

半圆形钢拱的空间稳定性试验

陈宝春, 刘振宇, 孙 潮 编译
(福州大学土建学院, 福建 福州 350002)

摘 要: 该文进行了半圆形钢拱在拱顶承受集中荷载作用下的非弹性稳定试验。目的是通过试验数据对有限元分析程序进行校正。试验拱的拱肋为宽翼薄壁工字钢, 跨度 6 m。建立了一套测试装置以减少支承点和加载时产生的摩擦力对破坏荷载的影响, 同时通过精确地测量拱的初始缺陷来准确地模拟试验, 初步的有限元分析结果与模型拱在试验中的受力行为吻合良好。

关键词: 钢拱; 稳定; 试验; 有限元分析

钢拱在桥梁、大型建筑物等工程结构中得到广泛的应用。拱的形状应与它所承受的荷载相协调, 例如, 抛物线拱适用于承受竖向均布荷载, 而其空间稳定性(或者说平面外稳定)常通过相邻拱肋之间的横撑来保证。近年来, 美学上的要求常使得工程师采用非理想拱轴线的拱结构, 有时则采用单肋拱。在这种情况下, 其空间稳定不是通过横撑, 而是必须由拱肋本身的抗侧刚度和抗扭刚度来保证。本文旨在研究拱顶受集中荷载作用下的宽翼薄壁钢圆形两铰拱的非弹性稳定问题, 并通过试验数据对有限元分析程序进行校正。

表 1 试验方案

弦角/°	测试的构件		
	HEA100	HEB300*	HEB600*
90	5	1	1
110	2	—	—
135	2	1	1
160	2	—	—
180	5	2	2

注: *表示与 HEA100 截面高度成比例的截面

1 试验方案

本文所研究的圆弧拱在拱顶受集中荷载的作用, 拱肋截面有 3 种形式。对于每一种截面, 模型拱跨度均相同, 但弦角从 90°~180°变化(图 1)。对每一种弦角情况进行多次试验, 详细试验方案见表 1。本文将讨论第一个试验方案, 即半圆形拱, 该拱截面为 HEA100, 跨度 6 m。

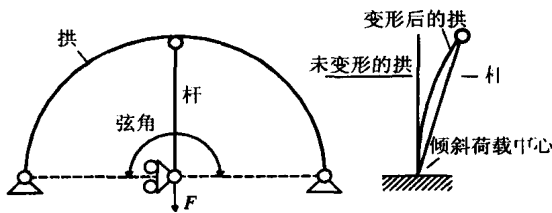


图 1 试验加载图

1.1 加载情况

模型拱为面内两铰拱, 面外固定。在支座处, 不允许沿纵向轴线的扭转和横截面的翘曲。

在拱顶截面的形心处加载, 一旦拱产生侧向变形, 加载点与支座间的连线将与竖直平面存在夹角(图 1)。这种荷载方式类似于侧向刚度无穷大的悬挂结构(例如桥面板和屋面结构)。

平面内的弯矩值由公式(1)给出, 弯矩图见图 2。公式(1)中, 假设拱是不可拉伸的, 这种假设对深拱来说是可行的。最大的弯矩值产生在拱顶, 其次产生在与拱脚成 32.5°夹角处(图 2)。

$$M(\phi) = FR \left[\frac{1}{2} - \frac{\cos \phi}{2} - \frac{\sin \phi}{R} \right] \quad (1)$$

式中: R 为圆弧半径; F 为施加的荷载; ϕ 为截面与拱脚的夹角。

1.2 材料

根据 EN 10025(1993) 规范, 采用 S235JR G2 钢

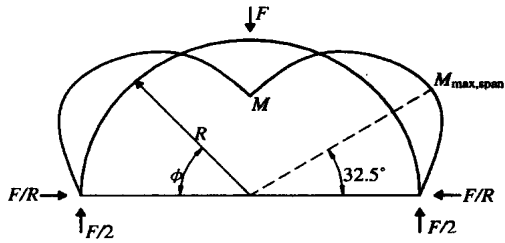


图 2 面内弯矩分布图

材,该规范认为 S235JR G2 的屈服强度不小于 235 MPa;而且实际应用中,其屈服强度通常更高。为此,利用轧机进行了一系列钢材的拉伸试验,试验结果表明所用钢材的屈服强度为 293 MPa,抗拉强度为 433 MPa,最大延伸率为 38 %。

