

# 高强超薄壁冷弯型钢屋架承载性能及设计方法

李元齐<sup>1</sup>, 刘 飞<sup>1</sup>, 沈祖炎<sup>1</sup>, 王树坤<sup>2</sup>

(1. 同济大学 土木工程学院, 上海 200092; 2. 蓝雕建筑钢结构(上海)有限公司, 上海 201613)

**摘要:** 基于三根厚度小于 2 mm、屈服强度 550 MPa 的高强超薄壁冷弯型钢屋架模型结构的承载力试验, 观测这类低层住宅建筑常用屋架结构的破坏模式, 得到其极限承载能力。采用通用有限元软件, 建立该屋架结构考虑材料和几何非线性的分析模型, 进行屋架结构非线性稳定分析, 得到与承载力试验结果相一致的破坏模式。在此基础上, 研究屋架结构内力分析的合理计算模式, 提出屋架构件的建议设计方法, 并对屋架的屋脊节点板构造提出了合理的局部加强改进方案。

**关键词:** 高强超薄壁冷弯型钢; 屋架; 极限承载力; 节点刚度; 设计方法

**中图分类号:** TU392.5

**文献标志码:** A

## Load-carrying Behavior and Design Method of High-strength Cold-formed Thin-walled Steel Roof Trusses

LI Yuanqi<sup>1</sup>, LIU Fei<sup>1</sup>, SHEN Zuyuan<sup>1</sup>, WANG Shukun<sup>2</sup>

(1. College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Bluescope Steel (Shanghai) Co. Ltd., Shanghai 201613, China)

**Abstract:** Experiments were carried out on three roof truss models which were made of thin-walled cold-formed steel channel sections with thickness less than 2 mm and the yield strength over 550 MPa to investigate the failure modes and load-carrying capacities of the roof truss structures. Furthermore, a finite element method analysis model was established by taking the geometry and material non-linearity into consideration, and a non-linear stability analysis was made on the tested model. Both failure modes and ultimate load-bearing capacity were consistent with test results. Based on the experiments and numerical analysis, reasonable calculation model for estimating the load-carrying capacity of such roof trusses was studied, and the design method for structural members of the trusses was presented. Finally, an improved construction details for strengthening rigidity of the

ridge joint plate was also proposed.

**Key words:** high-strength cold-formed thin-walled steel section; roof truss; ultimate bearing capacity; joint rigidity; design method

冷弯薄壁型钢龙骨式住宅房屋体系从 20 世纪 60 年代开始发展至今, 在美国、加拿大、日本及澳大利亚等国得到广泛应用。冷弯薄壁型钢屋架结构作为低层建筑(住宅)屋面承重体系的主要受力构件, 国内外已开展过相关试验研究<sup>[1-2]</sup>, 并对其破坏模式和承载力计算方法进行了探讨。但本文拟研究的高强超薄壁冷弯型钢屋架在钢材材料特性、构件截面和连接形式等方面与已有研究文献中的屋架存在显著差异, 因此有必要对该种屋架结构的承载力设计方法开展进一步的研究。为此, 本文完成了三根超薄壁冷弯型钢屋架结构的承载力试验研究, 观测这类低层住宅建筑常用的屋架结构的破坏模式, 得到其极限承载能力。同时, 采用通用有限元软件, 建立该屋架结构考虑材料和几何非线性的分析模型, 进行了屋架结构的非线性稳定分析, 得到了与承载力试验结果相一致的破坏模式。在此基础上, 研究屋架结构内力分析的合理计算模式, 并结合国、内外冷弯薄壁型钢设计规范的规定, 提出屋架构件的建议设计方法, 并对屋架屋脊节点板构造提出了合理的局部加强改进方案。

## 1 试验概况

### 1.1 材性试验

材性试验试件为参考澳洲 AS1397 标准国内生产的 G550 高强镀锌铝锌板材, 其名义屈服强度为 550 MPa。本文称之为“LQ550”钢材。需指出的是, 现行国家标准《冷弯薄壁型钢结构技术规范》(GB

50018—2002)主要针对 Q235 和 Q345 钢材,并规定仅适用于承重构件壁厚在 2~6 mm 之间的情况.本文试验中基材厚度有两种,分别为 0.75 mm 和 1.00 mm.试件加载按照《金属材料室温拉伸试验方法》(GB/T 228—2002)进行.图 1 给出了 0.75 mm 厚板材试件的拉伸应力—应变曲线,表明材料的屈服强度与极限强度非常接近,无明显屈服平台,伸长率比较小,具有明显的脆性.

