

文章编号:1671-6833(2005)04-0015-05

# 静力弹塑性分析在大跨钢结构设计中的应用

李静斌, 葛素娟

( 郑州大学土木工程学院, 河南 郑州 450002)

**摘 要:**应用大型通用有限元程序SAP 2000,建立了安徽大学体育馆弦支穹顶屋盖钢结构的空间有限元计算模型.根据静力弹塑性(Push-over)分析的基本原理,对该屋盖钢结构在两种最不利工况组合下的弹塑性极限承载力进行了详细的计算.计算结果表明,应用Push-over分析方法,可找出结构首先出现塑性铰的薄弱部位,得到结构的非线性荷载一位移曲线.在最不利荷载工况组合下,可计算出该屋盖钢结构的弹塑性极限承载安全系数为2.33,结构满足安全性的要求.

**关键词:**静力弹塑性分析; 目标位移; 极限承载力; 大跨钢结构

**中图分类号:** TU 394 **文献标识码:** A

## 0 引言

静力弹塑性(Push-over)分析方法是近年来较为流行的结构抗震性能评估方法,当前已成为工程界的研究应用热点,国外一些组织已把它纳入抗震规范,如美国应用技术委员会的ATC-40<sup>[1]</sup>,美国联邦应急管理厅的FEMA-273<sup>[2]</sup>.我国的建筑抗震设计规范<sup>[3]</sup>,在第3.6.2条中也明确指出“不规则且具有明显薄弱部位可能导致地震时严重破坏的建筑结构……可根据结构特点采用静力弹塑性分析或弹塑性时程分析方法”.相对弹塑性时程方法,Push-over方法更为简单易行,因此该方法得到了日益广泛的应用.

目前国内关于Push-over方法的应用性研究,多集中在高层建筑结构的抗震性能评估方面<sup>[4,5]</sup>,即对高层建筑结构施加能近似反映结构动力特性及其变化的、单调增长的水平荷载,逐步进行弹塑性分析,直到结构达到目标位移或形成倒塌机制状态.然而Push-over方法本质上是一种静力非线性计算方法,其实质即根据分析目的,求得结构从弹性、屈服、一直到极限倒塌状态的全过程的内力、变形,从而考察塑性铰的形成过程,以找出结构的薄弱部位.因此,对于目前国内建设日益广泛的大跨钢结构,完全可以根据Push-over方法的基本原理,将该方法用于大跨钢结构

承受某种最不利荷载工况作用下的弹塑性极限承载力分析,从而得出结构在该工况组合下的非线性荷载一位移曲线和弹塑性极限承载安全系数,以达到评估结构安全性的目的.作者通过对安徽大学体育馆屋盖钢结构弹塑性极限承载力分析的实例,对Push-over方法在大跨钢结构设计中的应用进行一些有益的探讨.

## 1 工程概况

安徽大学体育馆屋盖钢结构,最大跨度87.76 m,屋盖中心脊点距地面高度14.5 m,屋盖面积5 909 m<sup>2</sup>,不计檩条与屋面板的结构用钢量415.6 t,单位面积用钢量70 kg/m<sup>2</sup>.该屋盖采用弦支穹顶的结构体系,即在屋盖钢结构单层网壳的6道主脊梁及4圈环梁下面设置带有预拉力的钢拉索和钢撑杆.拉索和撑杆分别为轴心拉、压受力构件,通过后张法在拉索中导入预拉力,以调整单层网壳的内力分布状况,使单层网壳构件受力趋于均匀,从而提高了材料的使用效率,大大降低了用钢量.由于拉索的存在,在导入预拉力之后,整个屋盖结构体系出现向上的反拱,可抵消因结构自重和屋面活荷载引起的一部分向下的竖向挠度,从而增强了结构刚度,并扩大了室内净空高度,得以充分发挥玻璃顶的自然采光作用.

屋盖结构体系主要受力构件采用Q345方钢

收稿日期:2005-08-21;修订日期:2005-09-22

基金项目:国家“十五”科技攻关项目(2002BA806B-4-3)

作者简介:李静斌(1973-),男,天津静海人,郑州大学讲师,同济大学在读博士研究生,主要从事钢结构研究.