1.3 截面

模型拱所选截面采用欧洲标准的宽翼薄壁工字型梁 HEA100,其公称尺寸为:高 96 mm,宽 100 mm。之所以选择这个截面是因为其面外刚度与面内刚度的比值比其他具有更大高度的截面大。

模型拱肋截面采用热轧制作,因此并不能和公称尺寸完全符合。这些截面通过冷弯成拱,每个截面要通过 3 个辊进行冷弯,上下缘与中间各一个,中间的辊向内移动直到获得所要的曲率。在这个过程中,外翼缘塑性变大,而内翼缘塑性收缩,这样便产生了残余应力,影响了截面的尺寸(图 3)。

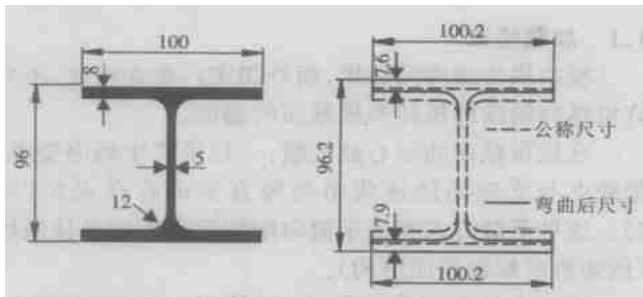


图 3 截面形式(单位:mm)

2 测试装置

试验装置见图 4,图 1 为其力学模型。

稳定试验中,边界条件至关重要。理论上的支座是铰接和固结,实际上很难实现。加载过程中,铰的微小摩擦都可能引起屈曲临界荷载的大幅度增加。

2.1 支座

在拱的两端支座处焊有 20 mm 厚的底板,底板用螺栓固定在一块厚金属托板上;这些辊轴由在同一直

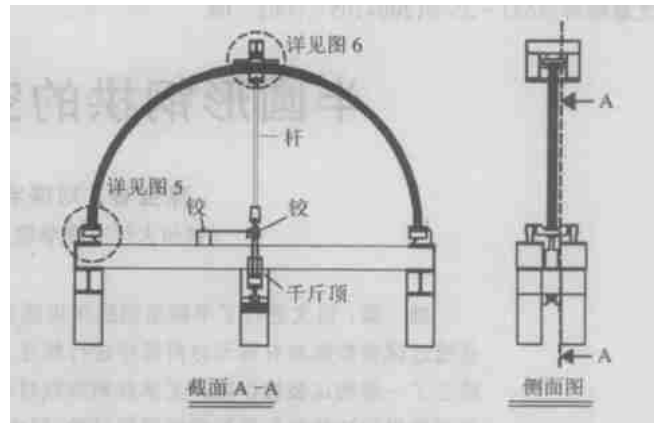


图 4 测试装置

线上的两排自动校准的滚柱轴承支承。如果托板由于弯曲而变形或是辊轴错开,这些支承能够进行微小的调整变形而不会卡住。这就保证了在测试过程中铰的功能没有被削弱。为了使底座能够固定在转动铰的中心线上,底座做成凹槽状(图 5)。

