



FPInnovations 

Info@fpinnovations.ca
web.fpinnovations.ca

大跨度木结构概述

项目编号: 301016358

Zhiyong Chen, Ph.D., P.Eng., Senior Scientist
Chun Ni, Ph.D., P.Eng., Lead Scientist

Client:
Canada Wood
1607 Reignwood Center, 8 Yongan
Dongli, Jianguomenwai Street
Chaoyang District, Beijing, China
100022

Contact:
Haiyan Zhang
haiyan.zhang@canadawood.cn

March 31, 2025

摘要

近年来，大跨度木结构在中国的应用急剧增长，其中许多结构已成为中国主要城市的地标建筑。2023 年，GB 50005 标准委员会的秘书处——西南设计院开始制定一项新的大跨度木结构行业标准，以规范设计要求。本报告将针对加拿大的设计方法和木质产品进行文献调研，以支持新标准的制定并确保该方法的科学性和实用性。报告重点关注了加拿大在大跨度结构设计与分析方面的现行方法和研究成果，并收集有关大跨木结构的工程实例。

报告标题

项目编号: 301016358

鸣谢

该项目得到了加拿大木业的财政支持。我们非常感谢加拿大木业在项目中的帮助和指导。

校核

Marjan Popovski, Ph.D., P.Eng.
Lead Scientist, Building Group

作者联系方式

Zhiyong Chen, Ph.D., P.Eng.
Senior Scientist, Building Systems
zhiyong.chen@fpinnovations.ca

Chun Ni, Ph.D., P.Eng.
Lead Scientist, Building Systems
chun.ni@fpinnovations.ca

审订

Dorian Tung, Ph.D., P.Eng., PE, LEED AP BD+C
Manager, Building Systems
dorian.tung@fpinnovations.ca

尽管已尽一切合理努力确保所提供信息的准确性、正确性和/或完整性，FPInnovations 并不对本报告中包含的意见、发现、结论或建议的使用、应用和/或引用作出任何明示或暗示的保证，也不承担任何法律责任或义务。

目录

目录	3
1 引言	5
2 结构体系.....	8
2.1 桁架	9
2.1.1 常见桁架种类.....	10
2.1.2 概念设计.....	12
2.1.3 受压构件的屈曲问题及支撑设计.....	13
2.2 门式刚架和拱架.....	14
2.2.1 门式刚架.....	14
2.2.2 拱架.....	15
2.2.3 概念设计.....	21
2.2.4 结构稳定性与数值模拟.....	22
2.3 穹顶	25
2.3.1 带肋穹顶.....	26
2.3.2 球面网壳穹顶.....	28
2.3.3 网壳木结构穹顶的设计建议.....	30
2.4 悬索结构.....	31
2.4.1 一般问题与解决方案.....	31
2.4.2 悬索结构力学行为的关键影响因素.....	33
3 连接	35
3.1 概述	35
3.2 节点类型.....	38
3.2.1 受剪销钉节点.....	42
3.2.2 螺钉和胶合植筋连接的抗拔性能.....	46
4 跨度影响.....	48
4.1 结构稳定性.....	48
4.2 结构支撑.....	48
4.3 节点和连接.....	49
4.3.1 木材各向异性.....	50

4.3.2 木材含水率影响.....	50
4.3.3 节点偏心.....	51
4.3.4 连接的延性行为.....	52
5 案例分析.....	54
5.1 太原植物园.....	54
5.2 天府农业博览会.....	56
6 结语.....	61
7 参考文献.....	62

1 引言

使用木材建造大跨度结构由来已久，其中尤以桥梁为最。由于跨越河流、山谷等障碍物的需求，人类在大跨度结构的建造方面付出了很多努力。1812 年建造的科洛西大桥（见图 1）净跨度约为 104m，远远超过了当时任何其他材料建造的桥梁。该桥由三个平行的桁架木拱组成，并配有若干铁制对角支撑。



图 1 美国费城附近斯库基尔河上的科洛西大桥，1812 年（Crocetti et al., 2022）

除桥梁外，过去 30~40 年间还建造了大批以体育场和游泳馆为代表的大跨木结构。典型案例为超级穹顶（The Superior Dome）和维京船（Viking Ship），如图 2 和图 3 所示。超级穹顶（图 2）是世界上最大的木质穹顶，位于美国密歇根州马凯特的北密歇根大学校园内，直径 163m，拱高 49m。该结构为网格格式穹顶，采用花旗松胶合木作为肋拱材料。维京船（图 3）则是 1994 年为挪威利勒哈马尔的奥运会而建。其设计灵感来源于传统的挪威西海岸小型木制划船——奥塞尔夫（Osolver）。该结构由多个平行的三铰桁架拱组成，最大跨度为 96.4m（如图 3 右所示）。中部背弓由其他拱支撑，赋予了船体独特的美学形状。



图 2 超级穹顶，位于美国马凯特，1991 年（图片来自 TMP 建筑事务所）

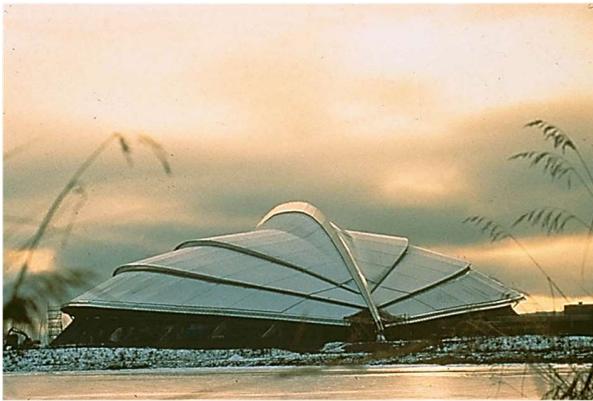


图 3 维京船博物馆，位于挪威哈马尔，1992 年（图片来自 NIELSTORP+事务所）

近年来，大跨度木结构在中国飞速发展，成为了许多城市的地标性建筑。以位于成都的天府农业博览会的展馆为例（图 4），该结构由 5 个拱结构组成，覆盖了整个农业博览会的博物馆和露天市场部分，总面积达 80,000 m²，是亚洲最大的木结构之一。该结构采用了独特的钢木混合空腹桁架，能实现最大跨度 115m、最大高度 45m。



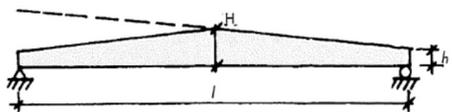
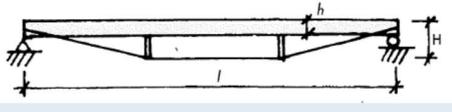
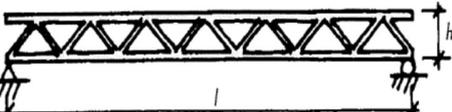
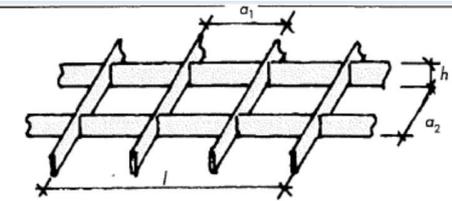
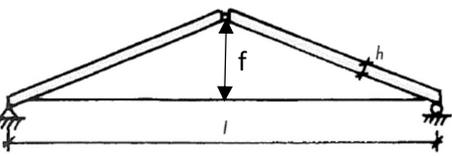
图 4 天府农业博览会，中国，2021 年建成

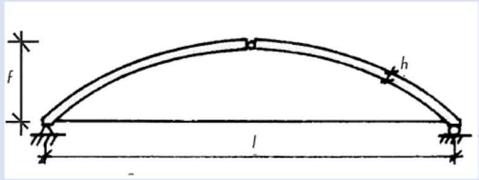
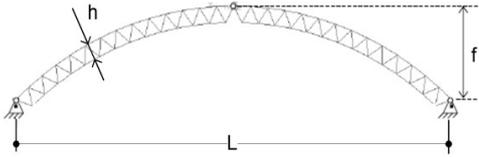
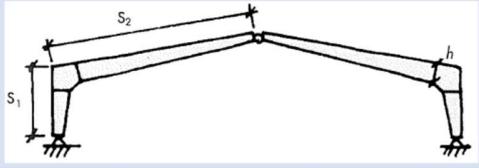
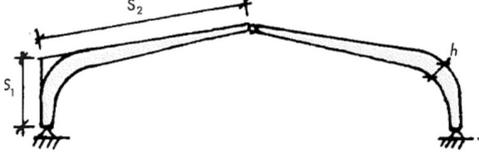
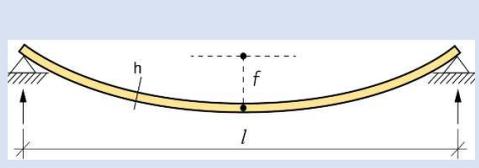
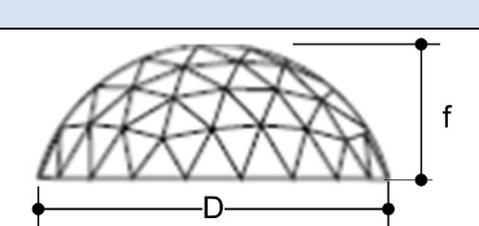
2023年，作为 GB 50005 标准委员会秘书处的西南设计院开始制定一项关于大跨度木结构的新行业标准，以为各类结构设计提供规范支撑。本报告将针对加拿大的设计方法和木质产品进行文献调研，以支持新标准的制定并确保该方法的科学性和实用性。报告将重点关注加拿大在大跨结构设计与分析方面的现行方法和研究成果，并收集有关大跨木结构的工程实例。

2 结构体系

选择结构体系时，通常应考虑边界条件、施工可能性、运输限制、建筑功能和经济成本等因素。表 1 展示了一些适用于大跨度结构的典型单向和双向体系，并指出了每种体系的经济跨度范围及相应的构件高度。表中的最大跨度可能略小于实际最大值，最小限值则基于施工和成本考虑，表示该系统的最小合理跨度。以上数值旨在揭示结构系统、跨度和相应构件高度之间的关系。图中未包含构件的宽度。需要注意的是，根据实际工程经验，弯矩控制构件的高宽比应为 $h/b \approx 5$ ，轴力（拉力或压力）控制构件则应为 $h/b \approx 1$ 。必要情况下，表 1 中所示的某些体系可以采取预拱方式减小结构最终挠度。通常而言，所有结构体系都必须添加支撑，以承受体系水平荷载，并有效防止平面外失稳。

表 1 木结构典型结构体系及建议的适用（经济）跨度和构件高度

名称	静力体系	合理跨度 (m)	截面尺寸
直梁或双坡屋顶梁		≤ 30	$h \approx \frac{l}{20}$ $H \approx \frac{l}{15}$
桁架梁		25-50	$h \approx \frac{l}{30}$ $H \approx \frac{l}{10}$
简支桁架		25-70	$h \approx \frac{l}{10}$
正交网格结构		10-30	$h \approx \frac{l}{20}$
三铰桁架 (有或无水平拉杆)		15-40	$h \approx \frac{l}{30}$ $\frac{f}{l} \geq \frac{1}{8}$

名称	静力体系	合理跨度 (m)	截面尺寸
三铰拱 (有或无水平拉杆)		30-60	$h \approx \frac{l}{40}$ $\frac{f}{l} \geq \frac{1}{7}$
三铰桁架拱 (有或无水平拉杆)		50-150	$h \approx \frac{l}{30}$ $\frac{f}{l} \geq \frac{1}{7}$
带抗弯接头的三销门架		15-25	$h \approx \frac{s_1 + s_2}{13}$
带弯曲加劲臂的三销门架		15-50	$h \approx \frac{s_1 + s_2}{15}$
悬带式结构		40-80	$h \approx \frac{l}{200}$ $\frac{f}{L} \approx \frac{1}{10}$
网壳		50-200	$h \approx \frac{l}{180}$ $\frac{f}{D} \geq \frac{1}{5}$

以下将针对典型大跨木结构的结构体系的定义、构造示意、应用和设计方法进行详细讨论。

2.1 桁架

图 5 展示了三种典型的桁架类型。桁架是一种包含一个或多个三角形单元的结构，这些单元由直线（或几乎直线）构件组成，其端部通过被称为节点的连接点连接。该三角形单元几何上保持稳定。结构跨度超过 30m 时，木桁架较为经济适用。桁架通常采用木材或钢材，以 5 至 12mm 的间距布置，用以支撑间隔为 1.2 至 2.4m 的屋面檩条及轻型屋面

板。此外，也可不设檩条，直接使用桁架支撑将较重的屋面板构件。为了降低成本，跨度增加时，每榀桁架的间距应在合理范围内尽可能增大。

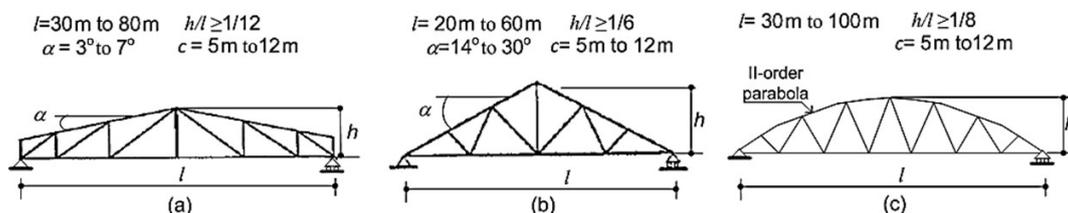


图 5 三种类型桁架示意图（图中 c 表示相邻桁架间距）

若因建筑需求不能采用最佳结构型材，腹板系统和连接部位可能会出现较高的应力。经济性目标是指采用最合适的腹板构件结构布置，以在材料消耗和施工工艺之间达到合理的平衡。以下是一些实现这一目标的经验法则：

- 由于节点施工成本较高，应尽量使结构保持整体，减少连接节点数量；
- 避免压杆和对角腹杆的长细比过高；
- 避免弦杆中出现过大的局部弯矩；
- 保持对角腹板构件与弦杆构件之间形成的最小角度在给定范围内，通常为 $45^\circ \pm 10^\circ$ 。

通常情况下，当运输条件允许时，工厂预制桁架构件越多，工程越经济。挪威的胶合木生产商已生产出长达 30m、构件高度 3.5m 的桁架，并在有警察护送情况下成功通过特殊的卡车运输。虽然这种运输方式并不便宜，但它仍然是最经济的选择。桁架的形状多种多样，将在下文展开叙述。

2.1.1 常见桁架种类

以下章节描述了一些最常见的桁架类型。

2.1.1.1 平行弦桁架

当结构跨度较大（通常超过 30m），胶合木梁生产成本较高或难度过大时，平行弦桁架是优良的替代方案。设计时由于腹杆构件承担荷载较大，应保证节点具有足够承载力。腹杆构件配置通常有三种类型：Howe 型、Pratt 型或 Warren 型（如图 6 所示）。

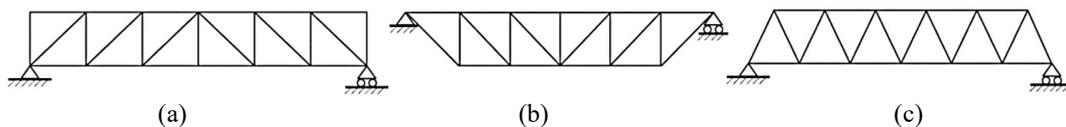


图 6 平行弦桁架示意：(a) Howe 型（对角线受压），(b) Pratt 型（对角线受拉），
(c) Warren 型（对角线交替受压和受拉）

将对角腹杆设计为受压而非受拉（Howe 型）的优点是，腹杆与弦杆连接仅依靠承压以传递荷载，构造较为简单。缺点是长度较大的对角腹杆更易发生受压屈曲。Pratt 型桁架的优点在于结构支撑于上弦处，桁架的整体重心位于两个支撑点之间的连线下方。由于重心较低，此类设计下桁架自重可有效避免桁架在初始不垂直的情况下发生倾覆，安装过程得到了大幅简化。平行弦桁架通常应引入预拱度，大致等于桁架自重与主要活荷载（如雪荷载）一半之和引起的挠度。

2.1.1.2 斜桁架

最简单的斜桁架形式是三铰桁架（图 7[a]），该结构由两根倾斜的椽子（或上弦杆）构成，形成屋顶的坡度，下部有一拉杆用于承受水平推力。腹杆构件的缺失会使此类桁架结构中的上弦杆承担较大弯矩。因此，上弦杆的横截面高度通常远大于含有腹杆构件的类似桁架（图 7[b]）。三铰桁架的屋顶坡度应尽量超过 3:12（14°），以避免脊部过度挠曲并限制支座处的水平位移。

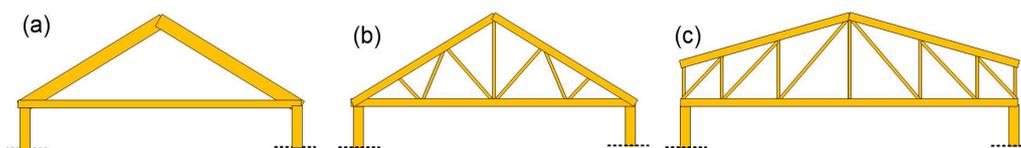


图 7 双坡桁架示意图：(a) 简单三铰桁架，(b) 带腹杆构件的双坡桁架，
以及 (c) 梯形桁架（Howe 型）。

图 19(b)和(c)所示的桁架形状与梁在均匀分布重力荷载下的弯矩图相吻合，故腹杆构件承受的荷载通常较小或适中，节点设计较为简单。

2.1.1.3 弓弦式桁架和鱼腹式桁架

当结构跨度较大时，弓弦式桁架和鱼腹式桁架是更为合理的选择。当重力荷载均匀分布时，荷载几乎全部由桁架弦杆承担，腹杆构件不受力。当荷载不对称分布时，腹杆构件

开始承担较小荷载。因此，弦杆和腹杆间节点构造较为简单，可大幅降低成本。从静力学角度来看，抛物线型轮廓在承受均匀荷载时最为高效。实际工程中出于制造方便考虑，通常使用圆形轮廓的弦杆，下弦杆则常用钢索或钢板制造。

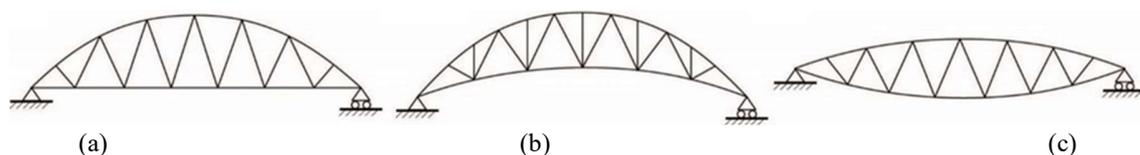


图 8 弓弦式和鱼腹式桁架示意图：(a)下弦杆水平的弓弦式桁架 (b)下弦杆拱起的弓弦式桁架以及(c)鱼腹式桁架。

2.1.2 概念设计

通常而言，建筑需求（外观或通风管道等服务需求）决定了屋顶的形状和坡度等几何参数。图 5 展示了三类基本桁架形式。

桁架节点类型应取决于构件截面设计。例如，大跨桁架常使用插板和销轴节点，为了保证节点承载能力，构件截面宽度应较大以容纳数量较多的插板。图 9 展示了 1992 年建造于挪威哈马尔的奥林匹克体育馆部分结构，该部分为带有弯曲上弦杆的胶合木桁架。桁架跨度为 70m，下弦杆的设计拉力高达 7000 kN，受力最大的节点使用了多达九块插板。



图 9 （左图）威哈马尔奥林匹克体育馆的一个胶合木桁架，上弦杆弯曲。

（右图）桁架节点拆分示意图，采用插入式板材和木销连接

设计桁架时应尽量使单个构件在桁架平面内的抗弯刚度远小于整体桁架的抗弯刚度，此时节点弯矩忽略不计，可假设桁架的所有构件在端部为铰接。该假定成立的前提是弦杆构件高度不超过桁架高度的 1/7（见图 10）。

