



内凹式索拱结构极限承载力研究

黄利锋^{1,2}, 冯健^{1,2}, 赵建^{1,2}, 蔡建国^{1,2}, 盛平³, 甄伟³, 陈强⁴, 沈婷⁴

(1. 东南大学 混凝土及预应力混凝土结构教育部重点实验室, 江苏南京 210096;

2. 江苏省预应力工程技术研究中心, 江苏南京 210096; 3. 北京市建筑设计研究院, 北京 100045;

4. 中铁第四勘察设计院集团有限公司, 湖北武汉 430063)

摘要:采用考虑双重非线性的有限元方法对内凹式索拱结构的极限承载力进行了参数研究。主要分析了5种荷载形式下支座形式、拱矢跨比、索矢跨比、撑杆数量、拱截面、索截面、初始张拉力和初始缺陷等参数对内凹式索拱结构承载力的影响;并与仅考虑几何非线性的结果进行了对比。分析结果表明:支座形式、矢跨比、撑杆数量、拱截面等因素对结构承载力影响较大;索截面、初始张拉力和初始缺陷等对结构承载力影响较小;其合理的取值范围为:拱矢跨比取0.125~0.20,索矢跨比取0.05~0.10,索截面积取拱截面积的4%~6%,与拱结构相比,该结构的整体稳定性、极限承载力、整体刚度都大幅度提高,对缺陷的敏感度减低;半跨荷载是结构设计的控制荷载,给出了快速确定初始张拉力的简化计算公式。

关键词:内凹式索拱;双重非线性;初始缺陷;有限元分析;极限承载力

中图分类号:TU394 TU312 文献标志码:A

Ultimate loading capacity of inner concave cable arch structure

HUANG Lifeng^{1,2}, FENG Jian^{1,2}, ZHAO Jian^{1,2}, CAI JianGuo^{1,2}, SHENG Ping³, ZHEN Wei³, CHEN Qiang⁴, SHEN Ting⁴

(1. Key Laboratory of Concrete and Prestressed Concrete Structures of China Ministry of Education,

Southeast University, Nanjing 210096, China;

2. Engineering Research Center for Prestress of Jiansu Province, Nanjing 210096, China;

3. Beijing Institute of Architectural Design, Beijing 100045, China;

4. China Railway Siyuan Survey and Design Group Co. Ltd, Wuhan 430063, China)

Abstract: The double nonlinear finite element method including geometry and material nonlinearity is used to analyze the ultimate loading capacity of inner concave cable arch structure. The influences of several factors such as the boundary conditions, the rise-to-span ratios of arch and cable, the number of struts, the cross section areas of arch and cable, the initial tensile force and the initial imperfection on the ultimate capacity were presented with considering five load cases. The results of double nonlinear analyses were compared with those of geometry nonlinear analyses. From the investigation, it is found that the loading capacity depends largely on the boundary conditions, the rise-to-span ratios, the number of struts and cross section of arch. It is also observed that the loading capacity depends little on the section area of cable and the initial tensile force. In addition, the rational ranges for the rise-to-span ratios of arch and cable are found to be 0.125-0.20, and 0.05-0.10, respectively, and the rational range for the cable section area is 4%-6% of that of the arch. Compared with conventional arch construction, the inner concave cable arch structure is less sensitive to initial imperfection and is highly improved in terms of global stability, ultimate loading capacity, overall rigidity with the half-span load as the control load. A formula for the determination of the initial tensile force is proposed.

Keywords: inner concave cable arch; double nonlinearity; ultimate loading capacity; initial imperfection

基金项目:国家自然科学基金项目(50478075)。

作者简介:黄利锋(1977—),男,河南新密人,博士研究生。E-mail:415huang@163.com

收稿日期:2008年12月

0 引言

国内外学者通过多种方式将索(撑杆)引入到纯拱结构中,旨在改善普通拱结构的受力和变形,提高结构整体稳定性和承载力,继而形成了多种索拱杂交结构,如张弦梁、车辐拱、索刚化拱、预应力柔性拱等,相关理论研究开展较多^[1-5]。内凹式索拱是又一种新型预应力索拱,预应力拉索布置在拱内部,走向同主拱拱向上凸起,拱索之间用撑杆相连,如图1所示。与前述几种结构相比,内凹式索拱可以获得更大的建筑净空,能够较好地改善大跨结构在风吸荷载下的结构性能^[6]。该结构形式在国内已有应用,如京粮广场中冰场采光顶(已建成),新广州站屋盖(在建)等,文献^[7]对设计工况下的受力性能进行了部分参数分析。有关内凹式索拱极限承载力的理论与试验研究较少,本文基于 ANSYS 软件采用双重非线性有限元方法对其极限承载力进行了研究。



