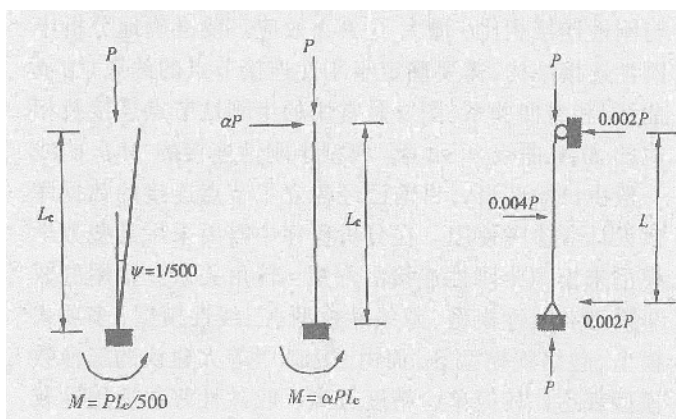


图7 纯框架的等效名义荷载法

Fig. 7 Replacement of initial imperfections by equivalent horizontal forces for sway frames

图8 支撑框架几何缺陷的名义荷载法

Fig. 8 Replacement of initial imperfections by equivalent horizontal forces for braced frames

进一步降低切线模量法是在结构分析时通过进一步降低材料切线模量以达到因几何缺陷对结构性能(刚度)产生的影响相似的效果。其表达为

$$E'_t = 4 \frac{P}{P_y} \left(1 - \frac{P}{P_y} \right) E \xi_i \quad \text{对于 } P > 0.5 P_y \quad (13)$$

$$E'_t = E \xi_i \quad \text{对于 } P \leq 0.5 P_y \quad (14)$$

式中 ξ_i 是几何缺陷降低系数,取值0.85。

进一步降低切线模量法实际上是间接在计算模型中考虑几何缺陷,且不需要确定几何缺陷的方向,应用比较方便。而直接缺陷法和等效名义荷载法需要在计算模型中考虑几何缺陷的方向,一般认为几何缺陷的方向应与杆件弯矩引起的挠曲方向一致。对于大型结构受到水平荷载作用时,其众多杆件的几何缺陷方向很难准确把握,有可能由于错误的初始缺陷方向而高

估结构的承载能力。

2.5 节点连接刚度

钢结构梁柱节点的连接一般分为刚性连接和铰支连接。随着钢结构节点连接形式的多样化,有些节点连接不能单纯归类为刚性连接和铰支连接,称为半刚性连接。梁与柱的半刚性连接通常采用连接角钢、T型钢或连接端板通过高强度螺栓连接。半刚性节点连接是部分约束连接,兼有刚性连接和铰支连接的优点,若合理使用可以获得较好的结构性能和经济效应^[9]。

节点的半刚性连接对钢结构的承载力和变形有较大的影响,在结构受力过程中引起结构的内力重分布,与刚性连接相比,增大了 $P-\Delta$ 效应。要准确地分析半刚性连接结构,需要确定半刚性连接节点的约束 ($M-\theta$ 曲线)和滞回关系。图 9 是常用的半刚性节点连接及相应的 $M-\theta$ 曲线^[6,7]示意。典型半刚性连接的 $M-\theta$ 曲线一般由试验获得,目前已经建立了节点连接的数据库供设计者参考使用。在分析程序中需要采用某些数学模型来模拟半刚性连接的弯矩-转角关系。常用的数学模型有线性模型、双线性模型、三线性模型、多项式模型、包络线模型等,而由 CHEN^[6]等人建议的三参数模型表达比较简单,精度较高,收敛性好、适用性较强。该模型可写为

$$m = \frac{\theta}{(1 + \theta^n)^{1/n}} \quad \text{对于 } \theta > 0, m > 0 \quad (15)$$

式中, $m = M/M_u$; $\theta = \theta_r/\theta_0$, θ_0 为塑性转角参考值 ($\theta_0 = M_u/R_{ki}$); M_u 为节点连接的抗弯极限承载力; R_{ki} 为节点连接的初始刚度; n 为形状系数。

R_{ki} 、 M_u 都是通过试验得到, n 是进行曲线拟合得到的参数,如图 9 所示。

当节点加载时,节点产生 θ_i 处的切线刚度为 R_{ki} ,即

$$R_{ki} = \frac{dM}{d\theta_i} = \frac{M_u}{\theta_0 (1 + \theta^n)^{1+1/n}} \quad (16)$$

当节点卸载时,切线模量等于初始模量

$$R_{ki} = \frac{dM}{d\theta_i}|_{\theta_i=0} = \frac{M_u}{\theta_0} \quad (17)$$