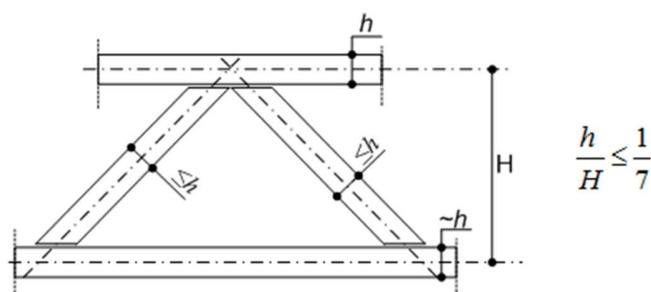


图 10 为减少节点弯矩的影响，构件高度和桁架整体高度的比例示意图

为了实现这一目标，弦杆截面常为近似正方形，腹杆则常用矩形截面，出于减小偏心和安全考虑，平面外宽度大于平面内宽度。设计中应特别注意插槽和木销孔存在导致的构件强度削弱，尤其是受拉杆件。初步设计时通常假设拉杆的净面积 A_{net} 为总面积 A_{gross} 的 60% 至 80%；在 CAS O86 (CSA, 2024) 中规定 $A_{\text{net}} = 0.75A_{\text{gross}}$ 。此外，构件耐火极限（通常为防火等级 R60 (CEN, 2004) 或 60 分钟（1 小时）(NRC, 2022)）也会影响桁架构件的截面尺寸及节点类型。考虑到构件在火灾发生时的表面炭化，要求节点必须能在火灾发生后 30 分钟、60 分钟、90 分钟或 120 分钟后仍能传递荷载。

2.1.3 受压构件的屈曲问题及支撑设计

通常采用设置横向支撑的方法以避免桁架整体屈曲。桁架受弯和压弯构件（通常为上弦构件）需要特别注意平面内和平面外屈曲问题。一般而言，平面内屈曲情况下的桁架构件的计算长度假定为构件外侧节点，平面外情况则为横向支撑间距（见图 11）。

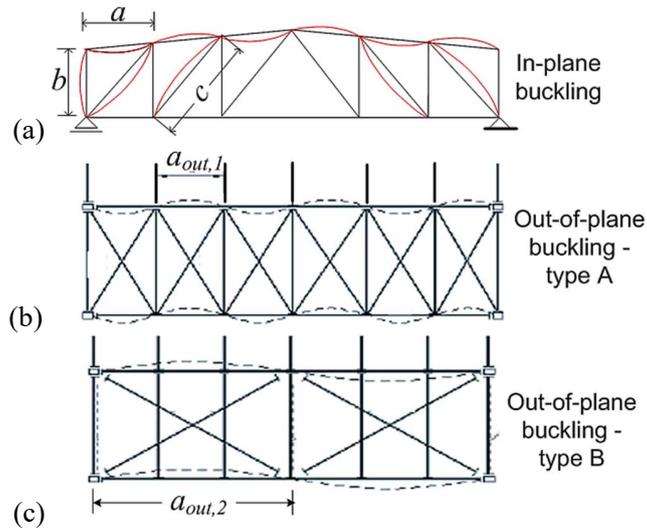


图 11 计算长度示意：(a) 桁架的立面图，(b) 两个相邻桁架的俯视图，采用 A 型支撑系统，
(c) 两个相邻桁架的俯视图，采用 B 型支撑系统

当横向支撑刚度较低时，平面外计算长度可能大于图 11(b)和(c)所示情形，此时可采用有限元方法，利用弹簧对支撑进行模拟，以获得更加准确的计算长度。

2.2 门式刚架和拱架

门式刚架和拱架的结构分析较为类似，故本节仅对门式刚架进行概述，对拱架进行更详细的讨论。

2.2.1 门式刚架

通常门式刚架采用胶合木建造，有时也采用其他木质材料，如具有相关跨度的木框架通常由胶合木制成，有时也采用其他木质材料，如单板层积材（LVL）。使用胶合木作为建材时，刚架肋部通常为连续曲线形（图 12[a]）或指接形式（图 12[b]）。使用其他木材时，肋部通常采用拼接组合形式，如图 12[c]所示。大部分门式刚架会设置 3 个铰接节点，使其成为静定结构，故而体系内部不会因地基沉降产生明显弯矩。此外，屋脊坡度不应过小，为减少屋脊的过度变形，椽子与水平面之间的角度不应小于 14° 。

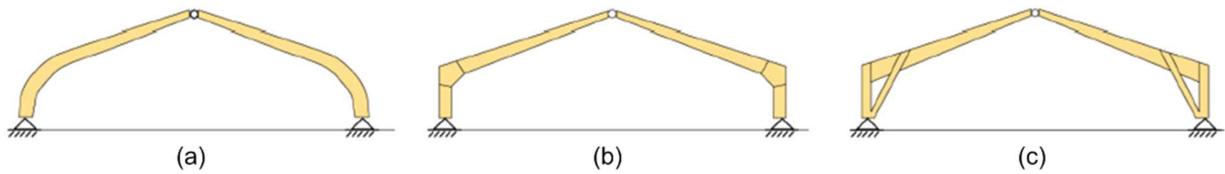


图 12 三铰接门式框架的示例：(a)转角为曲线形的刚架，(b)转角采取指接形式的刚架，(c)组合刚架(斜撑刚架)

在建筑功能和美学要求允许的情况下，刚架的形式应尽可能符合主要荷载组合下的变形路径。通常而言，转角为曲线形的刚架（图 13[a]）和组合刚架（图 13[c]）以及斜撑刚架最容易满足要求，故最适合用于大跨结构。

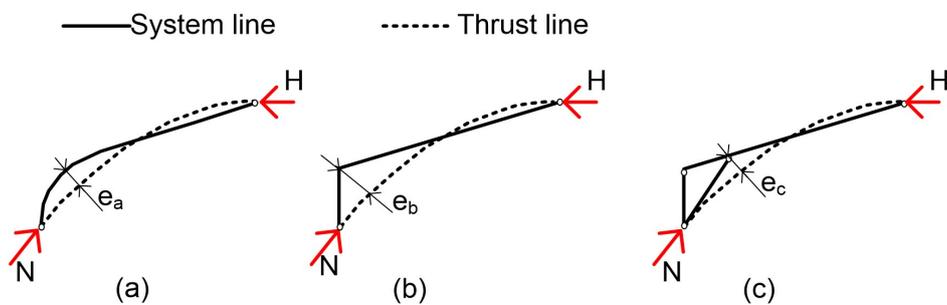


图 13 不同类型门式刚架在对应力传递路径情况下的变形路径（受均匀分布的重力荷载时，力传递路径为通过铰接点的二次抛物线），框架中的最大弯矩与最大偏心距 e_i 成正比

三铰接门式刚架适用于跨度不超过 40m 的结构。为了便于运输，屋脊和基础顶面之间距离不应超过 24m，而从二者连线到加腋外边缘（即梁柱节点间局部加厚区域的外边缘）的垂直距离不应超过 3.7m。

双铰接门式刚架刚度更高，且可分割为两部分及以上部分进行制造和运输，现场通过刚性节点连接。节点常设置于结构弯矩较小处，由于刚接节点工艺较铰接节点更为复杂，其成本更高。此外，双铰接刚架的组成部分通常体积上较三铰接刚架更小，运输更便捷。构成双铰接框架的各个部分比对应的三铰接框架部分要小，因此更容易运输。通常情况下，双铰接门式刚架的跨度可以略大于三铰接门式刚架。

2.2.2 拱架

由于弯曲木材较易生产且构件高度变化时不会显著增加成本，拱架非常适合用木材制造。通常，构件高度保持一致的实心截面拱架最为常见，胶合木是其主要建材。部分拱架，尤其是大跨拱架也会采用 I 型或箱型复合截面构件，并使用其他木质基材料。

为使拱架所受弯矩尽可能小，其形式应尽量趋近于控制荷载组合作用下的变形路径。需要注意，由于结构必须考虑多个荷载组合，每个荷载组合都有对应的变形路径，完全避免弯矩的影响是不可能的。通常情况下拱架的变形路径为抛物线，可出于便捷生产的需要选择圆形代替。当拱架矢高（垂直高度或最大弯曲点到支承基准线的垂直距离）与跨度之比（矢跨比） $f/l \approx 0.15$ 时，抛物线与圆形形状极为接近。当建筑功能需要增大支承附近的净空时，可将拱架置于柱子或墙体顶部，如图 14 所示。此时需要对拱架支撑点间设置拉杆以承担水平力。

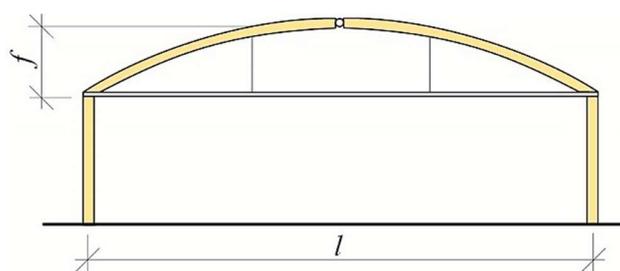


图 14 置于墙体或柱顶部的拱架，底部设有拉杆

当拱架的支撑点直接位于地面或基础上，如图 15 所示，水平力可以直接通过基岩传递（如果存在）。当地面条件允许时，水平力也可通过基础中的被动土压力传递（见图 15[c]）或通过位于地板下方或其中的拉杆传递（见图 15[c]）。通常而言，当水平推力较大或土壤的力学性质较差时，后者解决方案更为合理。为了限制水平反力的大小，拱架的矢高应等于或大于其跨度的 0.15。当拱架形状为抛物线或圆形时，该比值对应支撑角度约 30° 。通常，木拱架的矢高与跨度比满足 $0.14 \leq f/l \leq 0.30$ 。

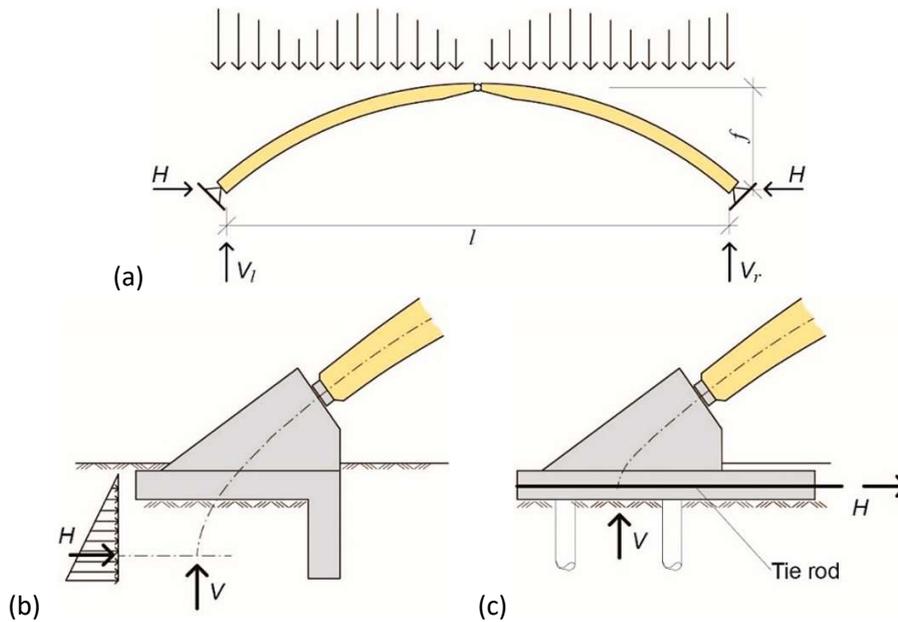


图 15 拱架支撑点处水平反力的处理方法：(a) 拱架结构直接支撑于基础上；

(b) 水平推力通过被动土压力传递；(c) 水平力通过拉杆传递

拱架通常可根据端部约束条件分为三种类型：三铰拱、双铰拱和两端固支拱，如图 16 所示。该图根据拱架顶部随机施加的非对称重力荷载的弯矩包络图，对拱架构件截面高度进行了优化调整。

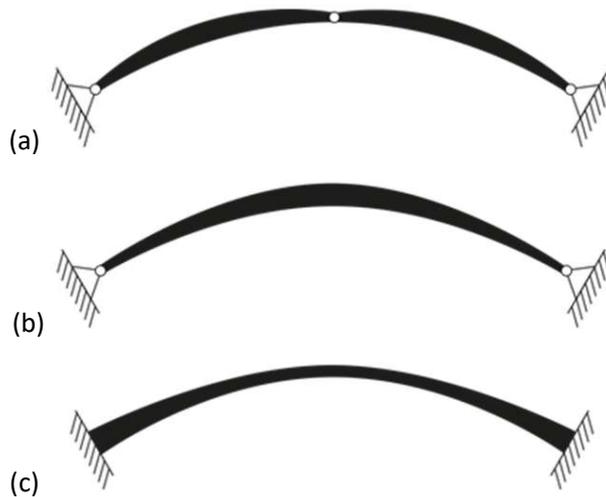


图 16 三种典型类型的拱架：(a) 三铰拱；(b) 双铰拱；(c) 两端固支拱（零铰拱）

制造和运输方面的需求会影响对拱类型的选择。三铰拱是木结构拱架中最常见的结构类型，通常用于跨度可达 70 m 的情况。双铰拱和较少见的两端固支拱通常用于超长跨度，

通常需要分成三个或更多部分进行制造和运输，并在现场通过刚性连接拼装在一起。在大尺寸拱架构件中，刚性抗弯连接则较为罕见，但并非不存在。例如，图 17 展示了木结构穹顶肋中的刚性抗弯连接，拱架也可以采用类似的解决方案。

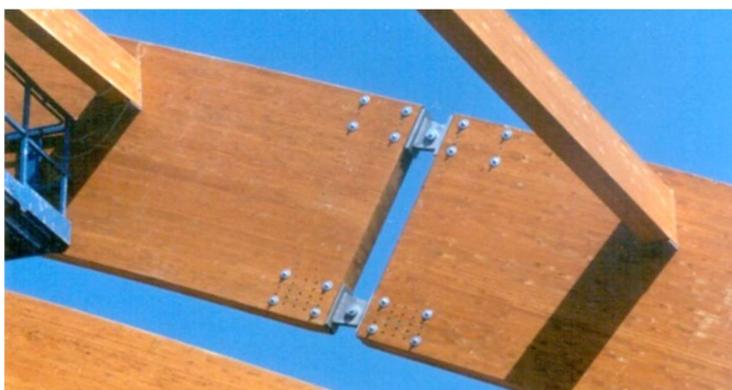
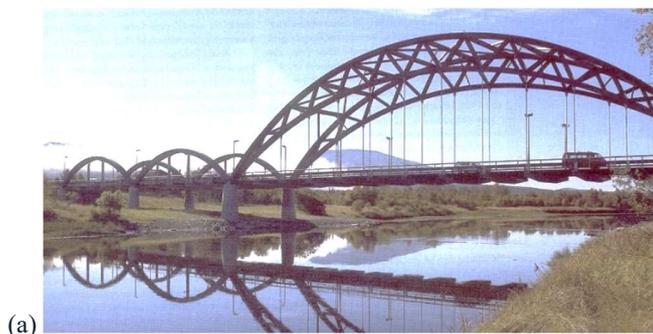


图 17 弯曲胶合木构件在受压和弯矩共同作用下的刚性抗弯连接（来源于意大利 Rubner Holzbau 公司）

然而在大多数情况下，双铰拱和两端固支拱通常设计为桁架拱，所需的刚性抗弯连接则由两个独立的铰接节点组成，分别位于桁架的上弦杆和下弦杆。铰接点处的轴向力与弦杆之间的距离相乘，可形成一对力偶，抵消外部荷载产生的弯矩。图 18 展示了两座分别采用双铰支座和固端支座的桁架斜杆拱桥。图 19 则展示了里士满奥林匹克馆，由双铰胶合木拱（跨度 100m）和次要拉结拱（跨度 14m）组成。





(b)
图 18 (a) 挪威廷塞特的一座双铰支桁架斜杆拱桥（跨度 70m）；
(b) 挪威马特兰的一座固支桁架斜杆拱桥（跨度 32m）



(a)



(b)



(c)

图 19 加拿大里士满奥林匹克馆：(a) 双铰胶合木拱（跨度 100m）；
(b) 次要拉结拱（跨度 14m）；(c) 拱铰接细部示意

部分建筑规范规定（如欧洲规范 1-3（CEN，2003）和 CSA S56:19（CSA，2019）），设计时应考虑雪荷载的不均匀分布，即分别对拱架左右两半部分施加三角形分布荷载。此类荷载会在拱架，尤其是大跨拱架中引起较大弯矩。可通过观察不同非对称荷载情况下的弯矩图以确定给定边界和荷载条件下的最适宜拱架形状。参考弯矩包络图可获得拱架构件截面高度的变化情况，从而有效降低拱架中的应力，如图 20 所示。

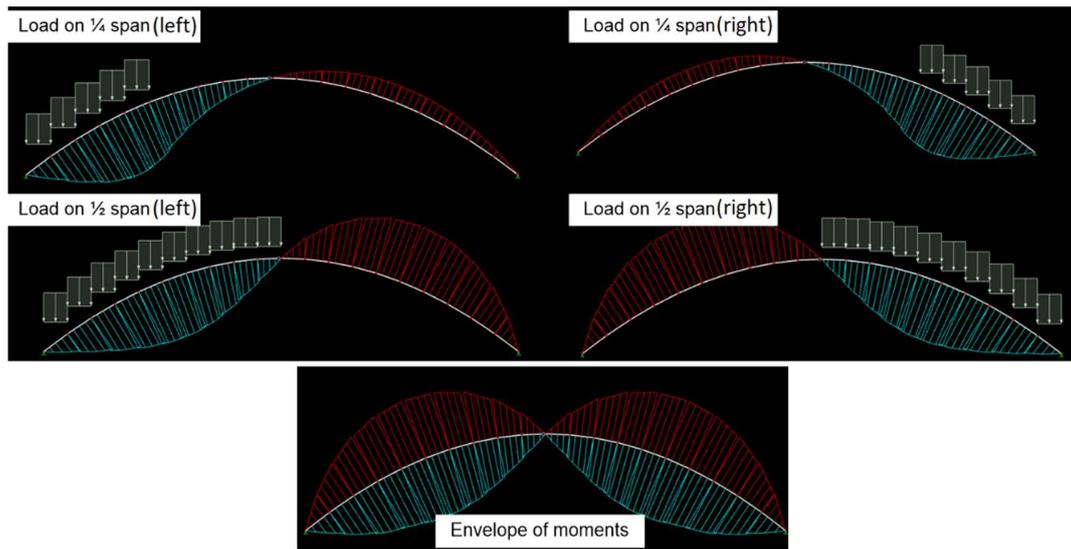


图 20 三铰抛物线拱的弯矩图：上图为不同位置施加的非对称荷载分布产生的弯矩图；
下图为所有弯矩图的包络线

由于较大截面的木构件难以使拱架贴合弯矩包络图的形状（图 12[a]），可采用局部桁架式结构，从而显著降低局部弯矩导致的应力，并在拱的两侧实现构件截面高度的变化（图 12[b]）。