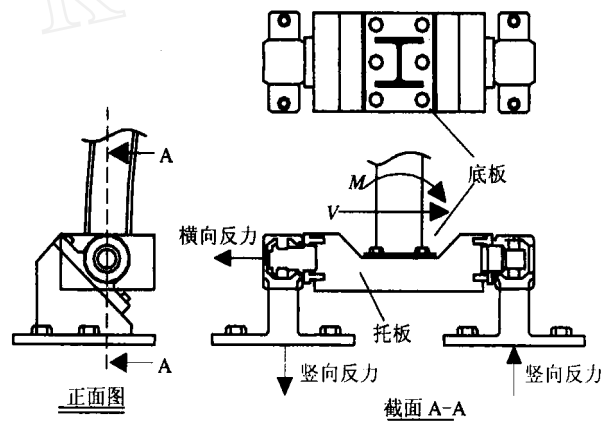


图 5 支座布置详图

模型拱通过螺栓固定在底座上以防止面外转动。当破坏时,拱的侧向移动会在支座处产生弯矩,这个弯矩由支承点处的两个径向反力承担。伴随着弯矩所产生的面外不大的剪力,将由支座处的横向反力承担(图 5)。尽管这种支座并不特别适合于承担这样的荷载,但由于两排辊轴在同一个球面上,因此仍然能够得到支承。而与竖向反力相比,横向反力相对较小。

2.2 加载

当拱发生面外屈曲时,截面侧向移动并扭转。截面的扭转中心并不一定和斜向荷载的中心重合(图 1),拱肋截面和加载杆将产生交角,因此用一个水压式的球面支座来代替转动支座(图 6)。在这种支承情况中,润滑油保持在受压状态下,而支座的两部分不会互

相接触。因此,仅有可忽略不计的油的粘性摩擦,而球面支座的中心和拱截面的形心重合,这样荷载就通过截面形心,使得拱的扭转效应可以忽略。

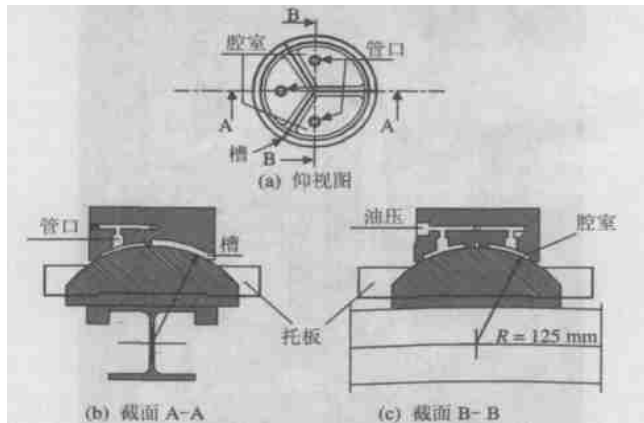


图 6 加载点处水压式球面支承

水压式球面支承处的顶部分成 3 个腔室 [图 6 (a)]。油通过空腔喷嘴送入腔室。油会在筒体和球体的中间形成一层薄膜,并沿着周边径流入一个收集槽。在各腔室间也开几个槽以使油可以流经那里(图 6)。

2.3 缺陷

在平行于测试装置方向,利用经纬仪建立了一个可视的竖向测量平面,从而沿着拱轴的长度方向按照有规律的间隔量测出拱肋截面的位置,在面内,用一个安装在拱中心的测量细线来量测拱肋半径的偏差。表 2 列出了测量半径相对于理论半径的偏差情况,其中正数表示测量到的半径大于理论半径。

表 2 侧向偏移和半径偏差

弦角/°	侧向偏移/mm	半径偏差/mm
0	0	2.5
30	-0.1	-0.5
60	2.5	-2
90	4.3	-1.5
120	3.5	1.5
150	2.1	2.5
180	0	3.25

3 初步有限元分析

为了研究试验的加载过程,利用有限元分析程序 ANSYS 建立了初步的有限元模型。拱肋横截面模拟成 8 节点壳体单元——腹板和翼缘各 4 个节点(没有考虑焊缝对截面抗扭刚度的增大作用)。为了弥补这种影响,增加了具有足够抗扭刚度的梁单元,整个模型沿拱轴线分为 30 个单元,总的单元数量为 360 个壳单

