



**FPInnovations**

Info@fpinnovations.ca  
web.fpinnovations.ca

# MODELLING GUIDE FOR DESIGN OF GLULAM STRUCTURES (IN CHINESE)

## 胶合木结构模拟分析指南

PROJECT NUMBER: 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](mailto:haiyan.zhang@canadawood.cn)

March 31, 2025

## ABSTRACT

Computer modelling is essential for designing and analysing mid- and high-rise buildings, as well as long-span structures. However, practising engineers are relatively unfamiliar with the modelling of timber structures, and researchers often lack resources for advanced modelling of timber systems. Moreover, the wood design features available in some structural analysis software packages are usually unsuitable for modelling complex or hybrid timber structures. This limitation hinders the broader application and development of timber construction, particularly as timber structures increasingly require performance demonstration or equivalency through computer modelling, regardless of whether prescriptive or performance-based design methods are used. This Modelling Guide for Design of Glulam Structures was developed to help practitioners become acquainted with the modelling of glulam structures in China.

## 摘要

计算机模拟在多层建筑以及大跨度结构的设计和分析中至关重要。然而，工程师对木结构建模相对不那么熟悉，研究人员也常缺乏对木结构进行高级建模的资源。此外，一些结构分析软件中的木材设计功能通常并不适合复杂或混合木结构建模。这些限制阻碍了木结构的推广、应用和发展。尤其是现在，无论使用的是规范性设计方法还是基于性能的设计方法，木结构越来越需要通过计算机模拟来展示其性能或等效性。本《胶合木结构模拟分析指南》旨在提供必要的信息来协助工程师熟悉胶合木结构的建模。

## MODELLING GUIDE FOR DESIGN OF GLULAM STRUCTURES (IN CHINESE)

Project number: 301016358

## ACKNOWLEDGEMENTS

This project was financially supported by Canada Wood Group China. Assistance and guidance from Canada Wood Group China for the project are greatly appreciated.

## REVIEWERS

Haiyan Zhang, Senior Director, Codes and Standards | Canada Wood China

Yading Zhu, Technical Manager, Codes and Standards | Canada Wood China

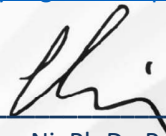
## AUTHOR CONTACT INFORMATION



Zhiyong Chen, Ph.D., P.Eng.

Senior Scientist, Building Systems

[zhiyong.chen@fpinnovations.ca](mailto:zhiyong.chen@fpinnovations.ca)



Chun Ni, Ph.D., P.Eng.

Lead Scientist, Building Systems

[chun.ni@fpinnovations.ca](mailto:chun.ni@fpinnovations.ca)

## APPROVER



Dorian Tung, Ph.D., P.Eng., PE, LEED AP BD+C

Manager, Building Systems

[dorian.tung@fpinnovations.ca](mailto:dorian.tung@fpinnovations.ca)

While every reasonable effort has been made to ensure the accuracy, correctness and/or completeness of the information presented, FPInnovations does not make any warranty, expressed or implied, or assume any legal liability or responsibility for the use, application of, and/or reference to opinions, findings, conclusions, or recommendations included in this report.



# 目录

|                        |      |
|------------------------|------|
| 目录 .....               | III  |
| 图列表 .....              | V    |
| 表格列表 .....             | VIII |
| 1 前言 .....             | 9    |
| 2 建模原理、方法及技术 .....     | 11   |
| 2.1 建模原理 .....         | 11   |
| 2.2 模型验证和校核 .....      | 15   |
| 2.2.1 模型验证 .....       | 15   |
| 2.2.2 模型校核 .....       | 16   |
| 2.2.3 敏感性检查 .....      | 18   |
| 2.3 模型解读 .....         | 18   |
| 3 结构体系建模 .....         | 19   |
| 3.1 框架结构 .....         | 19   |
| 3.1.1 结构受力机理 .....     | 19   |
| 3.1.2 有限元模拟 .....      | 24   |
| 3.2 框架支撑结构 .....       | 25   |
| 3.2.1 结构受力机理 .....     | 25   |
| 3.2.2 有限元模拟 .....      | 28   |
| 3.3 刚架和拱结构 .....       | 30   |
| 3.3.1 刚架 .....         | 30   |
| 3.3.2 拱结构 .....        | 31   |
| 3.3.3 概念设计 .....       | 36   |
| 3.3.4 稳定性和数值模拟 .....   | 36   |
| 3.4 桁架结构 .....         | 40   |
| 3.4.1 最常见的桁架类型 .....   | 40   |
| 3.4.2 概念设计 .....       | 41   |
| 3.4.3 抗压构件的屈曲和支撑 ..... | 43   |
| 3.4.4 桁架的数值模拟 .....    | 43   |



|       |                         |    |
|-------|-------------------------|----|
| 3.5   | 穹顶结构.....               | 45 |
| 3.5.1 | 肋状穹顶 .....              | 46 |
| 3.5.2 | 网状穹顶 .....              | 47 |
| 3.5.3 | 穹顶模拟分析的关键考虑因素 .....     | 48 |
| 3.6   | 悬索结构.....               | 49 |
| 3.6.1 | 一般问题和解决方案 .....         | 49 |
| 3.6.2 | 影响悬索结构力学行为的关键参数 .....   | 51 |
| 3.6.3 | 悬索结构建模的主要考虑方面 .....     | 52 |
| 4     | 木结构高级模型.....            | 52 |
| 4.1   | 本材应力-应变模型 .....         | 52 |
| 4.2   | 木结构力-变形模型 .....         | 53 |
| 4.2.1 | 骨架曲线 .....              | 54 |
| 4.2.2 | 滞回曲线 .....              | 54 |
| 5     | 非线性分析.....              | 56 |
| 5.1   | 一般规定.....               | 56 |
| 5.2   | 分析方法.....               | 56 |
| 5.3   | 地震作用.....               | 58 |
| 6     | 案例 1（DLUBAL 软件提供） ..... | 60 |
| 6.1   | 模型概览.....               | 60 |
| 6.2   | 计算与结果查看.....            | 61 |
|       | 变形结果 .....              | 61 |
|       | 内力结果 .....              | 63 |
| 7     | 案例 2 .....              | 66 |
| 7.1   | 工程概览.....               | 66 |
| 7.2   | 模型概览.....               | 66 |
| 7.3   | 计算与结果查看.....            | 67 |
| 8     | 参考文献.....               | 69 |
|       | 附录 I: 木结构常用结构分析软件 ..... | 72 |



## 图列表

|                                                                                                                                  |    |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| 图 1. 太原穹顶植物园 (图片由 StructureCraft 提供) .....                                                                                       | 9  |
| 图 2. 天府农业博览会场馆 (图片由 StructureCraft 提供) .....                                                                                     | 10 |
| 图 3. 结构支撑模型[7]: (a) 固支模型, (b) 温克勒弹簧模型, (c) 半空间模型, (d) 地基单元模型...                                                                  | 14 |
| 图 4. 在 LVL 梁和柱中使用圆形销钉图形的框架 (图片来自 Metsä Wood) .....                                                                               | 20 |
| 图 5. 使用销钉的梁柱抗弯节点: (a) 无钢板, 和 (b) 带钢板 .....                                                                                       | 20 |
| 图 6. 框架连接: (a) 钉子和胶合板盖板, (b) 铆钉和钢盖板, (c) 铆钉和钢盖板(顶点连接)。(图片来自 Dr. Minghao Li).....                                                 | 21 |
| 图 7. (a) 使用扩展钢管销和密实单板加固的连接在组装前后的状态[9]; (b) 使用钢管销和密实单板的胶合木连接的切开试件[10] .....                                                       | 21 |
| 图 8. 常见的植筋连接形式: (a) 横穿柱式 [11]; (b) 竖穿梁式 [12].....                                                                                | 21 |
| 图 9. 带钢钉板的胶合木连接 [12] .....                                                                                                       | 22 |
| 图 10. (a) 框架中柱子与屋架之间的抗弯节点; (b) 其在澳大利亚新南威尔士州 Netball Central 设施中的 LVL 框架的应用 .....                                                 | 22 |
| 图 11. 使用 STS 的重型木框架梁柱节点的视图和细节图[13].....                                                                                          | 22 |
| 图 12. 采用钢件连接的木连接[12] .....                                                                                                       | 23 |
| 图 13. 钢木混合连接细节: (a) A 型使用 45°STS 或 B 型使用 30°STS 和 ZD 板; (b) 测试设置[14].....                                                        | 23 |
| 图 14. 在 UBC 生物能源研究示范设施中使用的金属盒连接; (b) 门式框架的胶接杆连接的常见配置 [11].....                                                                   | 23 |
| 图 15. 抗弯连接模型: (a) 多弹簧组; (b) 单个弹簧; 和 (c) 耦合弹簧 .....                                                                               | 25 |
| 图 16. 框架支撑建筑: (a) Mjøstårnet; (b) UBC 地球科学大楼 (图片来自 naturallywood.com) .....                                                      | 25 |
| 图 17. 同心斜支撑框架类型: (a 和 b) 单斜撑框架; (c 到 e) X 型支撑框架; (f 和 g) 倒 V 型支撑框架 (分别为人字形和倒人字形支撑框架); (h 和 i) K 型支撑框架和双 K 型支撑框架; (j) 膝部支撑框架..... | 26 |
| 图 18. 典型的 BRB 斜支撑框架类型: (a) 斜支撑 (单向); (b) 斜支撑 (之字形); (c) 多层 X 型支撑; (d) 倒 V 型支撑 (人字形); (e) V 型支撑 .....                             | 26 |
| 图 19. 偏心斜支撑框架类型: 连接件由长度 e 表示.....                                                                                                | 26 |
| 图 20. (a) 组合木材 BRB, (b) 在斜支撑框架中的应用[25] .....                                                                                     | 27 |
| 图 21. 模型示意图: (a) 铰接柱模, (b) 使用等效弹簧的连续柱模型, 和 (b) 使用弹簧-桁架单元组的连续柱模型.....                                                             | 28 |
| 图 22. 带铆接连接的胶合木支撑测试.....                                                                                                         | 29 |
| 图 23. 胶合木支撑带铆接连接的滞回回线: (a) 弱连接; (b) 强连接; (c) 支撑构件; (d) 三者组合.....                                                                 | 30 |
| 图 24. 三铰刚架的示例: a) 带有弯曲膝部的刚架, b) 带有指接膝部的刚架, c) 隅撑刚架 .....                                                                         | 31 |



|                                                                                                                 |    |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| 图 25. 不同类型的刚架的系统线以及在均匀分布重力荷载下的推力线（通过铰接点的二次抛物线）：a) 带有弯曲膝部的刚架，b) 带有指接膝部的刚架，c) 隅撑刚架；刚架中的最大弯矩与最大偏心距离 $e_i$ 成正比..... | 31 |
| 图 26. 拱设置在柱子或墙壁顶部，并带有拉力杆.....                                                                                   | 32 |
| 图 27. 拱结构其支座直接放置于基础上.....                                                                                       | 32 |
| 图 28. 拱支座反力通过(a)被动土压力或 (b)拉力杆传递.....                                                                            | 32 |
| 图 29. 三种典型的拱类型：(a) 三铰拱；(b) 两铰拱；(c) 无铰拱.....                                                                     | 33 |
| 图 30. 适用于受压弯共同作用的胶合木拱上的抗弯刚性连接(图源：Rubner Holzbau，意大利).....                                                       | 33 |
| 图 31. (a) 一座位于挪威泰恩塞特的公路桥梁，采用两铰桁架拱(跨度 70 米)；(b) 一座位于挪威马特兰的公路桥梁，采用无铰桁架拱(跨度 32 米).....                             | 34 |
| 图 32. 加拿大里士满奥林匹克椭圆馆：(a) 两铰主桁架拱(跨度 100 米)；(b) 拉结次桁架拱(跨度 14 米)；(c) 拱支座细节.....                                     | 34 |
| 图 33. 三铰拱的弯矩图：不同位置施加的不对称载荷分布(上)；所有弯矩包络线(下).....                                                                 | 35 |
| 图 34. 三铰拱受不对称荷载分布作用：(a) 具有大截面和恒定厚度的拱；(b) 具有变化深度的桁架拱.....                                                        | 35 |
| 图 35. 在瑞典内斯厄(Nässjö)建造中的三铰拱架(图片提供：Sören Håkanlind).....                                                         | 36 |
| 图 36. 三种拱类型的初步设计：(a) 双铰拱；(b) 三铰拱；(c) 桁架拱（三铰、双铰或无铰）.....                                                         | 36 |
| 图 37. 拱结构在施工过程中的考虑事项：(a) 拱形结构侧向倾覆(翻倒)；(b) 使用檩条和交叉支撑作为拱结构的侧向支撑.....                                              | 37 |
| 图 38. 拱的横向(平面外)屈曲.....                                                                                          | 37 |
| 图 39. 一座胶合木拱体育馆(图片提供：Rubner Holzbau)：拱的底侧支撑(左)以及支撑详图(右).....                                                    | 38 |
| 图 40. 二铰和三铰拱的典型平面内屈曲模式 [35].....                                                                                | 38 |
| 图 41. 《欧洲规范 5》[15]推荐的拱初始缺陷：(a) 与二铰拱的第二屈曲模式相似的对称形状；(b) 与第一屈曲模式相似的非对称（或摆动模式）形状.....                               | 39 |
| 图 42. 三种不同桁架类型的初步设计(c 指相邻桁架间距).....                                                                             | 40 |
| 图 43. 平行弦桁架的例子：(a) 豪式（对角线受压）、(b) 普拉特式（对角线受拉）和 (c) 沃伦式（对角线交替受压和受拉）.....                                          | 40 |
| 图 44. 双坡桁架的示例：(a) 简单的三铰桁架，(b) 带腹杆的双坡桁架，以及 (c) 梯形桁架（豪型）.....                                                     | 41 |
| 图 45. 弓弦桁架和光栅桁架例子：(a) 带水平下弦的弓弦桁架；(b) 带凸起下弦的弓弦桁架；以及(c) 光栅桁架.....                                                 | 41 |
| 图 46. (左图)上弦弯曲的胶合木桁架；(右图)桁架节点中使用了开槽板和榫头的示意图.....                                                                | 42 |
| 图 47. 为减少弯矩影响而建议的构件厚度与桁架高度之比示意图.....                                                                            | 42 |
| 图 48. 桁架理论屈曲长度示例：(a) 桁架的立面图，(b) 采用 A 型支撑的两个相邻桁架的俯视图，(c) 采用 B 型支撑的两个相邻桁架的俯视图.....                                | 43 |
| 图 49. 先进的桁架模型：腹杆两端设有平移和转动弹簧.....                                                                                | 43 |
| 图 50. 采用连续弦杆和两端铰接腹杆的桁架模型.....                                                                                   | 44 |



|                                                                                          |    |
|------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| 图 51.桁架腹杆在使用极限状态下的可能模型.....                                                              | 44 |
| 图 52.不同的穹顶形式: (a) 肋状穹顶, (b) 施韦德勒穹顶, (c) 三向网格穹顶, (d) 凯维特穹顶, (e) 格状穹顶, 和 (f) 网格穹顶 .....    | 45 |
| 图 53. 肋状穹顶示意图.....                                                                       | 46 |
| 图 54.意大利里窝那体育馆(图片由 Rubner Holzbau 提供): (a) 穹顶和 (b) 抗弯连接 .....                            | 46 |
| 图 55. 檩条用作拉杆的肋状穹顶.....                                                                   | 47 |
| 图 56. 网状穹顶的生成: (a) 正二十面体; (b) 富勒的专利模式 .....                                              | 47 |
| 图 57. 意大利布林迪西的双子网状穹顶(由 Rubner Holzbau 提供): (a) 两个网状穹顶, (b) 正在安装的网状穹顶结构, 以及 (c) 节点细节..... | 48 |
| 图 58.悬索屋顶结构: (左) 潜在问题和 (右) 可能的解决方案.....                                                  | 49 |
| 图 59. 加拿大素里大观高地水上运动中心: (a) 大厅视图; (b) 轴测法; (c) 吊顶横截面图 .....                               | 50 |
| 图 60.奥地利霍亨内姆斯市政工程院 (由 Wilfried Dechau 提供) .....                                          | 51 |
| 图 61. 木材的三维应力分量和正交材料方向.....                                                              | 52 |
| 图 62. 木材的典型应力-应变行为.....                                                                  | 52 |
| 图 63. 钉子连接的荷载-变形滞回曲线[42] .....                                                           | 53 |
| 图 64. (a) ASCE 41 标准的通用力-变形关系模型[43], 以及 (b) Koliou 等人提出的骨架曲线包络线模型[44] .....              | 54 |
| 图 65. 典型滞回曲线模型例子: (a) 基于力学的模型 [45], (b) 经验模型 [46]和 (c) 数学 (现象学) 模型 [47] .....            | 55 |



## 表格列表

|                                            |    |
|--------------------------------------------|----|
| 表 1 模型验证的风险矩阵.....                         | 16 |
| 表 2 地震动时程的加速度峰值 (cm/s <sup>2</sup> ) ..... | 59 |
| 表 3 特征周期值 (s) .....                        | 59 |



# 1 前言

木材在中国已有数千年的使用历史，尤其是在寺庙、宫殿和住宅建筑的建设中。随着 20 世纪工业化和现代化进程的推进，混凝土和钢铁逐渐取代了木材，导致木材在建筑中的使用逐渐减少。然而，进入 21 世纪，随着对可持续和环保建筑材料的关注的增加，木材的应用在建筑领域迎来了复兴。由于木材具有可再生性质且碳足迹较低，尤其在气候变化和建筑行业环保压力日益加剧的背景下，它再次成为了建筑领域的热门选择。近年来，木材，尤其是胶合木（Glulam），被广泛应用于中国的大跨度建筑（如 2020 年太原穹顶植物园，图 1，和 2021 年天府农业博览会场馆，图 2），公共建筑（如学校），住宅以及商业项目等领域。政府也在积极推动木结构建筑，作为可持续发展倡议的一部分。同时，木材在高层建筑和大型基础设施中的应用也受到越来越多的关注，随着一些列实验性项目的展开，耐用且环保的木材作为传统建筑材料替代品的潜力得到了充分展示。



图 1. 太原穹顶植物园 (图片由 StructureCraft 提供)

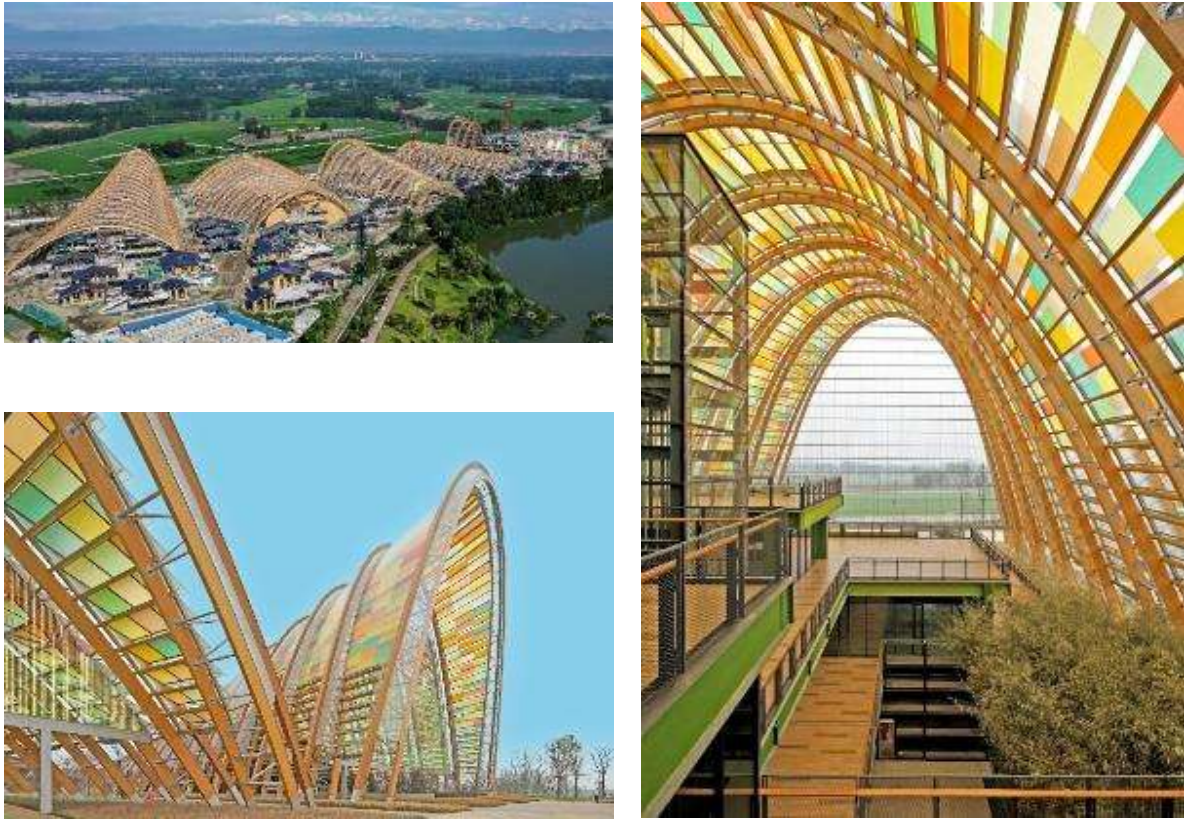


图 2. 天府农业博览会场馆 (图片由 StructureCraft 提供)

计算机模拟在多高层建筑及大跨度结构的分析和设计中至关重要。FPInnovations 的调查[1]显示，工程师在实际工程中对木结构模拟的应用相对不熟悉，而研究人员通常缺乏进行木结构高级模拟的资源。此外，一些结构分析软件中的木结构设计功能往往无法满足复杂或混合木结构模拟的需求。无论是采用规定性设计程序还是基于性能的设计程序，木结构都需要通过计算机模拟来验证其性能或等效性。因此，以上问题将影响木结构的推广和应用。

为了解决木结构建模分析信息不足的问题[2]，本胶合木结构模拟分析指南将：(1) 介绍针对木结构的建模原理、方法及技术；(2) 讨论典型胶合木结构的受力机理，设计和建模假设，以及主要考虑因素；(3) 扼要介绍木结构的材料本构模型，骨架曲线模型和滞回曲线模型；(d) 讨论胶合木结构非线性分析的方法及主要考虑事项。这将有利于提高木结构在中国应用的竞争优势。本指南旨在为（1）不熟悉木结构但对其设计和分析感兴趣的设计人员，提供系统和必要的木结构建模和分析信息；（2）初步了解木结构设计和分析的设计人员，提供准确和可靠补充信息。本指南所提供的信息为通用的信息，适用于所有结构分析软件。附录 I 简单列举了一些支持木结构的流行结构分析软件。