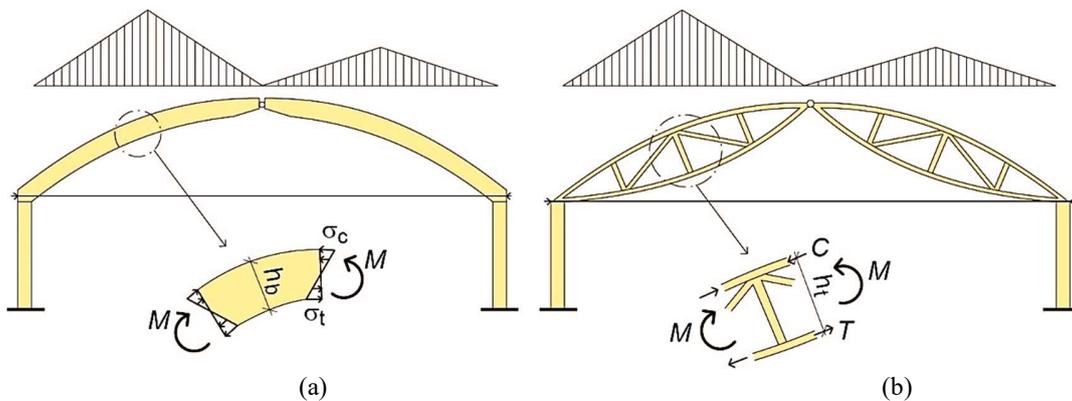


图 21 受非对称荷载分布作用的三铰拱：(a) 截面较大且高度恒定的拱；(b) 截面高度变化的桁架拱

瑞典的一些体育场采用了与图 21[b]类似的结构配置，区别在于每个半拱采用的是直线下弦设计。虽然曲线形下弦可以提供更高的强度和刚度，但拱脚和拱顶处有两根木构件与一拉杆（通常为钢杆）相交，连接较为复杂。图 22 展示了瑞典 Nässjö 市一座跨度为 75 m 的三铰桁架拱的施工情况，该拱采用了直线下弦设计。

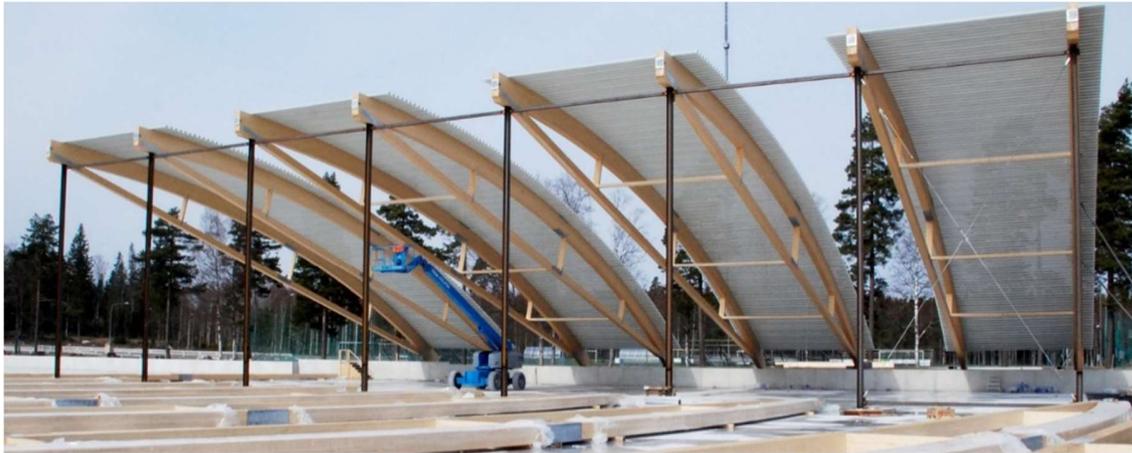


图 22 瑞典 Nässjö 市施工中的三铰拱结构（图片由 Sören Häkanlind 提供）

2.2.3 概念设计

通常，拱的形状及其矢高主要由建筑设计因素决定。然而，出于经济考虑并限制水平推力大小，拱的跨高比和最大跨度等参数通常可参照下列经验法则，初步设计方案如图 23 所示。

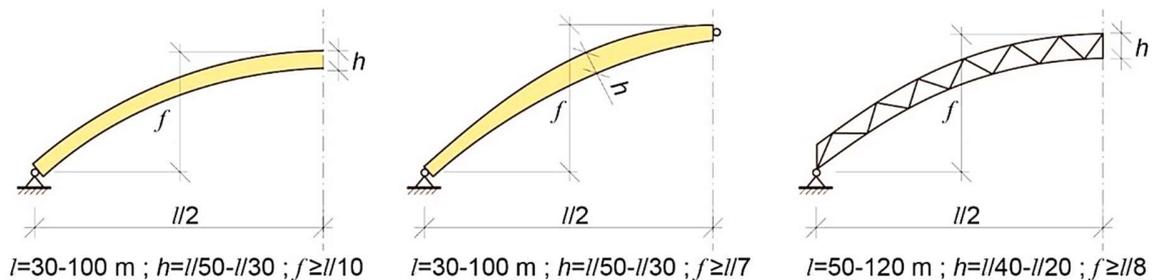


图 23 三种拱结构的初步设计方案：(a) 双铰拱；(b) 三铰拱；

(c) 桁架拱（可为三铰、双铰或固支形式）

三铰拱在自身平面内对水平力具有稳定性。此外，三铰拱是静定结构，故其弯矩分布不会因地基的不均匀沉降或节点部分的意外变形而受到显著影响。此外，该拱在支点处为铰接，可大大简化基础的施工。地基条件较差时可设置位于楼板内或楼板下方的拉杆来承受支座处的水平反力。

如果对拱弦材的固有抗弯刚度进行更充分的利用并对腹杆位置略作调整（见图 23[c]），可让结构设计更为轻盈。

2.2.4 结构稳定性与数值模拟

通常而言，拱形结构较为细长，因此较刚架而言设计时应更加关注平面内和面外屈曲问题。

2.2.4.1 平面外屈曲

拱形结构位于一个竖直平面内，在施工过程中必须防止侧向倾覆（如图 24[a]所示）。常用以下三种方法以确保施工期间结构的横向稳定性。首先，可以在基础处设置固接；然而此方法实现难度较大，且需要基础强度较大以防止结构，尤其是大型结构的倾覆。第二，可以使用锚固在地面或基础上的拉索以稳定拱形结构。第三，此方法最为常见，即同时建造两个相邻的拱形结构。此时，拱形结构配备临时或永久性的支撑装置，防止结构倒塌（如图 24[b]所示）。

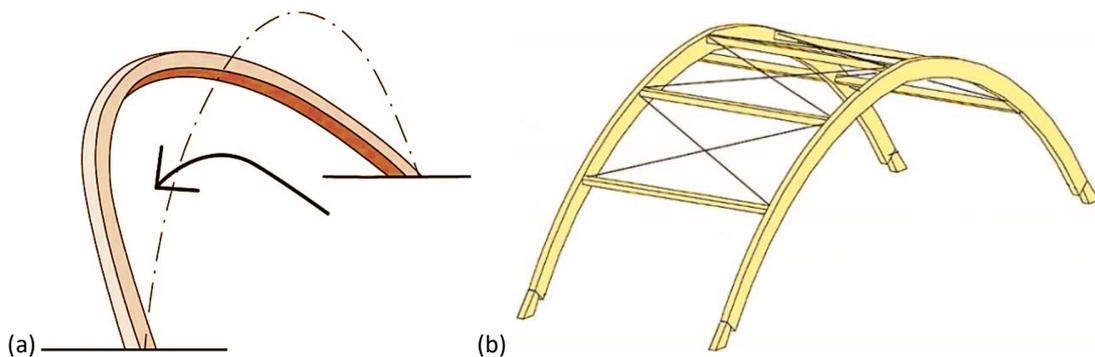


图 24 拱结构施工示意：(a) 拱形结构侧向倾覆（翻倒）；

(b) 通过檩条和交叉支撑进行拱形结构的横向支撑

由于木构件通常较为细长，刚架和拱形结构还应关注构件本身的平面外屈曲，如图 25 所示。

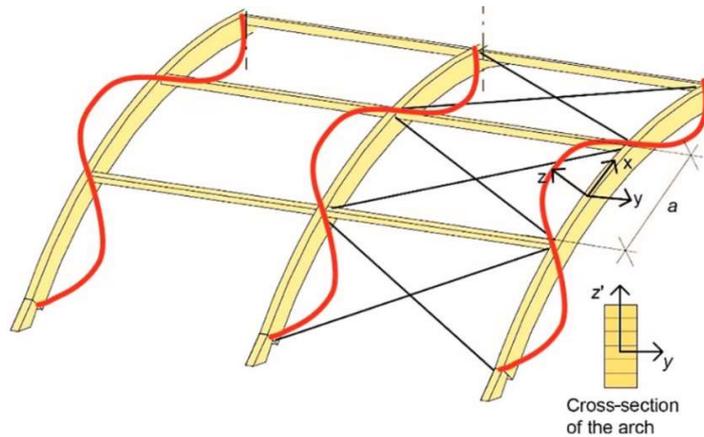


图 25 (加固或未加固) 拱结构的横向 (平面外) 屈曲

提高拱结构的横向刚度，包括增大截面宽度或缩短支撑系统中的压杆间距，可以有效减少平面外屈曲的风险。屋面板本身，如拱之间的承重屋面板，也能减少或消除横向屈曲的风险。若檩条在屋面支撑系统中起重要作用，需确保拱与檩条间的节点能传递支撑力。普通拱形结构构件平面外屈曲的计算长度与梁柱构件的计算方法类似，即取为支撑点间距，如图 25 中的距离 a 所示。通常而言，拱上半部分有足够可靠的横向支撑时，即使在负弯矩区（下侧压应力的弯矩，假设拱的支座条件已防止围绕 z 轴的转动，如图 25 所示），构件的横向扭转屈曲风险也较小。然而，对于细长拱（即横截面高宽比大于 6），对拱底部进行加固是最理想的避免横向屈曲的方式。图 26 展示了一种有效、易于实施且对拱其他部分影响较小的加固方法。

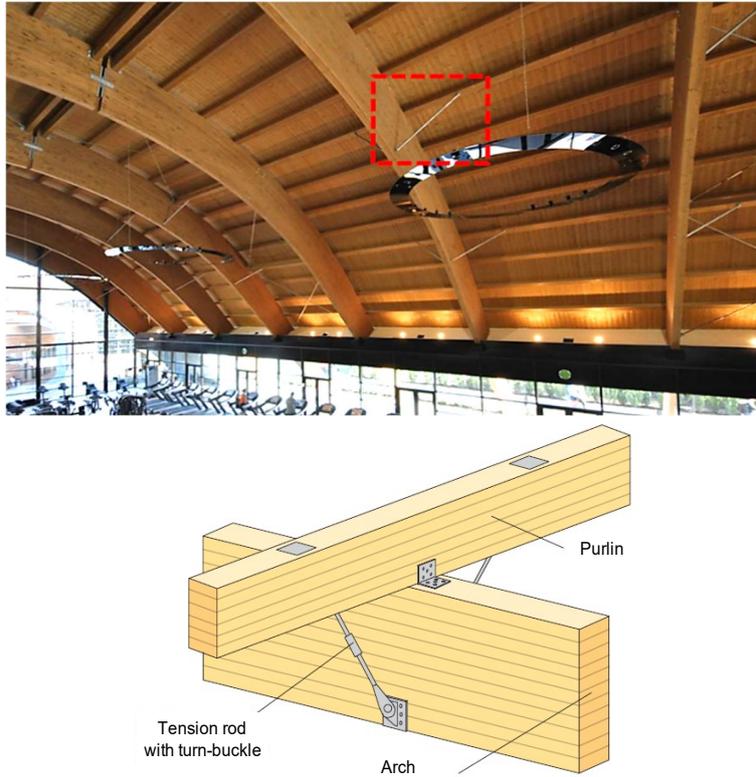


图 26 一座胶合木拱形体育馆(图片来自 Rubner Holzbau): 拱形底部支撑(上图)及支撑细部构造 (下图)

2.2.4.2 平面内屈曲

除非对拱顶水平方向进行约束，否则无论外荷载是否对称，拱结构总是按不对称方式发生平面内屈曲，拱顶发生水平位移并成为反弯点，如图 27 所示。

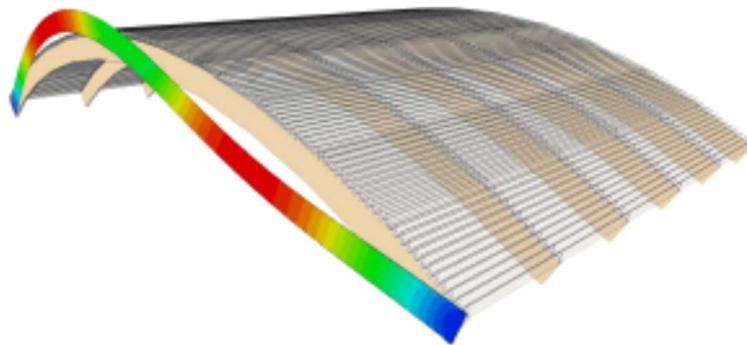


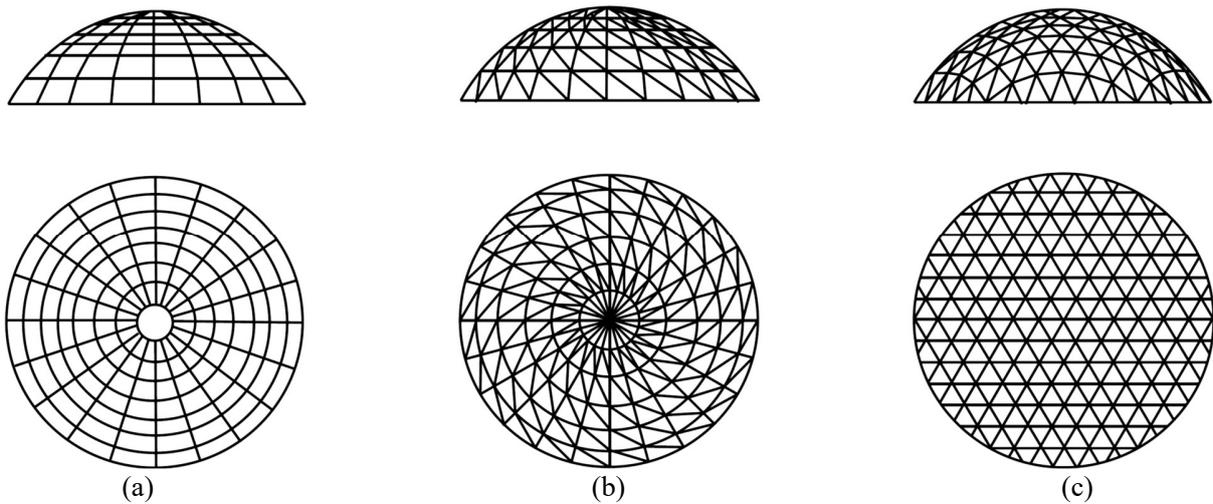
图 27 典型平面内屈曲模态，适用于双铰拱和三铰拱 (Andersson 和 Larsson, 2014)

对于双铰拱和三铰拱，初步设计可以假设临界长度为 $l_{cr} = 1.25s$ ， s 为拱的一半弧长（即曲线长度）。此方法得到的临界计算长度值较为保守（即结果大于精确分析方法），适用于截面高度恒定的拱形结构。

2.3 穹顶

穹顶是向心曲面，其高斯曲率为正，即曲面在各个方向上都向同一侧弯曲（Salvadori 等，1967）。满足以上定义的穹顶底面不一定为圆形，也可能呈椭圆形根据这个定义，圆顶不一定有圆形的底面，也可以具有椭圆形状。当球体的一部分被平面切割时，得到的形状称为球形穹顶。本节主要对此类穹顶进行讨论。

木质穹顶通常带肋或呈网格状（见图 28），后者常包括施维德勒穹顶、三向网格穹顶、基维特穹顶、肋环形穹顶和测地线穹顶。



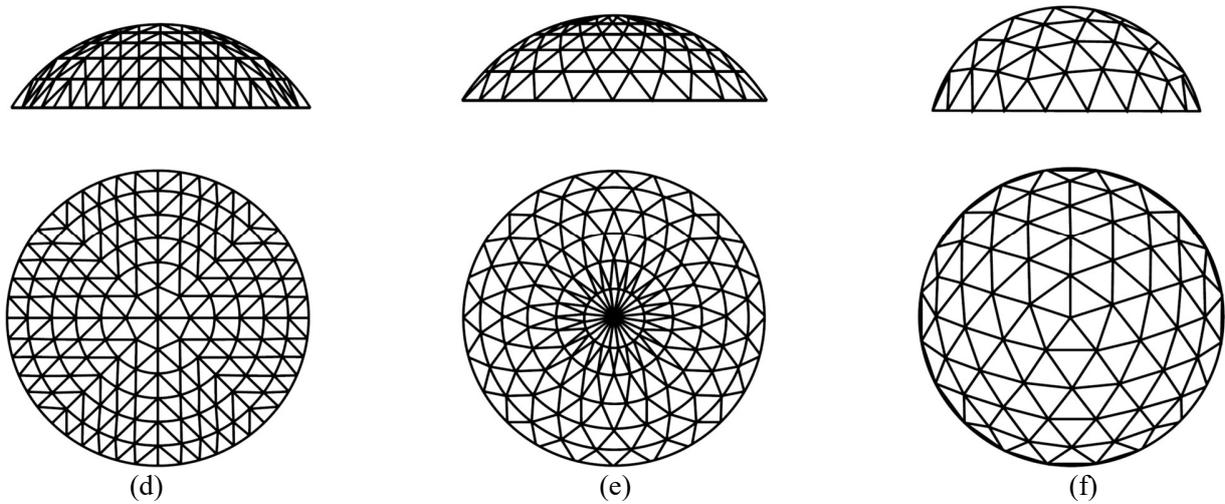


图 28 不同穹顶示意图：(a) 带肋穹顶，(b) 施维德勒穹顶，(c) 三向网格穹顶，(d) 基维特穹顶，
(e) 肋环形穹顶，(f) 测地线穹顶

2.3.1 带肋穹顶

带肋穹顶本质由二次或三次铰接拱组成（由于拱间存在双向约束，力学上较普通拱更高效），其支撑沿圆形排列，如图 29 所示。拱之间的空间由屋脊梁支撑屋顶，且多个间隔（通常是每两个间隔）拱架之间有对角支撑。拱的推力（ H ）可以通过位于拱支座点的独立支撑或支撑环来传递。

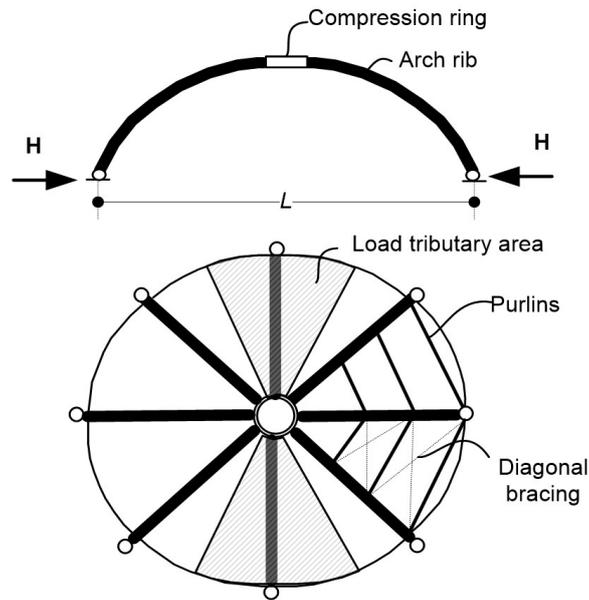


图 29 带肋穹顶示意图

在带肋穹顶的顶端，拱肋通常与金属环（压缩环）通过具有抗弯刚度的节点相连。由于穹顶顶点处同时存在推力、弯矩和剪力作用，金属环横截面同时受压、受弯和受扭，应特别考虑金属环的屈曲问题。图 30 展示了意大利沃诺的一座体育馆。该结构为带肋穹顶，直径为 109m，拱高为 33m，拱肋和压缩环在穹顶顶点通过抗弯节点进行连接。



图 30 意大利沃诺一座体育馆（图片来自 Rubner Holzbau）：(a) 带肋穹顶 (b) 抗弯节点

通常带肋穹顶的椽子与拱肋间的连接仅能抗剪，当该连接能承受轴力时，可使用多个圆环作为拱肋的拉索，使结构整体成为更轻盈的空间结构，此时各构件受力比传统带肋穹顶更加均匀。图 31 展示了一个带有四个圆环的带肋穹顶，存在四个静力不定量，分别为 H_1 、 H_2 、 H_3 和 H_4 。