图1 内凹式索拱透视图

Fig.1 Inner concave cable arch scenograph

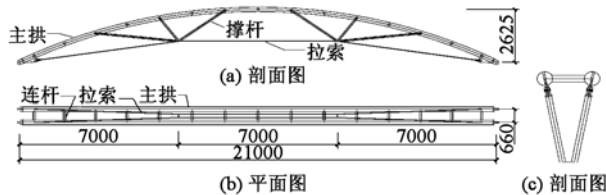


图2 内凹式索拱结构图

Fig.2 Inner concave cable arch structure diagram

1 极限承载力分析

1.1 计算模型

内凹式索拱结构尽管具有一定的平面外刚度(保持施工过程的平面外稳定),但使用荷载作用下仍为典型的平面受力体系,平面外的稳定性由檩条支撑体系承担,因此本文研究的是面内极限承载力。

以新广州火车站内凹式索拱结构为计算模型,主拱曲线为圆弧,跨度 $L = 21\text{m}$,拱矢跨比 $f_1 = 1/8$,索矢跨比 $f_2 = 1/20$,结构图见图2。钢材视为理想弹塑性,弹性模量 $E = 2.06 \times 10^5 \text{MPa}$,屈服强度 $f_y = 345 \text{MPa}$;拉索弹性模量 $E = 1.95 \times 10^5 \text{MPa}$,极限强度为 1670MPa ,拉索初始张力均按索拱自重作用下拱脚水平推力为零时取值,构件参数见表1。索为理想柔性索,撑杆与主拱为铰接,仅考虑单向铰接,其余

构件均为刚接。ANSYS 中单元选用,索采用 LINK10,撑杆采用 BEAM44(释放铰接方向的转动自由度),其余均选用 BEAM189。模型计算考虑几何和材料的双重非线性。

表1 构件几何尺寸

Table 1 Geometry dimension of members

构件	主拱	连杆	撑杆	拉索
规格	$\Phi 219 \times 6.5$	$\Phi 108 \times 4$	$\Phi 83 \times 4$	$\Phi 5 \times 19$

考虑5种荷载工况,分别是1/4跨集中荷载、跨中集中荷载、满跨均布荷载 g 、半跨均布荷载 q 、组合均布荷载 ($q/g = 1$),依次记为 load1、load2、load3、load4、load5。

说明:文中图表中极限位移均指结构的最大竖向极限位移。

1.2 支座形式

拱是以受轴压力为主的结构,支座处必然产生较大的水平推力,支座形式的选择至关重要。同样,支座形式亦是影响内凹式索拱结构承载能力的重要因素。分别取两端铰支、一端水平向弹性支承一端铰支(弹性支承刚度用 K 表示)和一端铰支一端滑动3种典型的支座形式进行承载力分析(图3、表2),依次记为 ZZ1、ZZ21 ($K = 5000 \text{kN/m}$)、ZZ22 ($K = 2500 \text{kN/m}$)、ZZ3。弹性支座采用弹簧单元模拟,铰支、滑动支座分别相当于 $K = \infty$ 和 $K = 0$ 。

由图3可知,不同荷载工况下,随支座抗推刚度的减小,结构极限承载力减小,极限位移增大;满跨荷载时结构承载力的下降幅度最大,达到66.8%,位移增幅也最大,达到6.18倍,组合均布荷载时次之,而半跨荷载时承载力的降幅最小,为9%。由表2可知,在3种支座形式下,对称荷载下的极限承载力均高于非对称荷载下的极限承载力。对支座形式 ZZ3,如不考虑拉索极限强度,或选用截面更大的索也有此特点。

进一步分析,满跨均布荷载作用下,内凹式索拱的主拱受轴压力为主,拱端支座的抗推刚度越大对面内稳定性和承载力就越有利;半跨均布荷载下,弯矩在主拱内力中的比重加大,即主拱弯曲变形更大一些,自然对支座的抗推刚度不如前者敏感;集中荷载时,亦有同样的情形,对称的较不对称的集中荷载对抗推刚度更为敏感。

上述分析表明:①内凹式索拱结构在两端铰支时极限承载力最大,结构整体刚度也最大;②结构承载力在满跨均布荷载时对支座抗推刚度最为敏感,在组合均布荷载时次之,在半跨均布荷载与集中荷载时最不敏感,结构极限位移也有相似的特点。满跨均布荷载与组合均布荷载是结构较为常见的荷载