## 2 建模原理、方法及技术

本章将介绍建模原理、方法和技术，并提供结构建模的一般规则和针对于木结构的具体规则。例如，将介绍模型开发、模型验证、结果验证、以及结果解读等具体原则。通过遵循这些原则，工程师们可以获得最佳的分析模型及结果。

### 2.1 建模原理

在建模的早期阶段，一个有用的策略是列出问题或特征清单，以帮助做出关于模型的决策。这些特征是可能需要考虑的因素，涉及到模型的材料特性、荷载、边界条件等方面。接下来的步骤是开发一个计算模型，结合实现解决方案的方法，例如使用的有限元（FE）方案类型和网格细化的程度。在某些情况下，当需要分析新结构时，最好不仅仅开发一个模型，而是探索几个选项，评估它们，然后选择一个最终使用的模型。木结构的结构模型开发的一般规则列举如下。针对木结构的具体原则和考虑因素用[V]标示。

- **[V] 对模拟的构件，连接，和结构的受力机理有充分的理解和认识，有助于开发一个准确的模型。**观察物理试验是对模拟对象的结构性能建立深入理解的最重要策略之一，这有助于开发更准确的模型。对于木结构而言，这一点尤其重要。

*因此，本手册在讲述具体模拟策略、方法和关键考虑因素前，扼要地介绍了每种结构体系的受力机理等，详见第3章。*

- **从简单的模型开始，逐步进行细化。**如果你决定进入一个不熟悉的分析领域，可以通过从简单（较小的）弹性模型和已知解的荷载情况开始积累经验（如果可行）。如果使用非线性分析，先从弹性模型开始，然后分别进行非线性材料模型和非线性几何模型的分析，最后将它们结合起来。在每个阶段检查结果以评估其是否可接受。
- **保持模型尽可能简单。**更精确和复杂的建模应集中在关键的结构构件和连接上，对于结构中次要部分可以简化。
- **确保模型既足够详细和现实，又不至于过于复杂。**
- **根据分析问题和结构的特性，选择合适类型的模型（1D、2D 或 3D）。**
- **利用对称性减少计算/分析资源的需求。**如果结构具有对称轴，则可以减少求解的阶数。虽然由于现有高计算能力，减少模型规模的重要性已经降低，但在某些情况下，使用对称模型可能不利，如频率分析（任何在完整模型中实际存在的非对称模态无法在对称模型中表示）。为了满足镜像对称性，所有几何和材料属性以及荷载在对称轴两侧的相应点上必须相同。在对称（反对称）等效模型中，位于对称轴上的构件的截面属性是完整框架的一半。
- **[V] 要注意木结构的结构和材料性能与其他结构（如钢结构或混凝土结构）不同，因此建模方法也有所不同，详见《木结构建模指南》[2]的第二章。**



- **为结构构件选择合适的单元。**通常有许多类型的单元可供选择。选择通常是显而易见的，但应考虑以下原则并根据输出要求选择最合适的单元。
  - 线性单元（这些单元适用于长宽比大的构件）：
    - ❖ 杆单元：直线型，每个端点仅具有一个轴向自由度。这些单元通常用于模拟铰接的支撑。
    - ❖ 梁单元：包括（1）平面框架（二维梁）单元，结合了一个平面弯曲和轴向效应，每个节点有三个自由度；（2）搁栅单元，结合了一个平面弯曲和扭转效应；（3）三维梁单元，结合了两个平面的弯曲、轴向和扭转效应，每个节点有六个自由度。在所有情况下，弯曲组件可能包括剪切变形（深梁）或忽略剪切变形（浅梁）。
  - 平面单元：
    - ❖ 平面应力（膜）单元：在平面外方向上无应力和无约束。
    - ❖ 平面应变单元：在平面外方向上有应力，但没有应变。
    - ❖ 平面弯曲单元（传统平面壳体单元的基本组成部分）：用于模拟仅受平面外弯曲作用的平板。薄板弯曲理论和厚板弯曲理论的界限跨厚比为 10:1。当最大挠度小于板厚时，薄板的假设成立。
    - ❖ 壳体单元：用于模拟弯曲表面和平板，需考虑平面内和面外作用。壳体单元通常每个节点具有六个自由度，考虑了平面内（膜）和面外（弯曲）作用。可以是平面或弯曲的。
  - 实体单元（三维单元）：通常用于更高级的结构分析和非线性大型结构。
- **进行收敛性分析，以评估有限元模型的网格划分质量。**网格精化的收敛性意味着随着网格密度的增加，结果将趋向精确解。收敛速度取决于单元类型、网格中单元数量和载荷类型。网格化原则如下：
  - 有限元网格划分更多的是一种艺术，而非科学。我们越多地进行尝试，就能变得越好。
  - 网格密度：选择一个网格密度的基本原则是在该密度下收敛曲线开始变平。
  - 四边形与三角形：四边形单元更为准确，应始终优先选择四边形单元，三角形单元仅在几何约束下确实需要时使用。
  - 单元形状：四边形单元的理想形状是正方形，三角形单元是等边三角形。随着这些单元形状偏离理想形状，它们的准确性也会降低。许多结构分析程序在单元形状变形到其准确性存在疑问时会发出警告。准确的网格通常看起来很好。如果网格看起来很丑，您可能需要用另一个网格替换它。许多结构分析程序提供自动网格化功能，可以用来提高网格质量。
  - 曲线边界：通常，准确模拟曲线边界（圆形、椭圆等）比模拟直线边界需要更多的单元。作为经验法则，一些单元边界可以是弯曲的。随着这些单元的边界偏离直线的增加，其准确性会降低。



- 应力梯度：一个好的策略是在高应力梯度区域使用更精细的网格，而在应力梯度较低的区域使用较粗的网格。然而，对于具有大量单元模型，最好在单独的详细模型中研究应力集中（例如，使用子模型研究重要连接区域的详细应力分布）。
- **[V] 为结构构件选择适当的材料模型。**在结构分析中，材料的本构关系通常具有以下两个假设：（1）定义材料性能（例如，线性弹性或塑性）；（2）关于单元内应力分布的假设。例如，对于平面应力条件，应力在一个平面内定义，在与该平面垂直的方向上应力为零；对于弯曲单元（如梁和壳体），假设应力沿元素的厚度方向线性变化。木材是一种各向异性材料，其不同方向，或相同方向不同加载条件下的应力-应变响应各不相同[3]。这种复杂的响应会导致在木构件和连接中发生不同的破坏模式。因此，应选择符合模型要求的材料本构模型。正确的材料模型有助于预测木构件和连接的特定屈服和破坏模式。更多信息请参见本指南的第 4.1 节和《木结构建模指南》[2]的第四章。
- **[V] 选择适当的连接单元。**根据所研究的结构选择铰接、刚性或半刚性类型。用于模拟塑性铰和半刚性连接的接头单元，通常由一组弹簧组成，这些弹簧连接两个节点或两个自由度（例如，线性弹簧和弹塑性弹簧）。梁或柱的截面宽度以及偏心需要正确模拟。对于木结构，连接通常在结构响应中起着关键作用（例如，变形和抗力）。因此，使用适当的方法对木连接进行建模至关重要。对于基于性能设计的木结构，可以将木材构件模拟为弹性材料，而能量耗散连接则应模拟为弹塑性。还应注意，木连接在刚度和强度方面具有较高的变异性。有关更多信息，请参见本指南的第 4.2 节和《木结构建模指南》[2]的第五章。

一般可以通过节点与构件刚度比值来判断节点是否可以简化成铰接或刚接。若节点和构件刚度比小于 0.1 时，节点可简化为铰接；若刚度比大于 0.5-1.0 时，节点可简化成刚接。其他情况，节点应按半刚性模拟。半刚性节点的刚度可通过规范公式（例如《欧洲规范 5》[4]），理论模型[5]，以及实验结果[6]来估计。

详细分析中非常重要的一部分是连接设计。由于木材的各向异性和缺陷的存在，节点建模极为复杂，因此这些分析应涉及仔细计算，并考虑所有不同的破坏模式（例如，裂缝和块剪切）。这些破坏模式可根据最新的标准和指南进行定义，例如《欧洲规范 5》[4]。
- **[V] 如果使用宏单元模拟时，选择适当的力-变形模型。**木结构组件（例如剪力墙）的结构响应与钢和混凝土结构组件不同（例如，捏拢效应）；应选择适当的力-变形模型以满足模拟要求。有关更多信息，请参见本指南的第 4.2 节和《木结构建模指南》[2]的第六章和第七章。
- **采用适当的模型输入参数。**所需的模型输入因建模情况而异：（1）分析目标：设计值适用于实际设计，而试验结果更适用于研究；（2）分析类型：弹性或静力分析所需的输入较少，而非线性或动态分析则需要更多输入。模型所需的参数及其获取方法在《木结构建模指南》[2]的第四到第十章中讨论。在本指南编写期间，FPInnovations 启动了一个国际合作项目来建立一个支持木结构设计、模拟和分析的网络版数据库。该数据库预计将与本指南同时发布，详情请访问 FPInnovations 网站：<https://web.fpinnovations.ca>。
- **为构件和结构组件选择适当的约束。**约束是施加在结构上的边界条件。约束可以通过约束方程、刚性连接和梁单元将其纳入模型中。



- **在构件和组件上施加适当的支撑。**结构的分析模型必须相对于一个参考框架进行定义。它必须在空间中固定；它必须被支撑。每个约束自由度都对应一个反作用力。这些反作用力必须至少形成一个静定的集合。常见的约束包括水平滚轮、铰约束、固定约束、垂直滚轮（不旋转，在对称轴上）以及平移和旋转弹簧。若忽略一个自由度的固定约束能产生对变形和内力的保守估计时，应忽略该固定约束。例如，柱子在其基础处完全约束的假设，可能会导致对刚度的高估和框架最大弯矩的低估。在验证固定柱支撑时需要考虑的问题包括：（1）框架刚度是否是一个关键问题；（2）支撑处的细节设计（即基础是否足够坚固，以至于支撑处的旋转刚度可以忽略）。
- **选择适当的基础模型。**完整的结构包括上部结构、基础以及其地基（包括土壤和岩石）。考虑岩石地基变形的结构模型比忽略土壤地基影响的模型更能真实地模拟结构的性能。四种典型的基础模型如图 3 所示：

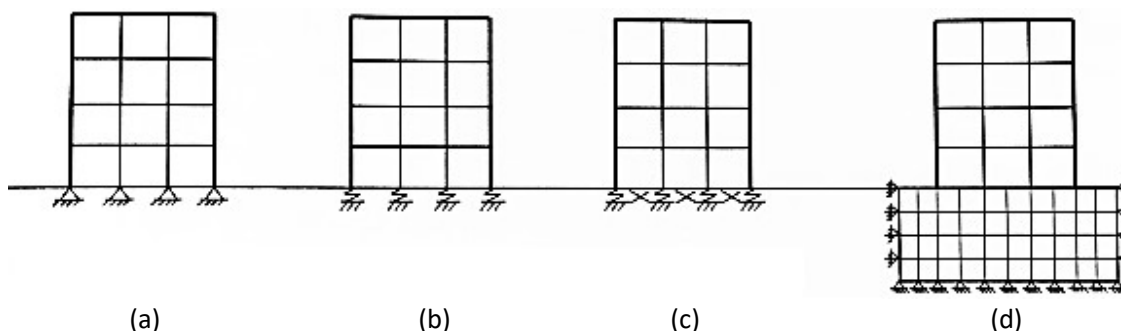


图 3. 结构支撑模型[7]: (a) 固支模型, (b) 温克勒弹簧模型, (c) 半空间模型, (d) 地基单元模型

- 固支模型：忽略地面的变形，结构与地面接触的节点设置固定约束。
- 温克勒弹簧（Winkler）模型：通过线弹性弹簧在结构与土壤界面处对地基进行建模。弹簧之间不耦合（即，当一个弹簧变形时，其他弹簧不受地面剪切转移的影响）。
- 半空间模型：通过耦合弹簧在结构与土壤界面处对地基进行建模（即考虑了地面中的剪切转移）。
- 地基单元模型：使用有限元对地基进行建模，且固定点距离上部结构足够远。

土壤往往是非均质的，其力学性质可能是时间依赖的，受水分含量影响，并且其应力-应变的关系是非线性的。考虑这些特性需要先进的分析方法，这超出了本指南的范围。在同一分析中同时考虑结构和地基被称为土壤-结构相互作用。这是非常难以准确建模的。但使用近似模型（例如 Winkler 模型）比完全忽略基础对上部结构性能的影响要好。有关更多信息，请参见《木结构建模指南》[2]的第七章至第十章。

- **在模型中考虑荷载作用。**荷载一词可以指外部作用力对结构的总体概念。它包括恒荷载、活荷载、雪荷载、风荷载和地震荷载。在桥梁设计中，考虑位置不固定的荷载（例如，移动荷载）非常重要。影响线是用于识别移动荷载临界位置的主要技术。必须为桥梁、楼面和屋顶考虑最佳的荷载模式。有关更多信息，请参见《木结构建模指南》[2]的第六章和第八至第十章。



- 在构件和组件上施加适当的荷载。点荷载通常会引起应力集中问题。然而，通过将荷载施加在特定区域，可以避免此类问题。
- **[V]** 在结构模型中建立准确的荷载传递路径。确保在结构中设计了适当的荷载传递路径，并将其在模型模拟出来。理解垂直和水平荷载如何在结构中分布是建模中的一个重要特征。这取决于直接抵抗荷载构件的连续性（简支与连续）和刚度（柔性与刚性），以及支撑这些构件的刚度（柔性与刚性）。荷载路径对于具有相对较高刚度的受力构件/组件的结构尤为重要（例如，木混合结构）。有关更多信息，请参见《木结构建模指南》[2]的第八章至第十章。
- 根据相关的规定和要求，确定如何在模型中考虑非结构构件和非水平承载构件。还要仔细考虑所有可能的水平承载结构在各个方向上的实际刚度和强度。次要的或非结构结构可能承受分担重要荷载，梁可能在剪力墙之间提供非预期的耦合作用。有关更多信息，请参见《木结构建模指南》[2]的第七章至第十章。

一般可以通过非结构构件与结构构件刚度或强度比值，来判断是否需要在结构模型中考虑非结构构件的结构作用。若该比值小于 0.1 时，可以忽略非结构构件的结构作用；否则，需要考虑其结构作用。相同的原则可用来判断是否考虑非水平承载构件的结构作用。

- 在模型中考虑几何效应非线性。当结构受荷时，几何形状发生变化。几何形状的变化导致荷载与位移之间的关系变为非线性，此被称为几何非线性。

几何非线性效应是否可以忽略的标准：临界荷载比（ $\lambda$ ），即施加荷载与弹性临界荷载的比值，是评估几何非线性效应潜在影响的主要参数。如果 $\lambda$ 小于 0.1，则可以忽略几何非线性效应；否则，应在模型中考虑这些效应。

除荷载水平外，影响几何非线性效应的主要因素是结构的刚度。这取决于几个参数，包括材料特性（如杨氏模量和剪切模量）、连接类型、边界条件、约束以及截面特性。在构件尺寸设计过程中，应考虑设计标准中规定的最小细长比。在某些情况下，弹性极限可能在达到临界条件之前被超过，此时必须考虑材料非线性性能。有关更多信息，请参见《木结构建模指南》[2]的第八章至第十章。

- **[V]** 在木结构建模中，必要时需要考虑局部应力和合成应力。例如，对于一根简支梁在两点加载作用下，水平直接应力（即压应力和拉应力）是由弯矩引起的合成应力，而局部效应是加载点和支撑附近垂直于木材纤维方向的压应力。与钢材和混凝土不同，木质材料在垂直于纤维方向的压缩强度比平行于纤维方向的强度低一个数量级，可能引起支座屈曲。因此，虽然在钢结构中可以忽略局部效应，但在木结构建模时必须考虑这一效应。

## 2.2 模型验证和校核

### 2.2.1 模型验证

模型验证对于常规结构设计来说可能不是至关重要的，但对于新型和创新的结构设计却至关重要，因为在这些设计中可能缺乏足够的经验，或者风险较高。因此，有必要理解在创建模型时所做的



假设，并将这些假设与被模拟结构的性能关联起来。该过程包括：列出假设，进行分析，并将模拟结果与实际结构的结果进行比较。模型是否能够代表实际的性能，模型验证过程可以识别出建模调整的地方。可以通过对以下信息的研究，来验证模型的有效性：

- 现有的材料测试记录；
- 现有的类似结构测试和性能（包括破坏）记录；
- 最新的研究出版物和实验工作；以及
- 敏感性分析。

通常，必须使用一系列验证标准。验证分析模型的典型结果可能包括：

- 准则是否满足：检查指定的准则是否满足。例如，梁的跨深度比  $L/d$  是否大于最小值（ $L/d > 10$  适用忽略剪切变形的弯曲理论，而  $L/d < 10$  需要考虑剪切变形）。
- 常规假设：此类假设是针对所模拟结构类型的标准做法。例如，在木框架分析中忽略构件的截面宽度。
- 后续阶段要求：建模问题将在后续步骤中得到解决（例如，根据规范设计结构），确保这些要求在后续阶段得到实施非常重要。
- 敏感性分析：根据敏感性分析的结果确定是否接受。
- 待解决：最终的验证决策必须等待进一步的研究或模型使用。

推荐使用基于风险的验证方法，因为它通过不同的不确定性程度来区分重要的标准或结果，是一种高效的方法。风险通常被定义为可能导致破坏和损害的事件发生的可能性与后果的组合。在这里，风险被定义为模拟假设的不确定性程度及其重要性的组合。不确定性和重要性等级被赋予值（通常通过定性评估），范围从 1 到 5；其中 5 表示高不确定性或高重要性（见表 1）。目标是确保没有假设落入表格中的右上角的橙色甚至蓝色区域。

表 1 模型验证的风险矩阵

|                          |   | 不确定性程度 (1 = 低, 5 = 高) |   |   |   |   |
|--------------------------|---|-----------------------|---|---|---|---|
|                          |   | 1                     | 2 | 3 | 4 | 5 |
| 假设的重要性<br>(1 = 低, 5 = 高) | 5 |                       |   |   |   |   |
|                          | 4 |                       |   |   |   |   |
|                          | 3 |                       |   |   |   |   |
|                          | 2 |                       |   |   |   |   |
|                          | 1 |                       |   |   |   |   |

## 2.2.2 模型校核

在模型校核过程中，误差往往是主要考虑因素；而在模型验证过程中，不确定性往往占主导地位。理解误差和不确定性之间的区别非常重要，因为在可接受性容差方面，不确定性的容忍度通常要比误差大得多。

- 在定义木材刚度时，15%的偏差（不确定性）应该是可以接受的。



- 在有限元模型的方程求解中，平衡或对称性的误差检查通常在  $10^{-12}$  的数量级。

跟基于风险的验证方法类似，模型校核的接受标准可以基于风险原则（即考虑建模误差的可能性和由此导致的结构破坏失效后果的组合）。在模型校核中应提出的问题是：结果是否与模型预期一致？或者在执行分析（手工计算、临时电子表格）时是否存在任何错误？木结构模型校核的一般项目如下所示：

- 检查并解决软件发出的所有警告和错误。
- 检查输入数据（尺寸、截面属性、材料属性、边界、约束、和荷载等）
- 检查尺寸、荷载和材料属性使用的单位是否正确。
- 通过与可用的测试结果对比，校核构件、连接和组件的数值模型。这对于确保在静态和动态分析中使用了等效的属性和模型假设，并且产生的结果是否可信至关重要。
- 通过查看结构变形，力（传力路径）及应力的分布，进行结果的定性分析，判断这些是否符合预期。
  - 反力是否等于总施加荷载（整体平衡检查）。
  - 网格划分是否过疏或过密。
  - 所选择的网格单元在某些位置是否过长或过短。
  - 施加的约束是否过多或不足。
  - 结构构件的转动自由度是否出现过度释放或释放不足。
  - 是否存在不适当的偏移。
  - 所有荷载是否齐全，是否有遗漏（例如扭矩），是否正确施加。
  - 如果结构是对称的，则可以考虑施加对称荷载工况，并检查相应的变形（或反力）是否对称。
- 将模型的结果与以下内容进行比较：
  - 简化的计算方法或测试结果。例如，通过模态分析计算的高层木结构建筑的基本周期应与现有的经验公式[8]和任何可用的类似测试数据进行比较，以确保结果没有偏差。

*在本指南编写期间，FPInnovations 启动了一个国际合作项目以建立一个支持木结构设计、模拟和分析的网络版数据库。其中，提供了许多木结构的测试结果和数据，可供模型校核之用。该数据库预计将与本指南同时发布，详情请访问 FPInnovations 网站：<https://web.fpinnovations.ca>。*
  - 校核模型的简化模型分析结构。此简化模型应具有足够的准确性。



- 如果进行静力分析，还应进行自由振动分析，结果是否合理，反之亦然。对于木结构模型，尚应检查：
  - 构件：弹性、屈服和局部失效。
  - 连接：能量耗散和非能量耗散连接。

## 2.2.3 敏感性检查

敏感性分析研究不同特征或参数的影响。是否需要进行敏感性分析取决于关键模型参数，如尺寸、材料属性、截面属性、荷载（例如，组合和模式）等的不确定性程度。在进行非常用结构的设计时，敏感性分析可能是必不可少的，它有助于更好地理解模型的整体性能，并增加对模型的信心。以下问题与敏感性分析相关：

- 从参考模型开始，每次更改一个变量，并在每次更改后恢复到原参考模型。设计师对模型有更好的理解有利于更好地修改参考模型。但如果变化是复合的，那么进行合理比较就变得困难。这可能导致由排列组合确定的分析数量极为庞大，因此可能需要合适的步骤来对分析结果进行解析。这个主题在稳健设计、实验设计和优化的研究中有所涉及。一些结构分析程序开始提供基本工具来辅助设计师进行敏感性分析（例如，S-FRAME 中的多场景功能，允许设计师在一次运行中评估同一结构的多个建模实例）。
- 与指示性参数（即倾向于展示结构性能的参数）进行比较。典型的指示性参数包括：
  - 主荷载方向上的最大挠度；
  - 单点荷载（作为检查荷载工况）方向上的挠度；
  - 结构中的最大弯矩、剪力、轴力或扭矩；
  - 基本自然频率的值。
- 使结果无量纲化（即相对于参考模型结果的百分比变化）。在可能的情况下，使自变量无量纲。

敏感性分析可以深入了解模型的性能，从而更好地解释分析结果。敏感性分析可以显示是否可以忽略或简化某些特性。在合理范围内变化不同的连接和构件刚度来进行严格的敏感性分析。应检查上下限值的组合，但可使用工程判断来减少考虑的分析数量。脆弱构件的设计应考虑基于所有已进行的不同敏感性分析的荷载路径包络线，及适当的超强度因子。