在改进塑性铰分析方法中,把半刚性节点用弹簧单元来模拟,一端与梁相连,另一端与柱连接,如图 11 所示。连接弹簧单元主要考虑节点区的转角变形,不计其尺寸大小。考虑弹簧连接单元后对杆件计算单元需要修正。

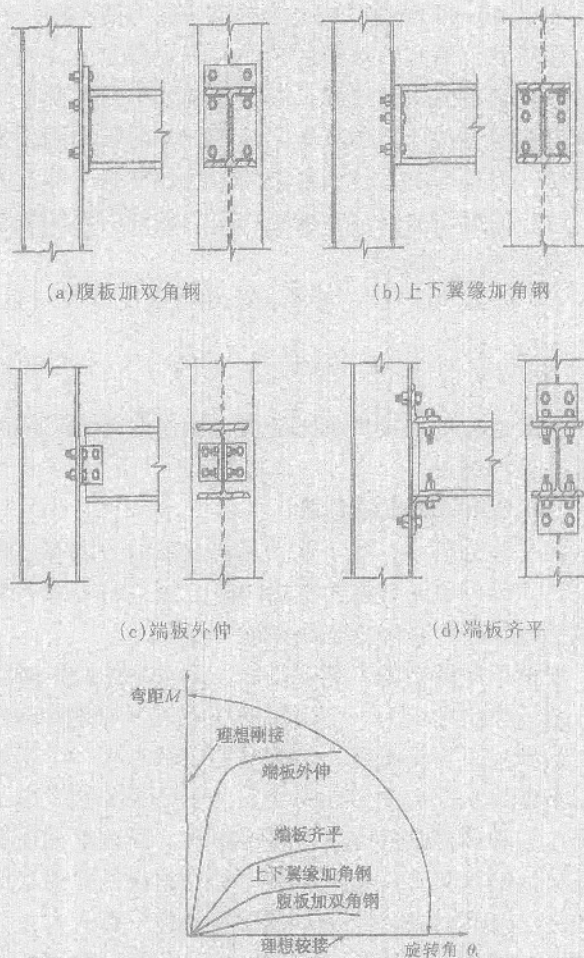


图 9 典型的梁柱节点连接及弯矩-旋转角曲线

Fig. 9 Moment-rotation curves for typical beam-column connections

$$M_A = \frac{EI}{L} [s_1(\theta_A - \theta_{rA}) + s_2(\theta_B - \theta_{rB})] \quad (18)$$

$$M_B = \frac{EI}{L} [s_2(\theta_A - \theta_{rA}) + s_1(\theta_B - \theta_{rB})] \quad (19)$$

将 $\theta_{rA} = M_A/R_{kA}$ 和 $\theta_{rB} = M_B/R_{kB}$ 代入上二式,可得到

$$\begin{Bmatrix} M_A \\ M_B \\ P \end{Bmatrix} = \frac{EI}{L} \begin{bmatrix} s'_1 & s'_2 & 0 \\ s'_2 & s'_1 & 0 \\ 0 & 0 & A/I \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \theta_A \\ \theta_B \\ e \end{Bmatrix} \quad (20)$$

式中具体系数可参见文献[5]。由此可求得半刚性连接单元切线刚度矩阵进而进行结构非线性方程的求解,得到结构在这个加载/卸载历史的荷载-位移关系。非线性方程的求解方法可采用 Newton-Raphson 法、修正 Newton-Raphson 法或其它增量迭代法及相应的收敛策

略。现行的极限状态分项系数法和高等分析法（塑性铰分析方法）的比较如表 1 所示。

表 1 现行的极限状态分项系数法和改进塑性铰分析方法比较

Table 1 Comparison of improved plastic hinge analysis with current limit state partial factor analysis		
影响因素	分项系数法	改进塑性铰分析方法
杆件二阶效应	稳定曲线（柱子曲线） 采用系数放大	稳定函数，考虑单元的初始缺陷
几何缺陷	稳定曲线	可采用三种方法： (1) 直接引入缺陷 (2) 等效名义荷载法 (3) 进一步降低切线刚度法
残余应力引起的刚度退化	稳定曲线	CRC 切线模量
与内力有关的刚度退化	稳定曲线	退化函数
梁（柱）强度相关方程	梁（柱）强度相关方程	
节点连接刚度	没有考虑	对于节点半刚性连接，采用转动弹簧单元模拟