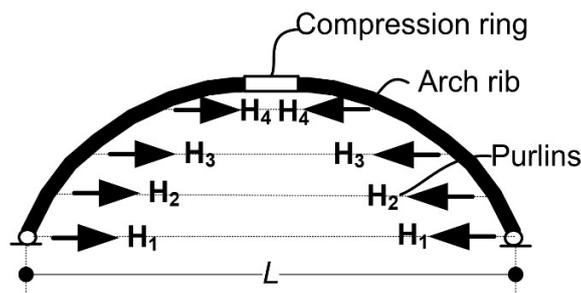


图 31 设有拉索的带肋穹顶

2.3.2 球面网壳穹顶

如前一节所述，球面网壳穹顶的最常见形式包括施韦德勒穹顶、三向网格穹顶、基维特穹顶、肋环形穹顶和测地线穹顶。

- 施韦德勒穹顶（图 28[b]）由德国工程师 J.W.施韦德勒提出，由经线肋和圆周环交叉而成，通过对角支撑杆加固。本质是带肋穹顶的演变版，在每个梯形网格内增加了对角杆件。

- 三向网格穹顶（图 28[c]）由等边三角形平面投影到球面上构成。理论分析表明，无论是对称荷载还是不对称荷载，该网壳形式能够很好地分配荷载，具有较高的经济性。

- 基维特穹顶（图 28[d]）由 G.R.基维特提出，采用了层板模式。与带肋穹顶和施韦德勒形式相似，这种模式基于环状结构，通常由六个或八个扇形部分组成，呈圆形布置。每个扇形中均设有双向肋以增强刚度。

- 肋环形穹顶（图 28[e]）也采用层板模式。该结构可视为圆形按顺时针和逆时针旋转得到，这些圆与圆顶的中心点相切。添加水平面圆后即生成节点。

- 测地线穹顶（图 28[f]）由 R.巴克敏斯特·富勒（Buckminster Fuller）获得专利，源自一个二十面体——一种具有 12 个顶点、20 个面和 30 条边的多面体，如图 32[a]所示。每个面可以细分为更小的面，随后这些面被展开到包围二十面体的球体表面。最终结果呈球形，如图 32[b]所示。

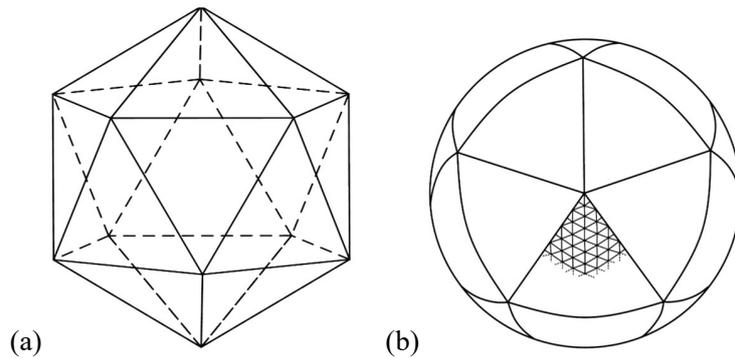


图 32 测地线穹顶：(a) 正二十面体 (b) 富勒提出的最终形式

穹顶构件长度及构件间角度变化较小时，施工所需人力较少，最为经济。通常情况下，若所有构件尺寸相同，测地线穹顶较其他类型而言受力更均匀，结构更轻盈，也最易满足上述条件。

图 33 展示了 2015 年在意大利布林迪西为煤炭储存建造的双测地线穹顶之一的施工过程。每个穹顶直径 143m，拱高 46m。需要注意，与传统辐射肋穹顶不同，该穹顶施工时无需在圆顶中心建造临时支撑塔，施工成本由此大幅降低。

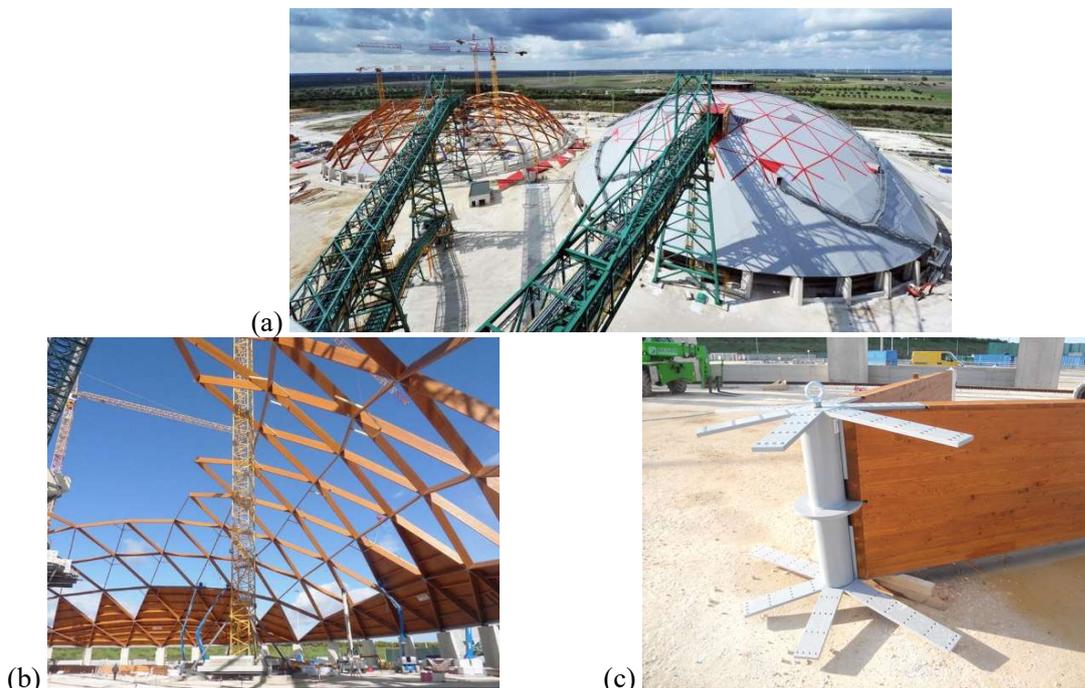


图 33 意大利布林迪西的双测地线穹顶（由 Rubner Holzbau 提供）：(a) 两个测地线穹顶

(b) 施工现场 (c) 节点细节

节点在大型木结构中，尤其是穹顶结构中至关重要。木结构通常无法采用钢结构中常见的简单焊接或插板连接。该连接必须具有高度的适应性，并且易于结构施工。为了简化

图 33[b]所示穹顶的施工过程中，节点采取了特殊设计。连接（图 33[c]）由钢板和倾斜的自攻螺钉组成，旨在抵抗在施工过程中，特别是三角网格穹顶的构件悬臂搭建时产生的弯矩和剪力。

2.3.3 网壳木结构穹顶的设计建议

在设计木结构圆顶时，最需要考虑的几个关键问题包括：

- 应当选择何种几何形状的穹顶？
- 穹顶对几何缺陷有多敏感？
- 预测极限载荷的准确度如何？
- 材料蠕变如何影响结构的稳定性？
- 结构对沉降有多敏感？

上述问题的一般答案如下：

通常情况下，如果所有主要承载构件的截面保持相对恒定，在图 28 所示的各种形式中，测地线穹顶以其构件尺寸最均匀、屈曲承载力最高的优点，展现出了最佳的经济性和传力效率。

在球面网壳穹顶中，存在三种不同的屈曲机制：a) 构件屈曲，b) 节点屈曲（穿透），c) 整体屈曲。由于木质穹顶中构件横截面相对较大，设计时构件屈曲不是主导因素。一般情况下，构件两端铰接时节点屈曲可能性较大，可能对应最低破坏载荷。然而，在木质穹顶中，各构件使用的连接件尺寸较大，可在构件两端引入较大的旋转约束，从而减小节点屈曲的风险。因此，整体屈曲通常是木制网壳穹顶的主导屈曲机制。几何缺陷的网壳穹顶屈曲载荷（整体屈曲）的关键影响因素。例如，假设初始缺陷约为 $D/300$ ，其中 D 为圆顶的直径，圆顶的破坏载荷可能比通过简单线性屈曲分析计算得出的理论屈曲载荷减少大约 2.5 倍。

在分析中考虑几何缺陷的常用方法是这种缺陷以特征模态的形式引入。该缺陷涉及单一模态或多个模态的组合。第一模态对应的通常不为最低破坏载荷；缺陷可能是多个基本屈曲模态的线性组合，或者仅仅是较高阶的特征模态。

与连续壳体类似的手工计算方法可以准确预测均匀荷载下的一阶屈曲载荷。需要注意，荷载不对称情况下的屈曲载荷不适合通过手算方法预测。

随着时间变化，蠕变会使与经线轨迹相符的穹顶构件逐渐缩短，由此引发穹顶的整体对称变形。蠕变还会使穹顶拱高减小，承担荷载最大构件的轴向荷载增加。这减小了由穹顶顶部和底部的压拉力产生抵抗力矩的力臂长度，对穹顶的整体稳定产生了负面影响。屈曲荷载会随着蠕变变大而减小。然而，蠕变对屈曲荷载降低的作用通常弱于几何缺陷，二者协同作用时会使屈曲极限荷载下降更显著。

即使支座沉降幅度较大且较不均匀，网壳穹顶的屈曲荷载也不会受到显著影响。

2.4 悬索结构

2.4.1 一般问题与解决方案

普通悬索结构通常依靠缆索（或有时是杆件）承担荷载，该缆索或杆件的抗弯刚度极低（Crocetti, 2017）。此类结构通常在拉力下工作，通过改变其原始形状以承担荷载（即为所谓的“形态主动结构”）。

悬索结构的形状变化，尤其对于暴露于不对称荷载下（如不均匀积雪荷载）的屋顶结构而言，需要特别关注形变问题。前述情况下屋顶可能会发生过大挠度。风引起的不稳定性（即由阵风或周期性涡旋脱落引起的风振）也是悬索结构的潜在问题，如图 34（左）所示。总体而言，悬索结构存在两大关键问题：风荷载引起的升力和动态不稳定性以及由不对称荷载引起的大变形。图 34（右）展示了一些加固悬挂屋顶结构的方法，从而减少大变形和风荷载引起的不稳定性风险。可采用以下措施增加屋顶的抗弯刚度：a) 增加屋顶的自重；b) 采用抗弯刚度固定的承载构件（即所谓的应力带）（Hofverberg, 2016；Ingvarsson 和 Gustafsson, 2017）；c) 采用两束预应力缆索与垂直受压立柱的组合结构；或者 d) 将主缆索通过预应力垂直钢索与基础连接。

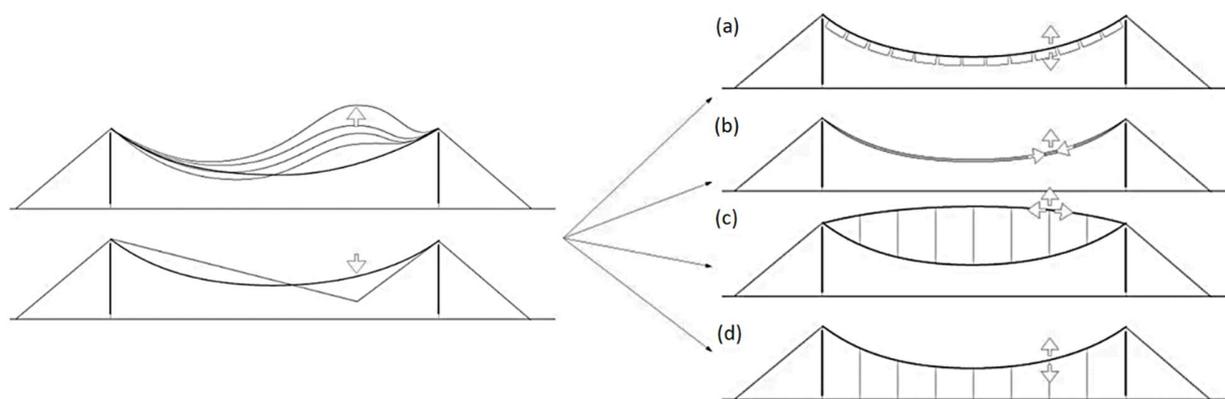


图 34 悬索屋顶结构：潜在问题（左图）和可能的解决方案（右图）

当悬索结构采用木材时，通常采用措施（b），使用弯曲的胶合木梁（glulam beams），如图 34（右）所示。该系统通常被称为应力带（stress ribbon），力学行为与缆索类似，但抗弯刚度较大不可忽略。通常呈现较为近似的二次抛物线形、圆形或悬链线形（尤其在矢跨比值较小，如 0.15 情况下）（Persson, 2017）。对于均匀分布的向下荷载（如恒荷载或积雪荷载），应力带工作方式与缆索类似，主要承担拉力作用。此外，应力带以其具有抗弯刚度的特点，在以下方面展现出了较大优势：

- 减少不对称重力荷载引起的挠度；
- 降低风载不稳定性的风险；

- 减少上升荷载（如风吸力）引起的挠度。当结构整体所受荷载向上时，应力带作为倒立的拱形结构，主要通过受压来承载荷载。然而，在恒载较小时，应特别关注应力带的屈曲问题。

图 35 展示了位于加拿大萨里市的 Grandview Heights Aquatic Centre（水上活动中心），其屋顶呈悬链线形，可视作应力带，符合图 34 中的原理（b）。该屋顶承载结构由弯曲的平行胶合木组合梁构成，单根梁截面尺寸为 $130 \times 266 \text{ mm}^2$ ，间距约为 800 mm。屋顶由两个具有长跨距的区段组成（ $L_1 = 45 \text{ m}$ ， $L_2 = 55 \text{ m}$ ），矢跨比约为 0.11。

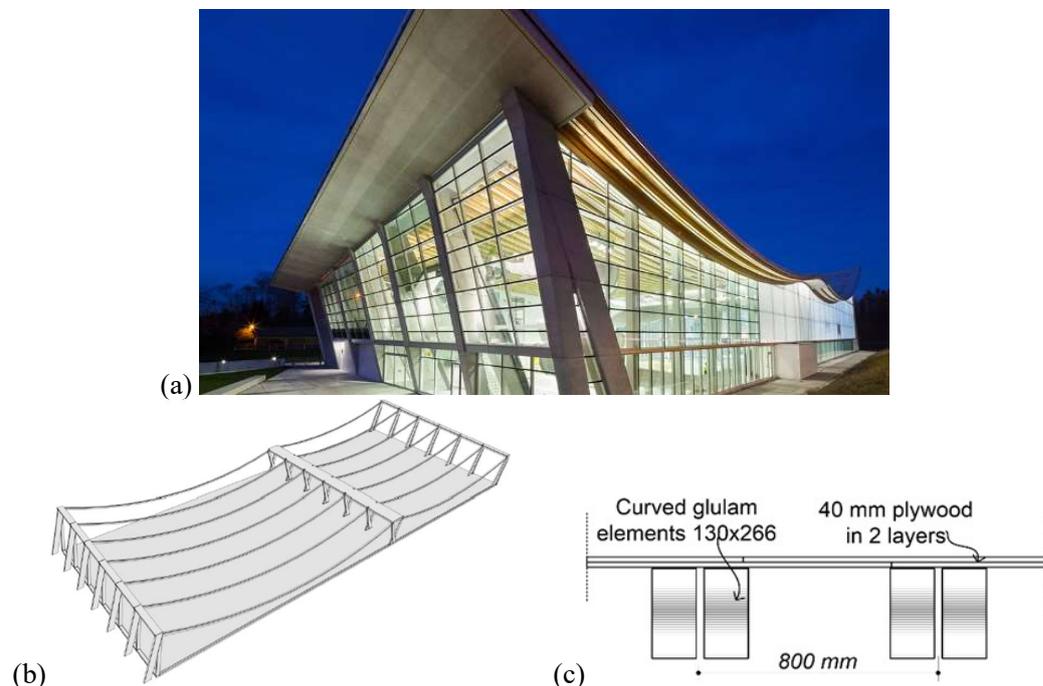


图 35 Grandview Heights Aquatic Centre, 萨里市, 加拿大 (<http://www.surrey.ca/city-government/19392.aspx>):
 (a) 整体场景; (b) 轴测图; (c) 悬索屋顶的横截面图

使用图 34 中措施 (a) 的悬索结构也可以采用木材作为承载材料。此时该直线杆件抗弯刚度极低 (例如单板层积材)。这种情况下使用的是非常低弯曲刚度的直线构件 (例如层压单板木材)。这些构件在支撑点上固定牢固后, 由于自重发生挠曲, 最终自然形成其自重的悬链线形状。这些悬索结构可以被归类为形态主动结构, 即通过改变结构形态来承载荷载的结构系统。为了减少由于不对称荷载引起的过大挠度, 通常会在这些长细比较大的结构上方添加自重, 即增加屋顶的永久荷载可在悬挂结构中产生预拉力, 从而减少主要由不对称荷载引起的挠度。图 36 展示了奥地利霍亨姆斯市的市政工作院 (Hohenems municipal works yard)。该结构屋顶由正交胶合木 (CLT) 构成, 宽度为 1800 mm, 厚度为 39 mm。屋顶的跨度和挠度分别约为 20m 和 1.7m, 矢跨比大约为 0.12, 呈悬链线形。为了增加屋顶的刚度并抵抗由风吸力引起的可能升力, 屋顶上增加铺设了一层碎石, 符合图 34 中的原理 (a)。



图 36 Hohenems 市政工作院, 奥地利 (图片由 Wilfried Dechau 提供, 来源: DETAIL inspiration)

2.4.2 悬索结构力学行为的关键影响因素

2.4.2.1 矢跨比

矢跨比对悬索结构的力学行为有着重要影响。当该比值减小时, 水平力增大, 则设计应力带时截面也应随之增大, 支撑设计也更加复杂。反之, 较大的矢跨比则会减小水平力, 其结构更高效也更为经济。对于步行桥而言, 矢跨比还会影响振动特性和使用性能, 具体

为矢跨比较大，步道更抖，振动频率更低。然而，屋顶结构通常无需考虑此类使用性能问题，较大矢高也属合理设计范围。

缆索的固有频率与其拉力和质量比值的平方根成正比，因此，过大的矢跨比可能导致结构的固有频率过低，可能会对风力引起的涡激振动产生负面影响。此外，过大的矢高还会产生使用功能方面的负面影响，即减少可用的室内空间。木材应力带的净矢高 s 与跨度 l 的比值通常在屋顶结构中为 0.10 到 0.12 之间，步行桥中则略低；如果步道的坡度太陡，轮椅使用者可能会遇到困难。需要注意的是，采用钢材承受拉力的应力带人行桥，其 s 与 l 的比值通常较小，通常约为 0.015，远小于类似的木结构桥梁。然而， s 与 l 比值越小，结构中的拉力越大。木材抗拉强度较低，特别是不可避免的节点存在时，木材强度会大幅降低。

2.4.2.2 抗弯刚度

如第 2.4.2.1 节所述，增加抗弯刚度可降低悬索结构对不对称荷载和风引起不稳定性的敏感性。各类荷载作用下的挠度和弯矩都依赖于悬索结构的刚度。当抗弯刚度非常低时，悬索结构的挠度几乎与缆索相同，主要通过受拉承担荷载，结构中几乎没有弯矩。尽管增加悬索结构的抗弯刚度会使挠度减小，弯矩也会因此增大。因此，当恒载较小时，设计师应采用合理的截面高度，以在保证合理挠度的同时，避免产生过大的弯矩。

3 连接

3.1 概述

各类构件间的连接是结构的重要组成部分，木结构设计中也应特别关注连接处的力传递方式。木构件的尺寸和长度受到制造和运输限制的影响，这也影响了所需连接的数量和类型。有多种节点可让力的传递更高效，常通过工厂预制和现场组装来完成。该节点形式在保证结构稳定性的同时，能够有效地传递荷载，并良好适应木材的特性、满足加工要求。