(C)1994-2023 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

管,主要构件尺寸为:主脊梁□850 mm×400 mm×10 mm×16 mm,采光顶脊梁□500 mm×200 mm×8 mm×10 mm,径向、环向梁□600 mm×300 mm×10 mm×16 mm,中心网格□250 mm×100 mm×4 mm×6 mm,内环上弦杆□600 mm×300 mm×8 mm×10 mm,内环下弦杆□300 mm×200 mm×6 mm×8 mm,支座V形柱□500 mm×300 mm×8 mm×10 mm.钢撑杆截面为□120 mm×120 mm×5 mm×5 mm,撑杆高度从外到内分别为2.7,3.0,3.3,3.6,3.6 m.钢拉索采用ASM1860成品索,脊梁下斜拉索及环向索直径由外到内分别为Φ68.374,Φ52.202,Φ52.202,Φ30.414,Φ30.414.屋盖钢结构构件示意图如图1所示.

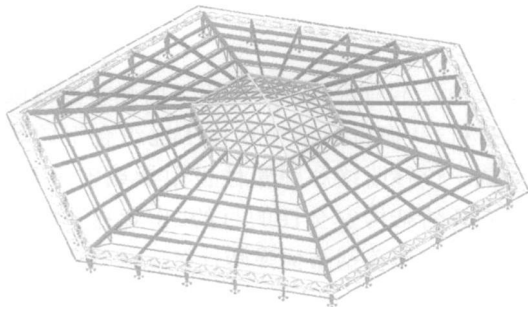


图1 安徽大学体育馆弦支穹顶屋盖钢结构构件示意图  
Fig.1 Frame sketch map of Anhui university gymnasium  
suspension-dome roof steel structure

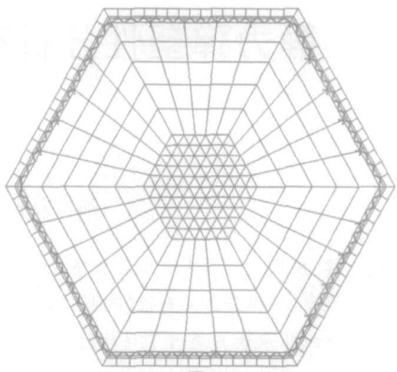
2 有限元建模

由于该体育馆屋盖结构体系形式新颖,国内已建成的弦支穹顶结构,还没有这样大的跨度,因此,对该屋盖结构的力学特性特别是弹塑性极限承载能力应进行充分的计算和分析,以明确该结构的安全性能,从而为屋盖结构的设计、施工提供充足的依据.

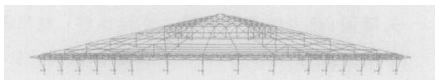
利用大型有限元分析设计程序SAP 2000<sup>[1]</sup>,首先建立了屋盖钢结构空间杆系有限元模型,共划分单元2 250个,节点799个,如图2所示.

设计荷载包括:永久荷载,结构自重及屋面板、檩条、吊挂重0.6 kN/m<sup>2</sup>;预拉力,经多次试算,斜索由外到内初始预张力分别确定为1 500,900,500,300,100 kN;活荷载0.5 kN/m<sup>2</sup>;雪荷载0.6 kN/m<sup>2</sup>,雪压分布系数为1.0;风荷载,基本风压0.35 kN/m<sup>2</sup>,地面粗糙度类别B类,风振系数1.3;地震作用,设防烈度7°,场地土类别Ⅱ类,地震分组第1组,地震加速度0.1g.计算时活荷载按照雪荷载数值考虑,分全跨分布和半跨分布;风荷

载分前风和左风.



(a) 平面图



(b) 立面图

图2 安徽大学体育馆弦支穹顶屋盖钢结构有限元模型  
Fig.2 FEM model of Anhui university gymnasium  
suspension-dome roof steel structure

按照荷载规范要求对以上设计荷载进行最不利工况组合,经线性静力计算可知,结构设计控制组合为“1.35永久荷载+1.0预拉力+1.4活荷载”,根据活荷载作用位置的不同,包括以下两种:

工况组合1为:1.35永久荷载+1.0预拉力+1.4全跨活荷载;

工况组合2为:1.35永久荷载+1.0预拉力+1.4半跨活荷载.

下文即考虑在这两种最不利工况组合作用下,对屋盖结构进行静力弹塑性分析.