2.6 杆件的设计强度

在对结构整体进行二阶分析的基础上，杆件的强度复核比较简单。由于计算分析中已经考虑了轴力、 $P-\Delta$ 、 $P-\delta$ 效应及其它因素对杆件和结构整体稳定性的影响，当用一个单元描述一根杆件时，只需要复核杆件的截面强度承载力。以平面杆件为例，设计人员可以首先确定杆件最大挠度处的弯矩

$$M_{\max} = EI v''|_{v=v_{\max}} \tag{21}$$

上述弯矩包括了一阶和二阶弯矩，截面强度按下式复核

$$\frac{P}{Af} + \frac{M_{\max}}{Wf} \leq 1 \tag{22}$$

当进行二阶弹塑性设计时，用 f_y 代替 f_o 。

值得注意的是，若采用弹塑性设计，结构在达到极限承载力之前将出现一系列塑性铰，需要防止发生杆件出平面失稳和板件局部失稳。鉴于二阶弹塑性设计目前还缺少足够的实际应用经验，宜在单层或多层结构中采用，并且注意塑性铰出现的位置对结构整体稳定性能的影响，例如不能在柱端出现塑性铰。AS 4100 (1990) [3] 也要求二阶弹塑性设计限于第一个塑性铰的形成。

采用高等分析设计方法，对单个构件无需进行局部承载力和整体屈曲的验算；无侧移或有侧移框架无

需假定构件的计算长度；对于拱和网壳等空间结构则直接进行跳跃屈曲的验算，由结构整体分析直接求得其荷载 - 位移曲线，包括后屈曲阶段。

结合香港理工大学和东南大学联合科研项目，CHAN 与作者等人基于高等分析设计理论联合开发的集成化分析设计程序（NIDA-NAF）已经通过了国家科技部门的鉴定并已在国内外工程实践中加以运用。

3 算例

以下算例均采用本文作者联合开发的具有独立知识产权的 NIDA-NAF 软件计算分析。

算例 1 如图 10 所示的 Γ 形框架受偏心竖向荷载 P 的作用，偏心距为 $0.01 L$ [8]。对于此类非对称结构，失稳时结构向某一方向变形呈稳定分岔屈曲形态（图中 θ 为顺时针方向，正值）；而向另一个方向变形时则呈不稳定分岔屈曲形态。该结构属于缺陷敏感型结构且属于不稳定分岔屈曲类型。KOITER (1962) 给出了其分岔屈曲值 $P_c = 13.885 EI / L^2$ 。考虑到缺陷的大小和方向（即荷载偏心的大小和方向）对该结构的屈曲形态有很大影响。分析中分别采用了三种建模方式：(1) 每根杆件采用 1 个普通梁 - 柱单元；(2) 每根杆件采用 2 个普通梁 - 柱单元；(3) 每根杆件采用 1 根带缺陷 PEP 单元。

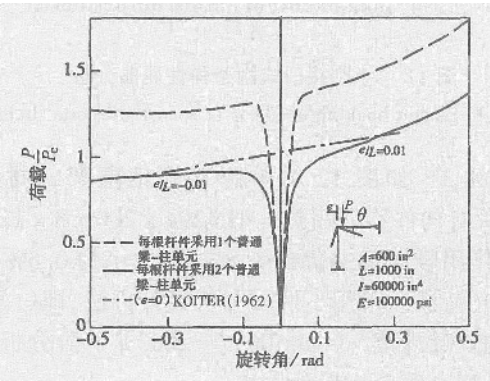


图 10 Γ 形框架大变形分析

Fig. 10 Large deflection analysis of Γ -shaped frame

由图 10 中可见，采用建模方式 (1) 计算的误差超过 20%，而另外两种情况误差很小。究其原因，主要是柱所受的竖向轴力接近其欧拉临界力，柱刚度急剧减小。因此，对于此类结构，采用一般单元进行分析是不准确的，运用高精度单元同时结合二阶分析可以获得

结构完整的荷载 - 变形曲线, 可以计算出不同缺陷大小和方向对结构的影响。

算例 2 如图 11 所示的单层框架结构, 梁与柱的连接为半刚性连接, 连接刚度系数为 S_c , 两柱顶分别作用竖向荷载 P , 左柱顶施加水平荷载 $0.001P$, 分析中假定各杆件参数 E 、 I 、 L 保持不变。当节点连接刚度无穷大时, 理论屈曲荷载值为 $1.82EI/L^2$; 当节点连接刚度 $S_c = 10EI/L$ 时, 理论屈曲荷载值为 $1.56EI/L^2$ 。采用 NIDA-NAF 程序对该结构的弹性和弹塑性阶段进行全过程分析, 并与改进塑性铰方法进行了比较。由图 11 中可看出, 考虑节点的半刚性连接和构件弹塑性的影响将大大降低结构的极限承载力。极限承载力由刚性节点连接的屈曲荷载 $1.82EI/L^2$ 降至半刚性节点连接、弹塑性分析的极限荷载 $1.28EI/L^2$ 。由此说明, P - Δ 效应、节点连接刚度和构件的塑性对于结构的整体稳定承载力有较大影响。