设计木结构时，考虑连接处传递的所有力和弯矩至关重要（见图 37）。考虑采用几何形状复杂的连接以传递较大的力和弯矩可能会导致成本非常高昂，因此为了简化连接设计（如选择铰接连接而非抗弯连接），应倾向于选择简单且经济效益较高的结构形式。对木结构进行建模时，可以通过简单的手算或复杂的软件进行结构分析。最简单情况下，通常认为木材间连接可传递轴力和剪力。若连接承担弯矩，则需明确实际结构中该类连接的表现形式，并在设计时对连接添加更多细节，以最低成本避免木材开裂。图 38 展示了在实践中使用的各种铰接和抗弯连接的示例。

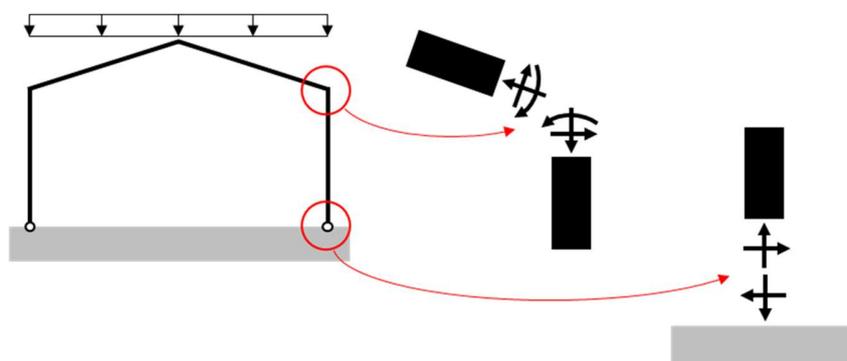


图 37 连接处的荷载传递示意



(a)



(b)



图 38 (a) 胶合木拱脚铰接连接。(b) 使用环形螺栓连接的胶合木梁柱抗弯节点。(c) 铰接节点。(d) 抗弯连接，采用自攻螺钉承担弯矩导致的拉力（待安装）。（图片由 Timber Systems 提供）

设计时还应考虑环境因素对被连接构件和连接节点的影响。木材构件在使用过程中如果湿度较高，可能会导致局部腐烂（见图 39），从而导致连接的强度和刚度显著下降。木材的膨胀和收缩会引起尺寸变化，产生应力集中，进一步可能导致局部失效或开裂，从而危及结构的长期性能（见图 40）。



图 39 湿度过大时由于缺乏保护导致的节点失效



图 40 使用中胶合木梁受压与大型刚性内部钢板施加约束的协同作用，使与对齐部位产生了局部开裂

部分情况下木材被视为脆性材料，连接则可为构件提供一定延性，以增强整体结构的塑性。连接形式和紧固件类型决定了木材连接的失效形式（脆性破坏或延性破坏）。若整体结构的延性由连接提供，则设计时应确保每个连接可容纳较大变形且保持承载能力。需要注意，即使连接被设计为具有延性，其能为结构提供的延性也是有限的（Chen 和 Popovski, 2020）。

销轴连接的抗力由两部分决定：一是木材纤维在承受载荷时的脆性强度（例如纵向剪切、横向或纵向拉伸，或两者的组合）；二是与紧固件受弯破坏和木材纤维在紧固件处局部压溃相关的塑性强度。如图 41 所示，前者导致脆性失效，而后者则在失效之前表现为延性行为。然而，在木材纤维压溃和紧固件受弯破坏发生后，尤其对于大变形情况，连接发生脆性破坏的可能性也较大。此类次级破坏（延性破坏后的脆性破坏）决定了连接为结构提供的延性大小，同时决定了连接的最大承载力。

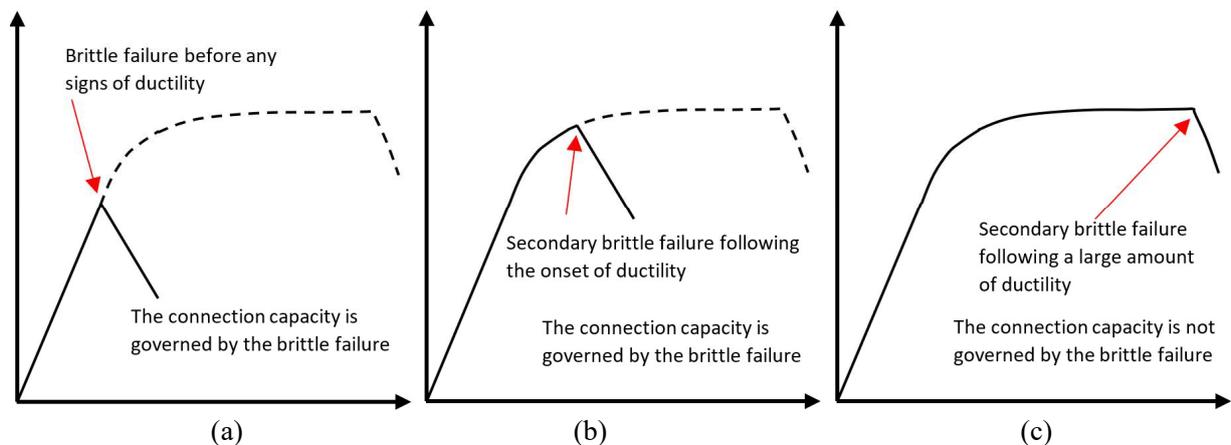


图 41 连接脆性破坏的荷载-变形曲线（[a] 和 [b]）与连接延性破坏的荷载-变形曲线（[c]）

连接延性大小由次级脆性破坏决定

随着先进抗震理念和分析方法的发展，设计师必须确定在结构中提供延性的结构构件的等级。抗震熔断器或耗能器件提供的延性须满足结构需求。连接的耗能能力可能会受到木材构件性能固有变异性的影响，这种变异性来源于材料特性（即设计中考虑材料性能波动使用的 5%强度缩减）和施工误差的变化（在施工中使用比规定更强的耗能构件）。这是因为，目标抗震熔断器的行为可能会在更高的载荷下触发，从而影响整体结构的抗震性能。为了防止非耗能结构构件的失效，所有不属于已识别抗震熔断器等级的结构构件和连接必须采取容量保护措施，以上构件在设计时必须确保能适应耗能元件的完整变形，即采用引入放大系数的方法，确保其设计抗力高于抗震熔断器的极限抗力。放大系数的值取决于触发抗震熔断器的载荷变异性。需要注意的是，在耗能熔断器中，脆性破坏对应的容量保护措施也同样重要。

3.2 节点类型

大跨木结构（如抗弯框架）的常见连接方式有：采用销轴类固件（图 42、图 43 和图 44）及配或不配置插板和肋板的钢管连接；采用胶合植筋节点（如图 45 所示）。一些特殊连接方式，如钢钉板（图 46）、装配式抗弯连接（图 47）和采用自攻螺钉的连接（图 48），也可以有效减少组装所需的时间和资源。此外，还有混合式连接（图 49~51），采用刚度更高、延性更好的钢部件连接木构件。本节将主要对栓钉式连接、自攻螺钉连接和胶合植筋连接进行介绍。

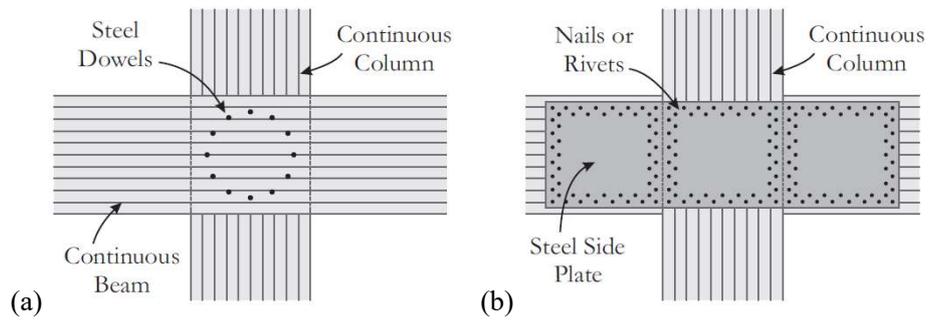


图 42 梁柱抗弯连接： (a) 螺栓连接和 (b) 钢板-钉连接 (Gohlich, 2016)

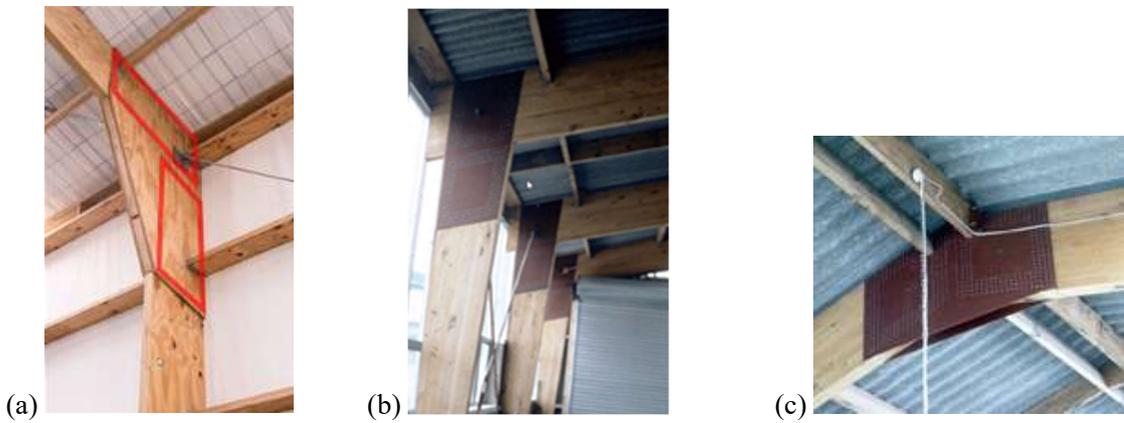


图 43 框架连接： (a) 使用螺栓和胶合加劲板； (b) 使用木螺钉和钢加劲板用于梁柱节点； 以及 (c) 屋顶节点 (图片来自 Dr. Minghao Li)

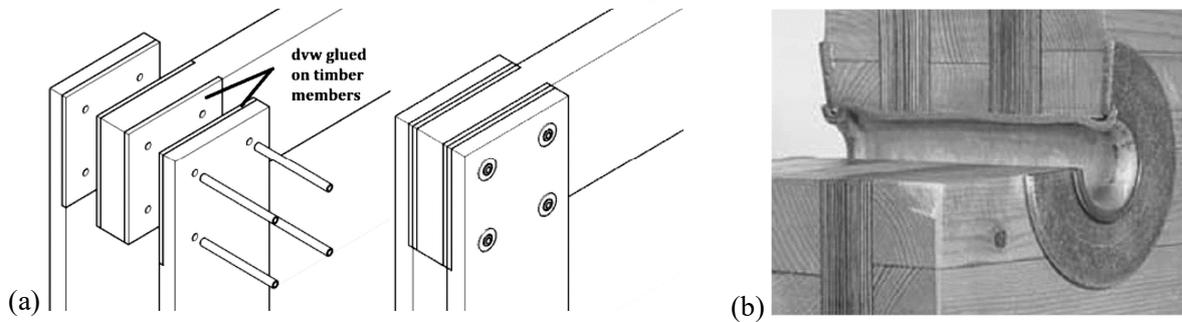


图 44 (a) 在组装前后，使用螺栓加固的胶合板连接 (Van Bakel 等, 2017)； (b) 带有钢管的胶合木连接切片样本 (胶合板经过压缩密实处理) (Leijten 等, 2006)

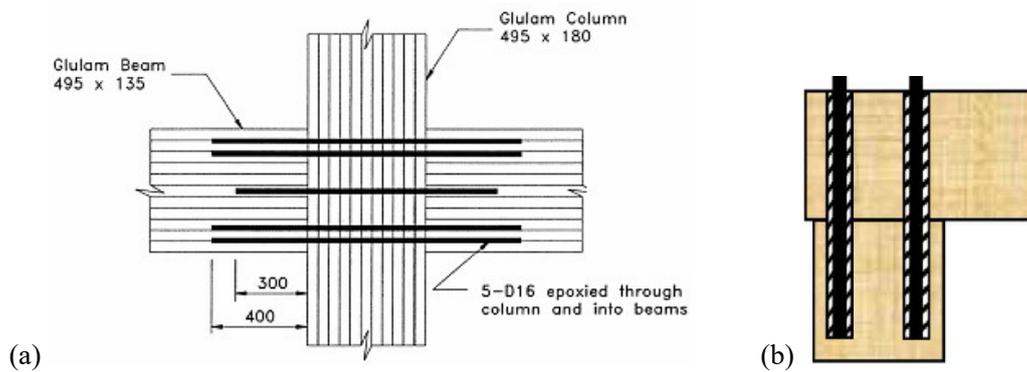


图 45 常见的胶合植筋连接形式：（a）框架梁柱节点（Fragiacomo 和 Batchelar, 2012）；
（b）多高层建筑节点（Buchanan 和 Fairweather, 1993）

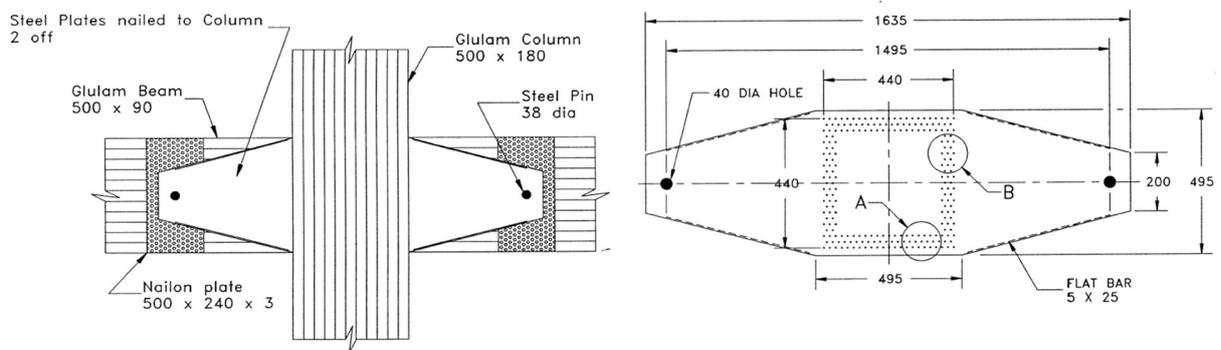


图 46 胶合木圆钉板连接示意（Buchanan 和 Fairweather, 1993）

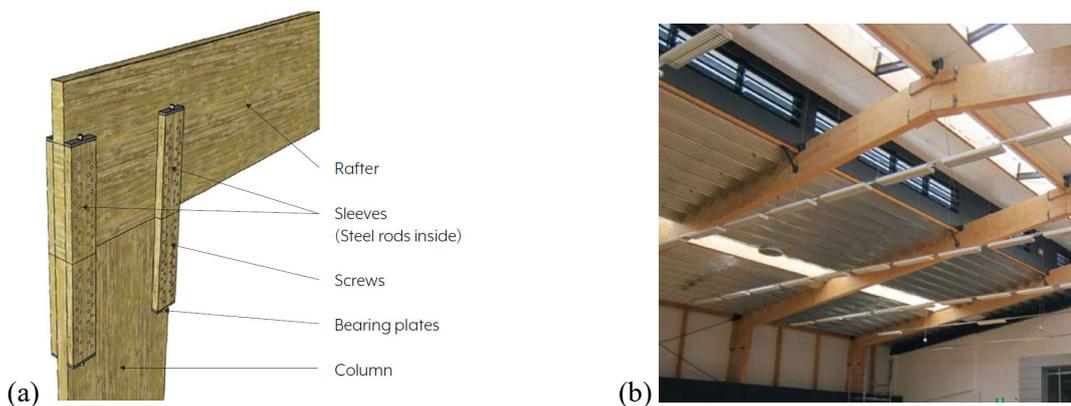


图 47 （a）框架梁柱的快速装配式连接；（b）该连接在澳大利亚新南威尔士州网球中心设施中的应用，
采用单板层积材框架（LVL）

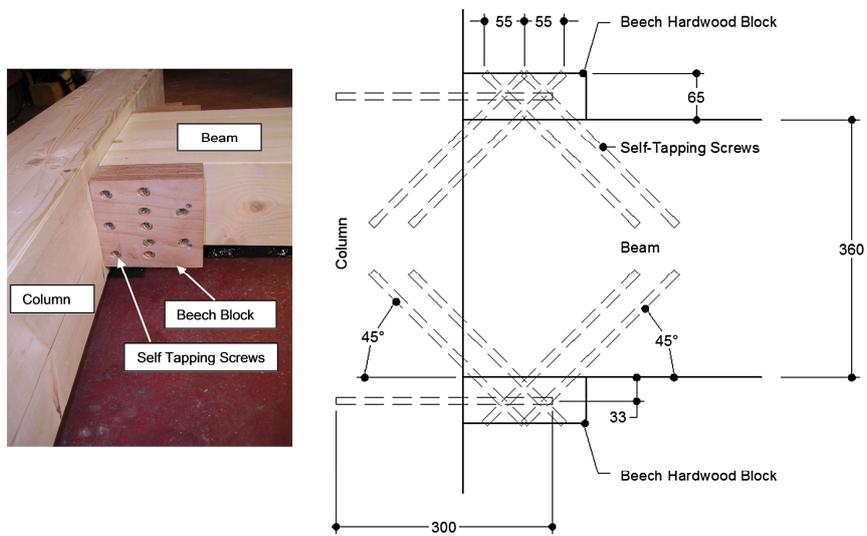


图 48 (a) 重型木框架梁柱节点示意图 (Kasal 等, 2014)

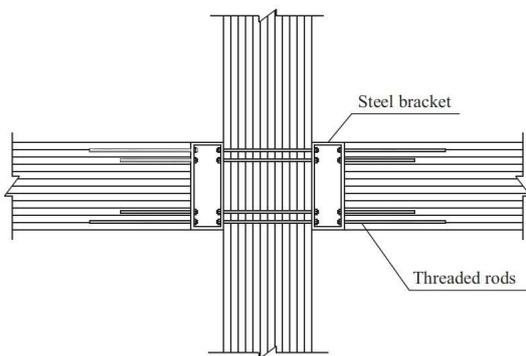


图 49 采用环氧树脂的植筋连接 (Buchanan 和 Fairweather, 1993)

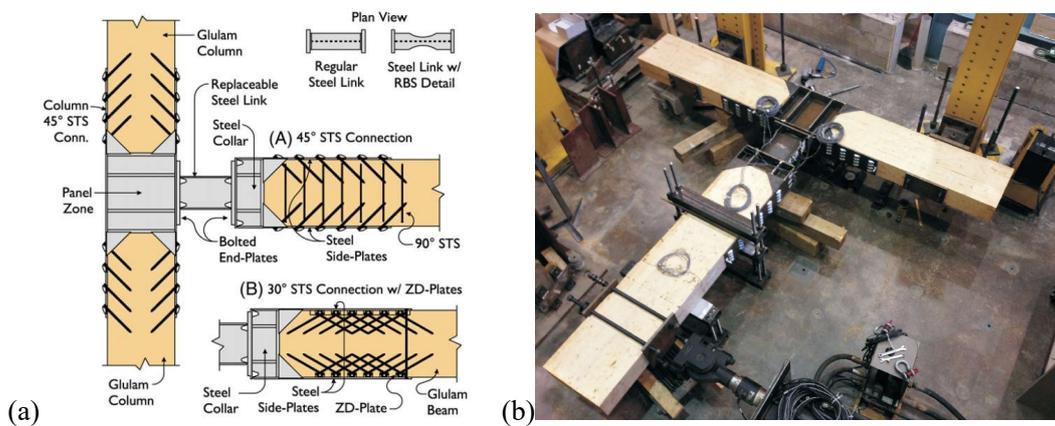


图 50 典型组合连接: (a) A 型, 45° 木-钢剪切型连接; (b) B 型, 30° 木-钢剪切型连接 (Gohlich 等, 2018)

