

文章编号 1000 5013(2004) 04 0387 05

# 拱形波纹钢屋盖结构的屈曲性能分析

高轩能<sup>①</sup> 朱皓明<sup>①</sup> 王 健<sup>②</sup> 李 琨<sup>①</sup>

( ① 华侨大学土木工程系, 福建 泉州 36021; ② 南昌大学土木工程系, 江西 南昌 330029)

**摘要** 拱形波纹钢屋盖结构由冷成型弧形槽型板组截面构件锁边咬合而成, 其极限承载能力受多种因素的影响, 并主要取决于其稳定承载性能. 文中根据拱形波纹钢屋盖结构的成型特性和工作机理, 在所建立的实体有限元计算模型中, 采用能够反映结构特殊工作状态的边界约束条件, 对结构在半跨和全跨竖向荷载作用下的屈曲模态以及其稳定承载能力等屈曲性能进行理论分析. 理论计算结果表明, 拱形波纹钢屋盖结构的屈曲性能不仅与结构几何尺寸有关, 而且取决于截面的形状和荷载作用形式. 计算结果与试验结果和按《拱型波纹钢屋盖结构技术规程(报批稿)》简化方法计算结果, 分别进行比较分析.

**关键词** 拱形波纹钢屋盖, 冷弯薄壁板组, 屈曲性能, 屈曲模态, 槽型截面

**中图分类号** TU 392.102 **文献标识码** A

拱形波纹钢屋盖结构采用很薄的钢板(一般 0.5~ 1.5 mm 厚)制成, 是一种典型的冷弯薄壁型钢结构<sup>[1]</sup>. 它通过改变截面型式而不是通过提高材料用量, 来得到结构较强的承载能力. 这种结构自重轻、跨度大, 承载与围护结构合一, 施工速度快, 具有很好的经济性, 在我国得到了广泛应用. 它仅应用于临时建筑、仓储、轻工车间等工业建筑, 而且应用于商场、展厅、体育馆等公共建筑, 如图 1 所示. 但这种结构截面型式复杂, 组装工艺特殊, 截面中存在冷加工引起的不规则波纹状褶皱和残余应力, 使其工作机理复杂, 难以进行精确的理论分析, 理论研究远远落后于工程实践. 国内外对这种结构的整体和局部稳定承载能力, 以及其工作机理进行了一定的研究<sup>[2~7]</sup>, 取得了一些有价值的成果, 但尚不深入. 1996 年以来, 我国此类结构的垮塌事故时有发生, 造成了较大的人员和财产损失, 表明对其承载特性尚未完全了解. 因此, 有必要对这种结构的工作机理、破坏模态和极限承载能力作进一步探讨. 拱形波纹钢屋盖结构由冷成型弧形槽型板组截面构件(图 2) 锁边咬合而成, 截面板件的宽厚比可达 400, 已大大超出我国冷弯薄壁型钢结构技术规范规定的上限. 这仅存在整体稳定问题, 而且局部稳定问题也很突出<sup>[5~7]</sup>. 本文根据拱形波纹钢屋盖结构的成型特性和工作机理, 在所建立的



图 1 拱形波纹钢屋盖结构



图 2 槽型板组截面

的实体有限元计算模型中, 采用能够反映结构特殊工作状态的边界约束条件, 对结构在半跨和全跨

竖向荷载作用下的屈曲模态及其稳定承载能力等屈曲性能进行理论分析. 计算结果表明, 拱形波纹钢屋盖结构的屈曲性能不仅与结构几何尺寸有关, 而且取决于截面的形状和荷载作用形式. 同时, 本文将理论计算结果与足尺模型试验结果, 以及按《拱型波纹钢屋盖结构技术规程(报批稿)》(以下简称“《规程》”)简化方法计算结果分别进行比较. 结果表明, 《规程》方法和本文方法在计算结构整体屈曲模态下的极限稳定承载能力方面, 均具有较高的精度和可靠度. 本文方法可适用多种屈曲模态的分析.