元和 60 个梁单元(图 7)。

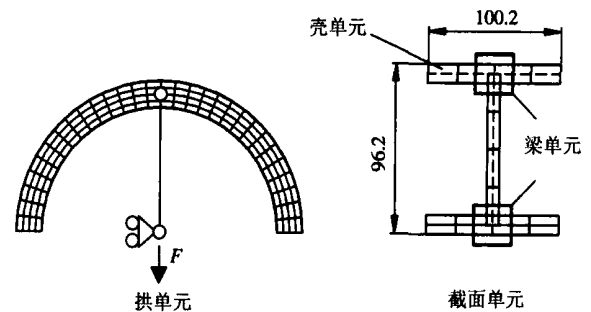


图 7 有限元模型(单位:mm)

钢材本构关系采用双线随动强化模型,并考虑包辛格效应,将实测的材料屈服强度应用于材料模型之中;采用牛顿—拉夫森法进行非线性求解,求解过程由位移控制。拱肋侧向缺陷的变化以拱顶的最大值来吻合。拱顶的缺陷等于实测的缺陷(未考虑残余应力)。在进一步的研究中,两者将结合起来分析。

4 结果

4.1 试验

试验模型拱为面外的屈曲和面内的塑性耦合破坏,其极限荷载为 112 kN(图 8)。由图 8(a)可见,在其面内荷载—竖向位移图中,曲线大约在极限荷载的 2/3 处进入非线性。从图 8(b)可见,模型拱在面外的初始缺陷方向有不大的侧向位移,而到了极限荷载处,位移则往相反方向发展。此后随着侧向位移的增加,承载力有微小的降低。拱顶截面沿纵向拱轴方向的扭转规律与侧向位移较相似(图 8(c))。

试验中采集的应变数据显在临近极限荷载时在拱的一侧形成塑性铰,塑性铰与支承点成 32.5° 夹角(图 2)。一旦塑性铰形成,拱在该侧的变形就超过另一侧的变形。图 9 为加载前拱的测试装置照片,图 10 则是拱破坏后的照片。在塑性铰处可以清楚地看到拱肋向面外的转角。

4.2 有限元分析

有限元分析了两种情况:一是在拱顶处设理想铰;二是拱顶固定在加载杆上。第一种分析称为“FEA 铰”分析方法,这种分析表明大约在极限荷载的 2/3 处开始产生相当大的侧向位移,极限荷载计算值比试验值小 16%。第二种则称为“FEA 固定”分析方法,这种方法表明拱在整个变形过程直至破坏仅有较小的侧向变形,极限荷载计算值比试验值小 14%(图 8)。