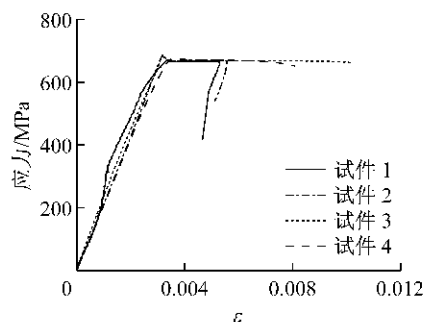


图 1 试件拉伸应力—应变曲线

Fig.1 Stress-strain curves of specimen

## 1.2 试验模型

屋架试验模型采用实际工程中常用的三角形桁架,弦杆为 C7510 截面构件,腹杆为 C7575 截面构件(图 2b 和 2c).试验共制作了三榀外观几何尺寸相同的屋架(图 2a),构件编号及截面信息见表 1.腹杆与上、下弦杆在截面腹板位置由一颗自攻螺钉连接,可认为是铰接,杆件轴线不在同一平面内,弦杆和腹杆均是偏心受力构件.图 2e 是屋脊节点的构造.

表 1 模型结构构件截面尺寸及长度

Tab.1 Section sizes and length of structure members of the truss models

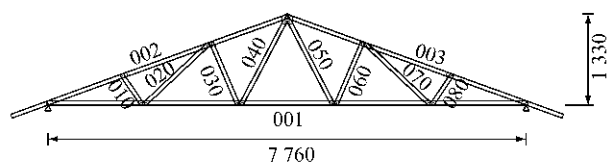
编号	构件截面	长度/mm	壁厚/mm	编号	构件截面	长度/mm	壁厚/mm
001	C7510	7 823	1.00	040	C7575	1 540	0.75
002	C7510	4 789	1.00	050	C7575	1 540	0.75
003	C7510	4 789	1.00	060	C7575	1 100	0.75
010	C7575	580	0.75	070	C7575	1 420	0.75
020	C7575	1 420	0.75	080	C7575	580	0.75
030	C7575	1 100	0.75				

## 1.3 加载装置

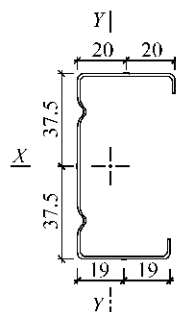
试验利用蓝瑾建筑钢结构(上海)有限公司住宅部测试中心的反力架与数据采集仪,采用 18 个千斤顶施加同步集中荷,并设置平面外支撑来模拟实际屋架的受力形式.图 3 为部分试验加载装置及屋架模型就位照片.

## 1.4 测点布置

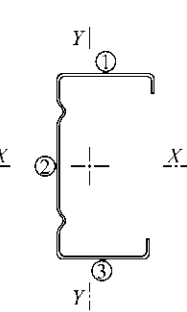
依据实际经验和有限元软件初步计算结果,本



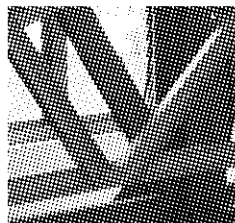
a 构件尺寸及编号



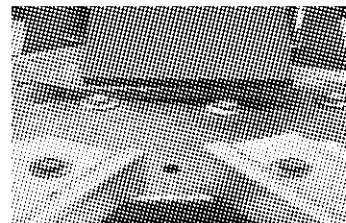
b 截面形状



c 截面应变片布置



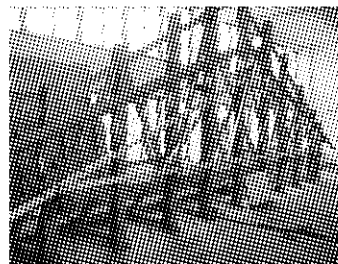
d 弦杆与腹杆连接节点



e 屋脊节点

图 2 屋架模型(尺寸单位:mm)

Fig.2 Roof truss models



a 加载装置



b 加载千斤顶

图 3 试验加载装置

Fig.3 Test setup

次试验位移计主要布置于屋脊、上下弦杆中部和支座处,共 6 个竖向位移计.图 4 中 A—F 为其布置位置.