1 结构计算模型和约束条件

1.1 有限元理论分析模型的建立

拱形波纹钢屋盖结构的截面可划分为矩形槽型板组截面和梯形槽型板组截面, 如图 3 所示. 目前, 国际上广为应用的截面型式是美国 MIC 公司开发的 MIC-X 系列, 主要有 MIC-120, MIC-160 和 MIC-240. 国内厂家在参考国外经验的基础上开发的 MMR-118, MMR-178, MMR-238<sup>[1]</sup>以及 W-666<sup>[2]</sup>等截面型式也有大量使用. 本文以 MIC-120 和 MIC-240 截面型式为研究对象, 采用 ANSYS 软件对其在半跨和全跨荷载作用下的屈曲性能进行分析. 拱形波纹钢屋盖结构单元截面的翼缘和腹板均被成型设备辊压出许多横向波纹, 这些横向波纹几何构型复杂, 很难按实际形状

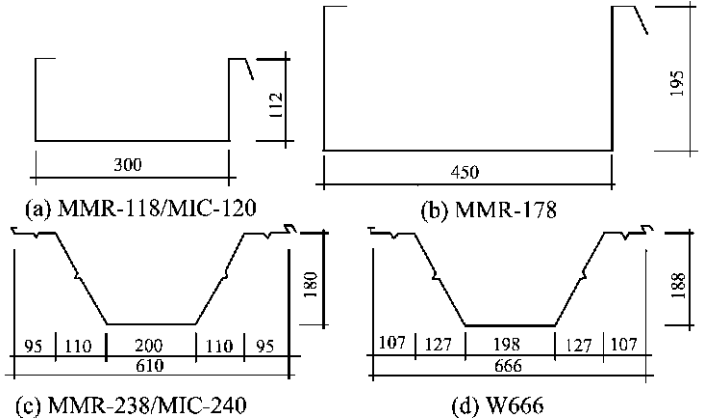


图 3 截面形式

进行建模. 如何在有限元计算模型中考虑波纹的影响, 是本文研究的关键点和难点之一. 考虑到建模的方便, 以及尽可能反映结构的实际工作状态和边界约束条件, 经仔细研究和反复试算, 本文采用两种截面模型进行计算分析, 如图 4 所示. 图 4(a) 为不考虑波纹的等厚度截面模型, 该模型的计算结果主要用于研究波纹对结构承载能力的影响; 图 4(b) 为《规程》建议采用的变厚度截面等效模型. 即根据等刚度原则, 通过改变截面厚度的方法来等效波纹的面内刚度, 波纹越深, 厚度越小, 且等效后忽略局部屈曲的影响. 该模型用于研究《规程》采用的变厚度截面等效模型的适用性. 变厚度截面各点的厚度  $t_{eq}$  可按如下公式确定, 即

$$t_{eq} = \frac{t^2}{6h}t, \quad h \geq t, \tag{1a}$$
$$t_{eq} = \left(1 - \frac{5}{6} \sqrt{\frac{h}{t}}\right)t, \quad h < t, \tag{1b}$$
$$t_{eq} = t, \quad h = 0. \tag{1c}$$

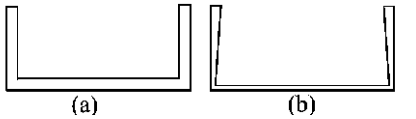


图 4 计算模型

在式(1)中,  $t_{eq}$  为截面上计算点的等效厚度;  $t$  为截面原板件厚度;  $h$  为截面上计算点的波纹深度, 可根据计算点在截面中的位置确定, 即

$$h = \frac{b}{2} \sqrt{\frac{H'}{2R'} + \left(\frac{H'}{2R'}\right)^2}. \tag{2}$$

在式(2)中,  $b$  为小波纹宽度, 由成型设备的型号确定;  $H'$ ,  $R'$  分别为截面上计算点所在圆弧的半径, 以及计算点到截面腹板上边缘的距离.