## 2.3 模型解读

对分析结果的反思性考虑比单纯的数值处理更能有效地帮助理解[7]。对分析结果进行定性研究，尤其是在动画中的展示（即使是静态结果），应该是每个验证过程的一部分。工程师往往通过观察结构性能的动画，而不是研究数值，能更快速地发现不规则性。基于模型验证和结果验证，设计师可以更好地理解模型。



当对分析模型做出假设时，这些假设应纳入构件尺寸计算过程。例如，对于三角形框架，如果分析模型中考虑了构件的弯曲，那么在构件尺寸计算时也必须考虑这一点。所有来自分析模型的内力应被考虑在构件尺寸计算过程中。如果忽略任何内力，那么用于设计的内力将与施加的荷载不平衡，尺寸确定后的结构将无法按预期表现。

在比较模型时，避免过早做出判断是至关重要的。有些模型可能由于补偿假设的缘故，在某些条件下偶然得出较好的相关性，但这并不意味着它们比其他模型更合理。例如，一个关于木框架横向刚度补偿的假设，假设柱基为铰接，刚度比实际情况低，而梁与柱之间的连接假设为完全固定，刚度则比实际情况高。

设计师应能够根据采用的假设预测计算结果是否会高于或低于测试结果。如果模型可能低估或高估结构的响应，灵敏度分析可以帮助更深入地理解结构的性能，从而更好地解读分析结果。

## 3 结构体系建模

典型的胶合木结构体系包括: (1) 框架结构; (2) 框架支撑结构，包括同轴斜支撑框架，屈服约束支撑框架和偏心支撑框架; (3) 刚架和拱结构; (4) 桁架结构，包括平面和空间桁架; (5) 网架和壳体结构; 以及(6) 悬索结构。其中，框架结构和框架支撑结构用做多层木结构的抗侧力体系，而其他结构则用于大跨度结构。本章将着重介绍以上胶合木结构体系的建模假设和方法，及主要考虑因素。

### 3.1 框架结构

#### 3.1.1 结构受力机理

框架结构（以下简称框架，如图 4 所示）是由梁和柱组成的直线型结构，其中梁和柱通过木节点相互连接在一起。框架通常承受同一平面内的垂直和水平荷载（二维受力）；但也可以用于三维结构，此时梁和柱将会在两个正交方向上连接。框架的抗侧承载力主要通过其构件和连接处的抗弯和抗剪承载力提供。在梁、柱和连接不发生弯曲的情况下，框架不能发生横向位移。因此，框架构件和连接的弯曲刚度是整个框架横向刚度的主要来源，而连接的强度则决定了框架的承载力。



图 4. 在 LVL 梁和柱中使用圆形销钉图形的框架（图片来自 Metsä Wood）

一般来说，框架比其他结构系统（如剪力墙和框架支撑结构）具有更大的变形能力，刚度较小。因此，在某些情况下（尤其是在多层框架结构），其设计主要受变形要求控制，而非强度要求。由于框架在地震中会产生较大的位移，因此附加在框架上的刚性构件，如外立面，必须能够适应框架的大位移，以避免损坏。

在木结构的分析与设计中，抗弯连接通常较为复杂，而且此类连接的施工成本可能较高。因此，设计过程必须仔细考虑连接的强度、刚度和转动延性。应用于框架的常用连接包括销型连接件，例如销钉（图 5 和图 6）；钉子（图 6 [a]）；铆钉（图 6 [b] 和 [c]）；钢管销（图 7）；以及植筋连接（图 8）。一些特殊连接方式，如钢钉板（图 9）、套管（图 10）和自攻螺钉（图 11），也可以帮助减少组装所需的时间和资源。还有一些混合解决方案（图 12 至图 14），其中木构件通过钢部件连接，钢部件具有较高的刚度和延性。本章将重点讨论使用销型连接件的抗弯连接。

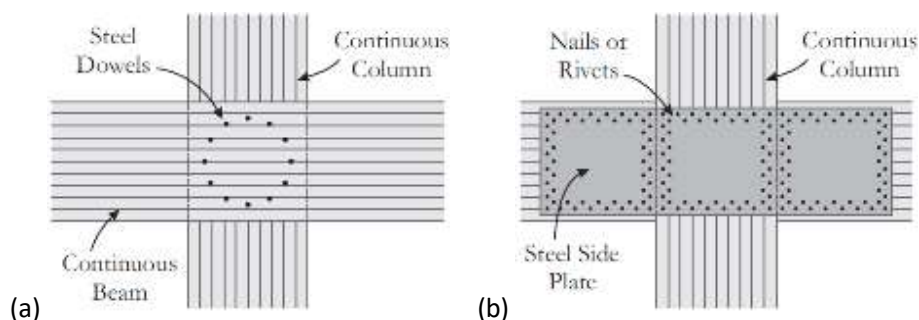


图 5. 使用销钉的梁柱抗弯节点: (a)无钢板, 和(b)带钢板

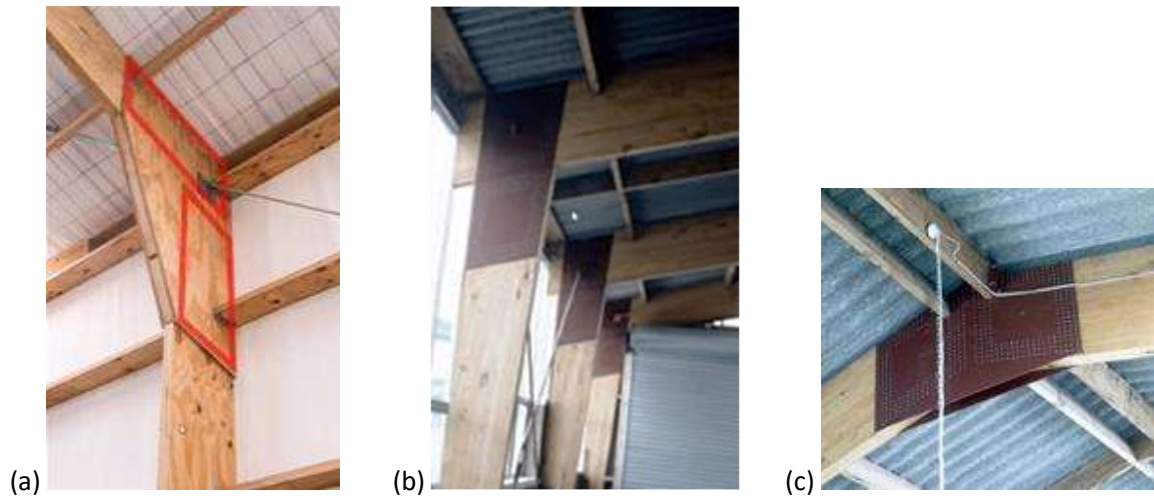


图 6. 框架连接: (a) 钉子和胶合板盖板, (b) 铆钉和钢盖板, (c) 铆钉和钢盖板(顶点连接)。(图片来自 Dr. Minghao Li)

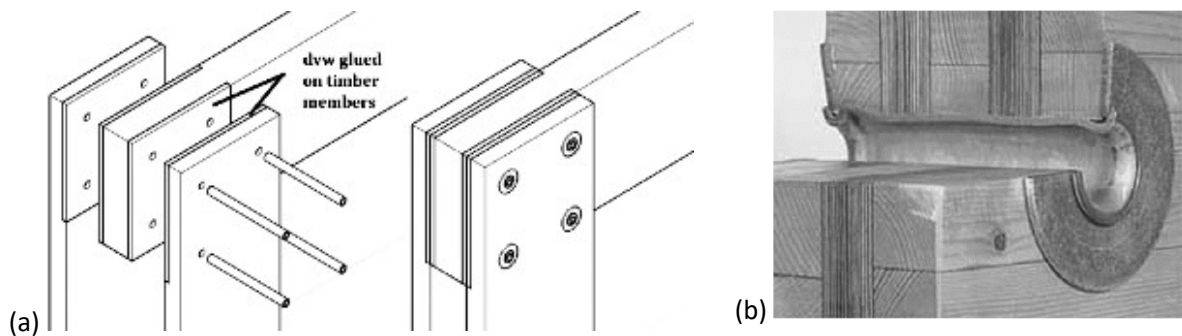


图 7. (a) 使用扩展钢管销和密实单板加固的连接在组装前后的状态[9]; (b) 使用钢管销和密实单板的胶合木连接的切开试件[10]

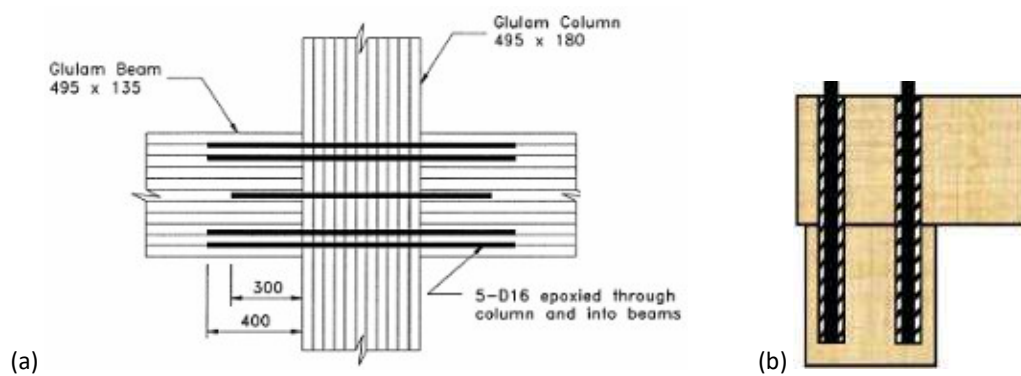


图 8. 常见的植筋连接形式: (a) 横穿柱式 [11]; (b) 竖穿梁式 [12]

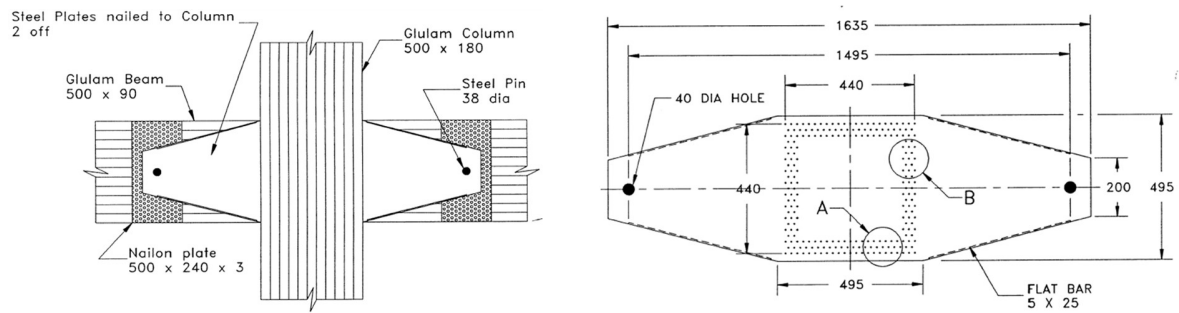


图 9. 带钢钉板的胶合木连接 [12]

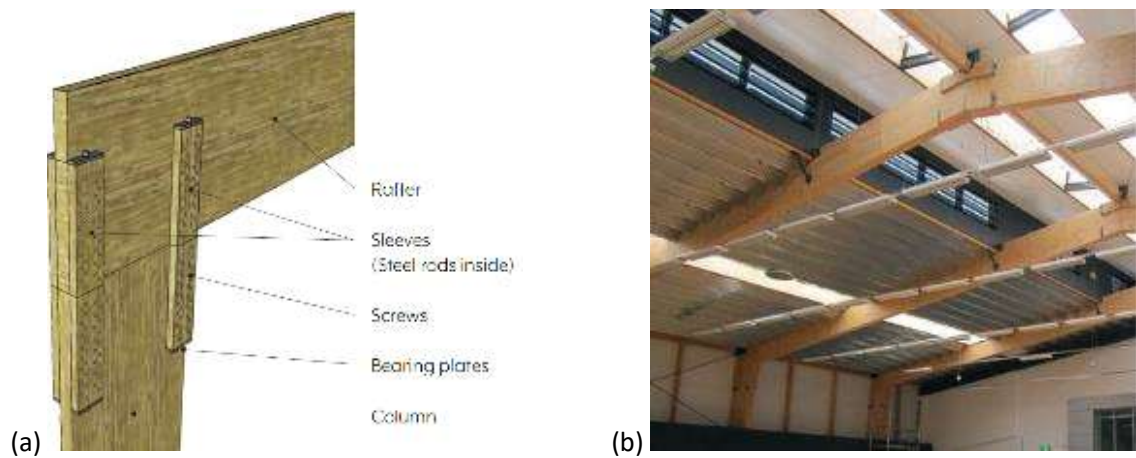


图 10. (a) 框架中柱子与屋架之间的抗弯节点；(b) 其在澳大利亚新南威尔士州 Netball Central 设施中的 LVL 框架的应用

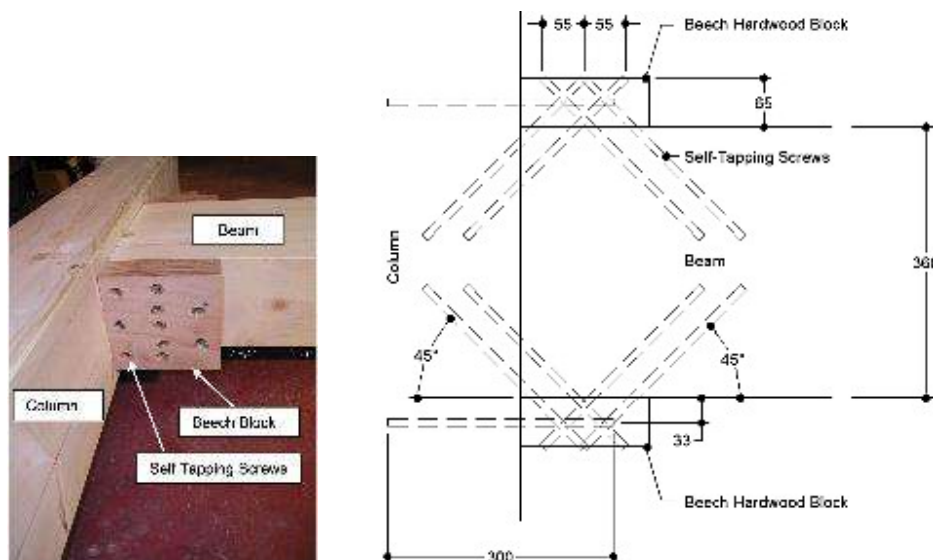


图 11. 使用自攻螺钉的重型木框架梁柱节点的视图和细节图[13]

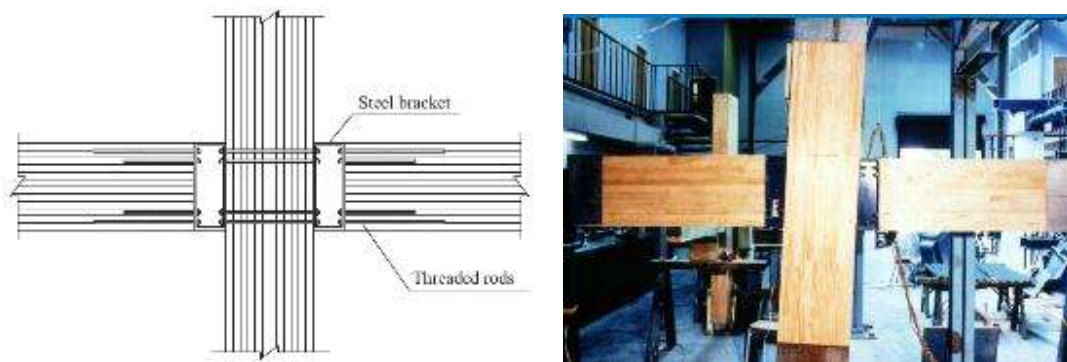


图 12. 采用钢件连接的木连接[12]

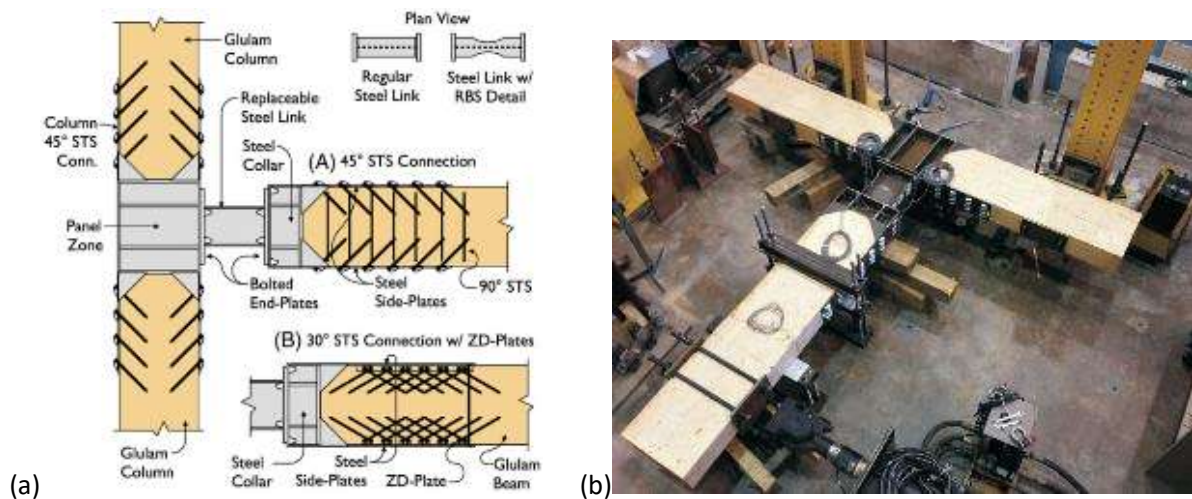


图 13. 钢木混合连接细节：(a) A 型使用 45° 自攻螺钉或 B 型使用 30° 自攻螺钉和拉压板；(b) 测试设置[14]

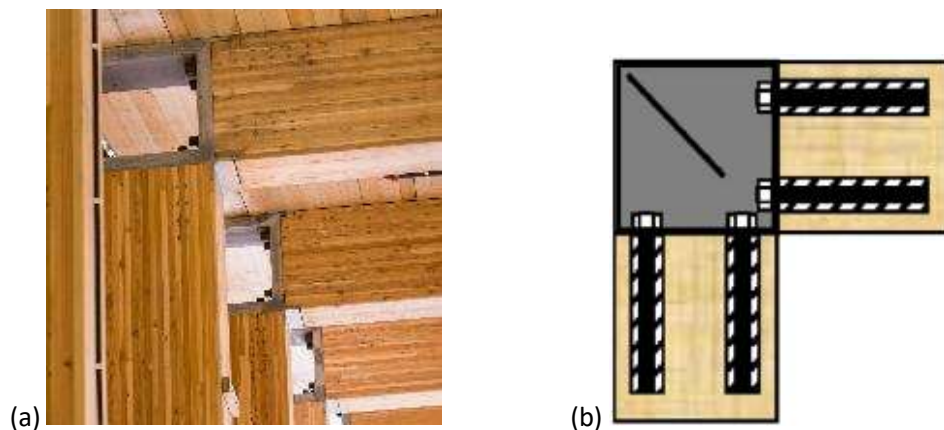


图 14. 在 UBC 生物能源研究示范设施中使用的金属盒连接；(b) 门式框架的胶接杆连接的常见配置[11]

当抗弯连接使用钢销时，应该将它们围绕连接的中心按一个或多个圆形来布置。通过改变圆形紧固件模式的半径和数量、紧固件的数量、侧面和中间木材的厚度、木材的质量（嵌入强度）、紧



固件的直径以及材料属性，可以调整连接的刚度和强度。应当注意，在这种类型的抗弯连接中，可能会产生垂直于木纹的应力，因此需要小心设计，以防止木构件出现劈裂。由于木材的膨胀或收缩，也可能在节点上引起垂直木纹的开裂。可以通过将大直径的螺栓或螺杆放置在连接的中心来控制连接的力学性能，从而减少构件端部附近的应力。若将紧固件以长方形的模式来布置，会导致在构件中出现最坏的剪切和与横纹拉应力组合，因此应避免这种布置模式。

在所有情况下，销连接应以屈服模式失效。根据欧洲屈服模型[15]，三构件销连接有三种屈服失效模式：侧面或中间木材构件的销槽承压失效，紧固件中出现一个塑性铰失效，或者紧固件中出现两个塑性铰失效并伴有木材压溃。具有两个塑性铰失效模式的抗弯连接非常适合地震区，因为它们能提供最高的能量耗散能力。使用细长或半刚性紧固件的连接，比使用非细长或刚性紧固件的连接具有更高的等效能量比。在使用细长紧固件的连接中，钢制紧固件必须在木材构件失效之前发生塑性变形。在木材抗弯连接中可能发生的一种脆性失效机制是在连接附近的木材发生劈裂，应尽量避免其出现。

如果抗弯连接作为抗震结构的一部分应用于地震活跃区域，其抗震设计必须采用性能设计方法。根据这些设计原则，抗弯连接应作为结构的耗能区域，而所有其他构件应具有足够的强度以允许抗弯节点产生延性响应。抗弯连接应以延性失效模式失效，并应具有足够的变形能力，使抗震结构能达到其假定的变形能力。抗弯连接与其抗震结构的延性密切相关，因为连接的旋转延性能力是系统延性所必需的；前者在数值上通常远高于后者，并且在大多数情况下，是所有类型延性中最高[16]。

需减少抗弯连接的初始滑移以在弹性响应过程中为整体结构提供足够的刚度。这一点对于高层木结构建筑尤为重要，因为其设计通常受风作用下的使用极限状态来控制。在这些情况下，刚度不足的连接可能会在水平荷载作用设计时起控制作用。

### 3.1.2 有限元模拟

在框架设计中，梁和柱通常遵循线弹性设计原则，以避免产生非弹性效应，如构件剪切破坏、弯曲破坏和由于局部或横向扭曲屈曲引起的构件失稳。非弹性变形应主要发生在梁柱连接处。梁和柱通常使用线性弹性梁单元来模拟。柱子与地面间的接触端常模拟为铰接，而梁柱连接则采用弹簧组来模拟。一个弹簧组由一个转动弹簧（ $K_\theta$ ）、一个轴向拉压弹簧（ $K_{\parallel}$ ），和一个剪切弹簧（ $K_V$ ）组成，如图 15(a)所示。通常，轴向和剪切弹簧可以假设为无穷刚而无需模拟，仅使用转动弹簧，如图 15(b)所示来模拟抗弯节点。在其他情况下，也可以通过耦合轴向弹簧（ $K_T$  和  $K_\theta$ ）来模拟，如图 15(c)所示。对于线性分析，弹簧模型的唯一输入是刚度；对于非线性分析，弹簧模型必须再现连接的骨架曲线或滞回曲线。有关骨架曲线和滞回曲线模型的更多信息，请参见 4.2。对于木基构件的详细有限元模型，应采用能够反映木材各向异性性能并预测各种破坏模式的木材材料模型，如 Wood<sup>S</sup>[3]或 Wood<sup>ST</sup>[17]。