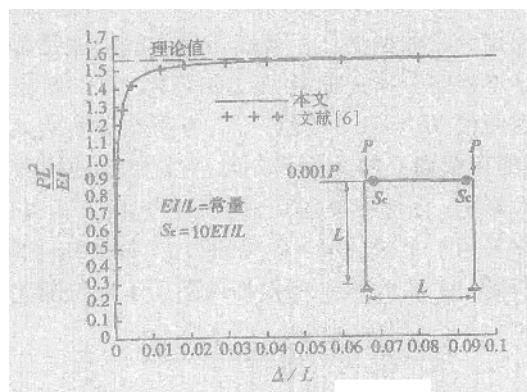
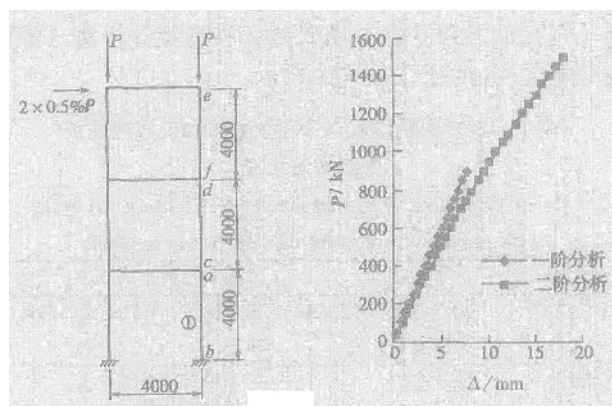


图 11 半刚接门式刚架弹性屈曲分析

Fig. 11 Elastic buckling analysis of semi-rigid portal frame

算例 3 如图 12 示单跨三层钢框架, 材料为 Q235, 所有构件均采用热轧 HM294 $\times 200 \times 8 \times 12$ 。结构顶部作用竖向集中荷载 P 和一对大小为 $0.5P$ 的水平名义荷载。采用了两种分析设计方法, 即 (1) 现行《钢结构设计规范》(GB 50017—2003) 一阶分析设计方法和 (2) 高等分析设计方法。

方法 (1) 的计算结果表明, 按有侧移框架计算, 控制杆件①平面内计算长度 $5.12m$, 平面外计算长度 $4m$, 其稳定性能由平面外稳定性控制。在 $P = 900kN$ 时, 最大应力达到 $209.2MPa$, 顶点侧移 $7.7mm$, 该结构的极限荷载为 $900kN$ 。方法 (2) 运用 NIDA-NAF 分析计算, 考虑 P - δ 和 P - Δ 效应, 得到结构的极限荷载为 $1150kN$, 此时杆件①的最大应力为 $214.8MPa$, 顶点侧



(a) 框架结构计算简图

(b) 荷载 - 顶点侧移曲线

图 12 三层钢框架结构二阶分析

Fig. 12 Second-order analysis of the three-storey steel frame

移达到 $12.74mm$, 杆件①上端出现第一个塑性铰; 随着荷载的增加, 杆端塑性铰依次以图示 a 、 b 、 c 、 d 、 e 、 f 的顺序出现。从荷载 - 位移曲线看出, 结构在外加荷载较大时已经呈现出明显的非线性。由此可知, 对结构采用整体非线性分析可以准确地把握结构在各个荷载水平下的结构反应和各构件的应力状况, 全面了解结构的塑性铰出现的先后顺序和分布情况。在多种荷载工况下, 结构的整体非线性分析更显示出计算准确、方便的优越性。

4 结语

本文针对我国现行设计规范在钢结构设计方面存在的缺陷, 强调了钢结构进行高等分析与设计的重要性。基于改进塑性铰方法, 阐述了计算单元、初始缺陷的引入、节点连接刚度及构件的塑性设计、结构的二阶分析等基本概念, 并对现行的极限状态分项系数法和改进塑性铰分析方法进行了比较。算例表明, 本文采用的分析方法和开发的 NIDA-NAF 程序可以考虑初始缺陷、材料弹塑性和半刚性连接等因素对钢结构稳定承载力的影响, 准确、便利地进行钢结构设计。值得指出, 将结构作为一个整体而不是分离的单个构件的高等分析设计方法, 比基于以构件计算长度考虑构件稳定的线性分析和逐一构件复核的常规设计方法优越, 这将是现代钢结构设计发展的方向之一。

参考文献

- [1] 陈绍蕃. 钢结构设计原理 (第二版) [M]. 北京: 科学出版社, 2000.