1.2 网格划分

由于波纹板组的厚度很薄, 等效截面则更薄, 最薄弱处往往不足 0.1 mm. 因此, 根据钢结构稳定理论, 变厚度截面等效模型在大部分情况下, 截面的局部屈曲会先于结构的整体屈曲发生. 但在《规程》中, 变厚度截面等效模型建立的一个前提条件, 就是不考虑截面局部屈曲的影响. 因而在有限元分析中, 必须避免计算模型发生局部屈曲, 才能对结构的整体屈曲特性进行分析. 本文经过反复分析和试算后发现, 可以利用 ANSYS 的自动寻解功能, 在分析中通过调整网格划分精度得到不同的屈曲模态及相应的

屈曲临界荷载. 例如, 对于一个局部相关屈曲先于整体屈曲的结构计算模型, 如要得到整体屈曲模态及其相应的屈曲临界荷载, 可采用较低精度的有限元网格; 而要得到局部相关屈曲模态及其相应的屈曲临界荷载, 则可采用较高精度的有限元网格. 为验证上述有限元计算过程的有效性和准确性, 本文对箱型和槽型截面 (图 5) 在两端铰支和轴心受压情况下的屈曲临界应力进行计算, 并与已知结果进行比较分析, 验证了 ANSYS 的上述功能.

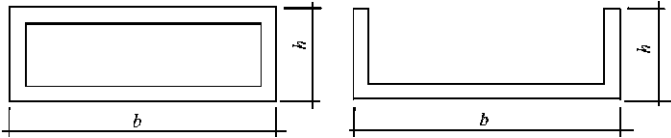


图 5 试算模型截面

计算结果如表 1 所示. 局部相关屈曲临界应力  $\sigma'$  按《GB 50018 冷弯薄壁型钢结构技术规范》<sup>[8]</sup> 有关公式计算, 整体失稳临界应力  $\sigma$  按欧拉公式计算. 从表中结果可以看出, 对同一模型采用不同精度的网格划分后, 所得出的局部相关屈曲和整体失稳临界应力平均值和标准差分别为 1.038 3, 0.059 263 和 0.927 4, 0.025 438, 均具有满意的精度. 本文对等厚度截面模型采用较高精度的网格划分, 以获得其实

表 1 典型算例结果与分析

截面 型式	序 号	B/ mm	H/ mm	T/ mm	l/ mm	$\sigma' / \text{MPa}$			$\sigma / \text{MPa}$		
						本文	文献[9]	应力比 <sup>①</sup>	本文	理论	应力比 <sup>②</sup>
箱 型	1	100	30	1	500	138	127	1.086 6	1 386	1 453	0.953 9
	2	100	30	2	500	506	508	0.996 1	1 311	1 362	0.962 6
	3	100	30	3	500	1 170	1 143	1.023 6	1 177	1 276	0.922 4
	4	100	40	1	500	109	118	0.923 7	2 309	2 511	0.919 6
	5	100	40	2	500	486	472	1.029 7	2 220	2 393	0.927 7
	6	100	40	3	500	1 013	1 062	0.953 9	2 048	2 280	0.898 2
	7	100	50	1	500	115	105	1.095 2	3 471	3 805	0.912 2
	8	100	50	2	500	460	420	1.095 2	3 316	3 662	0.905 5
	9	100	50	3	500	1 002	945	1.060 3	3 181	3 524	0.902 7
槽 型	10	100	30	1	500	85	78	1.089 7	618	634	0.974 8
	11	100	30	2	500	333	312	1.067 3	565	613	0.921 7
应力比平均值								1.038 3	0.927 4		
应力比标准差								0.059 263	0.025 438		

① 应力比= 本文/文献[6]; ② 应力比= 本文/理论

际的屈曲模态(如果局部屈曲先于整体屈曲发生, 则首先得到局部屈曲模态; 否则为整体屈曲模态). 对变厚度截面模型采用较低精度的网格划分, 以获得整体失稳模态.