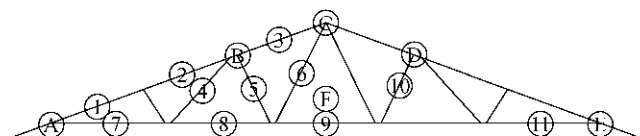


图 4 位移及应变测点布置

Fig.4 Measuring points for displacement and strain

本次试验的应变片主要布置于弦杆压力和弯矩较集中的几个部位及部分腹杆上.屋架半跨全部布

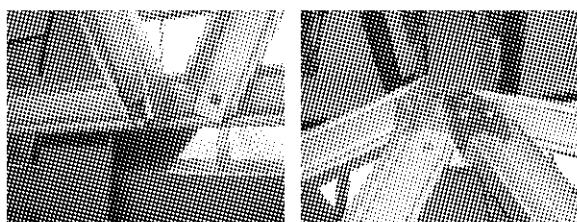
置,另一半跨布置2个校验点,共11个测点.图4中的编号1—11给出了分布位置,构件每个测点的截面上布置3个应变片,位置见图2c.

## 2 试验结果

### 2.1 破坏现象

#### 2.1.1 第一榀屋架

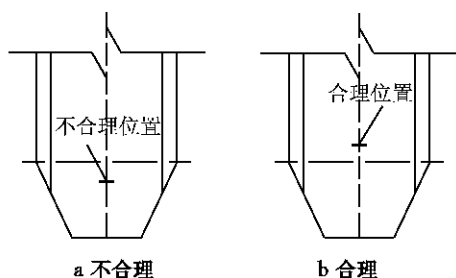
第一榀屋架采用屋架原有的节点构造形式,见图2.图5是结构的破坏照片,主要包括:①下弦受压节点破坏.出现在左半跨斜腹杆与下弦杆的相交位置,腹杆在连接区域局部屈曲(图5a),自攻螺钉严重倾斜,几乎要斜拔出.其原因在于连接斜腹杆与下弦杆的1颗自攻螺钉处在翼缘切除的腹板部位(图6a),从而使得这部分腹板面外刚度几乎没有,容易发生局部的面外屈曲.②屋脊节点板的面外失稳破坏(图5b).原因在于屋脊节点板面外刚度弱,承受面内压力时易发生局部面外失稳破坏.



a 斜腹杆局部屈曲 b 节点板失稳破坏

图5 第一榀屋架的破坏模式

Fig.5 Failure modes of truss model No.1



a 不合理 b 合理

图6 自攻螺钉布置的合理连接部位

Fig.6 Rational connection point of self-drilling screws

总体而言,该榀屋架破坏模式为局部节点破坏,而不是构件破坏,这将导致屋架的承载能力得不到充分发挥.因此,第一榀屋架试验破坏的模式表明:①屋脊节点在面外必须加强,以提高其平面外刚度;②当屋架腹杆与弦杆直接连接时,腹杆端头可切角,但外伸长度不宜大,且由于腹板壁厚较薄,面外刚度小,容易屈曲破坏,节点部位自攻螺钉应在腹杆端部卷边连线以内.图6b给出了相应正确的位置.

#### 2.1.2 第二榀屋架

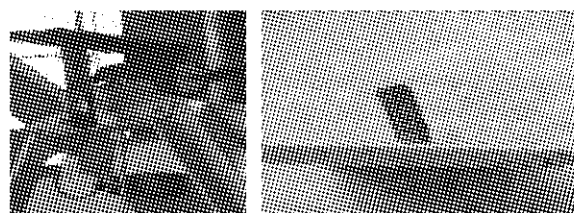
基于第一榀屋架的破坏形式,对第二榀屋架试验模型进行了改进:①对屋脊节点,采用C7575开口截面加强节点板平面外刚度,如图7所示,并在下弦杆增加两处侧向支撑;②对腹杆受压节点,把腹板的螺钉位置内移,以防止局部屈曲,如图6b.