3 Push-over 分析

进行Push-over分析前,首先应在结构可能出现塑性铰并能显著影响结构整体受力性能的位置预设某种类型的塑性铰.根据屋盖结构特点,6道主脊梁为主要受力构件,主脊梁梁端出现塑性铰,对结构内力重分布将产生较大影响,因此在所有主脊梁单元两端预先设置塑性铰.考虑到梁端刚域的影响,塑性铰设置在距主脊梁单元端部节点0.05L处(L为主脊梁单元长度),整个屋盖共定义66个塑性铰.根据主脊梁单元受力特点,塑性铰类型采用轴力与主平面弯曲相耦合的P-M<sup>3</sup>铰,铰应力应变属性采用基于FEMA-273定义的钢材应力-应变曲线<sup>[2]</sup>.Push-over分析使用位移控制的加载方式,监控位移设在屋盖中心节点.对于大跨钢结构,在正常使用情况下,屋盖结构最大竖向变形不得超过结构跨度的1/400,该屋盖

钢结构最大跨度为 87.76 m, 即屋盖结构最大竖向变形应小于 219 mm. 但在 Push-over 分析中, 为正确评估结构的弹塑性受力特性, 特别是为能正确评估塑性铰出现后的结构后继承载力, 应采用较大的位移加载值. 因此本文取变形限制的 5 倍, 以屋盖中心节点竖向位移达到 1 000 mm 作为目标位移, 即结构失效的计算终止条件.

SAP 2000 对结构构件出现塑性铰后的内力重分布, 提供了 3 种荷载卸载方式<sup>[9]</sup>: ①结构整体卸载; ②荷载局部重分配; ③使用割线刚度重新开始<sup>[9]</sup>. 因此, 笔者首先比较了 3 种卸载方式对 Push-over 结果的影响, 两种工况组合作用下结构的荷载一位移曲线如图 3 所示. 图中水平坐标轴表示屋盖中心节点的竖向位移(向下为正), 在自重和拉索预应力共同作用下, 初始值为-36.70 mm(向上拱起); 竖向坐标轴表示基底总竖向反力(向上为正), 其中不包括由杆件自重引起的基底反力, 因此竖向坐标轴数值也表示除结构自重外所施加的外荷载值.

由图 3 可见, 3 种荷载卸载方式对应的荷载一位移曲线有一定差异, 但结构出现第 1 批塑性铰时所对应的屋盖中心节点竖向位移及基底总竖向反力值完全相同. 荷载一位移曲线表明: 结构并不会随着第 1 批塑性铰的出现而完全丧失承载能力, 承载力降低一定程度后随着整个结构的塑性内力重分布, 结构的后继承载力会继续增高, 即结构有较强的安全储备. 但考虑到工程实际, 当主要杆件(主脊梁)出现第 1 批塑性铰后, 屋盖中心节点的竖向变形约已达到结构最大跨度的 1/300, 此时已超过结构正常使用的变形限值, 故应将此时作用在结构上的荷载作为结构的弹塑性极限荷载. 因此, 虽然后续荷载一位移曲线有所不同, 但区分 3 种荷载卸载方式已经意义不大. 本文下面仅给出采用第 1 种荷载卸载方式计算所得的结果.

4 计算结果及结论

两种工况组合作用下结构第 1 批塑性铰出现的位置如图 4 所示.

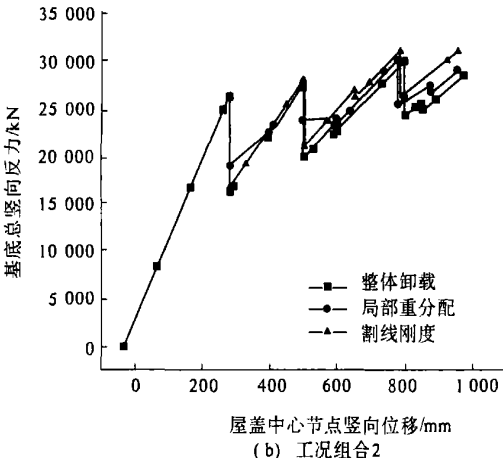
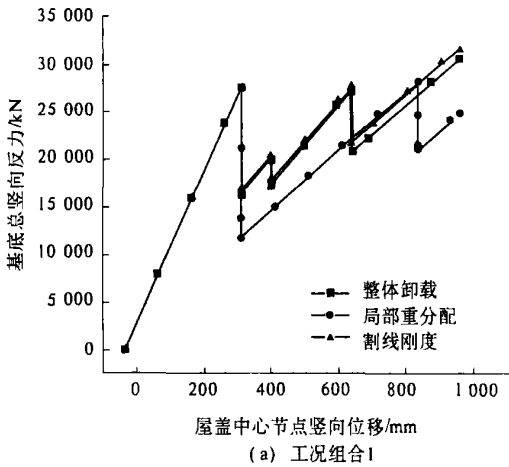
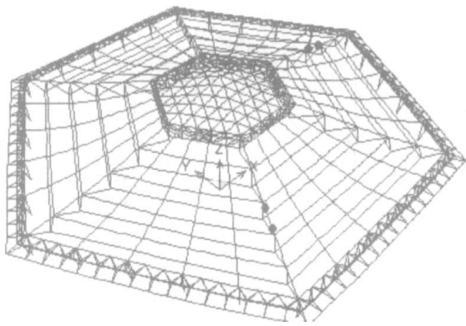
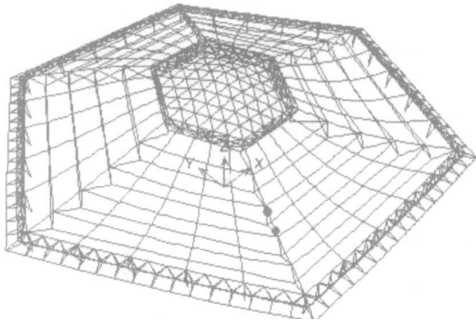