1.3 板组结构边界条件的确定

为便于与《规程》比较, 拱形波纹钢屋盖结构的支座形式均假设为两端铰支. 槽型板组截面的边界约束条件按其实际工作状况设置, 如图 6 所示. 梯形槽截面工作时在上翼缘的边缘处相邻, 呈线接触, 则将其上翼缘纵向约束, 如图 6(b) 所示. 矩形槽截面在腹板处相邻. 本文采用腹板上边缘纵向简支约束的边界条件, 如图 6(a) 所示(腹板、翼缘分别指竖板和水平板).

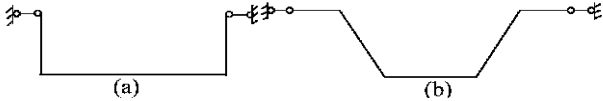


图 6 板组边界约束条件

2 理论计算结果与比较分析

结构的稳定承载能力取决于其屈曲模态. 拱形波纹钢屋盖结构的可能屈曲模态有, 整体屈曲、局部屈曲和畸变屈曲, 以及它们的相关屈曲等. 为探讨拱形波纹钢屋盖结构在不同荷载条件和跨度下的屈曲性能和极限承载能力, 以及验证《规程》推荐计算方法的有效性, 本文按上述方法对表 2 足尺模型试验样本进行了理论计算和分析. 表中,  $d$  为跨度,  $H$  为拱高,  $t$  为板厚,  $P_u$  为极限载荷. 为考虑结构的二阶效应, 计算时利用了 ANSYS 的非线性壳单元和自动寻解功能. 表 3 为本文理论计算结果、《规程》方法计算结果与试验结果的比较和统计参数. 临界屈曲荷载  $P_{cr}$  的计算方法分 3 个步骤. (1) 给定应力梯度.

表 2 模型试验数据<sup>[3,4,9]</sup>

序号	板型	$d/\text{m}$	$H/\text{m}$	$t/\text{mm}$	荷载类型	$P_u/\text{kPa}$
1	MMR-118	7.0	1.50	0.80	全跨均布	4.10
2	MMR-118	7.0	1.50	0.80	半跨均布	5.00
3	MIG-120	15.0	3.00	0.90	全跨均布	1.82
4	MIG-120	22.9	4.60	0.90	全跨均布	1.12
5	MIG-120	27.0	5.40	0.90	全跨均布	0.76
6	MIG-120	27.0	5.40	1.00	全跨均布	0.81
7	MIG-240	33.0	6.60	1.25	全跨均布	0.87
8	MIG-240	33.0	6.60	1.25	半跨均布	0.56
9	MIG-240	22.0	4.40	1.00	全跨均布	1.06
10	MIG-240	22.0	4.40	1.00	半跨均布	0.54

(2) 通过 ANSYS 分析给出屈曲临界应力. (3) 根据给定的应力梯度和截面特性反算出  $P_{cr}$ .  $P_s$  的确定则需按《规程》计算方法根据荷载作用情况和截面型式计算出最不利内力后再反复迭代才能求出. 具体计算过程繁琐, 此处略去. 比较分析表 3 中的计算结果, 可得 3 个结论. (1) 不考虑波纹影响的等厚度截面模型计算结果与试验结果严重不符, 计算结果不可用; 而考虑波纹影响的《规程》变厚度截面模型, 不管是本文方法还是《规程》方法, 总体上与试验结果符合较好. 一方面表明, 拱形波纹钢屋盖结构极限承载能力的计算必须考虑波纹的影响; 另一方面, 表明《规程》推荐的变厚度截面模型对于计算结构的整体稳定承载能力是可行的. (2) 对于小跨度(7 m)情况下的矩形槽截面(序号 1, 2), 本文计算模型(b)给出的整体屈曲荷载均远高于试验荷载. 《规程》方法对序号 1 给出的结果远高于试验荷载, 而对序号 2 给出的结果则远低于试验荷载. 根据文献[5~7]对受压波纹板组的理论和试验研究结果, 波纹板组的屈曲荷载高于同尺寸平板板组, 而且没有屈曲后承载能力. 由此可见, 结构的实际破坏模态是波纹板组发生了