图7 加强的屋脊节点

Fig.7 Enhanced joints at apex

图8是试验破坏的照片.随着荷载的增加,发现节点板刚度仍然不够,C7575截面开口且壁薄,其面外抗弯刚度有限.从图8a中看到,试验过程中屋脊节点位置的竖向位移大,节点板用于加强的C7575截面下翼缘脱离限位挡板的约束,仅靠上翼缘抵抗平面外作用力,上翼缘被拉开,最终与腹板平面成150°角左右.另外,由于屋架直接搁置于支座钢板上,仅用连接螺栓限制平面外运动的约束,试验过程中右支座的钢垫板突然滑出,使得加载无法继续进行.图8b是支座钢板的连接螺栓弯曲破坏的照片.试验说明,屋脊节点需进一步改进,以提高其面外刚度,同时试验时的屋架支座需要约束面外平动.



a 节点板件破坏 b 支座钢板连接螺栓弯曲

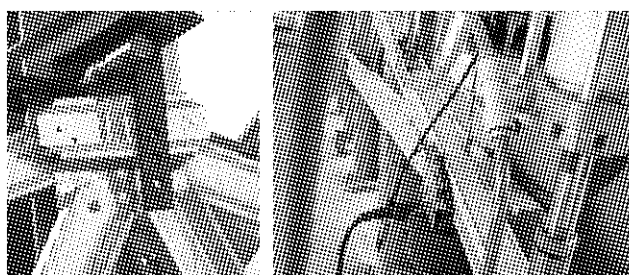
图8 第二榀屋架的破坏形式

Fig.8 Failure modes of truss model No.2

#### 2.1.3 第三榀屋架

第三榀屋架试验对模型做了进一步的改进:①加强了屋脊节点板,采用C7575组成的箱型截面构件,加强原始的屋脊节点钢板;②改进了屋架支座,有效限制了支座的平面外平动自由度,如图9所示.

图10是第三榀屋架的破坏情况.破坏模式是上弦杆件整体失稳,破坏部位具有对称性.图10a,b分别为左、右上弦杆件的破坏.试验中首先是左上弦杆靠近节点附件的一段构件发生弯扭失稳,结构两侧

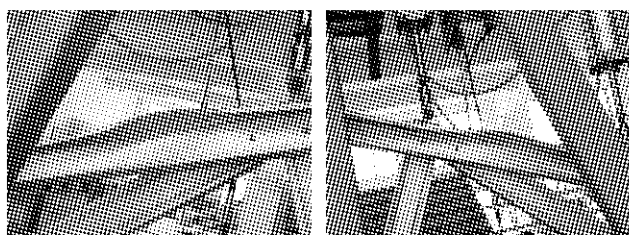


a 加强的节点板

b 固定支座

图9 改进方案

Fig.9 Improved scheme



a 左弦杆

b 右弦杆

图10 第三榀屋架的破坏形式

Fig.10 Failure modes of truss model No.3

的抗力不再均衡,千斤顶继续加载时,荷载部分往右侧弦杆转移和传递,最终右上弦杆在对应的位置也发生失稳破坏.试验的破坏模式合理,无局部节点破坏,与结构设计思路相符合.

三榀屋架模型试验的破坏模式和极限承载力汇总于表2.

表2 屋架试验结果

Tab.2 Test results of roof trusses

屋架编号	破坏类型	破坏荷载/kN
1	连接破坏	0.975
2	加载中支座滑动	1.162
3	弦杆整体失稳	1.153

## 2.2 应力和应变

三榀屋架的试验中,只有第一榀构件布置了应变片,以下重点分析第一榀屋架的试验数据,为桁架在弹性阶段的实际受力性能提供参考.图11为加载过程中左、右支座反力随所加荷载的变化情况.可见二者大小基本相当;图12给出了处于对称位置的2号和4号位移计测到的荷载一位移曲线.加载到0.8 kN以前,两个测点位移相当,但此后2号(左上弦杆)测点的位移急剧增大,远远超过4号.这是由屋架局部破坏引起的,左边斜腹杆局部屈曲后,屋架左侧抵抗荷载能力降低,左右抗力刚度不对称,使得2号与4号测点位移差越来越大.图13a—d为部分测点的荷载—应变曲线,同一测点布置3个应变片,后缀-1,-2,-3分别对应该测点截面的上翼缘、腹板和

下翼缘.从图中可以看出,荷载达到0.75 kN时,部分测点的曲线出现异常,说明结构开始向局部破坏阶段发展.图13a为左上弦杆3号测点的荷载—应变曲线.可以看到,在荷载小于0.75 kN时,上弦杆处于全截面受压状态;0.75 kN以后,下翼缘受力方向发生变化,受压变为受拉,应变急剧增加.图13b是测点8的荷载—应变曲线,反映出左边斜腹杆与下弦杆相交位置的失稳破坏,处于受拉状态的腹板和下翼缘曲线稳步上升,而上翼缘曲线发生大幅度折向,由受拉状态突变为受压状态.5号和10号是对称布置的校验测点,图13c曲线发生变向,而图13d曲线正常上升,两图对比清楚地反映出屋架的不对称破坏.