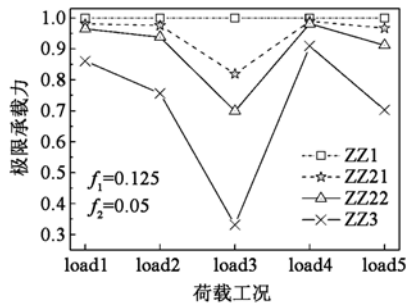
形式,因此实际工程中应高度重视支座的抗推刚度。在后续分析中均采用两端铰支形式。

表 2 不同支座形式下结构的极限承载力

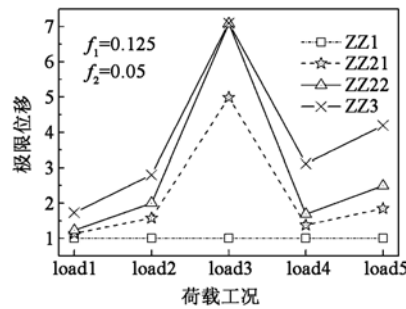
Table2 Ultimate capacity at different boundary conditions

支座形式	P_{load1}/kN	P_{load2}/kN	$g_{load3}/kN \cdot m^{-1}$	$q_{load4}/kN \cdot m^{-1}$
ZZ1	409.1	503.4	105.7	48.6
ZZ21	401.3	491.1	86.6	48.1
ZZ22	394.7	472.1	73.9	47.7
ZZ3	352.1	<u>380.8</u>	<u>35.1</u>	44.2

注:加下划线部分表示以达到拉索的极限强度时为极限状态。



(a) 极限承载力



(b) 极限位移

注:纵坐标值均以 ZZ1 情况为基准进行无量纲化

图 3 不同支座形式时,结构极限承载力和极限位移

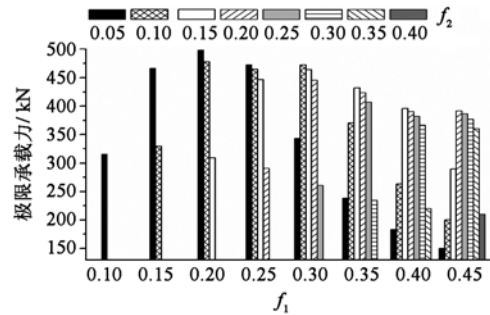
Fig.3 Ultimate capacity and displacement at different boundary conditions

1.3 矢跨比

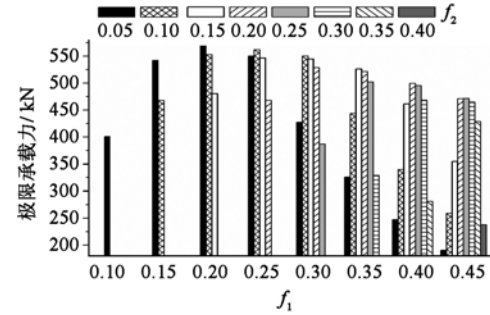
矢跨比是影响拱结构力学特性的重要因素,内凹式索拱的矢跨比包括拱矢跨比 f_1 和索矢跨比 f_2 ,拱与拉索通过撑杆相联系,互为影响。为得到结构承载力最大时二者的最优值,分别采用拱矢跨比 f_1 从 0.10 ~ 0.45 (增量 0.05),索矢跨比 f_2 从 0.05 ~ 0.40 (增量 0.05) 等不同的矢跨比搭配,对结构进行极限承载力分析与综合比较(图 4)。

从图 4 可知,矢跨比相同时,结构对称荷载 (load2、load3) 的极限承载力高于非对称荷载 (load1、load4) 的极限承载力;组合均布荷载 (load5) 介于满跨荷载与半跨荷载之间。

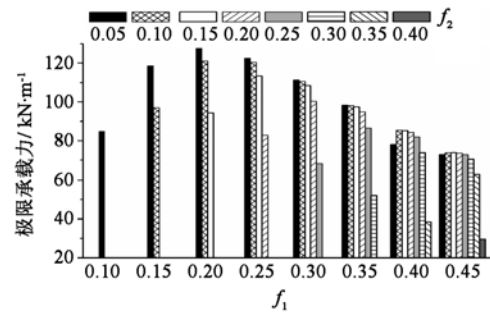
索矢跨比、荷载形式相同时,当索矢跨比 $f_2 < 0.25$ 时,随拱矢跨比的增加,结构极限承载力先增加



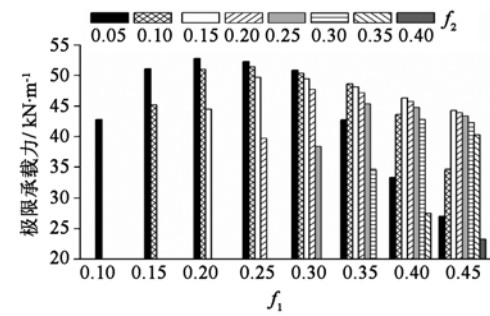
(a) 1/4 跨集中荷载 (load1)