表 3 理论计算结果与比较

序号	$P_u/\text{kPa}$	计算模型(a)		计算模型(b)		《规程》方法	
		$P_{cr}/\text{kPa}$	$P_{cr}/P_u$	$P_{cr}/\text{kPa}$	$P_{cr}/P_u$	$P_s/\text{kPa}$	$P_s/P_u$
1	4.10	9.00	2.195 1	28.05	6.841 5	15.00	3.658 5
2	5.00	6.40	1.280 0	27.55	5.510 0	3.10	0.620 0
3	1.82	7.88	4.329 7	2.17	1.192 3	2.80	1.538 5
4	1.12	2.80	2.500 0	1.04	0.928 6	1.33	1.187 5
5	0.76	1.77	2.328 9	0.62	0.815 8	0.92	1.210 5
6	0.81	2.00	2.469 1	0.75	0.925 9	1.08	1.333 3
7	0.87	2.19	2.517 2	0.67	0.770 1	1.80	2.069 0
8	0.56	1.95	3.482 1	0.61	1.089 3	0.54	0.964 3
9	1.06	6.70	6.320 8	2.84	2.679 2	3.30	3.113 2
10	0.54	2.25	4.166 7	0.61	1.129 6	0.88	1.629 6
平均值			3.159 0		2.188 2		1.732 4
标准差			1.451 349		2.194 002		0.962 291
平均值 <sup>①</sup>			3.113 4		0.978 8		1.419 0
标准差 <sup>②</sup>			0.864 751		0.161 236		0.363 375

①, ② 表示未含 1, 2 行数据的计算结果

局部相关屈曲, 此时不能按整体屈曲模态计算. 《规程》计算方法有可能导致错误结果, 应引起重视. (3) 对于跨度 10 m 以上的矩形槽截面(序号 3~6), 本文方法和《规程》方法得出的整体屈曲临界荷载与试验结果均符合较好, 误差较小. 表明结构的承载能力由整体屈曲模态决定. (4) 对于梯形槽截面(序号 7~10), 其屈曲模态的判定较为复杂. 从理论计算与试验结果的情况看, 结构既有可能发生整体屈曲, 也有可能发生与局部屈曲相关的整体畸变屈曲. 这视荷载作用和截面缺陷情况而定. 对于试验结构发生整体屈曲破坏的情况(序号 7, 8, 10), 理论计算结果与试验结果符合较好. 对于试验结构发生畸变屈曲破坏的情况(序号 9), 理论计算结果与试验结果有较大误差. 说明《规程》中对这类屈曲模态未作考虑, 有高估其承载能力的危险. (5) 表 3 中最下两行数值为 3, 4, 5, 6, 7, 8, 10 组试验的平均值和标准差. 《规

程》方法和本文方法计算结果的平均值和标准差分别为 1.419 0, 0.363 375 和 0.978 8, 0.161 236. 由此可见,《规程》方法在计算结构整体屈曲模态下,其极限稳定承载能力方面具有较高的精度和可靠度. 本文方法也证明了这一点,并且其精度更好.