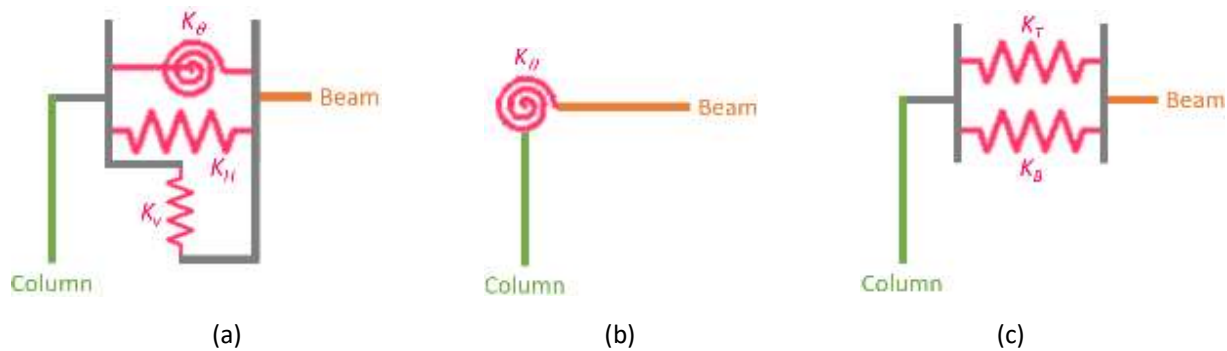


图 15. 抗弯连接模型: (a) 多弹簧组; (b) 单个弹簧; (c) 耦合弹簧

## 3.2 框架支撑结构

### 3.2.1 结构受力机理

框架支撑结构本质上是垂直悬挑的平面桁架[18]。由于其拥有较高的水平强度和刚度，框架支撑结构是最有效的抗震系统之一。近年来的建筑中已将框架支撑结构应用于强风和强震区的高层木结构，如图 16 所示分别是挪威的 18 层 Mjøstårnet 建筑和加拿大的 UBC 地球科学大楼。



图 16. 框架支撑结构: (a) Mjøstårnet; (b) UBC 地球科学大楼 (图片来自 naturallywood.com)



框架支撑结构由柱子、梁和支撑组成，彼此通过连接固定。根据结构形式，主要可以分为同心支撑框架[19](图 17)，BRB (Buckling Restrained Bar, 抗屈服杆) 斜支撑框架[20](图 18)，以及偏心支撑框架[18](图 19)。

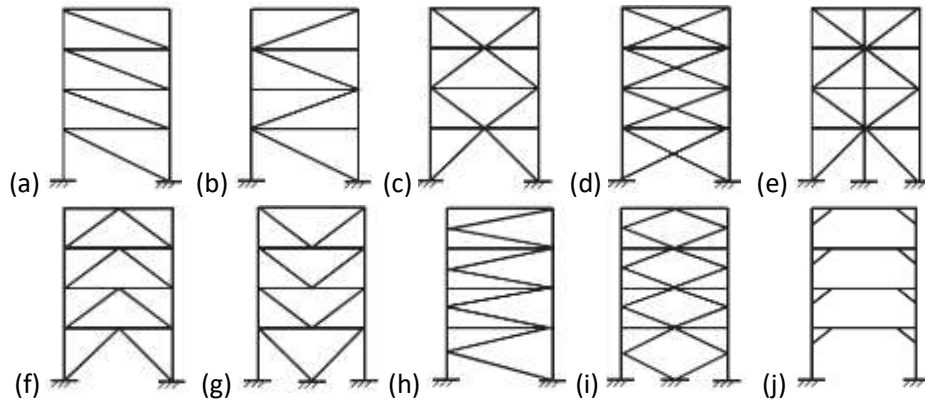


图 17. 同心斜支撑框架类型：(a 和 b) 单斜撑框架；(c 到 e) X 型支撑框架；(f 和 g) 倒 V 型支撑框架（分别为人字形和倒人字形支撑框架）；(h 和 i) K 型支撑框架和双 K 型支撑框架；(j) 膝部支撑框架

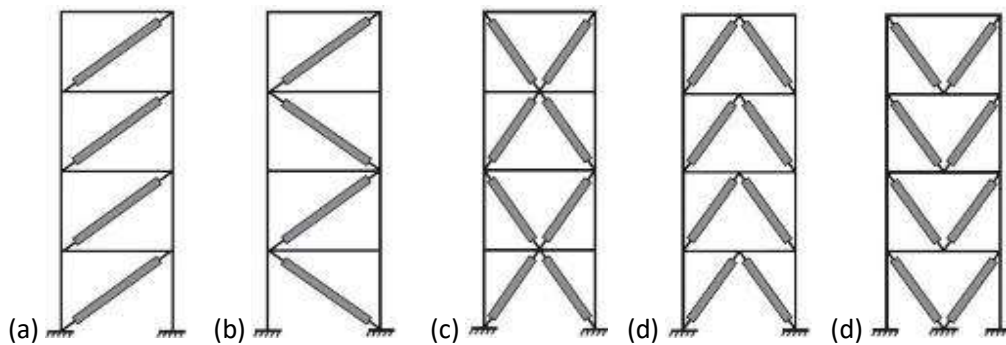


图 18. 典型的 BRB 斜支撑框架类型：(a) 斜支撑（单向）；(b) 斜支撑（之字形）；(c) 多层 X 型支撑；(d) 倒 V 型支撑（人字形）；(e) V 型支撑

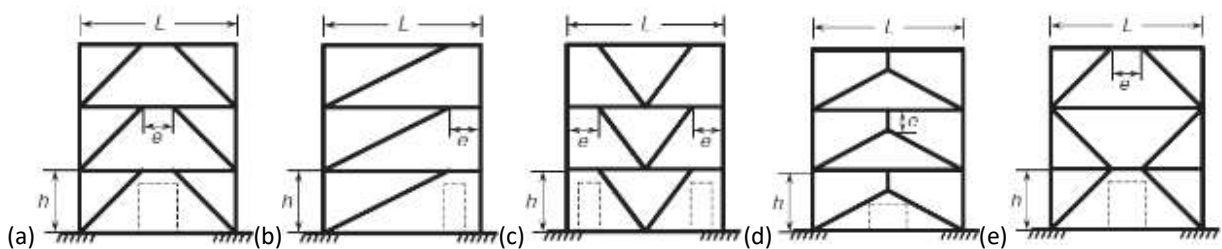


图 19. 偏心斜支撑框架类型：连接件长度用  $e$  表示

### 同心斜支撑框架

同心斜支撑框架通过一个垂直的同心桁架系统来抵抗侧向荷载，其中构件的纵向轴线在连接处同心相交。其在线性范围内的结构响应提供高刚度，从而减少了正常使用极限状态设计中的变形。因此，它们最初是用于抗风设计。单斜撑框架（图 17[a]和[b]）和 X 型支撑框架（图 17 [c]到[e]），



在支撑的两端设有耗能连接，通常用于抗震设计，而图 17 (f)到(j)中的结构形式通常不推荐用于地震区域，因为它们表现出较差的循环非弹性响应，或在梁或柱中产生不理想的内力需求。从地震设计的角度来看，V 形或倒 V 形（人字形）框架中的对角支撑，以及 K 形或双 K 形框架中的支撑，都会在梁或柱上施加较大的集中荷载，因此这些梁柱需要进行基于性能设计方法的保护。对于 X 型支撑，由支撑拉力和压力不平衡而引起在梁上的内力通常是微小的，因此可以忽略不计。当支撑的横截面在每两层或更多层之间保持一致时，这种情况尤为明显。

同心斜支撑框架的构件应以三角形的方式相互连接起来，对角支撑与水平梁之间应保持  $30^\circ$  到  $60^\circ$  的夹角。若可能，对角支撑应尽量以大约  $45^\circ$  的角度倾斜。如此，框架的构件力将比其他情况要小，从而提供一个高效的系统。倾斜角度较大的狭窄斜支撑框架刚度较小，并且对整个框架的弯曲变形更为敏感。而宽斜支撑框架则更为稳定，但在侧向荷载下会出现更多的剪切响应。

FPInnovations 进行了一系列包含端部连接的支撑单调和循环试验[21]、连接和系统延展性关系的力学分析[16]，以及斜支撑框架地震响应分析[22]。由于基于性能设计的概念对于木结构抗震结构体系的地震设计至关重要，因此框架的非线性变形和能量耗散应发生在支撑端的连接处。这些连接应能够通过木材压溃和紧固件弯曲的方式屈服。其他连接应保持弹性且强度应高于能量耗散区域的可能强度。

相应地，框架侧移主要来自延性耗能连接。连接的合理设计可确保支撑的轴向延性，从而为整个系统提供侧向变形能力。合理的连接、梁和柱的设计和细节构造，可以防止可能导致侧向变形能力降低的非延展响应模式的发生[23]。

### BRB 斜支撑框架

随着基于性能的设计越来越受到重视，斜支撑框架的对角支撑可以被 BRB 替代，以实现更高的延性和能量耗散（图 18）。BRB 充当可更换的保险丝，最大限度地减少对其他构件的损坏，并且在重大地震事件后可以更换。这种 BRB 斜支撑主要用于钢结构，通过使用螺栓或销钉连接到框架的其余部分，从而提供经济的安装方式。BRB 斜支撑框架还提供设计灵活性，因为支撑的强度和刚度可以轻松调整。此外，BRB 的循环力学行为也很容易模拟进行非弹性分析。由于增强的能量耗散和延性能力，BRB 斜支撑钢框架在加拿大国家建筑规范[24]中具有较高的抗震力修正系数，从而减小构件截面。BRB 斜支撑框架在木结构中具有潜在的应用，所有构件除 BRB 外均由木材制成。最近，也有一些创新的木-钢组合结构 BRB 研发出来，如图 20 所示[25]。

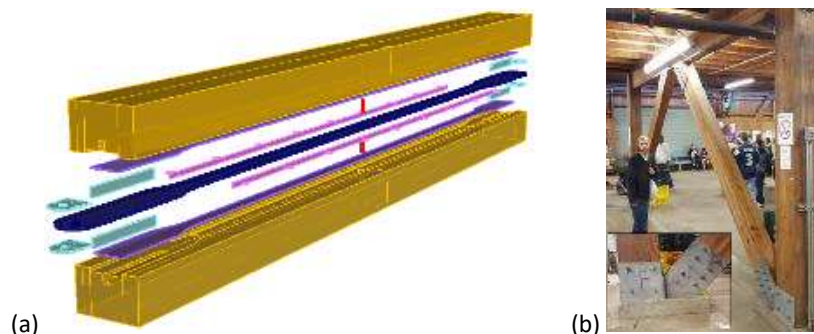


图 20. (a)木组合结构 BRB，(b) 在斜支撑框架中的应用[25]



## 偏心支撑框架

偏心支撑框架（图 19）在钢结构中结合了高弹性刚度和大层间位移下的高延性优点[26, 27]。在偏心支撑框架中，支撑的轴向力通过梁上的剪切和弯曲作用传递到柱子或其他支撑上，作用点位于梁的一个小段中。这种框架系统通过控制这一小段梁的剪切或弯曲屈服来耗散地震能量，这些小段的梁称为“连接件”。在建筑设计上，偏心支撑框架比斜支撑框架和 BRB 斜支撑框架提供了更多开设门洞口的自由度。图 19（e）展示了一个没有每层楼都设有连接件的偏心支撑框架。图 19（d）中的连接件是垂直设置的，与图 19 其他结构形式不同，因此连接件不是梁的一部分。

偏心支撑框架在纯木框架支撑结构中最好避免使用，因为木构件无法充当连接件来耗散地震能量。然而，可以考虑在混合框架支撑结构中使用偏心支撑框架，其中连接件或带连接件的梁是钢构件。图 19（b）和（c）中的连接件与柱子连接。Bruneau 等人的研究[18]表明，梁-柱抗弯节点容易发生脆性断裂。而且，连接件到柱的弯矩连接承受着高弯矩和剪切力，使它们更容易出现相同的失效模式。因此，强烈建议避免这两种配置。

在同心斜支撑框架中，斜支撑本身或其端部连接被设计为耗散能量。然而，在偏心支撑框架中，连接件必须设计有足够的强度和延性。所有其他结构构件（连接件以外的梁、支撑、柱子和连接）遵循基于性能设计原则，以在地震响应中保持弹性。

本节讨论了典型建筑应用中的框架斜支撑结构。虽然下文将重点讨论同心斜支撑框架和 BRB 斜支撑框架的模拟，但其中一些方面也适用于其他类型的框架斜支撑结构。

### 3.2.2 有限元模拟

框架支撑结构的有限元模型主要有两种，即铰接柱模型（图 21a）和连续柱模型（图 21b, c）[21]。铰接柱模型适用桁架单元来模拟柱子和水平梁，同时使用等效弹簧单元来模拟斜支撑。所有构件都通过铰接点来连接。而连续柱模型假设柱子是从顶到底是连续的，它使用梁和桁架单元来分别模拟柱子和水平梁。二者均采用线性弹性特性。对于斜支撑组件，包括一个对角支撑和两个端连接，可以使用一根等效弹簧（图 21b）或一个弹簧-桁架单元组（图 21c）来模拟。等效弹簧的属性可通过串联弹簧理论确定；而弹簧-桁架单元组中的弹簧属性为两个端部连接的力-变形关系的总和，即两倍。斜支撑组件和水平梁被铰接在柱子上。以上两种模型中的柱子都通过铰接连接与地面连接。

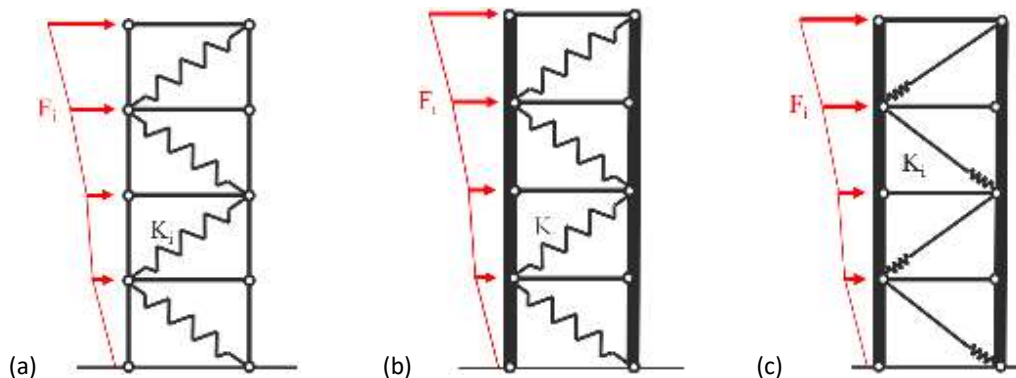


图 21. 模型示意图: (a) 铰接柱模型, (b) 使用等效弹簧连续柱模型, 和 (c) 使用弹簧-桁架单元组连续柱模型



分析结果[16, 21]显示, 由于模型自身的结构特性, 铰接柱模型低估了框架支撑结构的刚度和基本频率, 并且会呈现集中失效于单一楼层/层级, 从而低估了框架支撑结构的强度和延性。Bruneau 等[18]、MacRae 等[28]、MacRae[29]和 Wada 等[30]对钢框架支撑结构的分析也得出了类似的结论。因此, 进行框架支撑结构分析和设计时, 应该使用连续柱模型(图 21b, c)。这些模型可以估计框架在不同高度的潜在侧移集中情况, 从而可以估算出为了实现设计性能所需的柱子刚度。对于初步分析或组件的初步尺寸设计, 铰接柱模型仍然可以是一个有效的解决方案。

支撑组件在框架支撑结构的性能中起着关键作用。线性分析忽略了能量耗散器中的位移, 因此会提供相对保守的结果, 例如较低的周期、更高的地震荷载和较高的构件力/应力。而非线性分析则考虑了耗能器的位移, 可以提供更可靠、更准确的结果, 包括楼层间的侧移和  $P-\Delta$  效应。常规的非线性分析建模方法是使用线性弹性桁架单元来模拟支撑, 同时为每个端部连接提供一个非线性弹簧。支撑的材料属性和几何参数作为桁架单元的输入, 而连接的完整骨干曲线或滞回回路作为非线性弹簧的输入。两个端部连接通常假设具有相同的性能, 例如在相同时间屈服。然而, 对于具有铆接连接(每端  $4 \times 5$  个 65 毫米长铆钉, 图 22)的支撑[31]进行的测试结果表明, 支撑的上下连接由于多个因素(包括木材强度的变化)经历了显著不同的变形水平。一旦非线性变形开始在其中一个连接中发展, 它的刚度降低增加了对该连接的变形需求, 导致该连接的失效, 通常称为“弱连接”。而另一个支撑连接, 通常被称为“强连接”, 或者支撑本身并未发生失效或大变形。图 23 显示了典型胶合木支撑两端铆接连接的弱连接、强连接和支撑元件的滞回回路。为了更准确地建模这三个组件的行为, 应使用等效的非线性弹簧元件来模拟支撑组件的性能。首先应根据设计连接和试验连接的比例, 对支撑和端部连接的骨干曲线或滞回回路进行调整, 然后在相同荷载水平下将它们结合在一起。组合后的滞回回路将作为代表整个支撑组件的弹簧的输入。也可以使用弹簧-桁架单元组来模拟支撑组件, 其中桁架的属性为支撑的刚度, 而弹簧属性为两个端部连接的力-变形关系的总和, 即两倍。



图 22. 带铆接连接的胶合木支撑测试

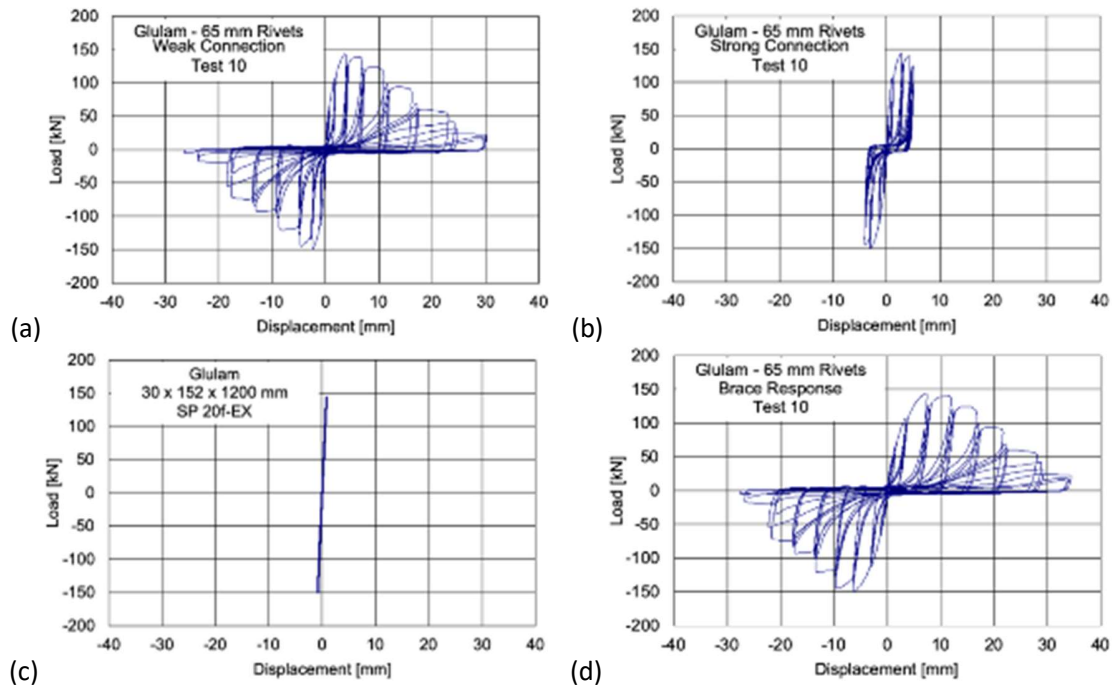


图 23. 胶合木支撑带铆接连接的滞回曲线: (a) 弱连接; (b) 强连接; (c) 支撑构件; (d) 三者组合

与前面讨论的常规支撑不同，BRB 支撑的建模较为简单，可以使用单轴线性或非线性弹簧，具体取决于分析类型和支撑的属性。屈服强度、循环应变硬化和低周疲劳耐久性数据通常可以从 BRB 制造商或实验中获得[32]。双线性力-变形模型足以准确捕捉其行为。

在采用刚性楼盖假设的模型中，考虑将抗震结构体系与楼板隔离很重要。例如，这可以通过在每个楼层使用间隙接触单元，将支撑框架连接到刚性楼板节点上来实现。

### 3.3 刚架和拱结构

从结构分析的角度来看，刚架和拱结构是相似的。因此，本节对刚架仅进行概述，而对拱结构进行详细的讨论。

#### 3.3.1 刚架

刚架通常采用胶合木（glulam），有时也使用其他木基产品，如单板层积材（LVL）。当使用胶合木时，刚架隅部（Haunch）通常由胶合木弯曲（图 24a）或指接（图 24b）而成；使用其他木基产品时，通常使用隅撑（图 24c）。在功能和美学允许的前提下，刚架的形式应尽可能遵循主荷载组合下的拱形线。通常，带有弯曲隅部的（图 24a）和设有隅撑的（图 24c）刚架最容易实现这一点，因此最适合用于大跨度结构。