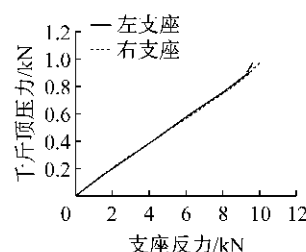


图11 荷载—反力曲线

Fig.11 Load-reaction curves

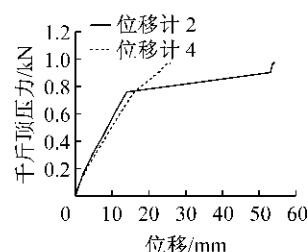
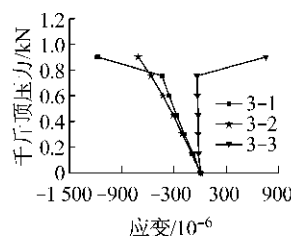
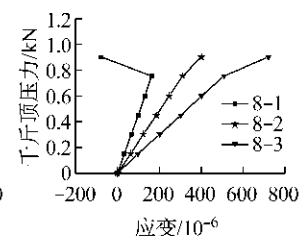


图12 荷载—位移曲线

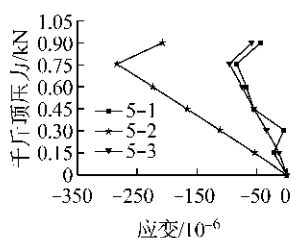
Fig.12 Load-displacement curves



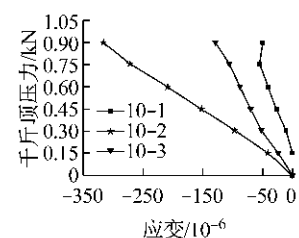
a 3号测点



b 8号测点



c 5号测点



d 10号测点

图13 测点荷载—应变曲线

Fig.13 Load-strain curves of the measure points

表3给出试验过程中各测点出现的最大应变和应力(取绝对值最大),这里负号表示压应变和压应力.整个屋架构件测点的最大应力出现在2号点上翼缘,压应力305.7 MPa.本次屋架试验构件G550钢材的屈服强度为600 MPa以上,说明屋架的破坏不是构件强度问题,而是屋脊节点板及连接的局部破坏起着控制作用.

表3 测点最大应变和应力

Tab.3 Maximal stress and strain of the measure points

测点位置	上翼缘		腹板		下翼缘	
	最大应变/ $10^{-6}$	最大应力/MPa	最大应变/ $10^{-6}$	最大应力/MPa	最大应变/ $10^{-6}$	最大应力/MPa
1	-574	-118.2	-756	-155.7	-231	-47.6
2	-1 484	-305.7	-391	-80.6	572	117.8
3	-1 177	-242.5	-710	-146.3	756	155.7
4	68	14.0	144	29.7	53	10.9
5	-84	-17.3	-284	-58.5	-96	-19.8
6	124	25.5	256	52.7	143	29.5
7	271	55.8	546	112.5	873	179.8
8	164	33.8	401	82.6	721	148.5
9	607	125.0	179	36.9	157	32.3
10	-55	-11.3	-316	-65.1	-129	-26.6
11	277	57.1	644	132.7	562	115.8

### 2.3 变形结果

第三榀屋架试验的破坏模式最为合理,选取该次试验的结果作为位移计算参考。图14为屋架下弦杆跨中的荷载—位移曲线,本次试验屋架达到极限承载力破坏时的跨中位移为38.5 mm。屋架的跨度为7 760 mm,按照正常使用极限状态,屋面桁架在承受恒载加活载作用时,跨中的最大允许挠跨比为1/300,即位移25.9 mm。说明冷弯薄壁型钢屋架结构由于构件的截面小,整体刚度小,结构设计时可能会由正常使用极限状态而不是承载能力极限状态控制,屋盖结构的强度具有一定的安全贮备。