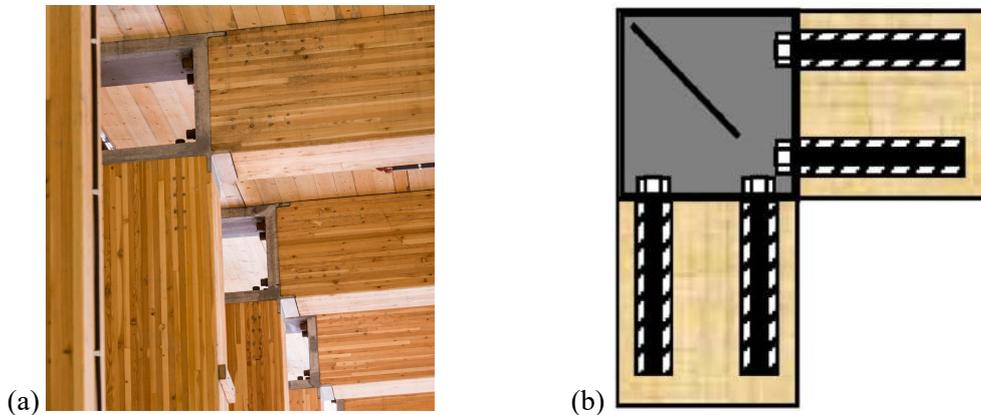


图 51 (a) 型钢-植筋连接；(b) 植筋连接 (Fragiacomo and Batchelar, 2012)

3.2.1 受剪销钉节点

受剪力作用的销轴类连接是当代木结构中最常见的连接形式，所用构件从最简单的圆钉、螺栓到自动螺钉、方头螺栓和木螺钉不等。其他专用紧固件形状和力学行为均与销类似。

木材连接在剪力作用下的行为受尺寸、形状、嵌入长度、拔出强度、木材密度和施工方法等多种因素的影响。受到许多变量的影响，包括尺寸和形状、嵌入长度、拔出强度、木材密度和施工方法。压力、拔出力 and 摩擦力的组合决定了连接的整体承载力；该抗力的组成部分也会受施工方法的影响，如与未钻入孔中的构件相比，钻孔会影响钉子或螺栓的力学特性。木螺钉通常能提供最高的初始节点刚度。然而，由于螺栓连接安装时需要较大的孔容差，螺栓仅部分与木纤维接触，节点使用中易发生初始滑移（即初始滑动），导致有效刚度降低。图 52 展示了一个典型的连接实验载荷-变形曲线，该条件下，节点载荷逐渐从零增加到最大值，最初螺栓仅有周长一部分承担荷载，荷载增大，变形逐渐增加，直至螺栓整体完全承担荷载。这种初始变形或滑移，对于需要较大安装容差的紧固件（如通过钢板的螺栓）而言尤为突出。

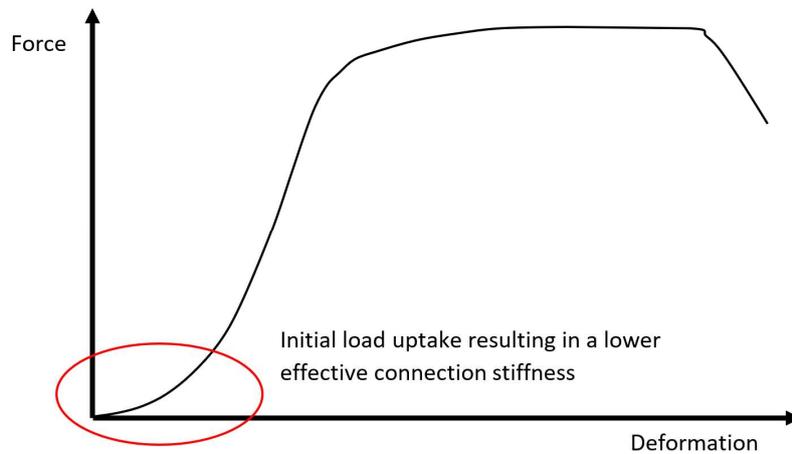


图 52 具有制造误差的紧固件的荷载-变形曲线

脆性破坏连接通常总变形较小，而延性破坏连接的变形可能较为显著。对于延性螺栓而言，当紧固件外侧包裹大量木材纤维时，连接变形可达 40mm。通常情况下，对销轴和自攻螺钉等紧固件而言，其荷载-变形曲线会先达顶点再下降（见图 53）。其下降部分由紧固件的过度弯曲和紧固件从木材或钢构件中拔出导致。此外，垂直于木材纤维（横纹方向）的连接刚度通常小于平行于木材纤维（顺纹方向）的连接刚度。

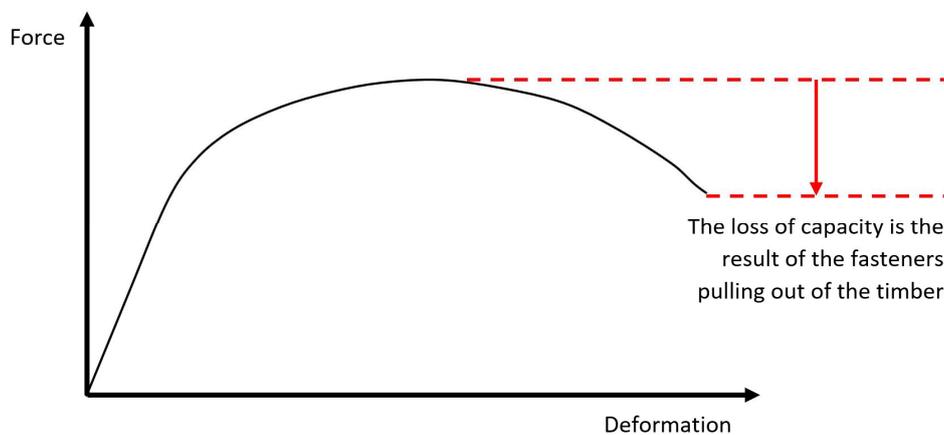


图 53 过度变形后易从木构件从拔出的紧固件荷载-变形曲线

如果达到变形极限后紧固件可抵抗从构件中拔出的力，则可激发绳索效应（使用穿透深度较大的螺栓或自攻螺钉）以提高剩余极限承载力（如图 54 所示）。在欧洲设计公式中，激发绳索效应时的抗力小于或等于由屈服模式确定的抗力。然而，由于构件间存在摩擦，实验中该抗力可能会显著升高。但由于木构件可能存在的收缩效应，摩擦力大小具有

较高的不确定性，设计中通常不予考虑。因此，通常按屈服模式（模式 1）考虑，即将紧固件附近材料屈服时的抗力视为 EYM 上限。

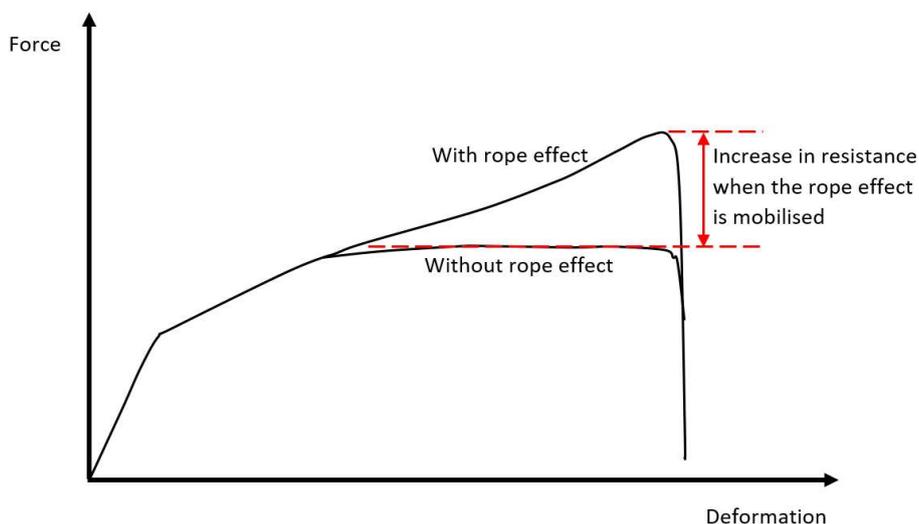


图 54 考虑或不考虑绳索效应时紧固件可能的荷载-变形曲线

传统设计中，作为抗震保险丝の木结构连接通常采用小型销钉类紧固件。这种设计理念的优点在于，由于木材纤维被弯曲销钉压溃的过程是逐步发生的，在每个地震事件的位移循环后，连接仍能保持一定的残余强度和刚度。通常，直径较小的销钉型紧固件抗力由屈服模式（EYM 模式 3）决定，该模式的特征是随着木材压缩，连接的每个剪切面上紧固件内会形成一个或两个塑性铰，具体取决于连接形式。如图 41 所示，在非耗能结构构件失效前，必须确保抗震保险丝连接不会发生二次脆性破坏。该目标能通过设计连接细节使其承载力达到 EYM 模式 1 来实现，具体为增加紧固件间的间距，并避免木材在剪切、拉伸或同时受剪受拉下的破坏。图 55 展示了木结构耗能连接的设计目标。

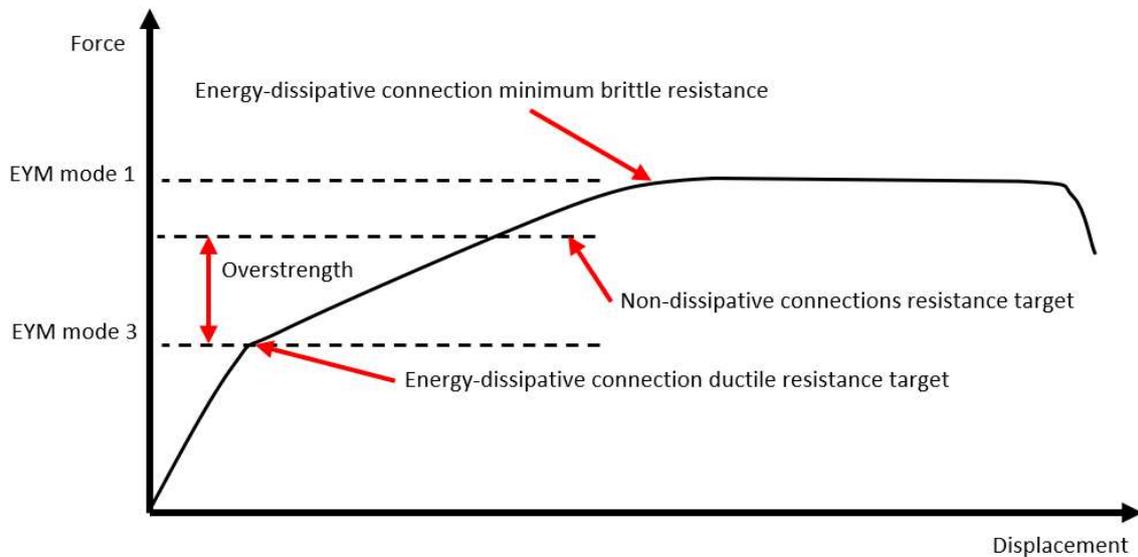


图 55 耗能连接的承载力设计目标

当抗弯连接使用圆钉时，应按一个或多个围绕中心的圆形排布销钉。连接的刚度和强度通过改变销钉数量、直径、材料特性和所排布圆形的半径、数量、紧固件间木材的厚度、木材质量（嵌入强度）等因素进行调整。特别需要注意的是，此类抗弯连接可能会在木材纹理方向上产生应力，因此应特别设计细节以防止木构件开裂。由于局部膨胀或收缩，部分截面，尤其是连接被约束截面处，也可能出现与纹理方向垂直的裂纹。为了减少靠近木材端面方向的应力，可以通过在连接中心设置大直径螺栓或螺杆以控制节点的力学行为。需要注意的是，若将紧固件按矩形模式布置，可能会导致构件中横纹方向的剪应力和拉应力组合使受力更为不利，故应尽量避免此类布置方式。

在所有情况下，销钉连接应当在屈服模式下破坏。根据欧洲屈服模型（CEN，2004），三构件连接（包含两个木构件和一个连接件）的失效模式有三种：木材与紧固件脱离、紧固件中出现一个塑性铰、以及紧固件中两个塑性铰和木材压溃的组合。出现两个塑性铰作为失效模式的抗弯连接能提供最高的耗能性能，常适用于地震区。与使用长细比较小或刚性紧固件的木材连接相比，使用长细比较大或半刚性紧固件的木材节点具有更高的等效能量比（Rinaldin 等，2013）。在使用长细比较大紧固件的木材连接中，钢制紧固件必须在木材构件失效之前发生塑性变形。使用抗弯连接时，连接附近的木材发生开裂是一种可能发生的脆性破坏机制。

如果抗弯连接作为抗震结构系统（SFERS）的一部分应用于地震活跃区，则设计必须采用能力设计程序。根据该程序的设计原则，抗弯连接应作为结构的延性部分（耗能区域），而其他所有构件应具备足够的超强度以保证延性。抗弯连接应以延性破坏模式失效，

并应具有足够的变形能力，以确保抗震结构系统（SFRS）能够达到其预定的变形能力。抗弯连接的转动变形能力是结构延性的必要组成部分，与抗震结构的延性密切相关。前者通常在数值上要远高于后者，并且大于大多数情况下的其他类型延性（Chen 和 Popovski, 2020）。

3.2.2 螺钉和胶合植筋连接的抗拔性能

螺钉和胶合筋在拔出实验中是具有显著轴向承载力的紧固件。由于抗剪螺钉可采用与 3.2.1 节讨论的销钉相同的设计方法，本节讨论对象不包括抵抗横向剪力的螺钉，主要聚焦紧固件的轴向承载力。本节和第 3.2.1 节中讨论的考虑因素应适用于同时承受横向剪力和轴向加载的螺钉。

一般来说，木结构中使用的螺钉有三种类型：螺钉、方头螺钉和自攻螺钉（见图 56）。螺钉和方头螺钉的设计规则已包含在现行的加拿大木结构设计标准中（CSA, 2024）。



图 56 不同类型螺钉示意图：（a）螺钉，（b）方头螺钉，（c）自攻螺钉

螺钉通常用于剪切（图 57[a]）或拔出（图 57[b]）载荷下。纯拔出情形下与方头螺钉和木螺钉较为少见不同，自攻螺钉较为常见。拔出情形多对应脆性破坏，螺纹较短时可能发生拔出破坏，螺纹较长时可能发生螺钉钢材的拉伸断裂。一种常见的做法是使用倾斜的自攻螺钉，以提供比普通抗剪连接强度更高、刚度更大的抗剪性能。全螺纹自攻螺钉也可以用来加固木材，尤其是在横纹方向应力较高区域，尽管目前加拿大标准中并未对这一应用提供相关规定。

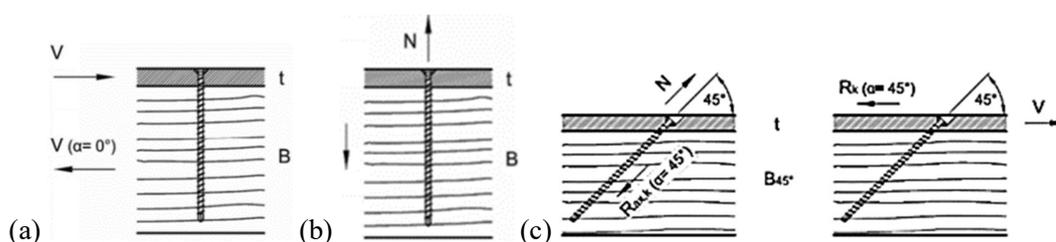


图 57 （a）自攻木螺钉，（b）受轴向拔出力的螺钉，（c）受轴向拔出力的倾斜螺钉

植筋（Serrano, 2001）在木结构中主要有两个用途：连接结构构件（见图 58）或加固木材横纹方向受较高应力的区域，作用类似于全螺纹自攻螺钉。在欧洲，尤其是北欧国家、德国和俄罗斯，植筋连接在胶合木结构已获得了多年的广泛使用。植筋连接强度和刚度均较大，无需使用大型金属板（通常用于其他销钉类紧固件）即可高效传递荷载。为了美观功能并增强组件的防火性能，建筑师更倾向于使用隐藏式连接件。

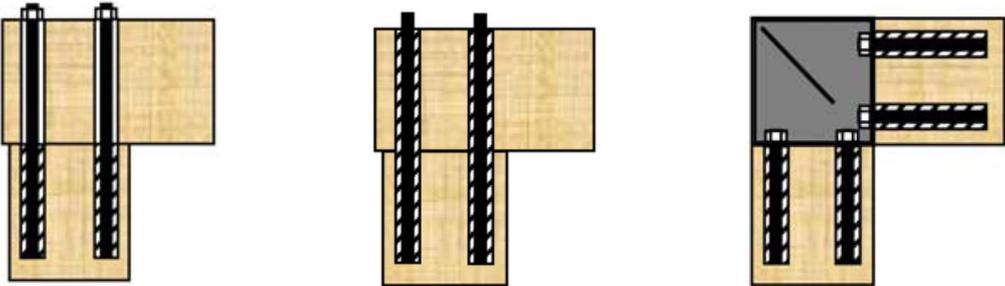


图 58 常见植筋节点示意图

4 跨度影响

本节讨论了跨度对结构稳定性、支撑和节点的影响。

4.1 结构稳定性

结构的稳定性问题（如受弯（包括平面内和面外屈曲）和受扭屈曲）随着跨距的增大而变得更加敏感。这可以通过研究图 59 所示的双铰拱的平面内屈曲来解释。我们假设拱形根据均匀分布的重力载荷的变形路径（即抛物线）来塑造。

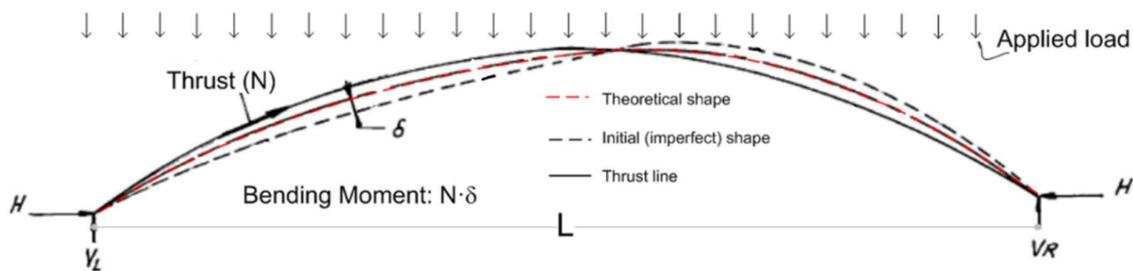


图 59 由于初始缺陷而在拱形中产生的弯矩

首先，实际结构总是存在几何缺陷。假设图 59 中拱形的初始缺陷按第一屈曲模态（虚线）来塑造，那么初始缺陷引起的最大弯矩为 $M = N \cdot \delta$ 。该弯矩作用在跨距的 20% 到 25% 处，具体位置取决于拱的静力条件。如果拱结构使用相同材料，对不同跨度情况作对比——所有拱形均承受均匀分布的重力载荷，且具有相同的拱高与跨距比和相同的细长比（即相同的临界欧拉屈曲应力），则推力 N 和初始缺陷 δ 的大小都随着跨距 L 线性增加。因此，拱形中的弯矩 M 对拱形平面内屈曲的敏感性起关键作用，会随着跨距的平方增加。因此，跨度越大，平面内屈曲风险越低。

类似的模型可以用于讨论侧向支撑间距对图 59 中拱结构面外屈曲的影响。

4.2 结构支撑

抵抗屈曲的支撑对于任何类型的细长结构都非常重要，对于大跨结构尤为关键（悬索结构除外，该类结构主要在受拉状态下工作）。支撑的作用可通过计算端部侧向支撑和中点弹性支撑中压杆受力的大小来凸显，例如图 59 中拱结构的面外方向或桁架受压弦杆（见图 60）。