- [2] BS 5950 Structural use of steelwork in buildings[S]. British Standards Institution, London, 1990.
- [3] AS 4100 Steel structures[S]. Australian Institute of Steel Construction, Sydney, 1990.
- [4] American Institute of Steel Construction(AISC). Load and resistance factor design(LRFD): Specification for structural steel building[R]. Chicago, IL, 1986.
- [5] CHEN W F. Structural stability: From theory to practice[J]. Engineering Structures, 2000, 22: 116 – 122.
- [6] CHEN W F. Practical analysis for semi-rigid frame design [M]. Singapore: World Scientific Publishing Co. Pte. Ltd, 2000.
- [7] CHAN S L, ZHOU Z H. Non-linear integrated design and analysis of skeletal structures by 1 element per member [J]. Engineering Structures, 2000, 22: 246 – 257.
- [8] CHAN S L, CHUI P P T. Non-linear static and cyclic analysis of semi-rigid steel frames [M]. Oxford: Elsevier Science, 2000.
- [9] 李国强, 沈祖炎. 钢结构框架体系弹性及弹塑性分析与计算理论[M]. 上海: 上海科学技术出版社, 1998.
- [10] 孟宪德. 钢框架的高等分析方法研究[D]. 东南大学, 2002.

止接第 50 页)

部点超出设计屈服强度,但屈服区域很小,且应力集中部位应变值不大,同时考虑铸钢材料良好的延性,可以认为重庆奥林匹克体育中心钢网壳结构铸钢球节点强度满足要求,节点设计合理。

§)在从连接端口到球体传力过程中,铸钢球节点各杆件管身与管脚应力的比值,反映了管脚的应力集中程度。在铸钢球节点设计时,应控制该应力比值,以改善应力分布。

§)理论分析和实测结果均表明杆件壁厚的增加及管球相贯位置加腋的设置,优化了力的传递路径,降低了应力峰值,改善了应力分布、提高了节点的承载力。对于大型铸钢节点加腋的设计,国内外相关规范没有作出具体规定,建议对其进一步做理论分析和试验研究。

4)与焊接球节点相比,铸钢球节点由于工厂整体浇铸,管与球、管与管浇铸在一起,使焊缝区外移至钢管上,减少焊接残余应力等缺陷引起的应力集中。大型铸钢节点在制作过程中应严格控制加工工艺,提高铸造质量,减少初始几何、物理缺陷对节点承载力的影

响。

§)大型铸钢球节点汇交杆件众多,其受力复杂,而且受制造工艺、实际受力条件影响,理论计算无法准确反映节点的实际工作状况。加之目前大型铸钢球节点的设计方法不够成熟,为确保结构安全,对其进行试验研究是很必要的。

致谢 本次试验得到西南交通大学结构中心、中国建筑西南设计研究院的大力支持,在此表示感谢。

参 考 文 献

- [1] 舒兴平,朱邵宁,夏心红等. 长沙贺龙体育场钢屋盖圆管相贯节点足尺试验研究[J]. 建筑结构学报,2004,25 (8): 8 – 13.
- [2] 卞若宁,陈以一,赵宪忠等. 空间结构大型铸钢节点试验研究[J]. 建筑结构,2002,32 (2): 45 – 47.
- [3] 刘锡良主编. 平板网架设计[M]. 北京: 中国建筑工业出版社,1979: 1 – 10.
- [4] 沈祖炎,陈扬骥. 网架与网壳[M]. 上海: 同济大学出版社,1997: 1 – 32.
- [5] JGJ 61—2003 网壳结构技术规程[S].

欢迎订购《建筑结构学报》世纪光盘

《建筑结构学报》世纪光盘全文收录了《建筑结构学报》自1980年创刊至2003年的全部论文,并具有按“年、期、篇名、关键词、作者、作者单位、全文”进行检索的功能,是进行学术研究的重要工具。

《建筑结构学报》世纪光盘,可在编辑部办理邮购,免费挂号邮寄。定价260.00元。请在汇款单上注明数量及详细的邮寄地址。

地 址 北京三里河路9号建设部内《建筑结构学报》编辑部

邮 编 100835

联系电话 010-68393734,68316253

传 真 010-68393284