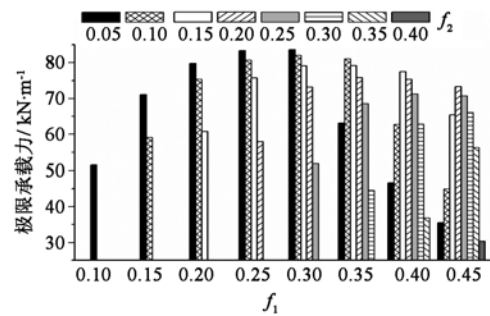
(b) 跨中集中荷载 (load2)



(c) 满跨均布荷载 (load3)



(d) 半跨均布荷载 (load4)



(e) 组合均布荷载 (load5)

图 4 5 种荷载工况下,不同矢跨比时结构承载力柱状图

Fig.4 Ultimate capacity with different rise to span ratio

后减小;当 $f_2 > 0.30$ 时,极限承载力随拱矢跨比的增加而增加。

拱矢跨比、荷载形式相同时,当拱矢跨比小于某分界值时,随索矢跨比的增加,极限承载力单调减小,大于该分界值时极限承载力随索矢跨比的增加而先增加后减小;load1的分界值约为 $f_1 = 0.25$,load2的分界值约为 $f_1 = 0.20$,3种均布荷载下的分界值均约为 $f_1 = 0.30$ 。

分析矢跨比取值可知,前4种荷载工况,索拱均在拱矢跨比 $f_1 = 0.20$,索矢跨比 $f_2 = 0.05$ 时极限承载力最大;组合均布荷载当 $g/q = 1$ 时,索拱在 $f_1 = 0.25 \sim 0.30$ 、 $f_2 = 0.05$ 时极限承载力最大,当 g/q 比值变化时,矢跨比的最优值也向 $f_1 = 0.20$ 、 $f_2 = 0.05$ 靠近。

综上所述,索拱矢跨比的理论最优值在 $f_1 = 0.20$ 、 $f_2 = 0.05$ 附近。实际工程中索矢跨比的取值应考虑建筑净高、抗风等因素的影响,同时拱矢跨比的取值应兼顾用钢量和建筑效果等因素的影响,建议拱矢跨比 f_1 取值范围在 $0.125 \sim 0.20$ 之间,索矢跨比 f_2 取值范围在 $0.05 \sim 0.10$ 之间为宜。在后续分析中矢跨比采用实际工程的取值($f_1 = 0.125$ 、 $f_2 = 0.05$)及理论最优值两种情形。

1.4 撑杆数

为考察撑杆在拉索控制主拱变形与改善主拱内力中的作用,对每个索夹处分别采用2根、4根、6根撑杆(图5)的情况进行分析比较(图6)。

同种荷载形式下,结构极限承载力基本上随撑杆数的增加而增加,极限位移亦随之增加而大幅度减小;但满跨荷载下,在撑杆数从4根到6根时,结构

极限承载力与极限位移变化都较小。

进一步的分析表明,对内凹式索拱结构,一定的撑杆数与分布,是保证拉索有效控制结构变形、改善与调整主拱内力、提高承载力和整体稳定性的重要保证。

1.5 拱截面

长细比是影响拱结构力学特性的重要因素之一,文中采用长细比 $[\lambda] = (s/2)/i$ (s 为拱的弧长, i 为拱截面回转半径)研究拱截面对结构极限承载力的影响,主拱采用热轧无缝钢管,依次取外径为121mm、159mm、180mm、203mm、219mm、245mm、273mm,壁厚均为6.5mm进行分析。

从图7可知,两种矢跨比组合时,结构在不同荷载工况下表现出较为一致的规律,随管径的增大,长细比逐渐减小,结构极限承载力随之增大,而且长细比越小,这种变化趋势越快,长细比较大时,趋势变缓。这表明拱截面对结构极限承载力的影响较大。

深入地分析内在的原因,大量的计算结果表明结构破坏一般出现在拱上,拉索通过撑杆约束了结构变形,提高了拱的整体稳定性,但仍然是拱起主要承载作用,而且后续分析表明材料非线性对结构承载力影响很大,即强度控制对承载力影响比重加大。可见,增大拱截面是提高承载力的主要途径。