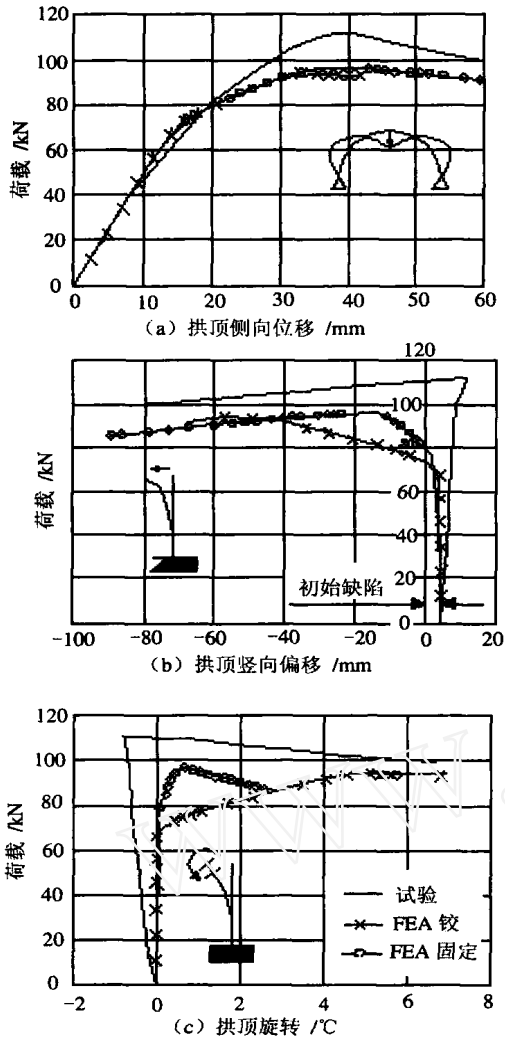


图 8 试验结果和有限元分析结果比较图

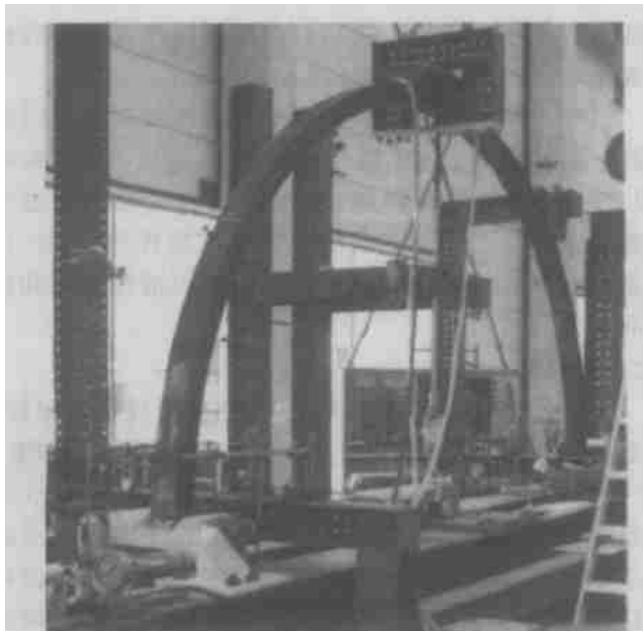


图 9 加载前试验装置图

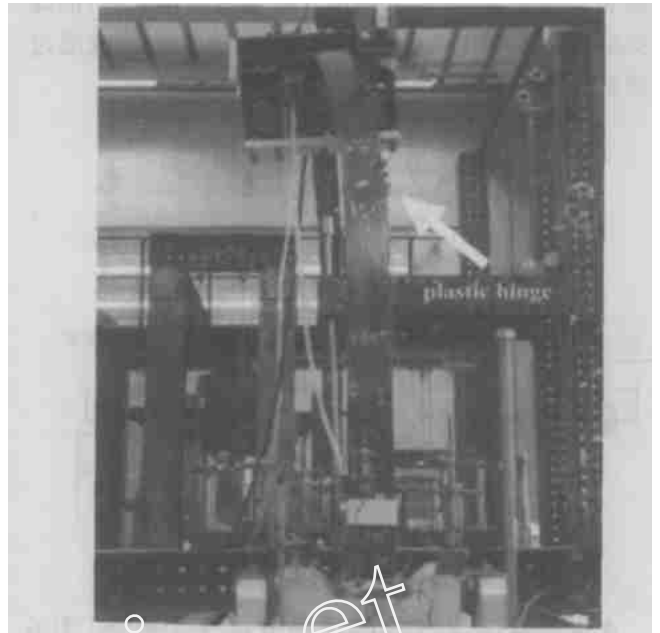


图 10 模型拱破坏后侧面图

5 讨论

本试验主要对圆弧拱的非线性稳定进行了研究，同时也对有限元分析进行了校正。荷载—位移曲线清楚地显示了试验模型拱产生了非弹性稳定。初步尝试运用有限元来模拟试验，然而初步的分析和试验之间存在一定的差距。

在对球面支座进行观测时，从钢构件的破坏痕迹上可以发现油膜工作不正常。由此可认为铰没有正常工作，支座处可认为是固定连接。在第二种情况的有限元分析中，拱顶与加载杆固定在一起，这样拱顶沿着倾斜荷载的起点方向扭转。这个模型可以得到更接近试验的特性。但是，这个模型计算的破坏荷载仍然比试验的极限荷载少 14%。