图 3 不同卸载方式的荷载一位移曲线  
Fig. 3 Load-Displacement curve under different unload styles



(a) 工况组合 1



(b) 工况组合 2

图 4 第 1 批塑性铰位置示意图  
Fig. 4 Sketch map of the 1st plastic hinges position

工况组合 1: 第 1 批塑性铰出现在主脊梁 1 406, 1 421 两端, 共 4 处. 此时, 屋盖中心节点竖向位移为 312.63 mm(屋面最大跨度的 1/281), 对

应的基底总竖向反力 27 513kN,为荷载设计值的 2.33 倍,即该工况组合下结构的弹塑性极限承载安全系数为 2.33.

工况组合 2:第 1 批塑性铰出现在主脊梁 1 406两端,共 2 处.此时,屋盖中心节点竖向位移为 281.28 mm(屋面最大跨度的 1/312),对应的基底总竖向反力 26 271kN,为荷载设计值的 2.81 倍,即该工况组合下结构的弹塑性极限承载安全系数为 2.81.

为分析设置拉索对屋盖结构极限承载力的作用,将弦支穹顶屋盖钢结构中的拉索和撑杆去除,得到对应的单层网壳,对其也进行两种工况组合下的 Push-over 分析.将弦支穹顶与单层网壳 Push-over 分析所得的荷载一位移曲线绘于同一坐标系内,如图 5 所示.图中竖向坐标轴作了正则化处理,将原图中的基底竖向反力值除以荷载设计值,即结构的弹塑性极限承载安全系数.

度和弹塑性极限承载力均有较明显的提高.单层网壳和弦支穹顶的弹塑性极限承载安全系数列于表 1,表中同时列出两种结构的弹性屈曲承载安全系数,以作对比.

表 1 弹性及弹塑性承载安全系数

Tab.1 Elastic and elastoplastic load bearing safty factors

工况	弹性屈曲承载安全系数		弹塑性极限承载安全系数	
	单层网壳	弦支穹顶	单层网壳	弦支穹顶
组合 1	4.67	5.88	2.06	2.33
组合 2	6.20	7.75	2.22	2.81

根据以上计算结果可得出以下结论:

- (1) 采用不同荷载卸载方式得到的结构荷载一位移曲线有所区别,但结构的弹塑性极限承载力相同,即在利用SAP 2000 分析结构的弹塑性极限承载力时,对不同的荷载卸载方式可不再区分.
- (2) 主脊梁出现第 1 批塑性铰后,结构的承载力显著下降,但随着继续加载,杆件内力的塑性重分布,结构的后继承载能力仍可增高,但宜作为结构的安全储备,仍将第 1 批塑性铰出现时的承载力作为结构的弹塑性极限承载力.
- (3) 两种工况组合下,第 1 批塑性铰均出现在第 3 层主脊梁端部,该处为整个屋盖结构的最薄弱部分,设计、施工时应特别注意,应采取一些适当的构造措施对该处加强.
- (4) 两种工况组合下,弦支穹顶比单层网壳的弹塑性极限承载力均有显著的提高;工况组合 1 提高 13.1%,工况组合 2 提高 26.6%,可见拉索所起作用非常显著.
- (5) 在最不利荷载工况组合下(工况组合 1),该体育馆弦支穹顶屋盖的弹性屈曲安全系数 5.88,弹塑性极限承载安全系数 2.33,可认为该屋盖结构是安全可靠的.