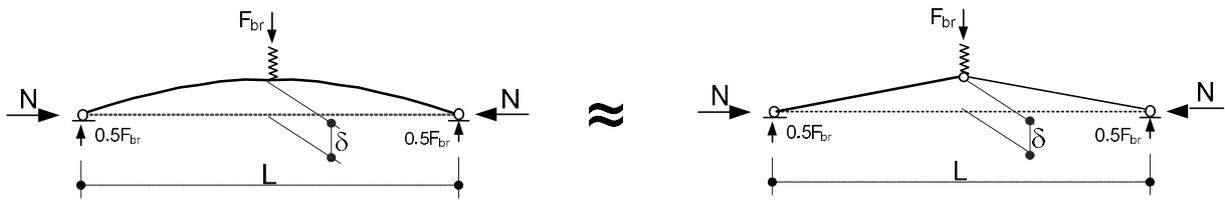


图 60 带初始缺陷的压杆，端部侧向支撑，中点平面内支撑：左图为实际构件，右图为理想化构件，用于大致评估支撑力 F_{br}

对于压杆初始变形形状（图 60）的简单平衡分析可计算得支撑力 F_{br} 为：

$$F_{br} = \frac{4 \cdot N}{L} \cdot \delta$$

其中， F_{br} 是支撑力； N 是构件所受轴向压力； L 是构件的长度； δ 是最大初始缺陷。由上述方程可见初始缺陷与跨距长度的比值 δ/L 大致保持恒定，不受跨距大小的影响（如上所述）。因此，支撑力 F_{br} 由不同跨距下的轴向力 N 决定。然而 N 通常随着结构跨距的增加而增大（例如拱形或桁架的受压弦杆），因此，跨度增大时侧向支承力的需求也更高。换言之，支撑系统的强度、刚度和数量的要求会随着结构跨距的增加而增加。

4.3 节点和连接

在大跨木结构中，由于构件中传递的力较大，构件间的节点连接通常需要较大强度，体积较大。单个结构构件的最大尺寸会受生产和运输需求的影响。此外，生产和运输的需求总是会限制结构单个构件的最大尺寸。例如，在瑞典，为了降低运输成本，木构件的最大长度应使得车辆的总长度不超过 30m，如图 61 所示。从而实际情况中木构件的最大长度应为约 24m，最大高度和宽度分别不得超过 4.5m 和 2.6m。这些规定在瑞典有效，其他国家可能有所不同。

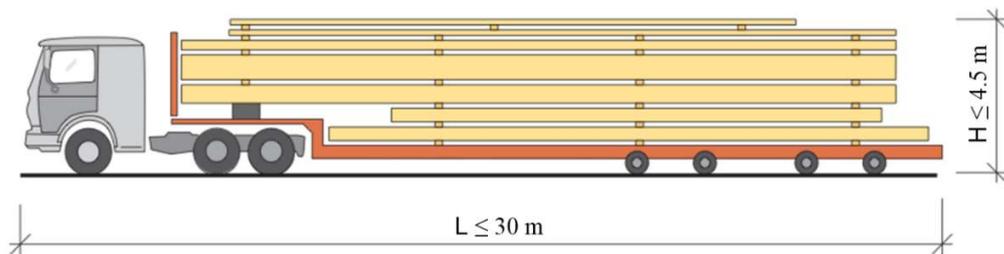


图 61 可运输成本而无需特别许可的卡车整体尺寸

构件的尺寸限制通常使得大跨结构中的拼接不可避免；因此，即使在结构中应力较大部位，如桁架弦杆也不可避免需要连接。现成的普通标准连接通常不足以传递较大荷载，

因此大跨结构通常需要定制节点。可传递较大荷载的连接类型较少，常见的包含：

- 钢板销钉连接；
- 植筋连接；
- 带有预钻倾斜孔的钢板和倾斜的完全螺纹螺钉。

4.3.1 木材各向异性

木材自身的结构特性使其不同方向上的力学性能差异显著（Chen et al., 2011, Chen et al., 2020）。例如，木材横纹抗拉强度仅为顺纹方向的约 2%，破坏模式也有很大差异。无论载荷方向与木纹方向如何，在不涉及屈曲问题的情况下，受拉破坏通常是脆性的，压缩破坏通常是延性的。木材在横纹方向受拉最为薄弱，因此连接设计时应避免这种加载模式。图 62(a)展示了一个可承担弯矩的桁架节点，由于弯矩在连接横纹方向上产生拉力，可能导致腹杆开裂（劈裂）；图 62(b)和(c)展示了图 62(a)的可能修改方案，可以显著减少劈裂破坏的风险。

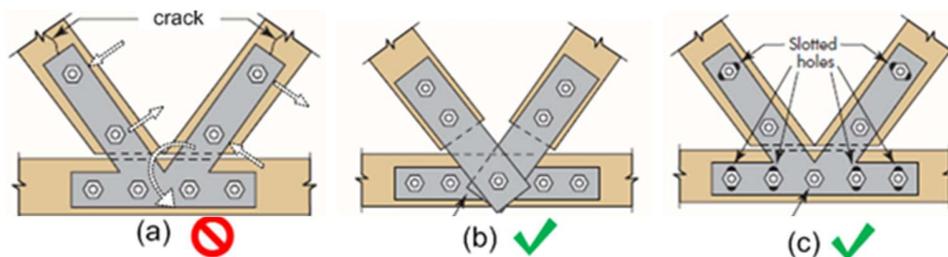


图 62 带有外部钢板和螺栓的桁架节点：
(a) 腹板固定角度防止木桁架构件在加载下发生旋转；
(b) 具有独立钢板的节点，用于连接桁架构件，在交点处有销钉连接；
(c) 具有槽孔的节点，允许构件不受约束地旋转

4.3.2 木材含水率影响

在设计连接细节时，必须仔细考虑木材与含水率相关的膨胀和收缩特性，以减少横纹方向的拉应力。湿度变化会导致木材膨胀和收缩。通常情况下，尤其对于截面较大的木构件（大跨结构中十分典型），顺纹方向的尺寸变化可以忽略，横纹方向的尺寸变化则不可忽略。图 63 展示了如何设计多个木构件的转角销钉节点。如果木材的湿度在安装后下降（这对于室内结构来说是正常的），则柱子和屋架会发生收缩，主要表现为横纹方向的收缩。由于连接件限制了这种收缩，柱和屋架的连接部位可能会出现较大的横纹方向拉应力，超过抗拉强度时木材会发生开裂。转角节点的开裂会严重影响抗弯能力和构件的剪切强度。为了避免开裂可采用指接节点或使用更稳定的木质材料（如交叉胶合的 LVL）制作屋架和柱构件。对于大跨结构，通常选择胶合木作为结构材料，而为了便于运输，通常在施工现场组装框架部件。图 63(b)和(c)展示了如何在组装过程中考虑木材的吸湿性，确保屋架和柱子的胶合木框架连接。更具体地，图 63(b)显示了一个由钢支架组成的转角节点，该

支架通过胶合杆连接屋架和柱子。图 63(c)则显示了另一个使用一个或多个插入钢板和销钉进行连接的转角节点。

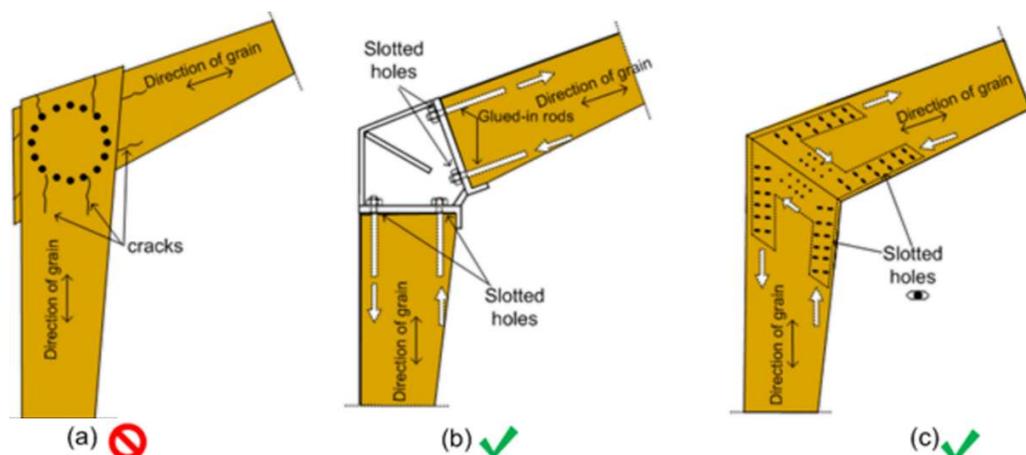
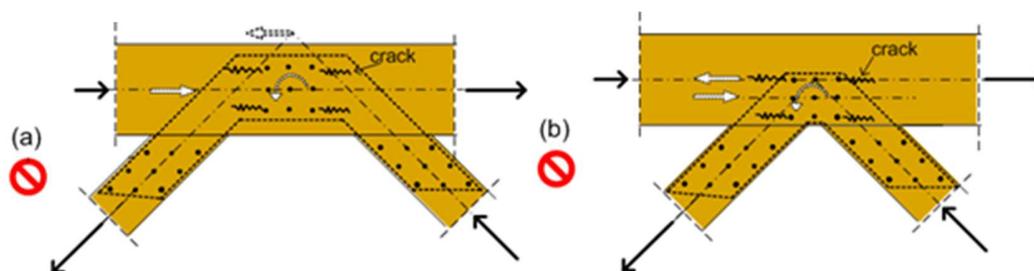


图 63 胶合木框架的转角节点处理方案：（a）通过屋架（单根梁）和柱（每侧有两根平行构件）穿过的销钉连接，连接件长细比较小；（b）由钢支架组成的转角节点，通过植筋节点连接屋架和柱子；（c）插入钢板和销钉的转角节点

4.3.3 节点偏心

由于大跨结构通常具有较大的轴向力，即使连接中的力的偏心距较小，也会导致相对较大的弯矩，该弯矩会对连接的构件和节点强度本身造成负面影响。具体而言，当节点处因为偏心作用出现弯矩，构件中可能会产生横纹方向的应力。桁架节点的偏心可能由弦杆和腹杆的中心线未相交于同一点，如图 64(a)所示；即使它们在同一点相交，但弦杆紧固件组的旋转中心位于其他地方，也可能导致偏心，如图 64(b)所示。然而，在大多数情况下这类偏心可通过设计避免，如图 64(c)所示。



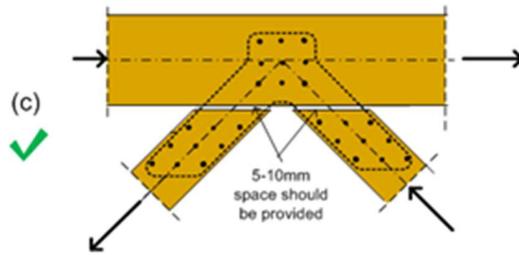


图 64 带有插入钢板和销钉的桁架节点：（a）弦杆和网杆的中心线未在同一点相交；

（b）弦杆紧固件组的旋转中心位于网杆中心线交点下方；（c）没有偏心的节点

可采用使构件中心线交于一个点的方法取消偏心。例如，图 65(a)展示了一个拉索拱架与拉索连接的示意图。由于拉索中紧固件的特定排列，紧固件组的中心与拉索中的轴向力间存在偏心。通过重新排列拉索中的紧固件，可以消除这种偏心，如图 65(b)所示。

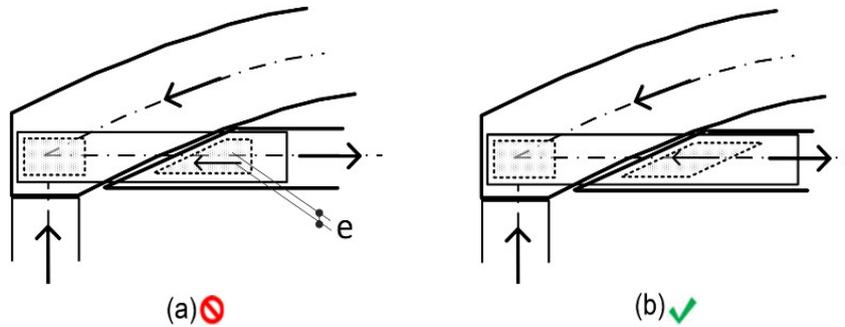


图 65 悬索拱架的拱与拉索的连接：（a）拉索中紧固件的不对称（偏心）排列；

（b）拉索中紧固件的对称（中心）排列

4.3.4 连接的延性行为

设计连接时，尤其大跨结构中的连接，应当尽量保证延性破坏而非脆性破坏。通常利用钢材在经历较大屈服后延性破坏这一特点，确保钢部件在木材部件之前失效来实现这一目标。对于具有多个销钉型紧固件的节点，可通过设计销钉使其在一个或多个部位形成塑性铰而发生大幅度弯曲变形，从而达到延性目标，如图 66 所示。

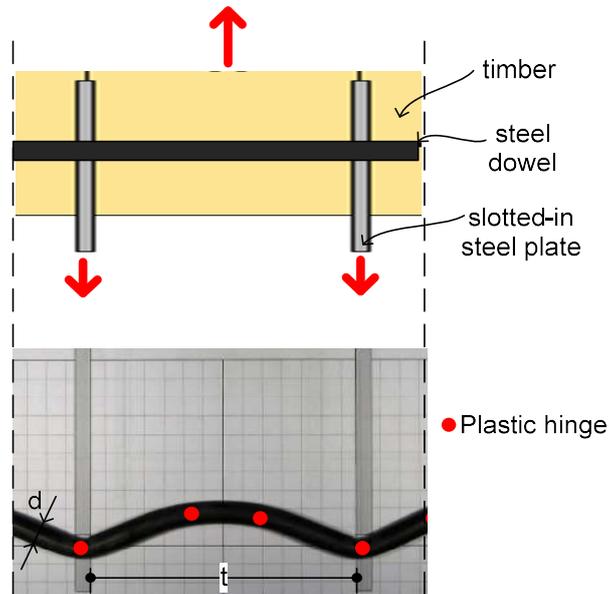


图 66 带有两个插入钢板和一个销钉的连接节点部分示意图（顶部），以及销钉屈服时的变形（底部）
（Rossi 等人，2016 年）

使用长细比较大的紧固件有助于实现这种失效模式。例如，要实现图 66 所示的延性破坏模式，销钉的细长比 (λ)，定义为 $\lambda = t/d$ ，其中 t 是木构件的厚度， d 是销钉的直径，应当大于销钉的相对细长比 $\bar{\lambda}$ ，该比值可通过以下公式定义（Mischler 等人，2000 年）：

$$\bar{\lambda} = 4 \cdot \sqrt{\frac{M_y}{f_h \cdot d^3}}$$

其中， M_y 是销钉的屈服弯矩， f_h 是销槽承压强度。

木材的加工误差和局部缺陷会显著影响连接的承载能力。长细比较大的销钉和较宽的销钉间距可以平衡紧固件之间荷载分布不均匀的影响。因此，在使用多个紧固件按顺纹方向连接时，所谓的群拉效应（即由于过早的脆性失效导致承载能力下降）可以通过具有良好延性的紧固件得到有效缓解。

5 案例分析

5.1 太原植物园

位于中国太原的新太原植物园穹顶综合体（图 67）由三个穹顶组成，直径从 43m 到 88m 不等，高度从 12m 到 30m 不等。三座穹顶中最大的一座是世界上最长的无三角网格木结构穹顶。所有三个抛物线形网壳都由轻型双曲面胶合木梁组成，梁以两层或三层交叉排列。

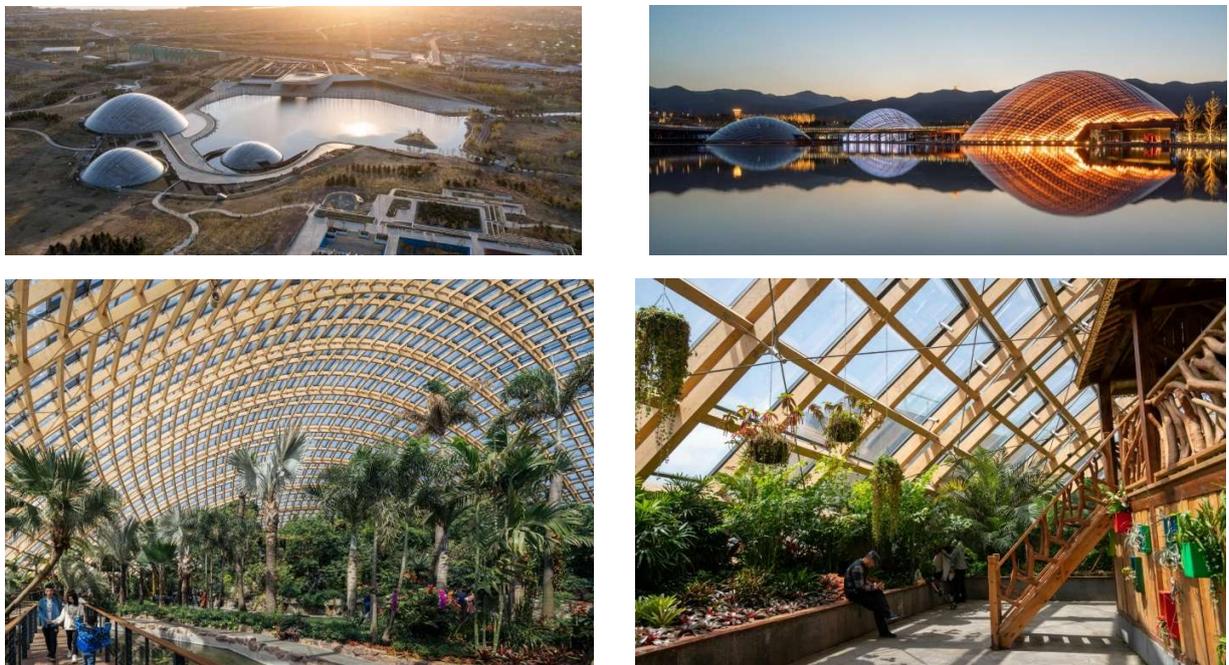


图 67 太原植物园穹顶（由 StructureCraft 提供）

木材以其能够适应几何要求，具有固有防火性、结构灵活性、自然美感和环境可持续性的优点在该项目中成为建筑材料。从上方看，木结构像海贝壳一样，主要构件在一侧紧密排列，向穹顶表面扩展延伸。由于这种复杂的布局，2,400 根构件中每一根都极为独特，因此数值模拟和智能制造技术对项目的成功至关重要（图 68）。为解决该非三角网格壳结构面临的多种力学挑战，如多模态的屈曲失稳问题，设计中采用了一层轻型的对角格栅结构提供额外支撑，并利用可调节节点调整不可见拉索中的拉力大小，从而对结构变形进行辅助控制。