在试验中，拱在侧向缺陷的相反方向破坏。拱的侧向位移与扭转变形在破坏以前并不大，在临近破坏时增加较快，然后突然向着相反的方向发展。在两种有限元分析中，拱也沿着缺陷的相反方向发生破坏，荷载达到极限荷载 2/3 前并未发生明显的侧向位移，此后其侧向变形开始沿着破坏的方向迅速发展，无反向的情况发生。从这一点来看，初步的有限元分析并未完全反映试验模型拱的实际受力特性。

极限荷载计算值与试验值差异的原因，有待于今后进一步研究。

文章编号:1671 - 2579(2004)05 - 0065 - 03

岳阳洞庭湖大桥主墩承台大体积混凝土裂缝控制

曾 波, 兰品万

(湖南路桥建设集团公司, 湖南 长沙 410004)

摘 要: 大体积混凝土施工时,由于混凝土的体积大,聚集的水化热大,在混凝土内外散热不均匀以及受到内外约束的情况下,混凝土内部会产生较大的温度应力,导致裂缝产生,为结构埋下严重的质量隐患。因此,大体积混凝土施工中的温度监控是控制裂缝产生的关键。文中介绍了岳阳洞庭湖大桥主墩大体积混凝土吊箱承台在设计和施工中对裂缝的控制情况。

关键词: 大体积混凝土; 温度控制; 裂缝

岳阳洞庭湖大桥为三塔不等高双索面预应力混凝土斜拉桥,主桥长 880 m,跨径布置为 130 + 2 × 310 + 130 m。其主墩均为 C30 钢筋混凝土高桩承台,平面形状为菱形,边塔墩承台长 30.0 m,宽 15.2 m,高 6.0 m,中塔墩承台长 31.5 m,宽 16.2 m,高 6.0 m,均设分水尖,一般构造如图 1。由于一个承台混凝土体积达 2 500 多 m³,承台浇筑属于大体积混凝土施工,所以在施工过程中如何避免由于混凝土水化热而导致混凝土开裂的问题,是承台施工的关键。本文从设计和施工两个方面对防止承台大体积混凝土出现裂缝而采取的措施进行了介绍。

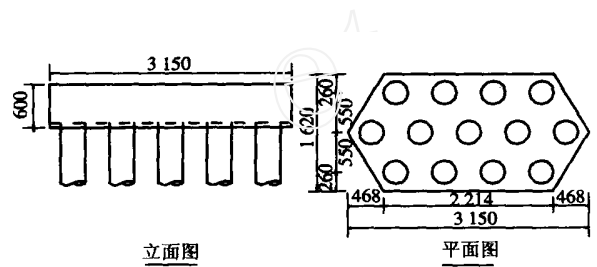


图 1 中塔墩承台一般构造图(单位:cm)

1 大体积承台混凝土设计防裂措施

由于承台的受力为复杂的空间应力状态,因此对

6 结论

文中进行了半圆形钢拱在拱顶受集中荷载作用下的空间稳定性试验。拱因非线性面外屈曲而破坏。这次试验得出模型拱荷载—位移曲线图,可对有限元模型进行校正。

模型拱沿着侧向缺陷的相反方向破坏,这表明它具有较大的屈服后刚度。虽然初步的有限元分析并不能完全反映试验所得出的拱的特性,但在一定程度上

为模型拱的特性提供了对比。需要指出的是,现行的分析方法低估了结构的破坏荷载。

——编译自:D. B. la Poutre, H. H. Snijder & J. C. D. Hoenderkamp, Spatial Stability Experiment on a Semicircular Steel Arch, Advances in Structures, Proceedings of Advances In Structures—Steel, Concrete, Composite and Aluminium, Sydney, Australia, 22 ~ 25 June 2003, A. A. Balkema Publisher, pp:207 ~ 212.

收稿日期:2004 - 08 - 16

作者简介:曾 波,男,大学本科,工程师.