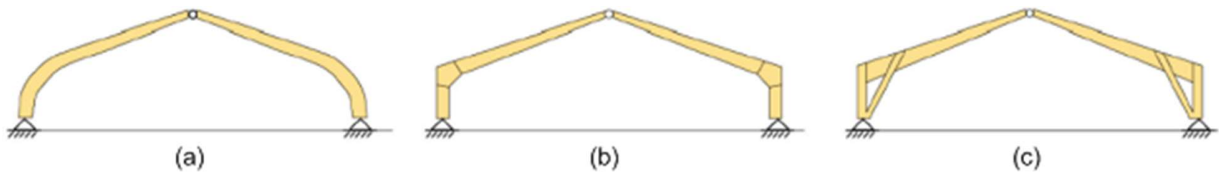


图 24. 三铰刚架的示例：a) 带有弯曲隅部的刚架，b) 带有指接隅部的刚架，c) 隅撑刚架

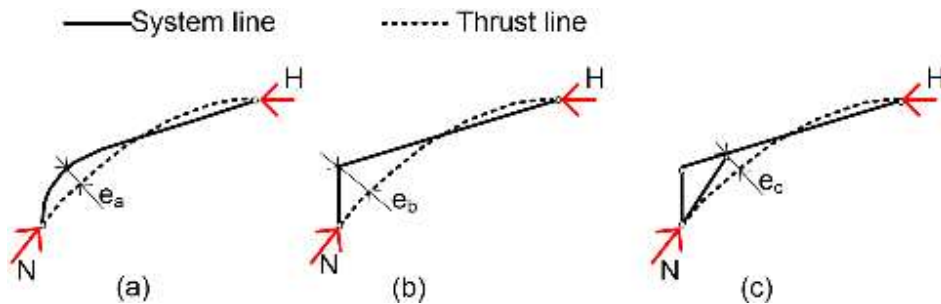


图 25. 不同类型的刚架的系统线以及在均匀分布重力荷载下的推力线（通过铰接点的二次抛物线）：a) 带有弯曲隅部的刚架，b) 带有指接隅部的刚架，c) 隅撑刚架；刚架中的最大弯矩与最大偏心距离 $e_i$ 成正比

刚架一般设有三铰或两铰。大多数刚架有三个铰，为静定结构，适用跨度达 40 米。这意味着任何可能的沉降都不会产生显著的弯矩。两铰刚架提供更刚性的结构，并允许结构在制造和运输过程中分为两部分、三部分或更多部分，现场用刚性接头连接。接头可以放置在结构中弯矩较小的位置。刚性接头比铰接头需要更复杂的工艺，因此成本较高。另一方面，构成双铰刚架的单独部分比对应的三铰刚架的部分更小，因此更易于运输。通常情况下，这种类型的刚架的跨度略大于三铰刚架。同时，屋顶的坡度也是一个重要的设计考虑因素，不应过小（例如小于  $14^\circ$ ），以避免脊部的过度挠曲。

### 3.3.2 拱结构

胶合木能够在不大幅增加成本的情况下生产成弯曲构件，所以非常适合用于制造拱结构。通常，最为常见的是具有恒定厚度的实心截面拱结构。对于大跨度结构，复合截面的工字形或箱型拱结构，以及桁架拱结构也很常见。

拱的形式应确保弯矩尽可能小。由于结构必须考虑多个荷载组合，每个组合都有其自身的推力线，因此完全避免弯矩的影响是不可能的。所以，其几何形状应遵循主导荷载组合的推力线。通常，拱的几何形状常常是抛物线形状。对于典型的矢跨比  $f/l \approx 0.15$ ，抛物线和圆形的几何形状非常相似。因此，选择圆形可以在一定程度上简化生产。出于功能性需要而增加支座附近的净空，可以将拱置于柱子或墙壁的顶部，如图 26 所示。在这种情况下，拱需要在其支座/支撑点之间设置一个拉力约束，以承受其引起的水平反力。

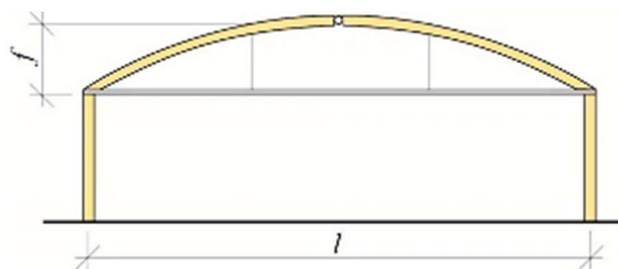


图 26. 拱设置在柱子或墙壁顶部，并带有拉力杆

当拱的支座点位于地面或基础上时，如图 27 所示，水平力可以通过以下方式直接传递到基岩（如存在）：通过地基中的被动土压力（如果土壤条件足够好）；或通过地板下方或地板内的拉力杆（如图 28 所示）。通常，当水平推力较大或土壤的力学性能较差时，第二个解决方案更合适。为了降低水平推力，拱的矢高应不小于其跨度的 0.15。对于抛物线或圆形拱形，这相当于约  $30^\circ$  的支座角度。通常，木质拱矢跨比的范围为  $0.14 \leq f/l \leq 0.30$ 。

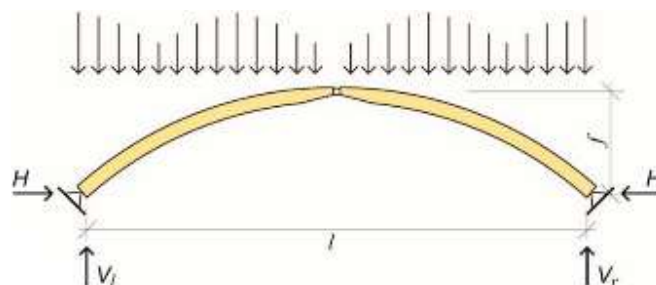


图 27. 拱结构其支座直接放置于基础上

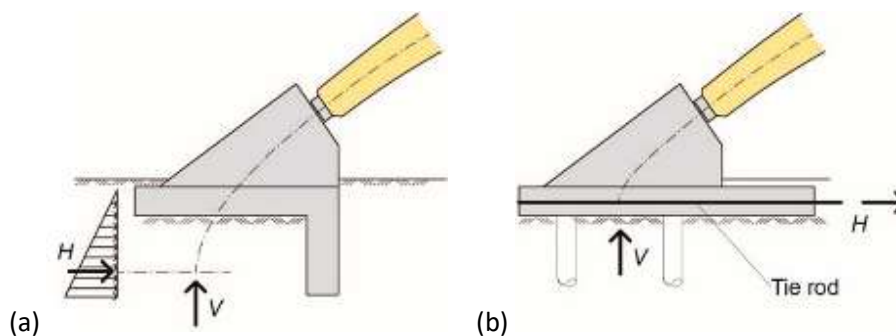


图 28. 拱支座反力通过(a)被动土压力或 (b)拉力杆传递

根据构件端部条件，拱主要划分为三种类型：三铰拱、两铰拱和无铰拱，如图 29 所示。该图优化了拱截面厚度，以适应不对称重力荷载在拱上随机施加时所产生的弯矩的包络线。

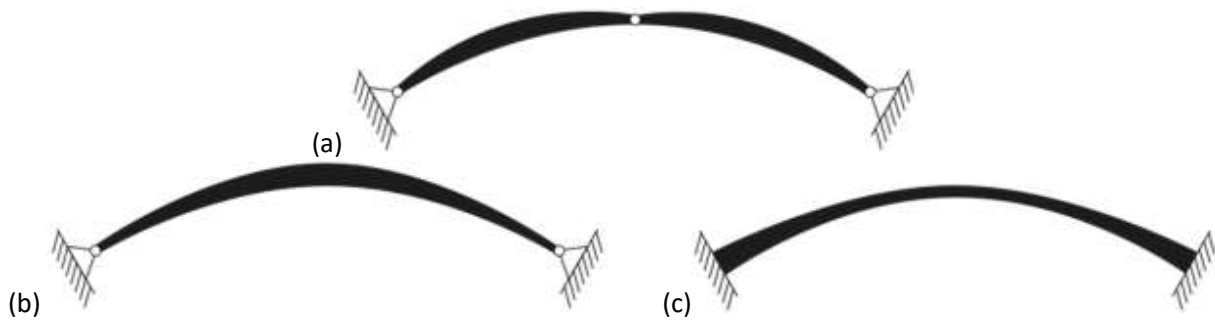


图 29. 三种典型的拱类型：(a) 三铰拱；(b) 两铰拱；(c) 无铰拱

制造和运输考虑因素会影响拱结构形式（三铰拱、两铰拱或无铰拱）的选择。三铰拱是木制拱结构中最常见的类型，通常跨度可达 70 米。两铰拱和较少见的无铰拱通常用于非常长的跨度，这些拱结构通常需要分为三部分或更多部分进行制造和运输，然后在现场将它们刚性连接在一起。在大型拱构件中，抗弯刚性连接并不常见，但也不是没有。图 30 展示了一种可用于拱结构的抗弯刚性连接。

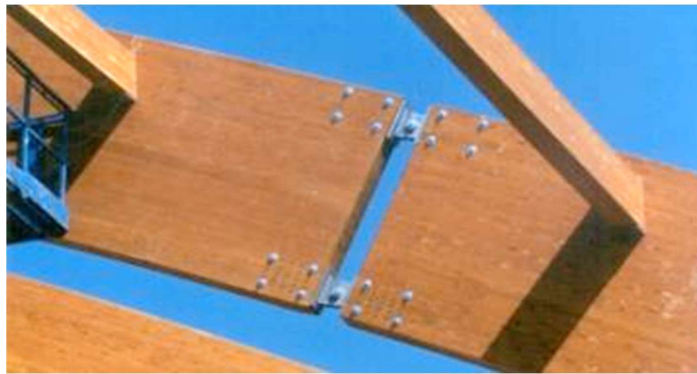


图 30. 适用于受压弯共同作用的胶合木拱上的抗弯刚性连接(图源：Rubner Holzbau，意大利)

在大多数情况下，两铰和无铰拱结构常被设计为桁架拱。所需的抗弯刚性连接由两个独立的铰链组成：一个位于桁架的上弦，另一个位于下弦。铰链处的轴向力乘以弦之间的距离产生一个力矩，以抵消由施加荷载所产生的弯矩。图 31 展示了由两铰和无铰桁架拱构成的两座公路桥梁。图 32 展示了温哥华奥林匹克椭圆体育馆，其中包含了 100 米的两铰主桁架和 14 米的拉结副桁架。



图 31. (a)位于挪威泰恩塞特的公路桥梁，采用两铰桁架拱(跨度 70 米)；(b) 位于挪威马特兰的公路桥梁，采用无铰桁架拱(跨度 32 米)

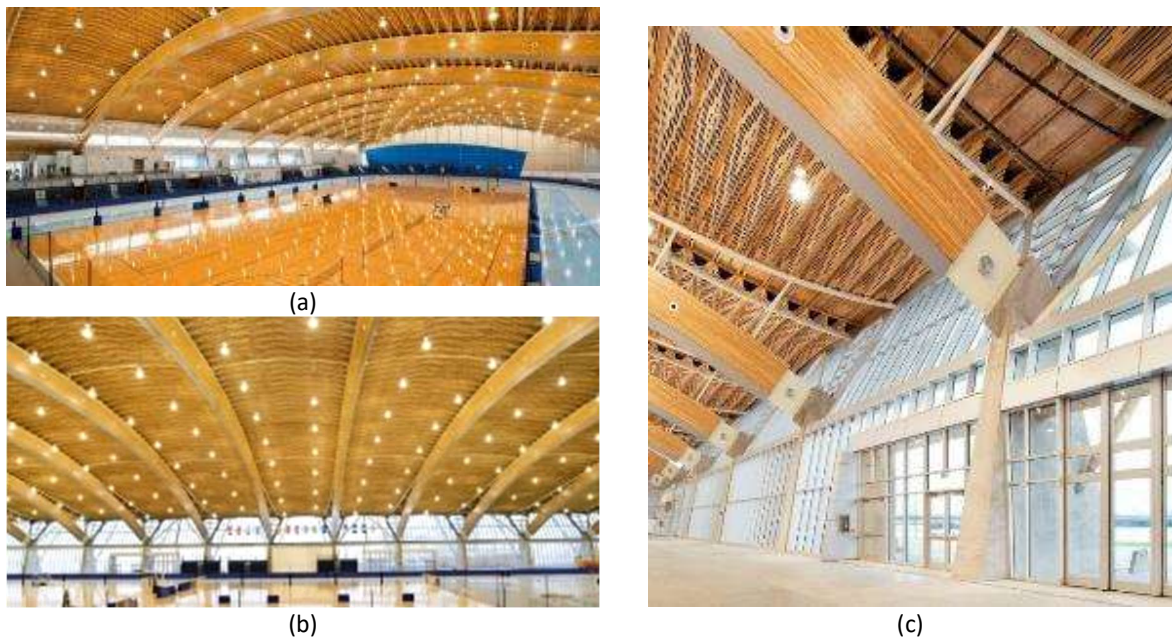


图 32. 加拿大列治文奥林匹克椭圆速滑馆：(a) 两铰主桁架拱(跨度 100 米)；(b) 拉结次桁架拱(跨度 14 米)；(c) 拱支座细节

根据一些建筑规范，如欧盟规范 Eurocode 1-3 [33]和加拿大标准 CSA S6:19 [34]，设计时应考虑漂移（drifted）雪载荷的分布情况，如在每半个拱上施加三角形分布荷载。这样的载荷条件会在拱上产生较大的弯矩作用，尤其是在长跨度的情况下。为找到具有给定边界条件和随机载荷的拱的合



适形状，可以观察不同不对称载荷情况下的弯矩图。不同弯矩图的包络线将指示拱的横截面厚度应该如何变化，从而减少拱中的应力，如图 33 所示。

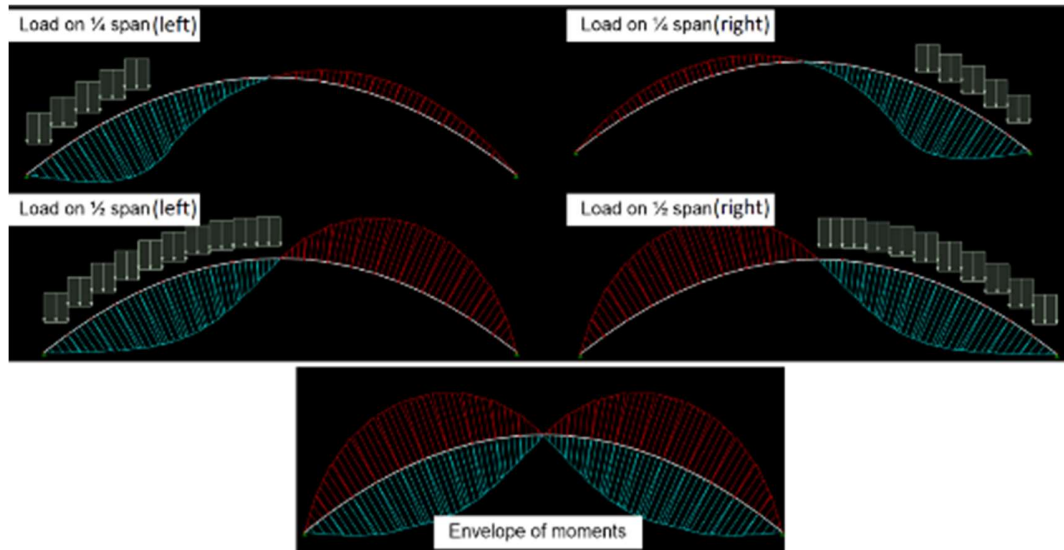


图 33. 三铰拱的弯矩图：不同位置施加的不对称载荷分布(上); 所有弯矩包络线(下)

很难使用大尺寸木构件实现由弯矩包络线（图 34a）所建议的拱轮廓。通过选择具有更大内力臂的结构可以显著减少由大局部弯矩  $M$  引起的应力。图 34 b 显示了如何使用桁架方案在拱的两半部分创建截面深度变化。

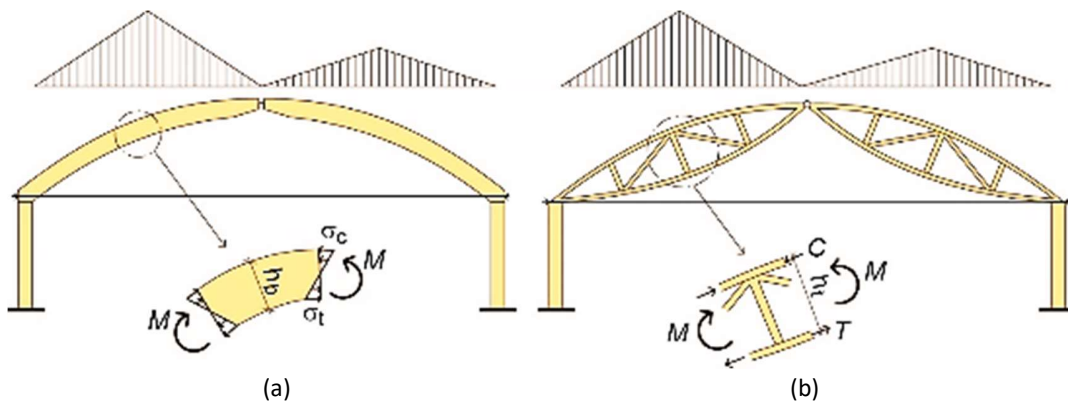


图 34. 三铰拱受不对称荷载分布作用：(a) 具有大截面和恒定厚度的拱；(b) 具有变化深度的桁架拱

瑞典的多个体育场使用了类似于图 34 b 的结构形式。然而，这些应用中每个半拱的下弦都为直线。虽然弯曲的下弦能提供更高的强度和刚度，但它的缺点是会在支撑点和拱顶处造成复杂的连接，因为在这些地方两个木构件和一根张拉件（通常是钢杆）会交汇。图 35 展示了在瑞典内斯厄（Nässjö）建造中的三铰桁架拱，具有直线下弦和 75 米的跨度。



图 35. 在瑞典内斯厄(Nässjö)建造中的三铰拱架(图片提供: Sören Håkánlind)

### 3.3.3 概念设计

通常，建筑考虑因素决定了拱的形状和可能的矢高。然而，为了控制成本并限制水平推力，存在一些关于矢高与跨度比、最大跨度等的经验法则。图 36 提供了三种典型拱型的初步设计。

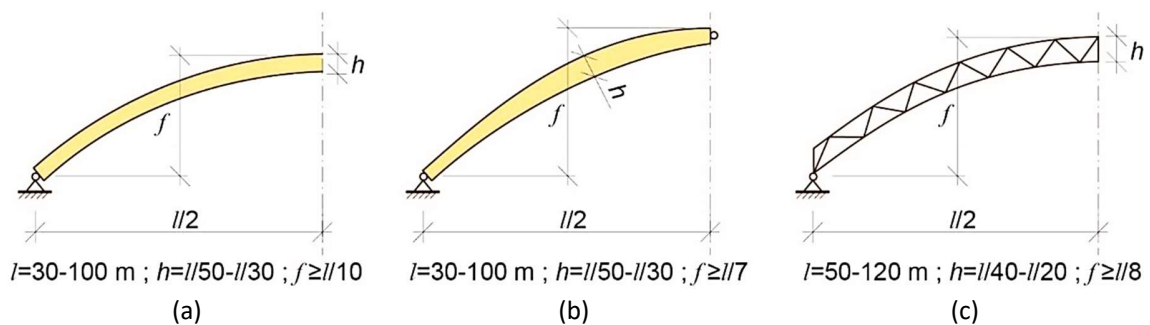


图 36. 三种拱类型的初步设计: (a) 两铰拱; (b) 三铰拱; (c) 桁架拱 (三铰、双铰或无铰)

三铰拱在其自身平面内对水平力是稳定的。它也是静定的，因此其弯矩分布不受基础不均匀沉降或接头和连接中不可预见变形的显著影响。此外，该拱在支撑点处设有铰接，这简化了基础的建设。在土壤条件较差的情况下，支座处的水平反作用力可以通过在拉力杆来承受。

如果利用拱弦的固有弯曲刚度并偏移腹杆，可以实现更轻便的结构（见图 36）。

### 3.3.4 稳定性和数值模拟

通常，拱结构较为纤细，因此设计时必须考虑到平面内和面外屈曲稳定问题，这一点比框架结构更加重要。

#### 3.3.4.1 平面外屈曲

拱是一个垂直平面内的结构，必须避免其侧向倾覆（如图 37a 所示），特别是在施工过程中。为确保施工期间的侧向稳定性，一般有三种方法来防止这种情况的发生。第一种，是在基础处设置固定连接。然而，这可能难以实现，并且需要一个坚固的基础来防止倾覆，尤其是对于大型结构来



说。第二种，使用固定在地面或基础上的拉杆或绳索来稳定拱结构。第三，最常见的方法是同时竖立两个相邻的拱形结构。此时，拱形结构配备临时或永久支撑，防止结构倒塌（如图 37b 所示）。

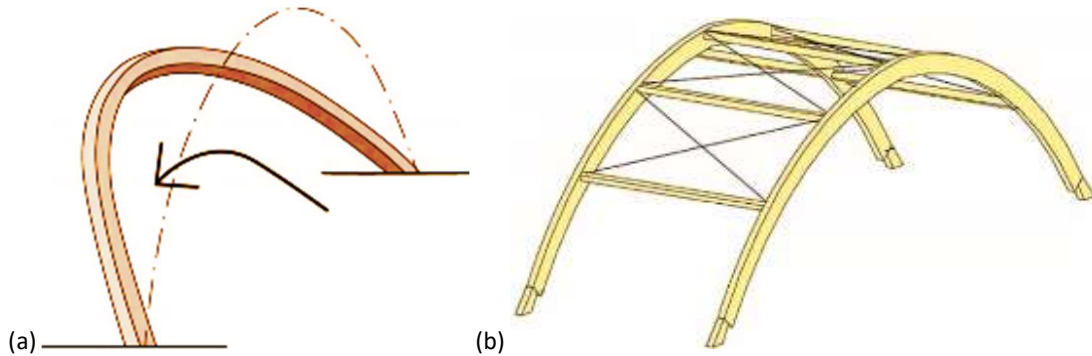


图 37. 拱结构在施工过程中的考虑事项：(a) 拱形结构侧向倾覆(翻倒)；(b) 使用檩条和交叉支撑作为拱结构的侧向支撑

与刚架和拱结构在横向方向上受力行为相关的另一个重要问题是横向失稳（即，平面外屈曲）。由于木构件通常比较细长，所以这个问题可能会发生，如图 38 所示。

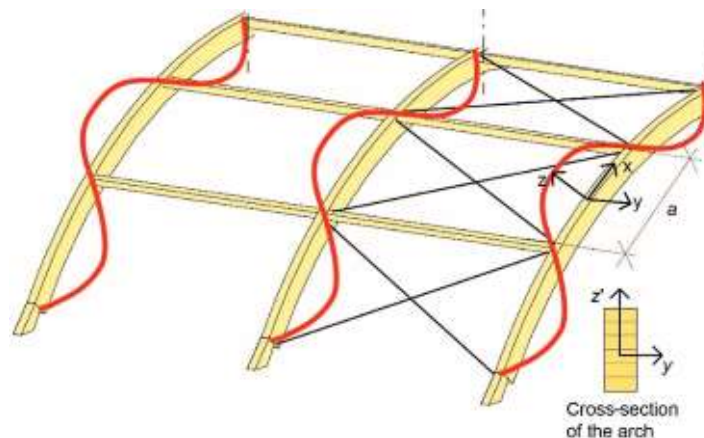


图 38. 拱的横向(平面外)屈曲

通过增加拱的横向刚度，可以降低其平面外屈曲的风险，方法是增加拱截面的宽度或减少支撑系统压杆之间的距离。屋面板本身，例如位于拱之间的承重屋面板，也可以减少或消除横向屈曲的危险。当檩条是支撑结构中的重要部件时，拱与檩条之间的连接必须能够传递支撑力。对于普通拱，平面外屈曲的风险检查方法类似于梁柱构件；也就是说，支撑点之间的距离（图 38 所示的距离  $a$ ）作为有效长度（屈曲长度）。当拱的上侧进行横向支撑时，通常不会出现显著的横向扭转屈曲风险，即使在受负弯矩影响的区域（即产生拱底部压应力的弯矩，假设拱的支座点已被固定，防止绕  $z$  轴旋转）。然而，特别是对于纤细的拱（即截面深度与宽度比大于 6 的拱），通常应对拱的底部进行支撑。图 39 提供了一种有效、易于执行的支撑方法。