1.6 索截面

为便于比较,取索截面积与拱截面积的比值作为索截面的分析参数,索拱面积比分别取0.02、0.04、0.06、0.08、0.10。

从图8可以看出,5种荷载工况下,结构极限承载力均随索拱面积比的增加而增加,但以比值0.04

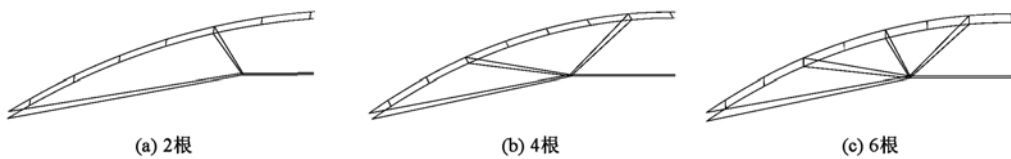
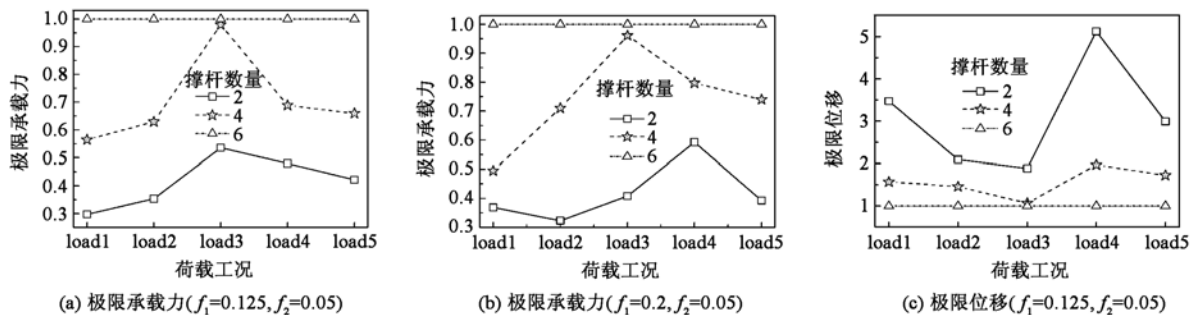


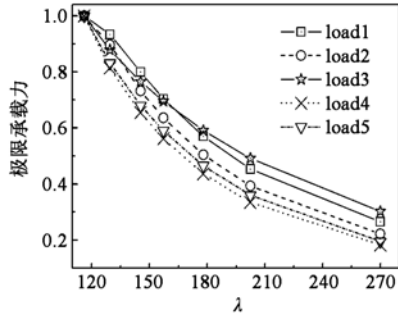
图5 索夹处撑杆数量变化
Fig.5 Number of struts at cable clamp



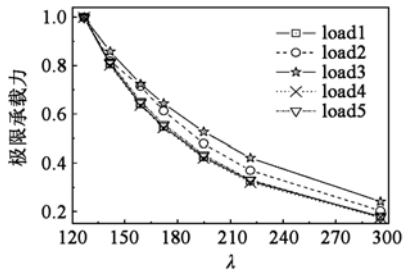
注:纵坐标值均以撑杆数量为6根时情况为基准进行无量纲化

图6 不同撑杆数量时,结构极限承载力和极限位移

Fig.6 Ultimate capacity and displacement corresponding to different number of struts



(a) 极限承载力 ($f_1 = 0.125, f_2 = 0.05$)

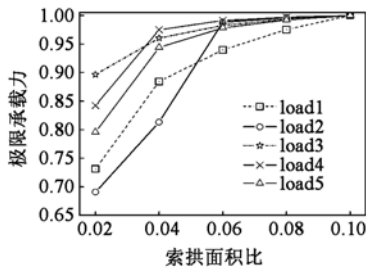


(b) 极限承载力 ($f_1 = 0.2, f_2 = 0.05$)

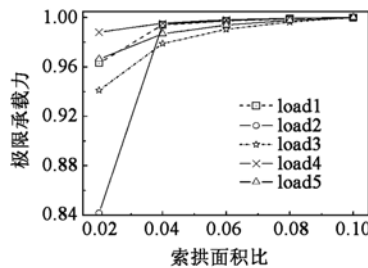
注:纵坐标值均以主管外径为121mm时情况为基准进行无量纲化

图7 结构极限承载力-长细比关系曲线
Fig.7 Ultimate capacity-slenderness curves

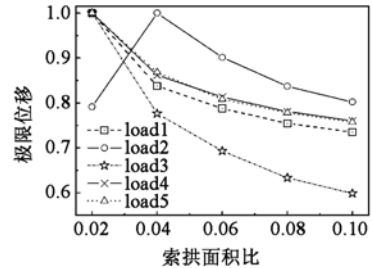
~0.06 为分界,呈现出之前增加幅度大,之后趋势平缓;结构极限位移基本上随索拱面积比的增加而减小,也基本上以0.04~0.06 为分界,呈现之前减小幅度大,之后趋势平缓。