### 3 结束语

(1) 波纹对拱形波纹钢屋盖结构板组稳定承载性能的影响很大,计算中必须考虑波纹对结构稳定承载能力的影响.(2) 当结构的整体屈曲模态先于整体畸变屈曲和局部屈曲模态发生时,《规程》简化方法计算结果与试验极限荷载符合较好.《规程》简化方法在计算拱形波纹钢屋盖结构的整体屈曲承载能力方面有较好的精度和可靠度.(3) 由于拱形波纹钢屋盖结构对各种缺陷较敏感,其屈曲模态发生并不单一,屈曲模态不同相应的稳定承载性能也迥异.有必要进一步研究拱形波纹钢屋盖结构在,及其不同结构几何尺寸、截面形状、缺陷和荷载作用形式下的屈曲性能,特别是结构局部屈曲和畸变屈曲状态下的稳定性能.《规程》给出的简化设计方法未能考虑不同屈曲模态对其极限承载能力的影响,尚需进一步改进.

### 参 考 文 献

1 刘锡良. 一种新型空间钢结构——银河拱型波纹钢屋盖[J]. 建筑结构学报, 1996, 17(4): 72~ 75  
2 王小平. 大跨度拱型波纹钢屋盖试验研究与有限元分析[D]: [学位论文]. 武汉: 武汉工业大学图书馆, 1999. 1~ 146  
3 玄俊男, 尹晓东. MIG 120 拱板的局部失稳试验及研究[J]. 工业建筑, 1999, 29(5): 25~ 28  
4 张 勇. 金属拱型波纹钢屋盖结构分析、设计理论与试验研究[D]: [学位论文]. 天津: 天津大学图书馆, 2000. 1~ 152  
5 吴丽丽. 拱型波纹钢屋盖结构局部相关屈曲的有限元分析与试验研究[D]: [学位论文]. 南昌: 南昌大学图书馆, 2002. 1~ 70  
6 高轩能, 吴丽丽. 拱型波纹钢屋盖结构均匀受压局部屈曲的有限元分析[A]. 石永久等主编. 钢结构工程研究论文集(4) [C]. 北京:《钢结构》编辑部, 2002. 47~ 52  
7 高轩能, 吴丽丽. 拱型波纹钢屋盖结构局部板组相关屈曲的试验研究[A]. 石永久等主编. 钢结构工程研究论文集(4) [C]. 北京:《钢结构》编辑部, 2002. 262~ 267  
8 张 勇, 刘锡良, 王元清等. 拱型波纹钢屋盖结构足尺模型试验研究[J]. 土木工程学报, 2003, 36(2): 26~ 32  
9 中南建筑设计院编. GB 50018 冷弯薄壁型钢结构技术规范[S]. 北京: 中国计划出版社, 2002. 1~ 144

## Buckling Analysis of Arch Corrugated Steel Roof

Gao Xuanneng<sup>①</sup> Zhu Haoming<sup>①</sup> Wang Jian<sup>②</sup> Li Kun<sup>①</sup>

(<sup>①</sup> Dept. of Civil Eng., Huaqiao Univ., 362021, Quanzhou, China;  
<sup>②</sup> Dept. of Civil Eng., Nanchang Univ., 330029, Nanchang, China)

**Abstract** An arch corrugated steel roof (ACSR) is constructed by lockstitching the borders of cold formed thir walled curved rectangle or trapezium channel sections shaped by sheet steel panel. The ultimate bearing capacity of this structure is affected by varied factors and depends primarily on its stability bearing capacity. Based on forming characteristics and operating mechanism of this structure and adopting boundary constraint conditions reflecting special operating mode of the structure, the authors establish a solid finite element model and carry out a theoretical analysis on the buckling modes and stability bearing behavior of the structure subjecting to half span or full span vertical uniform loading. The theoretical results show that the buckling behavior of this structure not only relates to geometrical sizes of the structure, but also depends on the shape of section and the type of loading. The results are also compared respectively with the full sized model test results and those according to simplified method of “Technical Specification for ACSR” ( edition for authorizing ), it is ilustrated that the method used in this paper is more useful and accurate.

**Keywords** arch corrugated steel roof (ACSR), cold formed thir walled panel assemblies, buckling behavior, buckling modes, rect-angle and trapezium channel sections