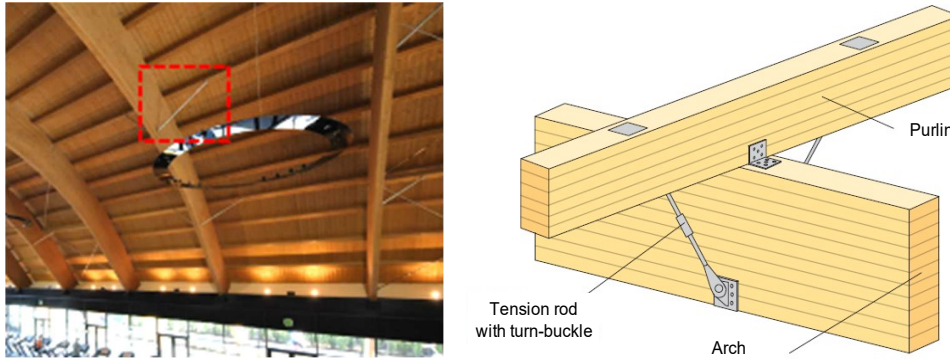


图 39. 一座胶合木拱体育馆(图片提供: Rubner Holzbau): 拱的底侧支撑(左)以及支撑详图(右)

### 3.3.4.2 平面内屈曲

关于平面内屈曲，除非拱顶部设有面内水平位移约束，否则无论荷载是否对称拱结构总会发生不对称屈曲。拱顶部会因此发生面内水平位移，并成为反弯点，如图 40 所示。

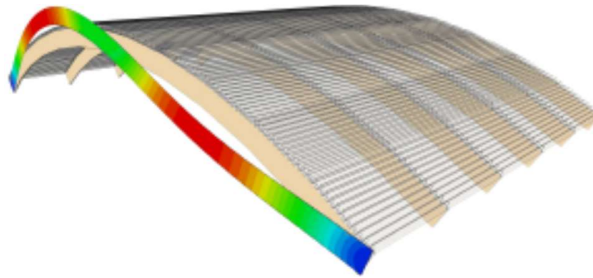


图 40. 两铰和三铰拱的典型平面内屈曲模式 [35]

对于两铰和三铰拱，初步设计可以假设临界长度为  $l_{cr} = 1.25s$ ，其中  $s$  是拱的一半曲线（真实）长度。通常，这一假设给出的临界长度值较为保守（即比更精确的分析结果稍长），适用于具有恒定截面厚度的拱结构。

拱平面内屈曲的常见分析方法包括线性屈曲分析和非线性屈曲分析。线性屈曲分析可以像分析梁柱（即压弯构件）一样验证拱结构。由于外部荷载引起的应力计算基于线性弹性理论，并考虑了未变形静态系统的平衡。为了考虑由初始平面内缺陷引起的位移所带来的应力，通常需要将抗压承强度乘以一个屈曲因子，该因子通常在建筑规范中作为相对细长比的函数给出（即平行于木纤维方向的抗压强度与欧拉屈曲应力之比的平方根）。

根据线性屈曲分析确定屈曲荷载， $N_{cr}$ ，可以使用著名的欧拉方程：

$$N_{cr} = \pi^2 \cdot \frac{E \cdot I}{l_{cr}^2}, \quad [1]$$

式中， $E \cdot I$  代表拱形结构平面内的弯曲刚度； $l_{cr}$  是指从拱脚（拱形结构支撑点）到拐点（弯矩变化方向的点）之间的有效长度。拱结构的屈曲长度（或任意平面结构中指定构件的屈曲长度）可按以下步骤来确定：



- (1) **进行线性静力分析：**根据假定的设计荷载组合，确定拱结构某一截面的轴向力。临界截面通常位于拱跨度的 0.20 到 0.25 之间。
- (2) **进行线性屈曲计算：**根据假定的设计荷载组合进行线性屈曲计算。该计算得出一个或多个屈曲系数（特征值）；这些系数与荷载相乘，表示在假定荷载分布下，多大荷载会导致结构失稳。该计算还给出了与屈曲系数相关的特征向量，特征向量指示了拱结构的屈曲方式（即不同的屈曲形状/模式）。
- (3) **选择最低的屈曲系数：**将步骤（1）中得到的轴向力乘以最低屈曲系数。这将提供可以视为屈曲荷载（ $N_{cr}$ ）的轴向力。
- (4) **确定拱结构的屈曲长度  $l_{cr}$ ：**根据由步骤（3）确定的屈曲荷载，使用公式[1]来确定拱结构与之对应屈曲长度  $l_{cr}$ 。

确定屈曲长度后，就可以计算减小系数。在最常见的情况下，只有轴向力和关于强轴的弯曲（没有关于弱轴的弯曲），设计标准将是

$$\frac{\sigma_m}{f_m} + \frac{\sigma_c}{k \cdot f_c} \leq 1, \quad [2]$$

其中， $\sigma_m$  是计算截面处的弯曲应力； $\sigma_c$  是计算截面处的压缩应力； $f_m$  是弯曲强度； $f_c$  是顺纹抗压强度； $k$  是考虑到屈曲风险的减小系数。后者通常由所谓的细长比  $\lambda_{rel}$  得出，定义为特征压缩强度（ $N_{Rd}$ ）与构件屈曲荷载（ $N_{cr}$ ）之比的平方根。建筑规范，如欧洲标准 Eurocode 5，给出了  $k$  与  $\lambda_{rel}$  之间的经验关系[15]。

非线性几何分析不仅考虑由荷载引起的位移，还考虑实际结构与理想几何形状的偏离（即几何缺陷）。该分析为设计荷载提供了“实际”的截面内力和弯矩，而不需要使用  $k$  系数（即，建筑规范推荐的屈曲减小系数）。因此，设计检查按照公式[2]进行（即结合弯曲和轴向力）。在这种情况下，屈曲风险已经包含在分析中，所以屈曲系数  $k=1$ 。通常，几何偏差（初始缺陷）可取较低的屈曲模式，如图 41 所示，或者也可以使用给定荷载情况下产生的变形形状。胶合木构件缺陷的数量级大约是  $l_i/400$ [15]，其中  $l_i$  是两个反弯点之间的（曲线）距离，或者是铰接点与反弯点之间的距离（图 41）。

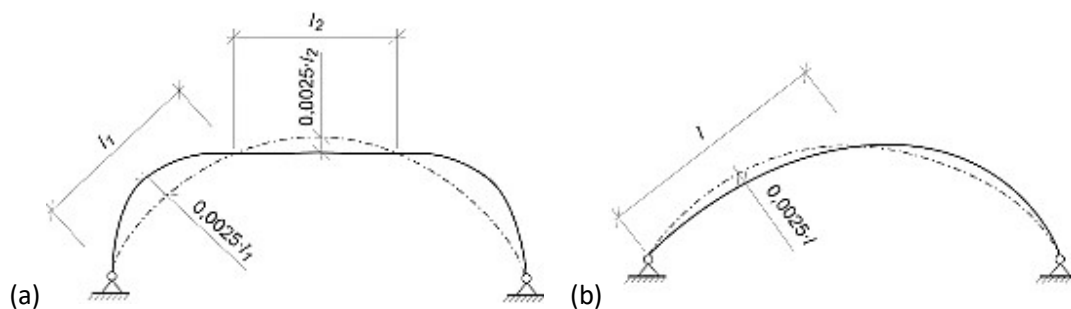


图 41. 《欧洲规范 5》[15]推荐的拱初始缺陷：(a) 与两铰拱的第二屈曲模式相似的对称形状；(b) 与第一屈曲模式相似的非对称（或摆动模式）形状



### 3.4 桁架结构

图 42 显示了三种典型的桁架类型。桁架是一种包含一个或多个由直线（或近似直线）构件组成的三角形单元的结构。这些三角形单元是几何稳定的。对于 30 米以上的跨度，木桁架通常是一种经济的解决方案。桁架的中心间距一般为 5 至 12 米，而其上的檩条间距为 1.2 至 2.4 米，以承托木或钢的轻型板材。或者，也可以省去檩条，直接在桁架上安装重型的屋顶板。为了实现经济的方案，桁架的间距应随着跨度的增加而增加。

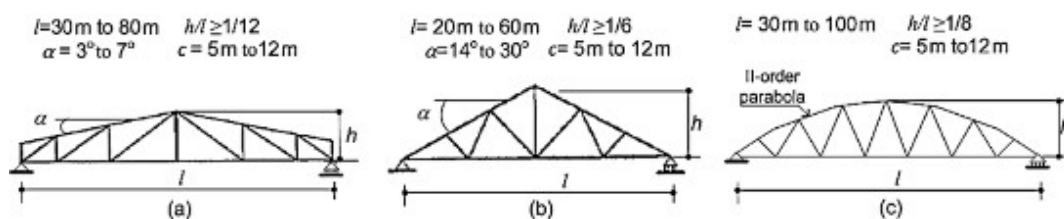


图 42. 三种不同桁架类型的初步设计(c 指相邻桁架间距)

如果建筑要求的轮廓与最佳结构轮廓相冲突，将会在腹杆系统和连接处产生较高的应力。因此，经济的结构方案就是采用最合适的腹杆布置，以在材料消耗和工艺之间取得一个合理平衡。以下是实现这一目标的一些经验法则：

- 尽量减少连接的数量，因为每个连接点的做工昂贵。
- 避免受压弦杆和斜腹杆过细。
- 避免在弦杆局部出现过大的弯矩。
- 将斜腹杆与弦杆之间的最小夹角控制在一定范围内，通常为  $45^\circ \pm 10^\circ$ 。

在工厂里尽可能多地预制桁架通常比较经济，前提是预制的桁架部件可以运输。例如挪威的胶合木生产商曾生产过长达 30 米、深达 3.5 米的桁架。

#### 3.4.1 最常见的桁架类型

下文介绍了一些最常见的桁架类型。

##### 3.4.1.1 平行弦桁架

生产超过 30 米长的大跨胶合木梁可能不经济或难以实现，此时，通常可用平行弦桁架替代胶合梁。腹杆上的荷载通常非常大，会给设计合适的连接造成一定困难。腹杆构造通常为豪式、普拉特式或沃伦式（见图 43）。

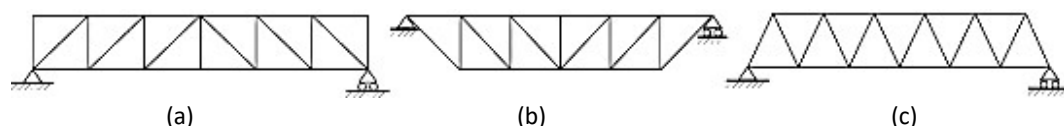


图 43. 平行弦桁架的例子：(a) 豪式（对角线受压）、(b) 普拉特式（对角线受拉）和 (c) 沃伦式（对角线交替受压和受拉）



斜腹杆受压而非受拉的优点是腹杆和弦杆之间的连接构造相对简单，因为它们可以通过承受应力来传递荷载。缺点是相对较长的对角线在受压时容易发生弯曲。普拉特型结构的优点是可以在上弦处设置支座，因此桁架的重心低于两个支座之间的连线，这简化了桁架的架设，因为桁架的自重可在桁架最初偏离铅垂线时起到防止倾覆的稳定作用。平行弦桁架通常设有预拱，大约相当于由自重和主要可变荷载（如雪荷载）的二分之一所引起的挠度。

#### 3.4.1.2 坡面桁架

最简单的坡面桁架是三铰桁架（图 44a），它由两根倾斜的椽子（或上弦）组成屋顶斜面，并有一根承受水平推力的拉杆。由于缺少腹杆，这种特殊的桁架结构会在上弦产生较大的弯矩，因此，上弦的横截面深度通常远大于包含腹杆的类似桁架（图 44 b）。三铰桁架的屋顶坡度最好超过 3:12 ( $14^\circ$ )，这样可以避免屋脊过度偏斜，并限制支座处的水平位移。图 44 b 和 c 所示桁架的形状大致符合由均匀重力荷载所产生的弯矩图，因此腹杆只需传递相对较小或中等的荷载。相应地，连接的设计也相对简单。

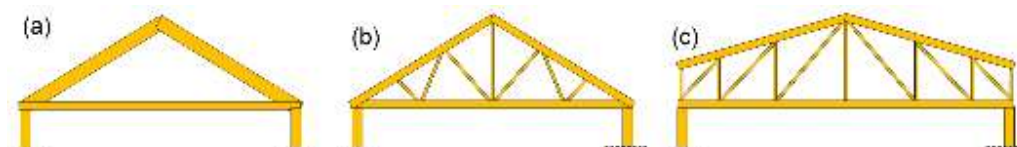


图 44. 双坡桁架的示例：(a) 简单的三铰桁架，(b) 带腹杆的双坡桁架，(c) 梯形桁架（豪型）

#### 3.4.1.3 弓弦桁架和光栅桁架

对于较大跨度要求，弓弦桁架和光栅桁架（图 45）都是合理的选择方案。选择抛物线桁架时，在均匀重力荷载作用下，桁架的弦杆会承受几乎所有的外加荷载，腹杆则不会受力。在不对称荷载作用下，腹杆将承受中等大小的荷载。因此，腹杆和弦杆间的连接相对简单，且成本也很低。从静力学的角度来看，抛物线轮廓对承受均匀荷载最为有效。然而，出于实际制造的考虑，弦杆通常采用圆形轮廓更为方便或必要。钢棒或钢板可用作弓弦桁架和光栅桁架的下弦。

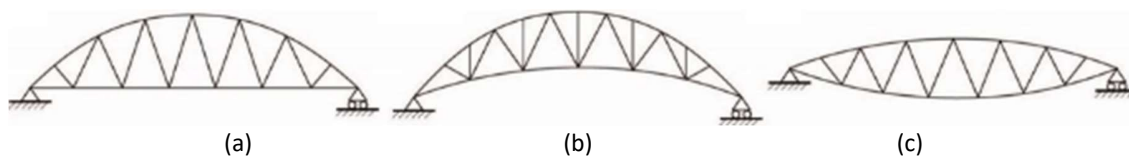


图 45. 弓弦桁架和光栅桁架例子：(a) 带水平下弦的弓弦桁架；(b) 带凸起下弦的弓弦桁架；(c) 光栅桁架

### 3.4.2 概念设计

一般来说，建筑设计决定了屋顶的形状和坡度。此外，对穿过桁架的通风管道等设施的需求也会影响结构形式的选择。图 43 提供了三种典型桁架类型的初步设计。

构件横截面的选择应决定桁架节点的连接类型。例如，大跨度桁架的节点通常采用开槽钢板和销连接。为了提高节点的承载能力，通常需要使用多块槽钢板，这就需要相对较宽的横截面来容纳这些钢板。图 46 显示的是 1992 年在挪威哈马尔建造的奥林匹克运动馆承重结构中的上弦弯曲胶



合桁架。该结构的跨度为 70 米，桁架下弦的设计拉力高达 7000 千牛。由于受力非常大，桁架上受力最大的构件使用了多达九块开槽钢板连接到其它杆件上。

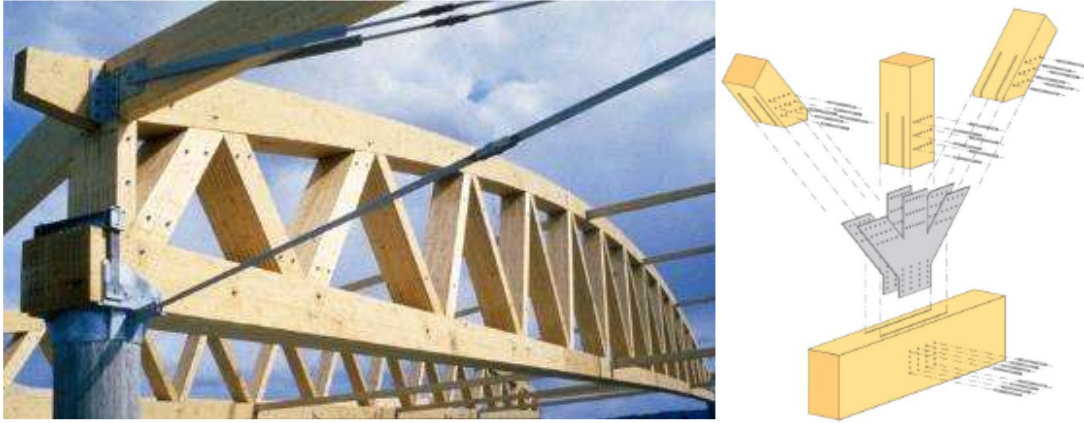


图 46. (左图)上弦弯曲的胶合木桁架; (右图)桁架节点中使用了开槽板和棒头的示意图

桁架单个构件的平面内弯曲刚度应相对于整个桁架的弯曲刚度足够小。这样，节点处的弯矩就小到可以忽略不计，相应地，可以假定桁架的所有构件都在两端铰接，从而可以对桁架进行令人满意的近似分析。如果弦杆厚度不超过桁架高度的  $1/7$ ，通常就能满足构件弯曲刚度小于整个桁架刚度的假设（图 47）。

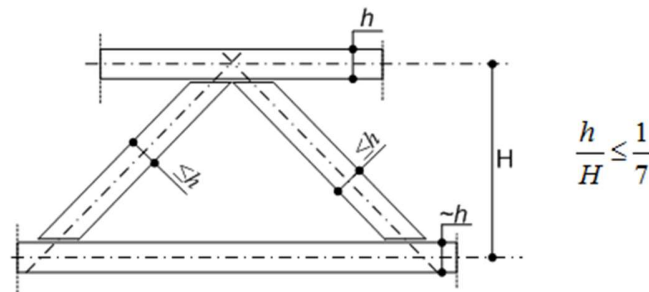


图 47.为减少弯矩影响而建议的构件厚度与桁架高度之比示意图

为此，弦杆通常采用近似正方形的横截面，而腹杆则采用矩形横截面，较大的一侧位于桁架平面外。在桁架平面内选择相对较浅的横截面也有利于设计无偏心的节点。在设计过程中，尤其对于受拉构件，应考虑由于槽和棒孔的存在而导致的承载力降低是非常重要的。通常情况下，考虑到孔和槽，初步设计可假定净面积为受拉构件总面积的 60% 至 80%，在加拿大规范[36]中，建议取 75%。结构的耐火等级要求（通常构件耐火极限为 60 分钟[4, 24]）会影响桁架构件的截面尺寸和节点的连接类型。考虑木构件表面在火灾时的炭化效应，相应的连接件须满足在火灾发生 60 分钟后仍能传递必要的力。



### 3.4.3 抗压构件的屈曲和支撑

要解决整个桁架的屈曲问题，通常需要足够的侧向支撑。在设计桁架受压构件和压弯构件（通常是桁架的上弦）时，应考虑平面内和平面外屈曲的风险。一般来说，桁架构件的屈曲长度假定为：平面内屈曲时，构件最外侧节点之间的距离；平面外屈曲时，横向支撑点之间的距离（图 48）。

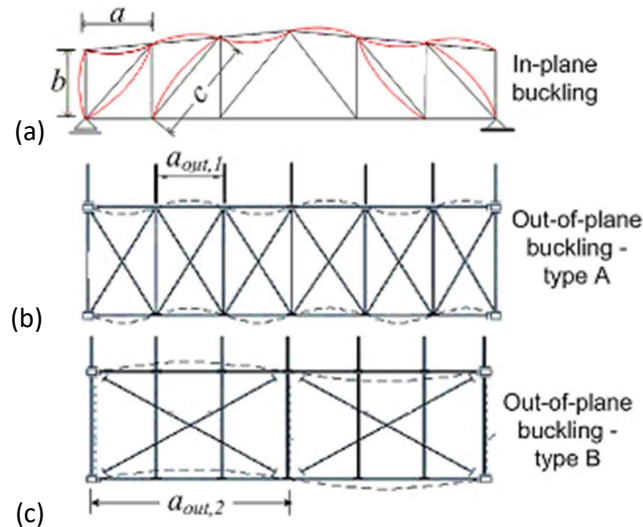


图 48. 桁架理论屈曲长度示例：(a) 桁架的立面图，(b) 采用 A 型支撑的两个相邻桁架的俯视图，(c) 采用 B 型支撑的两个相邻桁架的俯视图

当侧向支撑的刚度不足时，平面外屈曲长度可能会比根据图 48 b 和 c 确定的长。如果是这样，将支撑作为弹性弹簧建模的有限元模型可以更好地预测屈曲长度。

### 3.4.4 桁架的数值模拟

理想的桁架应该是一个静态系统，每个节点都是一个完美的铰且没有偏心，点荷载只施加在节点上。然而，这种情况很少出现在木结构中。例如，在节点位置，连接处会产生一定程度的转动约束，并且由于连接处的可变形性，会发生滑移。此外，桁架的上弦和下弦通常是连续构件，而不是理想情况下与腹杆构件完全铰接。准确的桁架模型应包括节点的平移和转动弹簧（图 49）。

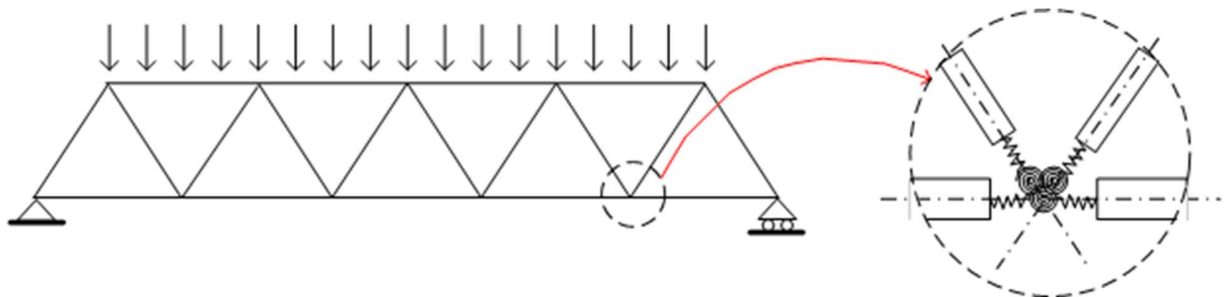


图 49. 准确的桁架模型：腹杆两端设有平移和转动弹簧



然而，现有连接模型对其转动和平移刚度的估算并不精确。同时，上述建议（如在桁架构件两端采用弹簧）并不会对桁架内力和弯矩的大小产生显著影响。因此，在对极限状态下的桁架进行分析时，使用连续弦杆模型（图 50）可获得足够准确的结果。