(a) 极限承载力 ($f_1=0.125, f_2=0.05$)



(b) 极限承载力 ($f_1=0.2, f_2=0.05$)

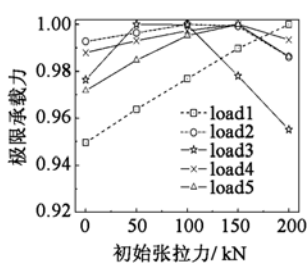


(c) 极限位移 ($f_1=0.2, f_2=0.05$)

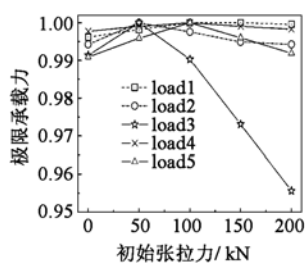
注:纵坐标值均以每条曲线最大值为基准进行无量纲化

图8 结构承载力(极限位移)-索拱面积比关系曲线

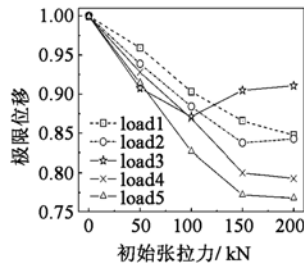
Fig.8 Ultimate capacity (displacement)-section area ratio curves



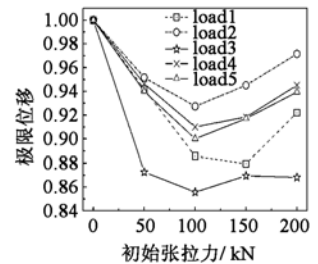
(a) 极限承载力 ($f_1=0.125, f_2=0.05$)



(b) 极限承载力 ($f_1=0.2, f_2=0.05$)



(c) 极限位移 ($f_1=0.125, f_2=0.05$)



(d) 极限位移 ($f_1=0.2, f_2=0.05$)

注:纵坐标值均以每条曲线最大值为基准进行无量纲化

图9 结构极限承载力(极限位移)-初始张力关系曲线

Fig.9 Ultimate capacity (displacement)-initial tensile force curves

由上述分析表明,索的截面积存在最优取值,此值为主拱截面积的0.04~0.06。

1.7 初始张力

分别取初始张力为0~200kN,考察拉索的初始张力对结构极限承载力的影响。

从图9a,9b可知,除1/4跨集中荷载(load1)之外,结构极限承载力随初始张力增加时呈现上凸抛物线的变化趋势,但变化幅度在3%以内,最大变化幅值是满跨均布荷载时的4.5%,可见初始张力对极限承载力影响很小。

大跨度结构设计要考虑结构刚度的影响,从图9c,9d可知,初始张力对结构极限位移的影响较大。在 $f_1 = 0.125, f_2 = 0.05$ 时,极限位移随初始张力的增大而线性减小,即结构刚度随其增大,而当初始张力大于150kN后,这种趋势明显减缓;在矢跨比采用理论最优值时,表现更为明显,100kN是极限位移达到最小的最优初始张力取值。

综上所述,初始张力对结构极限承载力的影响很小。初始张力值的确定原则主要是考虑平衡结构自重,使拱脚推力基本为零,降低支座的负担,且避免不利工况时索松弛的情况出现等。在这种原则下,依据力系平衡(图10),可推得初始张力 T_0 的近似计算式(4)。

由 $\sum X = 0$ 得:

$$N = T \quad (1)$$

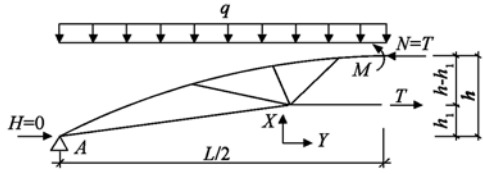


图 10 计算简图

Fig. 10 Calculation diagram

由 $\sum M_A = 0$ 及式(1)得:

$$T(h - h_1) = qL^2/8 + M \quad (2)$$

因 $M \ll T(h - h_1)$, 式(2)化为:

$$T(h - h_1) \approx qL^2/8 \quad (3)$$

将 $G = qL$ 除式(3)得:

$$T/G \approx \frac{L}{8(h - h_1)} = \frac{1}{8\kappa} \quad (4)$$

式中, G 为初张力需要平衡的结构重力, κ 为拱、索矢跨比的差值, 算例计算结果见表 3。

表 3 初始张力 T_{cr} 计算结果比较
Table 3 Comparison of initial tensile force

	G/kN	T_{cr}/kN	
		公式(4)	ANSYS
$f_1 = 0.125, f_2 = 0.05$	80.2	133.7	134.0
$f_1 = 0.2, f_2 = 0.05$	82.1	68.5	65.7