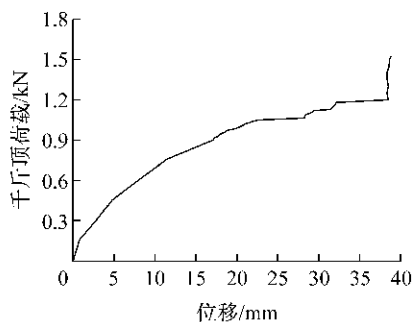


图14 跨中荷载—位移曲线

Fig.14 Load-displacement curve at middle span

## 3 理论分析比较

### 3.1 分析模型

根据这类屋架的构造特点,承载能力计算采用图15所示模型。其中,上、下弦杆为连续梁,视作压弯构件;上、下弦杆交点位置铰接;腹杆为两端分别与上、下弦杆铰接的轴心受压构件。按照《冷弯薄壁型钢结构技术规范》(GB 50018—2002)的计算长度建议:在屋架平面内,各杆件的计算长度取节点间的

距离;在屋架平面外,弦杆取侧向支撑点间的距离,腹杆取节点间的距离。

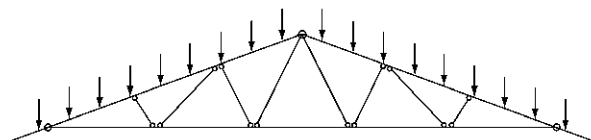


图15 屋架计算简图

Fig.15 Calculation diagram of roof truss models

根据该模型,计算得到千斤顶的最大加载为1.20 kN。

另外,通过第一榀屋架试验采集的应变片数据,反算构件内力,与该分析模型的内力计算结果进行比较。根据应变片的测试数据,构件实际上受到双向压弯的作用,存在轴力 $N$ 、绕强轴和弱轴的弯矩 $M_2$ ,  $M_3$ 的共同作用,可通过应变测量近似估计。试验是分级加载,荷载超过0.75 kN后,屋架出现局部破坏,所以选取荷载水平0.75 kN的结果进行对比。理论计算时,腹杆截面设置偏心,以考虑其受到的偏压(拉)作用。表4是荷载0.75 kN时构件测点内力理论值和实测估计值的对比。

从表中看出,该计算模式得到的构件轴力与实测数据接近,总体上分析得到的构件轴力值偏小。弦杆绕强轴的弯矩理论值和试验值吻合;弦杆绕弱轴理论计算的弯矩为零,实测数据存在一定程度的弯矩,这是由构件偏心、侧向支撑反力、试验安装误差等因素引起。腹杆绕强轴的弯矩理论值为零,实测的弯矩也非常小,说明其绕强轴方向弯矩可忽略;腹杆绕弱轴的弯矩理论计算值大于实测值,说明此计算模式保守,腹杆作为偏心受力构件设计偏于安全。

为了更清楚地了解各项内力对构件截面应力的贡献,表5列举了部分测点由 $N$ ,  $M_2$ ,  $M_3$ 引起的截面应力,以及应力间的相对比例关系。

表 4 构件内力对比(弹性阶段,千斤顶荷载 0.75 kN)

Tab.4 Comparison of the internal force of structure members (elastic phase, jack load 0.75 kN)

测点	轴力 $N/\text{kN}$		强轴弯矩 $M_2/(\text{kN} \cdot \text{m})$		弱轴弯矩 $M_3/(\text{kN} \cdot \text{m})$	
	理论	实测	理论	实测	理论	实测
1	-14.94	-16.73	0.22	0.15	0.00	0.11
2	-13.70	-14.39	0.17	0.37	0.00	0.04
3	-10.43	-12.11	0.17	0.17	0.00	0.11
4	2.43	2.34	0.00	0.01	0.06	0.02
5	-3.35	-4.14	0.00	0.01	0.08	0.05
6	3.24	4.24	0.00	0.01	0.08	0.04
7	13.99	14.34	0.07	0.07	0.00	0.06
8	11.23	10.98	0.08	0.14	0.00	0.01
9	8.32	7.70	0.08	0.08	0.00	0.03
10	-3.35	-3.87	0.00	0.02	0.08	0.05
11	13.99	14.45	0.07	0.09	0.00	0.07

表 5 部分测点由  $N, M_2, M_3$  引起的各项内力比例(弹性阶段、千斤顶荷载 0.75 kN)Tab.5 Proportion of different internal forces induced by  $N, M_2, M_3$  on some measure points