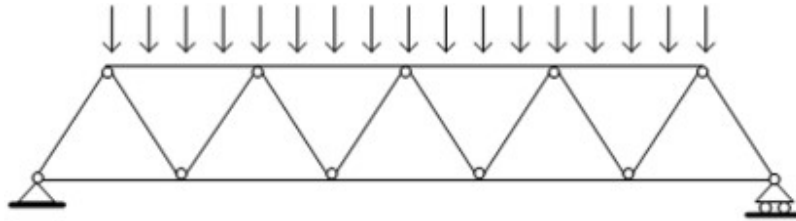


图 50. 采用连续弦杆和两端铰接腹杆的桁架模型

图 50 所示的模型给出了腹杆的纯轴向力。然而，可能的（计划外的）偏心 and 连接提供的潜在抗弯刚度会在腹杆中产生一些弯矩。考虑到这些弯矩，在设计节点时，通常需要将计算得出的腹杆轴向力增加约 10% 至 15%。

图 51 所示的固接模型通常可以分析桁架的使用极限状态，进行挠度检查和振动检查。分析计算出的挠度需要乘一个给定的荷载或挠度系数，以考虑连接处可能出现的滑移。对于使用销栓连接的节点，该系数可能为 1.1 至 1.2，而对于使用植筋的节点，该系数可能为 1.0。为了更准确地估算桁架的挠度，可以在腹杆两端添加平移弹簧模型（转动弹簧对桁架的整体弯曲刚度贡献不大）。

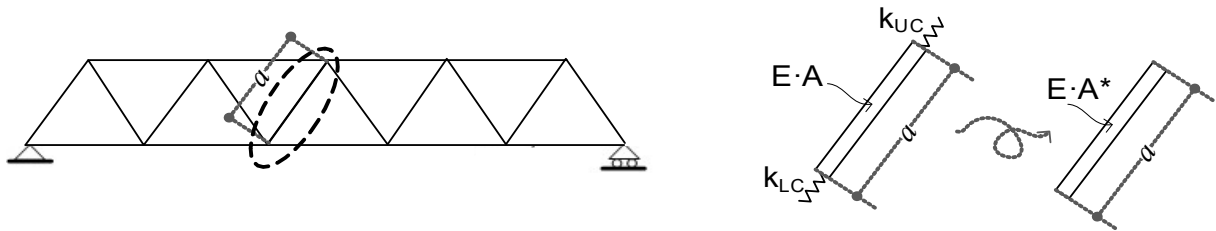


图 51. 桁架腹杆在使用极限状态下的可能模型

连接的平移刚度会增加挠度，为了考虑到这一点，我们可以使用极限状态下的分析模型（图 50），但腹杆采用等效横截面积  $A^*$ （或等效杨氏模量）（见图 51）：

$$A^* = \left( \frac{1}{A} + \frac{E}{a \cdot k_{LC}} + \frac{E}{a \cdot k_{UC}} \right)^{-1}, \quad [3]$$

其中， $A^*$  是腹杆的等效横截面积； $A$  是腹杆的横截面积； $E$  是腹杆的杨氏模量（平行于纹理方向）； $a$  是腹杆最外侧两个节点之间的距离； $k_{LC}$  是腹杆与下弦之间连接的平移刚度； $k_{UC}$  是腹杆与上弦之间连接的平移刚度。



### 3.5 穹顶结构

穹顶是具有正高斯曲率的曲面结构，这意味着曲面在各个方向上都向同一侧弯曲[37]。根据这一定义，穹顶并不一定具有圆形底面，也可能具有椭圆形。当球体的一部分被一个平面切断时，所产生的形状被称为球面穹顶。本节主要讨论此类穹顶。

木穹顶结构通常为肋状或网状穹顶（见图 52）。网状穹顶有多种设计，最常见的有施韦德勒穹顶、三向网格穹顶、凯威特穹顶、格状穹顶和网格穹顶。

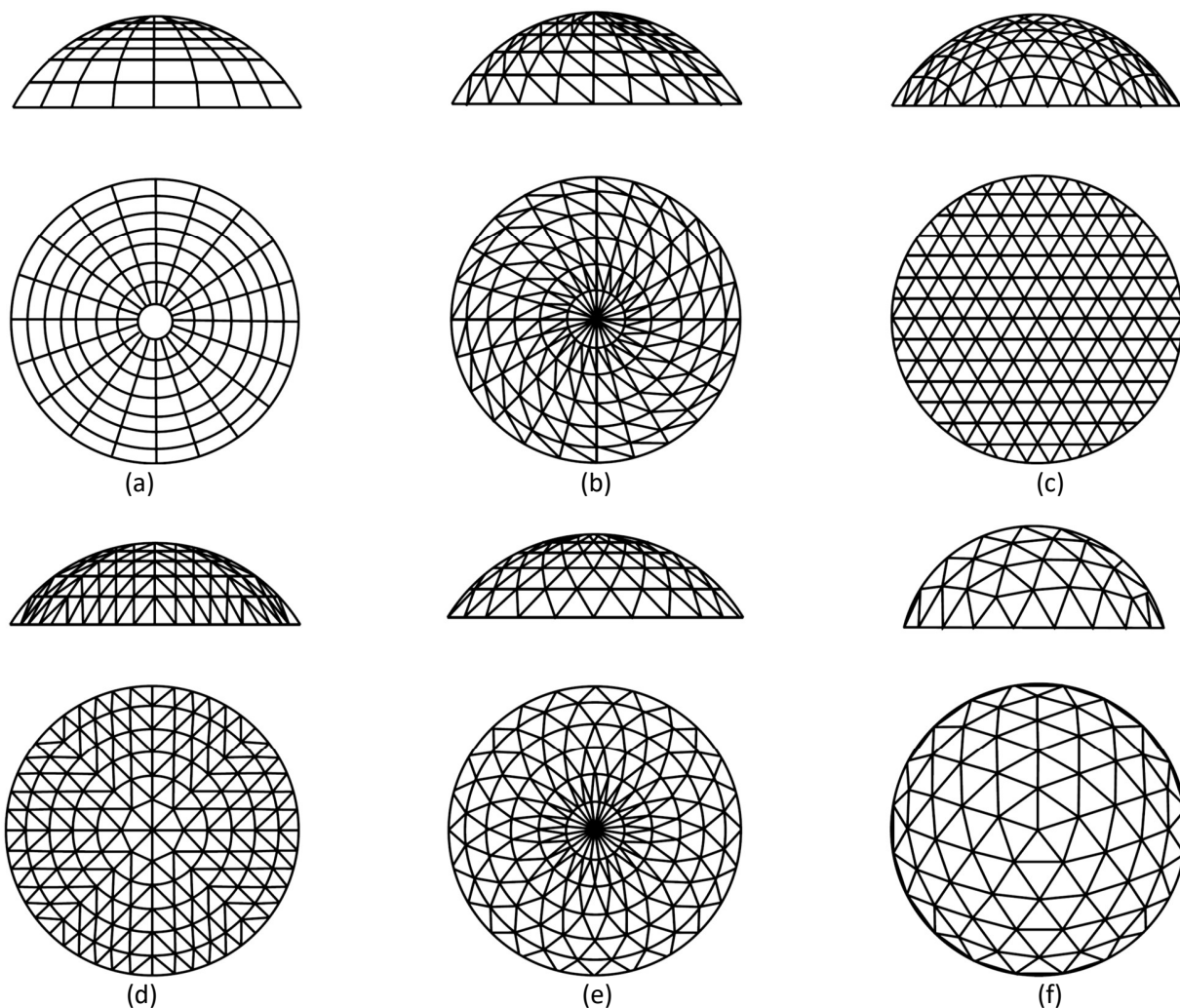


图 52.不同的穹顶形式：(a) 肋状穹顶，(b) 施韦德勒穹顶，(c) 三向网格穹顶，(d) 凯威特穹顶，(e) 格状穹顶，(f) 网格穹顶



### 3.5.1 肋状穹顶

如图 53所示，肋状穹顶实质上是一个由两个或三个铰接拱组成的系统。轴承沿圆周排列，拱之间有檩条支撑屋顶。此外，在若干榀拱之间（通常是每隔一榀）还有斜撑。拱的推力（ $H$ ）可由拱的支座或支承环承受。由于双向作用，所以效率比单向拱更高。

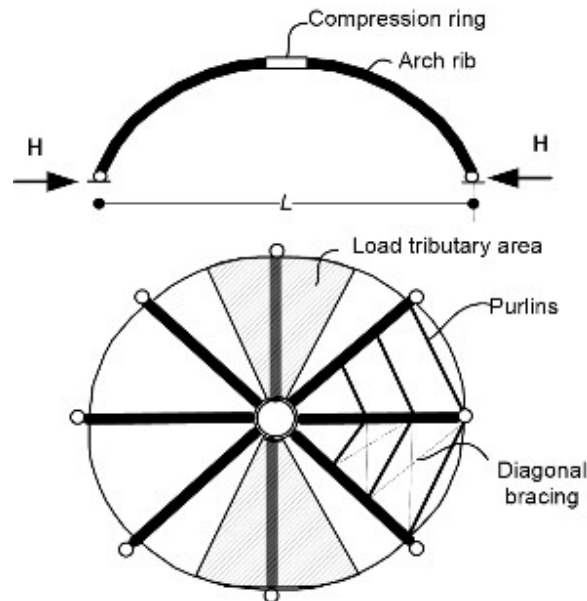


图 53. 肋状穹顶示意图

在肋状穹顶的顶点，拱通常通过刚性抗弯连接到一个金属环（压缩环）上。金属环的横截面受到压力、扭矩和弯曲等共同作用。这些力由穹顶顶点拱肋的推力、弯矩和剪力引起。要特别注意金属环可能会发生屈曲。图 54 显示了意大利里窝那的一个体育馆。该结构是一个肋状穹顶，直径 109 米，高 33 米。



图 54. 意大利里窝那体育馆(图片由 Rubner Holzbau 提供): (a) 穹顶和 (b) 抗弯连接



通常，肋状穹顶的檩条与拱之间的连接只能承受剪力。如果檩条和拱之间的连接也能承受轴向力，则最好采用空间结构，由多个圆环作为拱的拉杆。此时的结构与上述的一般肋状穹顶相比，由于每个构件承受的应力更均匀，所以结构会更轻。图 55 展示了一个具有四个圆环的肋状穹顶，以及相应的四个静不定量，即  $H_1$ 、 $H_2$ 、 $H_3$  和  $H_4$ 。

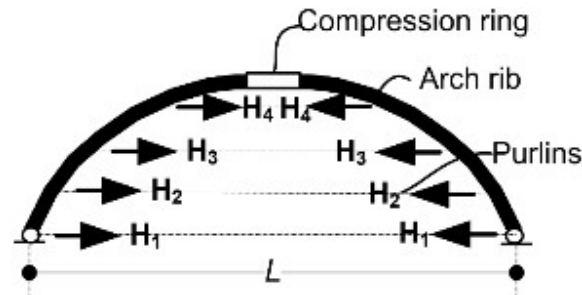


图 55. 檩条用作拉杆的肋状穹顶

### 3.5.2 网状穹顶

如上所述，网状穹顶最常见的模式有施韦德勒式、三向网格式、凯威特式、格状式和网格式。

- 施韦德勒穹顶（图 52[b]）是由德国工程师 J.W. 施韦德勒提出的，其特点是由斜杆支撑的子午肋和圆周环。它们基本上是肋状穹顶的演变，在梯形空间中增加了对角线。
- 三向网格穹顶（图 52[c]）由投射到球面上的等边三角形平面组成。理论分析表明，即使在非对称加载时，这种模式也能很好地分散力，因此这种形式的穹顶非常经济。
- 凯威特穹顶（图 52[d]）由 G.R. 凯威特提出。与肋状穹顶和施韦德勒穹顶相像，但具有基于圆环的片状格式。它由几个扇形组成，通常是在一个圆内的六个或八个扇形。在每个扇形中，附加的双向肋状系统增强了其刚度。
- 格状穹顶（图 52[e]）也有薄片格式。要获得这种格式的几何形状，首先要顺时针和逆时针旋转与穹顶中心点相切的圆。这将产生图 52(e) 所示的弯曲线条。在水平面上添加圆就完成了节点的生成。
- 网状穹顶（图 52[f]）是由巴克明斯特-富勒的专利设计，由二十面体产生，二十面体有 12 个顶点、20 个面和 30 条边，如图 56(a) 所示。每个面都可以细分为更小的面，然后再将这些小面扩展成球形，将二十面体封装其中。结果就是图 56 (b) 所示富勒专利中的球形图案。

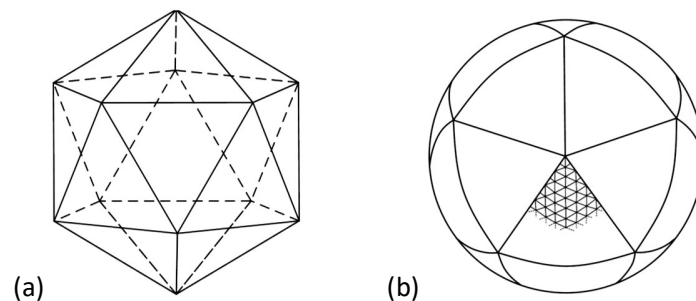


图 56. 网状穹顶的生成: (a) 正二十面体; (b) 富勒的专利模式



一般来说，构件的长度和构件间的角度变化不大的穹顶是最经济的。最能满足这些要求的模式就是网状穹顶。如果所有构件的尺寸相同，一般来说，网状穹顶的受力更均匀，因此比其他类似的穹顶更轻。图 57 显示的是 2015 年在意大利布林迪西建造的用于储煤的双网状穹顶中的一个。每个穹顶的直径为 143 米，高度为 46 米。这些穹顶在建造过程中无需在向肋状穹顶那样需要在中心建造临时支撑塔，这大大降低了建筑成本。

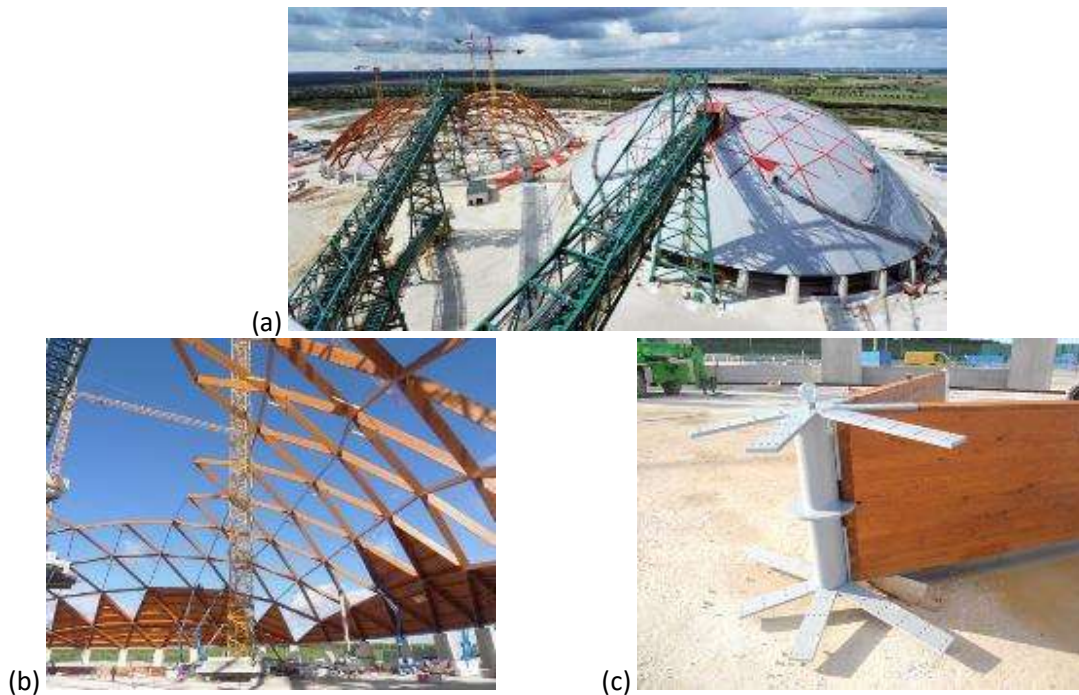


图 57. 意大利布林迪西的双子网状穹顶(由 Rubner Holzbau 提供): (a) 两个网状穹顶, (b) 正在安装的网状穹顶结构, 以及 (c) 节点细节

节点在大型木结构，尤其是穹顶结构中起着至关重要的作用。钢结构中常见的简单焊接或插入式连接通常无法用于木结构。因此，连接件必须具有很强的适应性，使结构的安装变得简单。为了简化图 57b 所示穹顶的连接过程，节点采用了特殊的连接方式。这些接头（图 57 c）由钢板和倾斜自攻螺钉组成，设计用于抵抗施工过程中三角穹顶构件悬臂伸出时产生的弯矩和剪力。

### 3.5.3 穹顶模拟分析的关键考虑因素

木穹顶可以是简单的肋状穹顶，也可以是网状穹顶。总的来说，前者结构简单，但结构效率较低。在网状系统中，网格穹顶的经济性和结构效率最高。

通常情况下，木穹顶的设计受屈曲的影响。网状穹顶有三种不同的屈曲机制：a) 构件屈曲；b) 节点屈曲；c) 整体屈曲。在木穹顶中，构件往往比较粗壮，因此构件屈曲一般不会影响设计。如果将构件的末端视为铰接，节点屈曲可提供最低的破坏荷载。不过，由于穹顶构件之间需要较大的连接，因此在这些构件的端部引入了相对较大的转动约束，从而降低了节点屈曲的风险。因此，整体屈曲通常是木网状穹顶的主要屈曲机制。网状穹顶的屈曲荷载（整体屈曲）受几何缺陷的影响很大。例如，如果初始缺陷约为  $D/300$ （其中  $D$  为穹顶直径），与简单的线性屈曲分析计算出



的理论屈曲荷载相比，穹顶的破坏荷载可能会降低至 40%。在分析中考虑缺陷作用的常用方法是引入特征模态的形状。这可能涉及单一模式或几种模态的组合。一般来说，第一模态不会产生最低的失效载荷；缺陷可能是几种基本模态的线性组合，也可能是更高的特征模态。

分析还应包括长期效应。蠕变会导致与子午线轨迹对齐的穹顶部件随着时间的推移而缩短。这导致了穹顶的整体对称变形。蠕变还使穹顶矢高减小，从而使受力最大构件的轴向载荷增加。这将减小穹顶顶部和底部分别由压力和拉力产生的力耦的力臂大小。这对穹顶的稳定性产生了负面影响，屈曲载荷会随着蠕变的增加而减小。不过，蠕变导致的屈曲载荷减小通常不如几何缺陷导致的减小严重。蠕变和初始缺陷的共同作用比单独作用更能降低穹顶的抗屈曲能力。

网状穹顶的屈曲荷载受支座沉降的影响不大，即使沉降量和沉降差相对较大。

## 3.6 悬索结构

### 3.6.1 一般问题和解决方案

在普通悬索结构中，主要的承重系统通常由缆索（有时是杆件）组成，其固有的弯曲刚度非常低 [38]。此类结构的主要特点是，它们主要在拉伸状态下工作，并通过改变其原始形状来承载荷载（即所谓的“主动形式结构”）。

形状的改变通常会产生问题，尤其是在屋顶结构承受不对称荷载（如不均匀的雪荷载）的情况下。在这种情况下，屋顶很可能会发生过大的变形。如图 58（左）所示，对风引起的不稳定性（即由阵风或周期性涡流脱落产生的风振荡）的敏感性也是悬挂结构的一个潜在问题。问题通常来自风荷载引起的升力和动态不稳定性，或不对称荷载引起的大变形。图 58（右）说明了一些加固悬挂式屋顶结构的方法，从而降低了大变形和风力引起的不稳定性的风险。要增加屋顶的弯曲刚度，a) 增加屋顶的自重；b) 选择具有固有弯曲刚度的承重构件（即所谓的应力带）[39, 40]；c) 使用双预应力缆索系统和垂直压缩支柱；或 d) 使用预应力垂直缆索将主缆与底座连接起来。

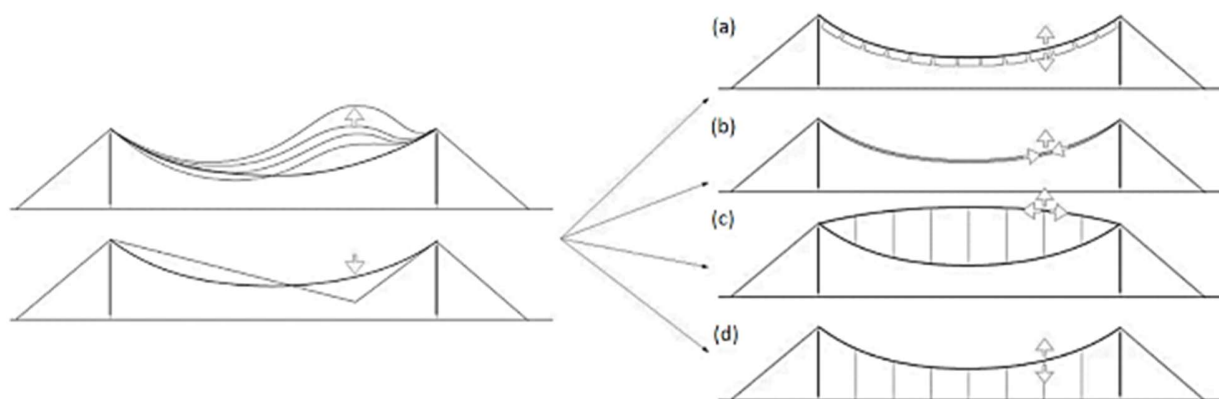


图 58. 悬索屋顶结构：（左）潜在问题和（右）可能的解决方案

以木材作为承重材料的悬索系统一般遵循（b）原理，如图 58（右）所示。这种情况使用的是弧形胶合梁。这种系统通常被称为应力带，其结构特性与缆索相似，但弯曲刚度不可忽略。这些屋顶结构通常呈二次抛物线形、圆形或有时呈悬链线形；这些曲线相互之间没有明显差异，尤其是