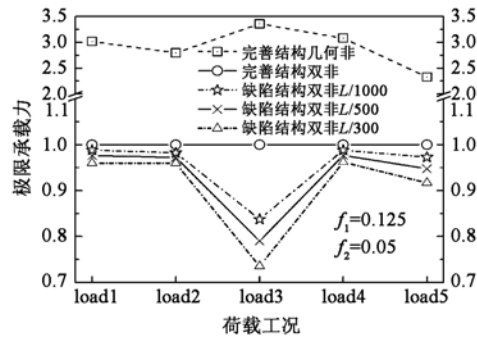
1.8 初始缺陷和几何、材料非线性

实际结构中不可避免地存在初始缺陷, 纯拱结构对初始缺陷较为敏感。现同时考察几何非线性、材料非线性及初始几何缺陷对纯拱结构和内凹式索拱结构极限承载力的影响, 初始几何缺陷分布采用一致缺陷模态法引入, 其中缺陷幅值 δ 分别取为跨度 L 的 $1/1000$ 、 $1/500$ ^[9]、 $1/300$ ^[10]。两种结构对应的参数取值相同, 完善结构是指没有初始缺陷的结构^[11]。

由图 11、12 可见: ①5 种荷载工况下, 引入材料非线性的双重非线性对极限承载力影响最大。以仅考虑几何非线性时的结果为基准, 对内凹式索拱结构, 其极限承载力降低幅度 ξ 的最大值为 70% (满跨均布荷载), 最小值为 57% (组合均布荷载); 对纯拱结构, 其 ξ 的最大值为 68.1% (1/4 集中荷载), 最小值为 21.7% (满跨均布荷载)。可见材料非线性较几何非线性对内凹式索拱的极限承载力影响更大, 即强度控制比重大大增加, 这对结构是有利的, 可充分发挥材料强度。②初始几何缺陷对极限承载力影响较小。以完善结构双非线性时的结果为基准, 对内凹式索拱结构, 仅满跨均布荷载时对缺陷较敏感, 在初始缺陷 δ 为 $L/1000$ 、 $L/500$ 、 $L/300$ 时, 极限承载力的降幅 ξ 依次为 16.2%、20.9%、26.0%; 组合均布荷载次之, ξ 依次为 2.6%、5.1%、8.2%, 其它荷载工况时 ξ 值均小于 4%。而对纯拱结构, 当 $\delta = L/300$ 时,

半跨均布荷载时结构对缺陷最敏感, ξ 值最大为 73.6%, 满跨均布荷载次之, ξ 为 53%, 其它荷载工况时 ξ 值在 13% ~ 4.7% 之间。可见, 与纯拱结构相比, 内凹式索拱结构对初始几何缺陷敏感性大大降低。③从图 12 可知, 5 种荷载工况下, 内凹式索拱的结构极限承载力、整体稳定性、结构整体刚度都远大于纯拱结构。

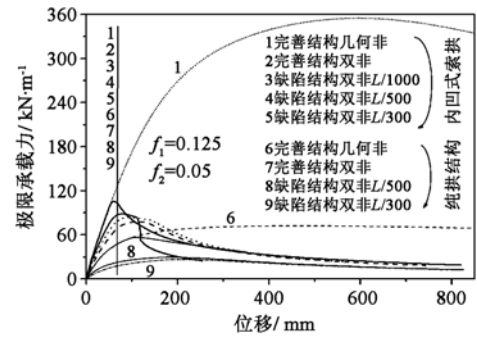
结构无论是否考虑初始几何缺陷, 满跨均布荷载作用下的极限承载力总是远大于半跨均布荷载作用, 组合均布荷载作用介于二者之间。这说明半跨荷载是内凹式索拱结构设计控制荷载。