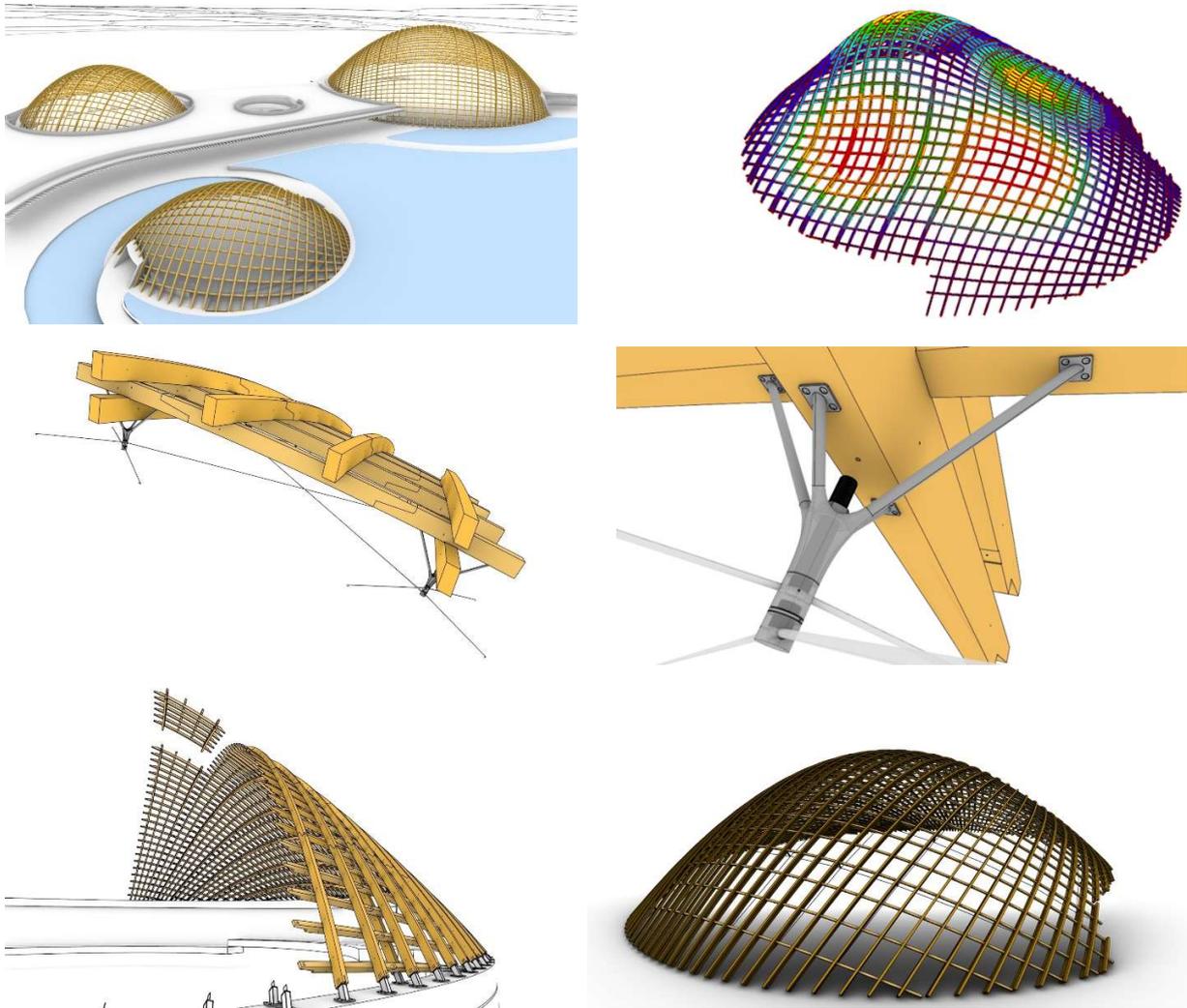


图 68 太原植物园穹顶建模示意图（由 StructureCraft 提供）

梁的方向经过优化，以减少所需的铣削量，同时仍然实现项目设计师期望的双曲面壳体几何形状（见图 69）。梁交叉部分进行了凿槽处理，使其紧密结合，并在 Grasshopper 中绘制了预钻孔的位置图，然后通过数控机床钻孔，以便现场工人能够在规定的位置安装大约 60,000 颗螺丝。在与地面连接的部分，木梁与钢结构组件连接，钢组件焊接到埋入混凝土中的嵌入板上。所有梁以不同角度接触地面，因此每个钢组件虽由一组简单的参数化规则生成，但彼此不同，独一无二。屋顶玻璃面板的宽度为 20-30 英尺，长度为 30-40 英尺。这些面板在圆顶附近预组装完成后通过起重机吊装到临时脚手架上，脚手架的几何形状在安装图纸中已明确规定。

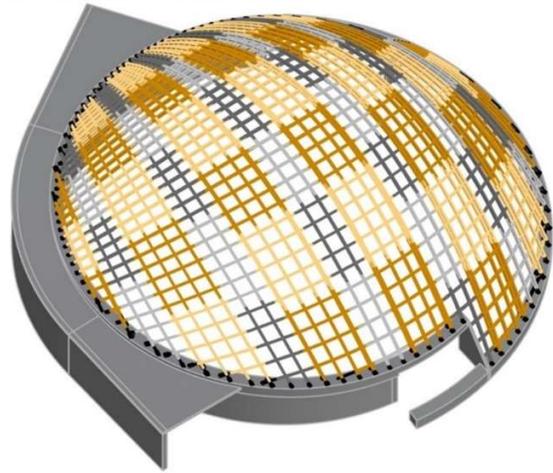


图 69 太原植物园穹顶的制造与安装（由 StructureCraft 提供）

5.2 天府农业博览会

天府农业博览会（图 70）是成都大都市区一个重要发展项目的一部分，旨在提供其与中国其他主要经济中心的竞争力。新的天府农业博览会展馆占地超过 75 000m²，是亚洲最大的木结构，也是世界上最大的木结构之一。这个由五个拱顶组成的系列建筑使用了独特的 Vierendeel 风格桁架，采用木弦杆和钢腹杆的混合空腹桁架体系，达到了最大 110m 的跨度和 44m 的高度——成为世界上最长的木结构跨度之一。

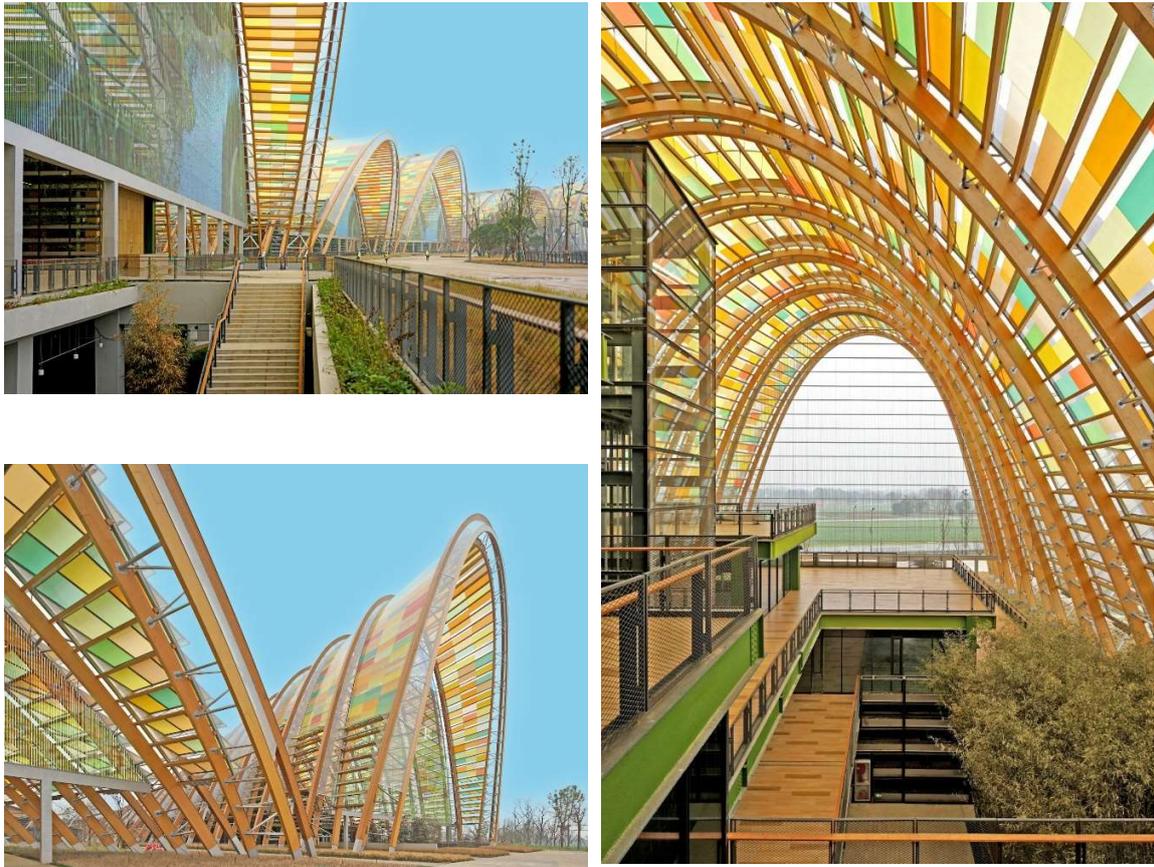
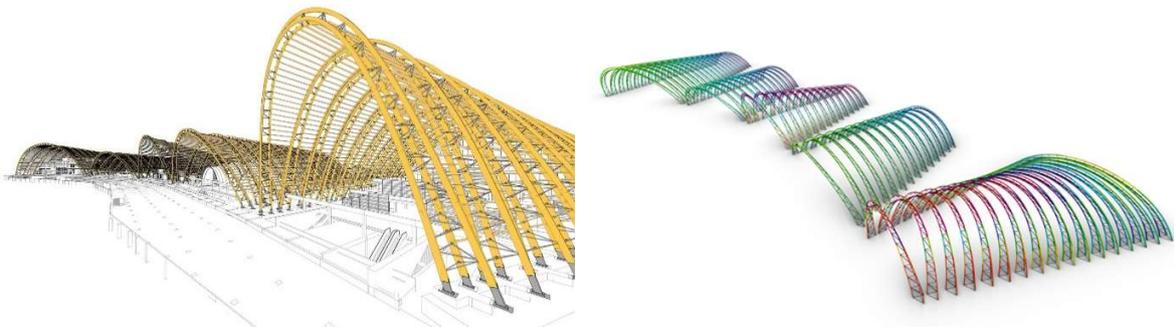


图 70 天府农业博览会（由 StructureCraft 提供）

所有拱顶都采用相同的结构体系，由独立的桁架拱组成，通过檩条和整体钢索支撑系统横向连接在一起（图 71）。垂直和局部正交力（由风力作用产生）通过檩条传递到下弦，随后转化为轴向力和弯矩。钢柱脚连接通过钢埋板将弦杆力传递到由当地设计院设计的坚固混凝土基础中。五座建筑都采用相同结构系统的不同几何变体。这一特点使其成为自动化和参数化设计的理想应用场景。结构模型的中心线是在进行几何建模的同时通过主 Grasshopper 脚本生成的，以便直接导出模型进行结构分析。



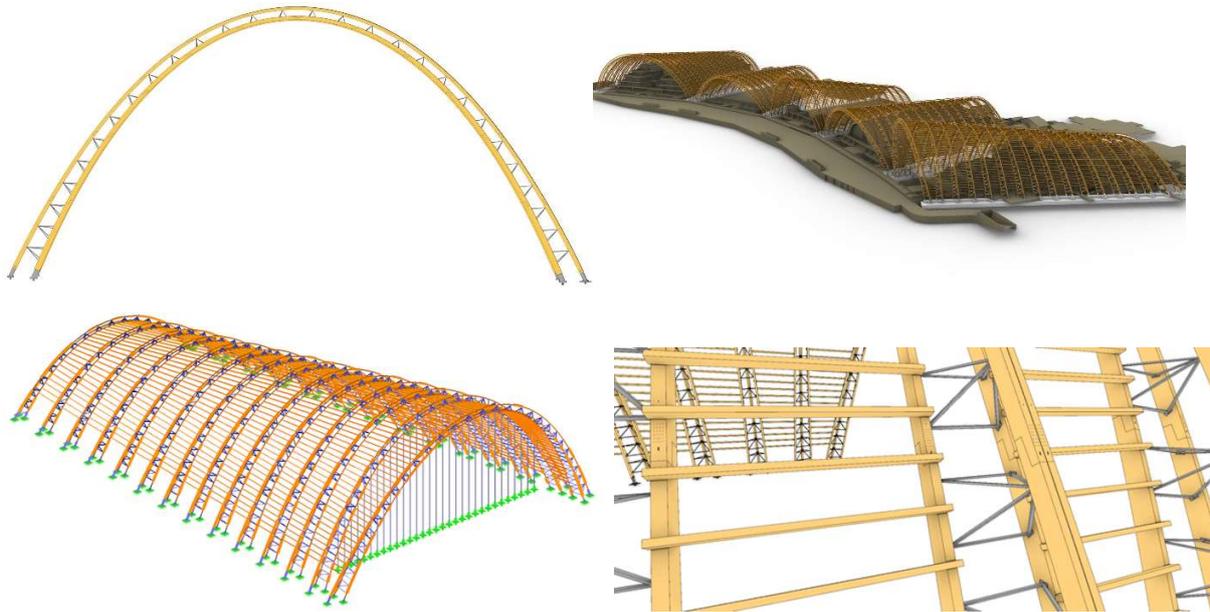


图 71 天府农业博览会的数字化建模（由 StructureCraft 提供）

该项目的装配式性质在高效细节设计中起到了特殊作用。在这种情况下，为确保顺利的预装配过程，该工程在降低材料成本的优化节点设计和安装简便的重复性节点间实现了精细化平衡。由于必须通过铁路将胶合木构件从欧洲运输到中国，单个构件的尺寸受限于集装箱的大小，项目使用了参数化工具来优化集装箱的装载和运输顺序。一旦材料到达现场，临时的加工设施就开始组装所谓的子装配体（图 69）。这些约 11.5m 长的子装配体由未拼接的胶合木弦杆和钢腹杆构成。两个到四个子装配体在最终拱形位置附近连接，形成长达 35m、重达 25t 的重型吊装组件。一个拱由最多五个吊装组件组成。



图 72 天府农业博览会的制造（由 StructureCraft 提供）

上部结构的施工（图 73）在所有内部钢结构完成后开始，以确保起重机能够在下方操作。支撑塔在必要时由下方的钢结构提供支撑。除了提供临时支撑外，经过测量的支撑塔在施工过程中还起到了控制拱形几何形状的重要作用。每个拱架的搭建从基础提升组件开始，提升组件由支撑塔在顶端支撑。在这一阶段，基础节点暂时固定在基础嵌入板上。随着一系列拱架的搭建并通过屋面梁相连接，大多数支撑塔可以下降并重新使用，支撑下一个拱架的搭建。最后，在拱顶完成后，安装并预张紧 LED 屏幕电缆，按照指定的负载步骤和顺序进行张紧。





图 73 天府农业博览会的安装（由 StructureCraft 提供）

更多信息可以从 StructureCraft 的网站获取：<https://structurecraft.com/projects/tianfu-agricultural-expo>。

6 结语

近年来，大跨度木结构在中国的应用显著增长，许多此类建筑已成为中国主要城市的地标性工程。2023 年，作为《木结构设计标准》GB50005 标准委员会的秘书处单位，西南院启动了针对大跨度木结构的团体标准制定工作。为支持新标准编制并确保加拿大设计方法和木制品在新标准中获得认可，本研究开展了专题文献调研。本报告重点梳理了加拿大在大跨度木结构设计分析方法、研究成果方面的最新进展，并汇总了典型大跨度木结构工程案例。

7 参考文献

- ANDERSSON, B. & LARSSON, G. 2014. *Verification of buckling analysis for glulam arches*. Master Master's thesis, Lund University.
- BUCHANAN, A. H. & FAIRWEATHER, R. H. 1993. Seismic design of glulam structures. *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, 26, 415-436.
- CEN 2003. Eurocode 1 - Actions on structures - Part 1-3: General actions - Snow loads. Brussels, Belgium: Comité Européen de Normalisation.
- CEN 2004. Eurocode 5: Design of Timber Structures – Part 1-2: General Rules – Structural Fire Design. Brussels, Belgium: European Committee for Standardization.
- CHEN, Z., NI, C., DAGENAIS, C. & KUAN, S. 2020. WoodST: A temperature-dependent plastic-damage constitutive model used for numerical simulation of wood-based materials and connections. *Journal of Structural Engineering*, 146, 04019225.
- CHEN, Z. & POPOVSKI, M. 2020. Connection and system ductility relationship for braced timber frames. *Journal of Structural Engineering*, 146, 04020257.
- CHEN, Z., ZHU, E. & PAN, J. 2011. Numerical simulation of wood mechanical properties under complex state of stress. *Chinese Journal of Computational Mechanics*, 28, 629-634, 640.
- CROCETTI, R. 2017. *Hängtakskonstruktioner ger elegant spännvidd* [Online]. TIDNINGEN TRÄ. Available: <https://www.svensktra.se/publikationer-start/tidningen-tra/2017-4/hangtakskonstruktioner-ger-elegant-spannvidd/> [Accessed Febuary 01 2021].
- CROCETTI, R., CHEN, Z., ABRAHAMSEN, R., EPP, E. & EPP, L. 2022. Long-span Timber Structures. In: CHEN, Z., TUNG, D. & KARACABEYLI, E. (eds.) *Modelling Guide for Timber Structures*. 1st Ed. ed. Pointe-Claire: FPIInnovations.
- CSA 2019. Canadian highway bridge design code (CSA S6-19). Toronto, Ontario: Canadian Standards Association (CSA).
- CSA 2024. Engineering design in wood (CSA O86:24). Toronto, Ontario: Canadian Standards Association (CSA).
- FRAGIACOMO, M. & BATCHELAR, M. 2012. Timber Frame Moment Joints with Glued-In Steel Rods. I: Design. *Journal of Structural Engineering*, 138, 789-801.
- GOHLICH, R., EROCHKO, J. & WOODS, J. E. 2018. Experimental testing and numerical modelling of a heavy timber moment-resisting frame with ductile steel links. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 47, 1460-1477.
- GOHLICH, R. J. Development of an Innovative Hybrid Timber-Steel Moment-Resisting Frame for Seismic-Resistant Heavy Timber Structures. 2016.
- HOFVERBERG, S. 2016. *Long-span tensile timber roof structures Development of design proposals adopting the Stress Ribbon concept*. Master Master's thesis, Chalmers University of Technology.
- INGVARSSON, M. & GUSTAFSSON, D. 2017. *Application of asymmetric loads on cable shaped structures - A load case study of timber roof stress ribbon structures*. Master's thesis, Chalmers University of Technology.
- KASAL, B., GUINDOS, P., POLOCOŞER, T., HEIDUSCHKE, A., URUSHADZE, S. & POSPIŠIL, S. 2014. Heavy Laminated Timber Frames with Rigid Three-Dimensional Beam-to-Column Connections. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 28.

- LEIJTEN, A., RUXTON, S., PRION, H. & LAM, F. 2006. Reversed-cyclic behavior of a novel heavy timber tube connection. *Journal of Structural Engineering*, 132, 1314-1319.
- MISCHLER, A., PRION, H. & LAM, F. Load-carrying behaviour of steel-to-timber dowel connections. World Conference of Timber Engineering, 2000. WCTE 2000.
- NRC 2022. National Building Code of Canada: 2020. National Research Council of Canada. Canadian Commission on Building and Fire Codes.
- PERSSON, K. 2017. *Analysis of Catenary Shaped Timber Structures*. Master Master's thesis, Lund University of Technology.
- RINALDIN, G., AMADIO, C. & FRAGIACOMO, M. 2013. A component approach for the hysteretic behaviour of connections in cross-laminated wooden structures. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 42.
- ROSSI, S., CROCETTI, R., HONFI, D. & FRÜHWALD HANSSON, E. 2016. Load-bearing capacity of ductile multiple shear steel-to-timber connections. *World Conference Timber Engineering (WCTE)*. Vienna: WCTE.
- SALVADORI, M., LEVY, M. & FARRELL, J. J. 1967. *Structural design in architecture*, Prentice-Hall.
- VAN BAKEL, R., RINALDIN, G., LEIJTEN, A. & FRAGIACOMO, M. 2017. Experimental – numerical investigation on the seismic behaviour of moment - resisting timber frames with densified veneer wood - reinforced timber joints and expanded tube fasteners. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 46, 1307-1324.

OUR OFFICES

Pointe-Claire

570 Saint-Jean Blvd.
Pointe-Claire, QC
Canada H9R 3J9
(514) 630 4100

Vancouver

2665 East Mall
Vancouver, BC
Canada V6T 1Z4
(604) 224 3221

Québec

1055 rue du P.E.P.S.
Québec, QC
Canada G1V 4C7
(418) 659 2647