测点	轴力 $N$		强轴弯矩 $M_2$		弱轴弯矩 $M_3$		总应力/MPa
	应力 1/MPa	百分比/%	应力 2/MPa	百分比/%	应力 3/MPa	百分比/%	
2-1	87.98	46.9	90.60	48.4	8.66	4.60	187.30
2-2	87.98	85.9	0	0	14.44	14.10	73.54
2-3	87.98	46.5	-92.73	48.9	8.66	4.58	3.91
5-1	34.37	71.1	-2.95	6.1	-11.02	22.80	20.39
5-2	34.37	65.2	0	0	18.37	34.80	26.37
5-3	34.37	70.9	3.02	6.2	-11.02	22.80	52.74
8-1	67.09	64.5	-35.12	33.8	1.82	1.80	33.78
8-2	67.09	95.7	0	0	-3.03	4.30	64.07
8-3	67.09	63.9	35.94	34.3	1.82	1.70	104.85

从表中 2 号、8 号测点数据看出,弦杆设置支撑的位置,  $M_3$  对截面应力的贡献较大,但侧向约束虽然导致产生了  $M_3$  弯矩,却限制住弦杆绕弱轴失稳,使其只会出现绕强轴的平面内失稳模式,  $M_3$  的出现不会导致弦杆破坏模式的改变及承载能力下降。因弦杆破坏是由稳定而非强度控制,且  $M_3$  的产生除了侧向支撑外,可能来自其他因素,不易准确计算,所以在计算模式中可以把弦杆作为仅绕强轴的压(拉)弯构件。从 5 号测点可以看出,  $M_3$  产生的应力相对轴力产生的应力来说,是不能忽略的,其对构件截面总应力的贡献达到了 20%,弯矩来自于腹杆受到的偏心轴力。采用本计算模式得到的腹杆弯矩  $M_3$  比实测值偏大,用来进行构件的偏压设计是趋于安全和保守的。

通过上述分析比较可知,本文采用图 15 所示的屋架计算模型对上、下弦杆的内力分析是合理的,对腹杆分析需要考虑腹杆对弦杆偏心引起的弯矩作用。

### 3.2 有限元分析结果

采用通用有限元软件 ANSYS,本文建立了可以考虑材料和几何非线性的分析模型,用理想弹塑性模型模拟高强钢材,塑性壳单元 Shell 181 模拟冷弯薄壁型钢屋架构件,连接节点处线位移自由度耦合

的方式模拟自攻螺钉连接的受力情况。首先对屋架结构进行了特征值屈曲分析,然后分别按不考虑几何缺陷和考虑 1/1 000 跨度的几何缺陷进行了结构的非线性稳定分析。表 6 为极限承载能力计算结果。图 16 是屋架结构的破坏情况。结果表明,屋架结构的破坏模式为上弦杆的整体弯扭屈曲,和试验观测到的现象一致,极限承载力也和试验结果非常接近。

表 6 屋架极限承载力

Tab.6 Ultimate load-bearing capacities of the roof truss

类别	破坏模式	极限承载力/kN	误差/%
特征值分析	上弦杆整体失稳	1.388	
试验(第三幅)	上弦杆整体失稳	1.153	
ANSYS(无缺陷)	上弦杆整体失稳	1.144	0.8
ANSYS(1/1 000 缺陷)	上弦杆整体失稳	1.085	5.9

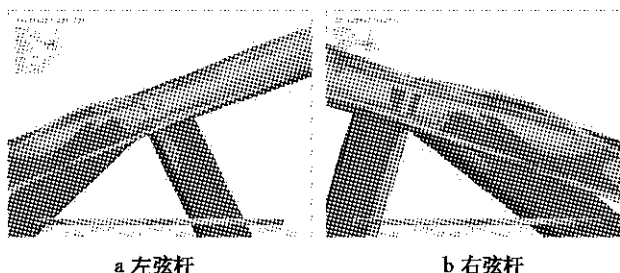


图 16 结构数值模拟得到的破坏模式

Fig.16 Failure modes by numerical simulation

## 4 屋架设计方法及构造建议

### 4.1 屋架内力计算模型

超薄壁冷弯型钢屋架结构杆件内力计算模型可采用图 15 所示的分析模型,即上、下弦杆为连续梁,视作压弯构件,上、下弦杆交点位置铰接,腹杆为两端分别与上、下弦杆铰接的轴心受压构件。但对腹杆还要再补充考虑其对弦杆偏心引起的弯矩。