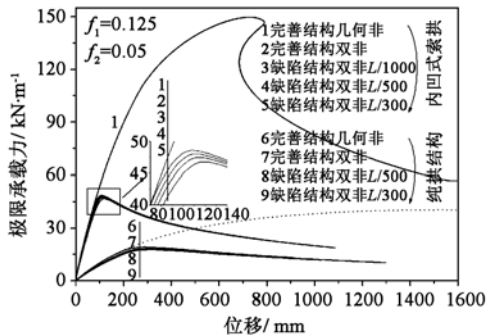
注: 纵坐标值均以完善结构双非线性时极限承载力为基准进行无量纲化

图 11 不同缺陷时结构极限承载力

Fig. 11 Ultimate capacity corresponding to different initial imperfection



(a) 满跨均布荷载时荷载-位移曲线



(b) 半跨均布荷载时荷载-位移曲线

图 12 不同缺陷时结构荷载-位移曲线

Fig. 12 Load-deflection curves corresponding to different initial imperfection

2 结论

(1) 内凹式索拱结构对支座的抗推刚度较敏感。在两端铰支时,其稳定性最好,极限承载力最大,结构整体刚度也最大,实际工程中应高度重视支座的抗推刚度。

(2) 结构矢跨比的理论最优值在拱矢跨比 $f_1 = 0.20$ 、索矢跨比 $f_2 = 0.05$ 附近;实际工程中考虑到受建筑净高、抗风效果、用钢量和建筑效果等因素的影响,建议拱矢跨比取值范围为 $f_1 = 0.125 \sim 0.20$,索矢跨比取值范围为 $f_2 = 0.05 \sim 0.10$ 为宜。

(3) 适当的撑杆数与分布,是保证拉索有效控制结构变形,改善主拱受力,提高结构极限承载力的重要保证,本文背景工程每个索夹处取 6 根即可。

(4) 拉索通过撑杆约束了结构变形,提高了拱的整体稳定性,但仍然是拱起主要承载作用,拱截面对承载力影响较大,当长细比较大时这种影响程度较小;索的截面积存在较优取值,本文背景工程取主拱截面积的 4% ~ 6% 即可。

(5) 初始张力对结构极限承载力影响较小,对结构极限位移的影响较大;以平衡结构自重为确定初始张拉力的主原则,兼顾其它条件,并给出了快速确定初始张拉力的计算公式。

(6) 双重非线性分析表明,内凹式索拱结构较纯拱结构的整体稳定性、极限承载力、整体刚度都有大幅度的提高,强度控制相对弹性稳定控制的比重加大,而对缺陷敏感度大幅降低,半跨荷载是结构设计的控制荷载。

参 考 文 献

- [1] Masao Saitoh, Akira Okada. The role of string in hybrid string structure[J]. Engineering Structures, 1999, 21(8): 756-769.
- [2] 郭彦林,王高宁. 车辐结构平面内弹性稳定承载力及设计建议[J]. 空间结构, 2006, 12(1): 18-23. (Guo Yanlin, Wang Gaoning. In-plane elastic stability of spoke structures[J]. Spatial Structures, 2006, 12(1): 18-23. (in Chinese))
- [3] Wu M, Sasaki M. Structural behaviors of an arch stiffened by cables[J]. Engineering Structures, 2007, 29(4): 529-541.
- [4] 张耀春, 诸葛耿华. 预应力柔性拱结构弹性整体稳定性试验研究[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2005, 37(4): 549-552. (Zhang Yao-chun, ZhuGe Gen-hua. Experimental analysis of the elastic stability on prestressed flexible arch structures [J]. Journal of Harbin Institute of Technology, 2005, 37(4): 549-552. (in Chinese))
- [5] 剧锦三, 郭彦林. 索-拱结构的平面内稳定性研究[J]. 建筑结构学报, 2001, 22(2): 84-87. (JU Jinsan, GUO Yanlin. Instability behavior in the plane of cable arch structure [J]. Journal of Building Structures, 2001, 22(2): 84-87. (in Chinese))
- [6] 盛平, 柯长华, 甄伟, 等. 一种新型预应力索拱结构设计及工程应用[J]. 建筑结构, 2008, 38(1): 117-120 (Sheng Ping, Ke Changhua, Zhen Wei, et al. Design and application of prestressed cable arch structures[J]. Building Structure, 2008, 38(1): 117-120. (in Chinese))
- [7] 陈强, 沈婷, 盛平, 等. 新广州站索拱性能研究[J]. 铁道工程学报, 2008, 117(6): 71-79 (Chen Qiang, Shen Ting, Sheng Ping, et al. Research on the performance of cable-arch structure of New Guangzhou Railway Station [J]. Journal of Railway Engineering Society, 2008, 117(6): 71-79. (in Chinese))
- [8] Dimopoulos C A, Gantes C J. Nonlinear in-plane behavior of circular steel arches with hollow circular cross-section [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2008, 64(12): 1436-1445.
- [9] JGJ 61—2003 网壳结构技术规程[S]. (JGJ 61—2003 Technical specification for latticed shells[S]. (in Chinese))
- [10] DIN18800-2 German code for steel structures, stability, buckling of bars and skeletal structures[S]. 1990.
- [11] 陈骥. 钢结构稳定理论与设计[M]. 第 2 版. 北京: 科学出版社, 2003: 6-6. (Chen Ji. Stability of steel structures theory and design [M]. 2nd ed. Beijing: Science Press, 2003: 6-6. (in Chinese))