5 结束语

根据Push-over 分析的基本原理,对安徽大学体育馆屋盖钢结构在最不利工况组合下的弹塑性极限承载力进行了详细的计算分析,通过计算找到了该屋盖结构第 1 批塑性铰出现的位置,从而判别出屋盖结构的薄弱部位,并通过进一步的计算得到结构的非线性荷载一位移曲线,进而得出结构的弹塑性极限承载安全系数.通过以上分析,可对该屋盖结构的弹塑性承载/位移特性有一个直观的认识,有助于在设计中有针对性地加强结构的薄弱环节,以切实保证结构安全可靠.

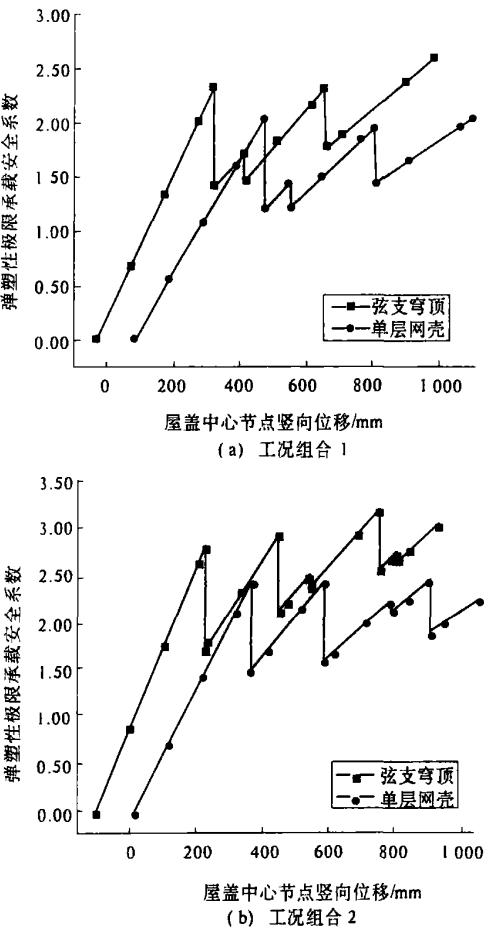


图 5 不同结构体系的荷载一位移曲线  
Fig.5 Load-displacement curve under different structure styles

由图 5 可见,弦支穹顶比单层网壳的结构刚

计算结果已用于该体育馆屋盖钢结构设计,计算方法可供其它大跨钢结构设计时参考.

参考文献:

[ 1 ] ATC .Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings [ R] .Redwood :Applied Technology Council ,1996.

[ 2 ] FEMA .NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings [ R] . Washington D C :Federal Emergency Management Agency , 1997.

[ 3 ] GB 50011—2001, 建筑抗震设计规范[S] .

[ 4 ] 汪大绥,贺军利,张凤新 . 静力弹塑性分析(Pushover Analysis) 的基本原理和计算实例[J] . 世界地震工程,2004,20( 1) :45~53.

[ 5 ] 姜 锐 .SAP2000 在静力弹塑性分析中的应用[J] . 郑州大学学报(工学版),2004,25( 4) :20~23.

[ 6 ] Computers and Structures Inc .SAP2000 Analysis Reference[ R] .Berkeley :Computers and Structures Inc ,2003.

Application of Push-over Analysis in the Design of Large Span Steel Structure

LI Jing-bin , GE Su-juan

(School of Civil Engineering ,Zhengzhou University ,Zhengzhou 450002,China)

**Abstract :**In this paper a spatial finite element model of Anhui university gymnasium suspen-dome roof steel structure is established using a general program of SAP2000. According to the basic theory of push-over analysis , the elastoplastic ultimate load-bearing capacities of the roof steel structure in two worst combinations for action effects are calculated in detail . The computational results indicate that by applying the push-over analysis method , the structural feeble parts which plastic hinges appear can be found and the structural nonlinear load-displacement curves can be gained . Under the worst combination for action effects ,it can be caculated that the elastoplastic load bearing safty factors of the roof steel structure equal 2.33and the structure is safe enough . The research in this paper can be a reference for the similar projects .

**Key words :**push-over analysis ;target displacement ;ultimate load-bearing capacity ;large span steel structure