### 4.2 构件设计

超薄壁冷弯型钢屋架结构的构件计算长度及强度验算可参考现行国家标准《冷弯薄壁型钢结构技术规范》(GB 50018—2002)的规定进行。稳定性验算建议参考文献[3]提出的计算方法。

#### (1) 弦杆计算

文献[3]推荐的 C 型开口截面压(拉)弯构件计算公式为

$$N/N_j + \beta_m M/M_j \leq 1.0 \quad (1)$$

为节省篇幅,式中具体参数的含义可参见文献[3]。

#### (2) 腹杆计算

腹杆为偏压(拉)构件,设计时需考虑轴力偏心造成的绕弱轴弯矩,其值为  $M=Ne$ ,轴力  $N$  由理论计算得到,偏心距  $e$  取杆件形心到腹板外表面的距离,同样可采用式(1)验算其整体稳定性。

对第三次屋架试验,观测到结构上弦杆发生弯扭失稳破坏,此时测得屋架极限承载力为 1.153 kN。采用前文建议的结构内力计算模型,提取上弦杆破坏时构件的轴力和弯矩,以此验算构件稳定性。此时,理论分析得到的内力和承载力分别为  $N=23.5$  kN,  $M=0.48$  kN·m,  $N_j=40.9$  kN,  $M_j=1.08$  kN·m,由式(1),得到  $N/N_j + \beta_m M/M_j = 1.02 > 1.0$ 。说明弦杆发生整体屈曲失稳破坏,与试验现象吻合。因此,本文提出的结构内力计算模式和构件设计方法是合理可行的。目前,该方法已经被国家行业标准《低层冷弯薄壁型钢房屋建筑技术规程》(JGJ 227—2011)采用。

### 4.3 构造建议

#### 4.3.1 屋脊节点

当屋脊附近作用有集中荷载时,如果屋脊节点刚度较弱,建议设计时在节点板增加图 17 所示的加强件。

#### 4.3.2 受压腹板

当屋架腹杆与弦杆直接连接时,腹杆端头可切角,但外伸长度不宜大,节点部位自攻螺钉应在腹杆

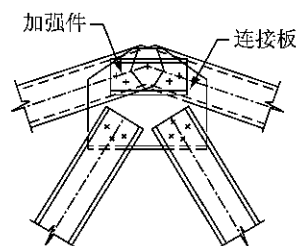


图 17 加强的屋架屋脊节点

Fig. 17 Enhanced roof ridge joints

端部卷边连线以内,见图 6b。

## 5 结论

(1)屋架结构的破坏模式有下弦受压腹杆节点的破坏、屋脊节点板破坏和上弦杆的整体失稳破坏,前两种破坏模式要尽量避免发生,且经过侧向支撑的布置及节点构造的改进,是可以防止的。

(2)实际工程中要保证节点板连接的可靠性,避免节点先于构件破坏的现象出现,本次试验节点板加强收到了理想的效果。建议在屋架的结构设计中,对屋脊节点板增加平面外加强件。

(3)建议对高强超薄壁冷弯型钢屋架结构采用弦杆为连续压(拉)弯构件、腹杆为轴压(拉)构件的计算模型(图 15)进行内力分析;对腹杆还要考虑轴力偏心造成绕弱轴弯矩的影响,再结合公式(1)进行构件稳定验算。

(4)有限元分析得到的屋架结构破坏模式与极限承载力和试验数据一致,说明壳单元能模拟出屋架构件的屈曲破坏模式,节点处自由度耦合的手段能体现自攻螺钉连接在屋架中的受力情况,该分析模型具有较好的工程实用价值。

### 参考文献:

- [1] Wood J V, Dawe J L. Full-scale test behavior of cold-formed steel roof trusses [J]. Journal of Structural Engineering, 2006, 132(4): 616.
- [2] 李丽. 冷弯薄壁型钢结构屋架受力性能及设计方法研究[D]. 西安:长安大学建筑工程学院,2008.  
LI Li. Research on mechanical behavior and design method of cold-formed steel roof trusses [D]. Xi'an: School of Civil Engineering of Chang'an University, 2008.
- [3] 刘翔. 高强冷弯薄壁型钢压弯构件承载力设计方法研究[D]. 上海:同济大学土木工程学院,2007.  
LIU Xiang. Experimental investigation on load carrying capacity design method for eccentrically compressed high strength cold formed thin walled steel columns [D]. Shanghai: College of Civil Engineering of Tongji University, 2007.