当下垂与跨度之比很小时（如小于 0.15）[41]。对于均匀分布的向下荷载（如永久荷载或积雪），应力带的作用类似于缆索，主要通过拉力承受荷载。另一方面，应力带的弯曲刚度在以下情况下最为有利：

- 减少非对称重力荷载下的挠度；
- 降低空气动力不稳定的风险；或
- 减少上行荷载情况下的变形，如风吸力产生的变形。在这种情况下，应力带就像一个倒置的拱形，主要通过压缩来承受荷载。不过，我们必须考虑到应力带发生弯曲的风险，尤其是在承受较小的永久荷载时。

图 59 显示的是加拿大素里的格兰维尤高地水上运动中心，根据图 58 中的原则 (b)，该水上运动中心的屋顶与悬链线形状一致，可视为应力带。承重屋顶结构由弯曲的双平行胶合梁组成，横截面为 130 x 266 mm，间距约为 800 mm。屋顶由两个大跨度隔间组成（L1 = 45 m 和 L2 = 55 m）。下垂度与跨度之比约为 0.11。

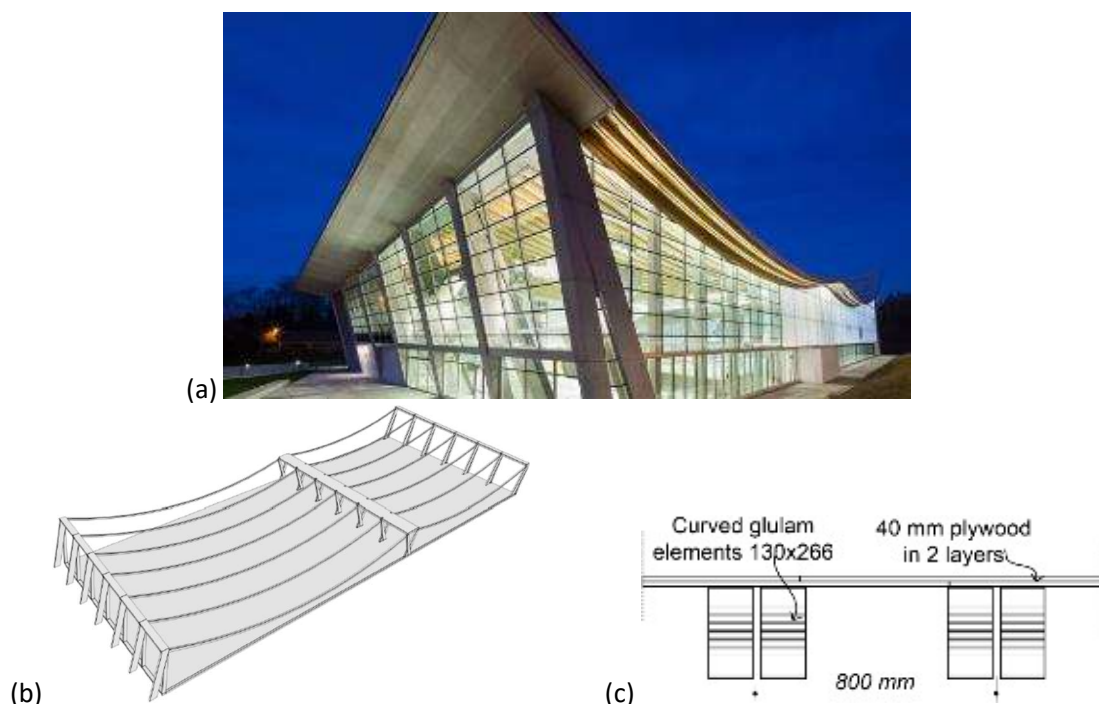


图 59. 加拿大素里大观高地水上运动中心：(a) 大厅视图；(b) 轴测法；(c) 屋顶横截面图

图 58 中的原理 (a)也可以应用到木悬索结构上。在这种情况下，使用的是弯曲刚度较低的构件（如，层压板）。在支座上锚固后，最初的直线构件会因自重而发生挠度变形，并自然形成其自重下的漏斗形（即悬链线形）。这种悬索系统可归类为主动成形结构，即通过改变结构形状来承受荷载。为了降低不对称荷载造成过大挠度的风险，通常会在这些非常细长的承重系统顶部增加自重；增加屋顶的永久荷载会在悬索结构中产生预张力，进而减少主要由不对称荷载造成的挠度。图 60 显示的是奥地利霍亨内姆斯市政工程堆场。屋顶由宽度为 1800 毫米、厚度为 390 毫米的正交胶合木组成。跨度和下垂度分别约为 20 米和 1.7 米，因此下垂度与跨度的比约为 0.12。屋顶的



形状与悬链线的形状一致。为了增加屋顶的刚度并抵消风可能造成的升力，根据图 58 中的原理 (a)，在屋顶上铺设了一层碎石。



图 60. 奥地利霍亨内姆斯市政工程院（由 Wilfried Dechau 提供）

## 3.6.2 影响悬索结构力学行为的关键参数

### 3.6.2.1 垂跨比

下垂度和跨度之间的比对悬索结构的受力行为有重大影响。随着该比值的减小，水平力也随之增大。这意味着应力带的横截面更大，支座的设计也更复杂。相反，垂跨比越大，水平力就越小，通常就能获得经济且结构高效的解决方案。对于人行天桥来说，垂跨比还会影响振动特性和适用性。对于人行天桥来说，较大的垂跨比可能会带来较陡的人行道和较低的振动频率。屋盖结构通常不存在这种适用性问题，因此可以接受较大的下垂度。缆索的固有频率与缆索拉力和质量比的平方根成正比，因此，过大的垂跨比可能导致结构的固有频率非常低。这可能会对风产生的尾流诱导振荡产生负面影响。此外，过大的下垂度还会减少室内可用空间。对于屋盖结构而言，木质应力带的垂跨比通常在 0.10 到 0.12 之间，而对于人行天桥而言，垂跨比则略低一些；如果人行道的坡度过大，轮椅使用者可能难以通行。需要注意的是，与类似的木桥相比，由钢材承受拉力的应力带式人行天桥的垂跨比通常较小，一般在 0.015 左右。然而，垂跨比越小，结构中的拉力就越大。木材不容易承受非常大的拉力，特别是由于不可避免地存在接缝，从而大大降低了结构的强度。

### 3.6.2.2 弯曲刚度

正如第 3.6.2.1 节所述，弯曲刚度的增加会降低悬挂结构对不对称荷载和风引起的不稳定性的敏感性。挠度和弯矩取决于悬索结构的刚度。当弯曲刚度很低时，悬挂结构的挠度几乎与主要受拉的缆索挠度相同。虽然提高悬索结构的弯曲刚度会减少挠度，但同时也会增加弯矩。因此，对于较小的永久荷载，设计者应采用能产生合理挠度且弯矩不会过大的截面深度。



### 3.6.3 悬索结构建模的主要考虑方面

木悬索结构可以使用非常灵活的构件，这些构件可以根据施加的荷载调整最终形状，也可以使用具有一定弯曲刚度的构件。建议对这两种情况进行非线性分析。二阶（非线性小变形）分析通常能给出相当精确的结果，但在分析形动结构时，最好采用三阶（非线性大变形）分析。

## 4 木结构高级模型

### 4.1 本材应力-应变模型

木材的各向异性特征是其纤维结构和三维正交性的结果（图 61）。木材的刚度和强度随三种主要纹理方向的变化而变化：纵向（L）、径向（R）和切向（T）。木材的破坏模式和应力-应变关系取决于相对于纹理的载荷方向和载荷类型（拉伸、压缩或剪切）。如图 62 所示，对于受拉伸或剪切力作用的木材，应力-应变关系通常是线性弹性关系，破坏模式是准脆性的；对于受压缩作用的木材，应力-应变关系通常是非线性的，破坏模式是韧性屈服。

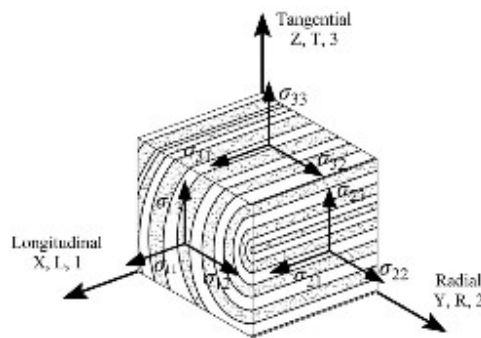


图 61. 木材的三维应力分量和正交材料方向

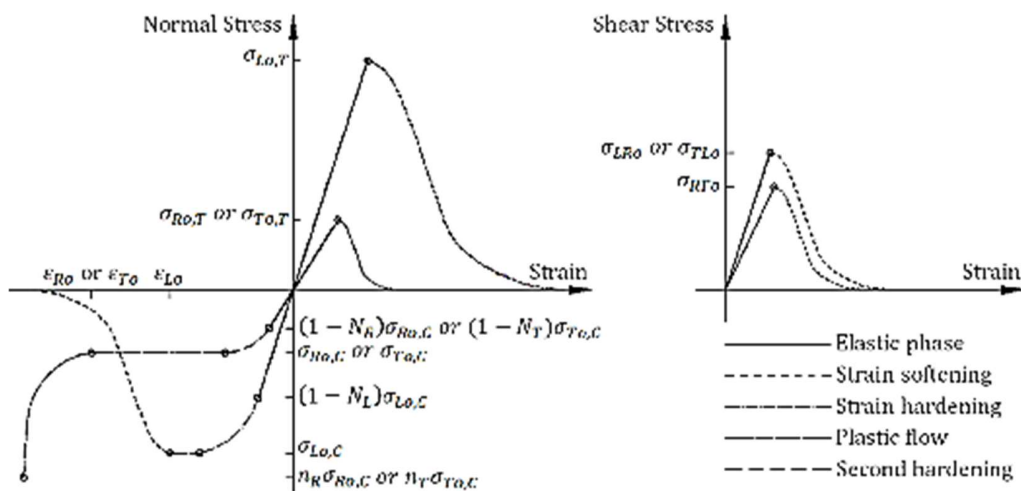


图 62. 木材的典型应力-应变行为



注:  $\sigma_{i0}$  是  $i$ -方向的轴向强度[MPa];  $\sigma_{i0,T}$  和  $\sigma_{i0,C}$  是  $i$ -方向的抗拉强度和抗压强度[MPa];  $\sigma_{ij0}$  是  $i$ - $j$  平面上的剪切强度[MPa];  $N_i$  和  $n_i$  是确定初始和最终极限屈服面的参数;  $\epsilon_{L0}$  是平行木纹方向压缩初始破坏应变;  $\epsilon_{R0}$  和  $\epsilon_{T0}$  是垂直木纹方向压缩初始二次硬化应变

如图 62 所示, 由于木材本身具有各向异性的特点, 其力学性能取决于纹理方向和负载类型。适当的材料模型是可靠分析的基础。现有通用设计软件包中包含的本构模型往往有限, 不适合准确预测木材的力学行为和破坏模式。一些研究人员为木质材料开发了专门的结构模型, 如 Wood<sup>s</sup>[3]和 Wood<sup>ST</sup>[17]。通常, 材料模型由用于描述弹性特性、强度准则、准脆性破坏模式的峰后软化、塑性流动、屈服破坏模式的硬化规则以及垂直于木纹压实的子模型组成。不过, 根据建模的复杂程度、情景和要求, 可以采用不同的构成模型和各种子模型组合。例如, 当载荷较小时, 由弹性特性组成的本构模型通常足以确定木构件的挠度和应力分布; 然而, 当需要承载能力、破坏模式或两者兼而有之时, 则需要在本构模型中加入强度准则。如果对后强度行为感兴趣, 则需要在构造模型中包含后峰值软化、硬化和屈服(或全部)。如果木结构采用基于性能的设计原理设计, 木构件一般设计在弹性阶段, 不会出现失效或屈服, 那么只需使用弹性子模型进行模拟即可。

随着高层或大型木结构逐渐成为建筑行业的一种可行选择, 结构构件和连接也变得越来越复杂, 相应的设计也超出了一般设计软件包的兼容性范围。设计人员仍可使用任何工具进行设计, 但需要做出更多假设。设计和假设都必须通过测试、数值模拟或两者来验证。在这种情况下, 带有全面的木材本构模型的通用有限元软件是模拟分析的首选。全面的本构模型可以预测潜在的失效模式, 包括设计中可能忽略的失效模式, 从而提供更可靠的分析结果来支持设计。有了合适的本构模型, 就可以对木材的强度、稳定性和挠度问题进行研究和评估。但仍需利用工程判断仔细解释输出结果。

## 4.2 木结构力-变形模型

图 63显示了在木材连接往复循环加载测试中获得的典型滞回环。其显示的主要特征包括 (1) 非线性行为; (2) 稍微不对称的环路; (3) 不明确的屈服点; (4) 刚度随载荷循环次数的增加而降低; (5) 相对较胖的初始滞回环意味着大量的能量耗散; (6) 第一个加载循环后, 滞后环中间的环区变窄(捏拢效应); (7) 在重复加载循环时, 相同变形下的强度下降; (8) 较大变形下的强度下降; (i) 相对较高的延性值。连接模型在木结构建模中起着关键作用。

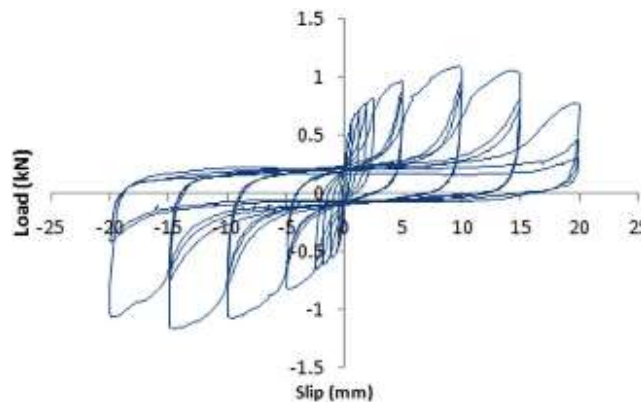


图 63. 钉子连接的荷载-变形滞回曲线[42]



### 4.2.1 骨架曲线

在非线性静态分析（pushover）中，结构要承受重力荷载和单调递增的侧向荷载共同作用，直到达到模型的最大变形能力。这就需要有一个骨架曲线模型来计算木连接的弹性和塑性行为，以及残余强度和位移。然而，目前还没有专门用于木连接的骨架曲线模型。另外，ASCE 41 [43]和Koliou 等人[44]针对轻型木结构剪力墙提出的骨架曲线模型（图 64）也可用于木材连接，因为剪力墙和钉连接的骨架曲线相似。通用 ASCE 41 骨架曲线模型（图 64 (a)）考虑了强度退化和残余强度，并根据弹性和塑性区域进行定义。Koliou 等人的包络骨架曲线模型是通过将广义力-变形关系的参数与 CUREE-Caltech 木框架项目中使用的滞后模型的参数连接起来而提出的。图 64 (b) 示意性地显示了根据循环数据提出的骨架曲线形状。确定该曲线形状的参数与滞后模型的一些参数非常吻合。建议的包络曲线的一个重要方面是，它将木结构剪力墙的残余强度和位移作为极限位移的一个因子 ( $\Delta_{u,max}$ )。为了避免计算收敛问题，建议将骨架曲线模型最大位移对应的荷载由零改为一个很小的正荷载，例如最大荷载的 1%。

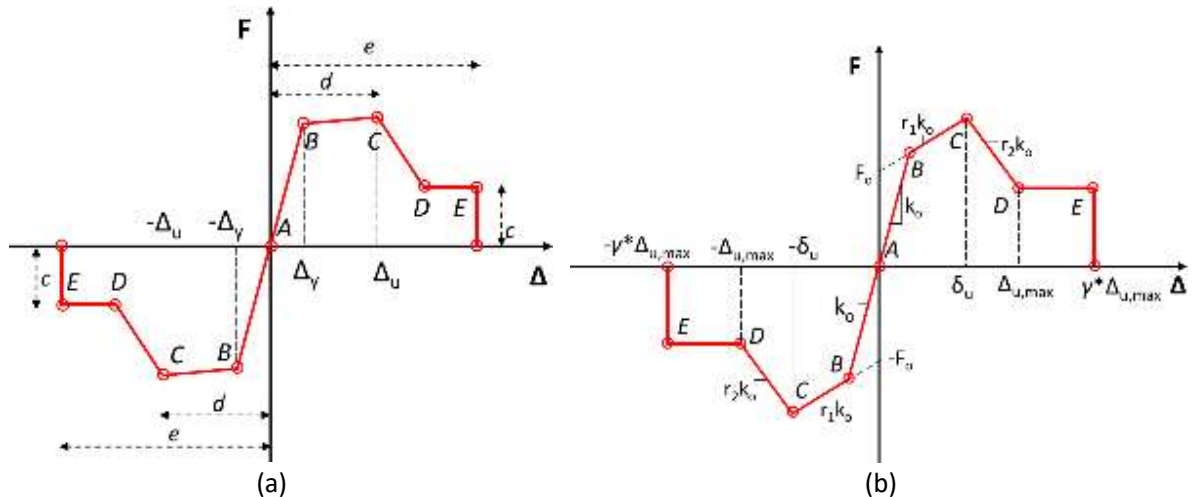


图 64. (a) ASCE 41 标准的通用力-变形关系模型[43]，以及 (b) Koliou 等人提出的骨架曲线包络线模型[44]

### 4.2.2 滞回曲线

非线性动力分析涉及结构非弹性响应，需要在建模时考虑刚度和强度退化、滞回能量耗散、粘性阻尼和二阶效应，以及地震波的选择和缩放。滞回曲线模型是此类模拟分析的重要组成部分。过去几十年来，学者们针对木连接和结构的动态分析开发了各种类型的滞后曲线模型。一般来说，这些模型可分为三大类（图 65）：基于力学的模型、经验模型和数学（现象学）模型。

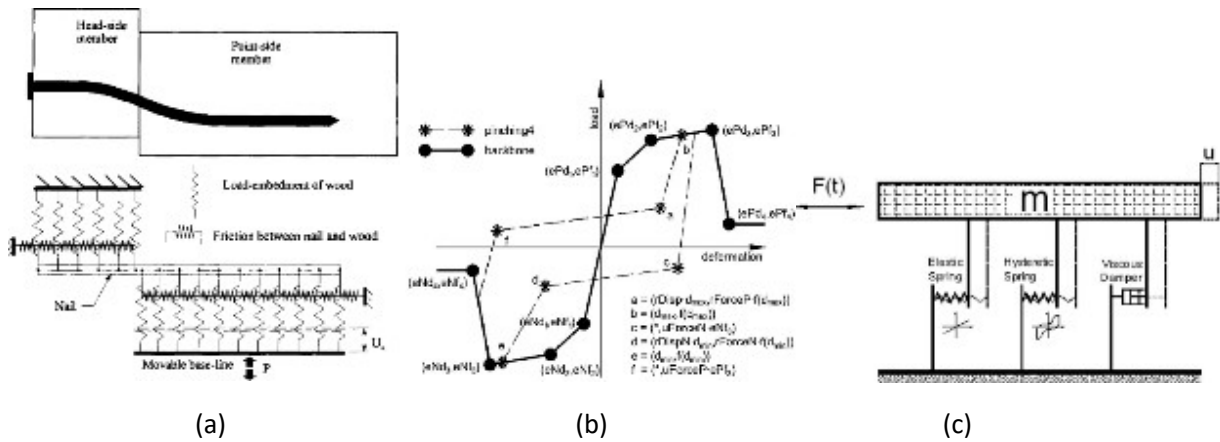


图 65. 典型滞回曲线模型例子: (a) 基于力学的模型 [45], (b) 经验模型 [46]和 (c) 数学 (现象学) 模型 [47]

基于力学的模型使用特定的结构单元来模拟紧固件和木构件。例如，对于图 65 (a) 所示的钉连接，Chui 等人[45]和 Foschi [48]将钉和木材模拟为弹性梁和非线性基础。这些模型依赖于紧固件的基本材料特性和周围木材的销槽承压特性。它们为木连接的滞回环提供了相当高的精度。这种方法使用工程师更为熟悉的材料属性，例如，弹性模量和屈服应力等，而不是使用有时难以赋予具体物理意义的校准参数。此类模型可自动适应任何加载历史（无论是力还是位移），并随着缝隙的形成而产生捏拢滞回曲线，从而使模型与加载协议无关。基于力学的模型虽然不像其他模型那样需要拟合工具来确定模型参数，但它需要更多的计算，因为它在每个时间步都要解决一个非线性问题。

经验滞回模型，也称为参数滞回模型，常用于结构工程中。它们通过指定一系列加载和卸载路径规则来发挥作用。这些规则通常涉及一组根据给定加载（载荷或位移）协议条件下获取的连接或组件的试验响应进行校准的参数。学者们多次尝试为在往复循环荷载作用下的木连接建立了经验滞回模型，例如 Kivell 模型、Stewart 模型、Ceccotti 模型、修正 Stewart 模型或 MSTEWE 模型、Rinaldin 模型和 Pinching4 模型（图 65[b]）。对于比测试连接中已发生的变形更大的变形，模型遵循描述静载荷下连接行为的包络或骨架曲线。经验模型为木连接的滞回环提供了良好的拟合精度，但并不依赖于其力学性能。虽然它们依赖于物理参数，如位移、力和刚度，但模型参数必须根据现有测试结果（即滞回环）进行校准。这意味着大多数模型只能用于已知木连接滞回行为的特定情况。此外，还不能确定拟合的参数集是否能正确模拟其他加载协议的滞回曲线。

数学模型也称为现象学模型。一般来说，数学模型并不涉及通过对滞回环来详细分析系统的物理行为，而是将对滞回系统的一些物理解与某种形式的黑箱建模相结合。过去几十年来，人们提出了各种滞回数学模型。其中，最广为接受的是一种微分模型，最初由 Bouc 提出，随后由 Wen 和其他研究人员加以推广。该模型被称为 Bouc-Wen 模型，被广泛用于土木工程和力学工程中构件和设备滞回行为的数学描述。该模型通过一个没有指定参数的一阶非线性微分方程将恢复力和变形联系起来。通过选择合适的参数，数学模型可以生成各种不同形状的滞回环，并考虑强度退化、刚度退化，甚至非弹性结构的捏拢特性。

Foliente[47]修改了 Bouc-Wen-Baber-Noori (BWBN) 模型，以描述木连接滞回行为的一般特征。图 65(c) 显示了修改后的 BWBN 模型的示意图，即一个单自由度系统的质量归一化运动方程，该系统



由一个质量与非线性滞回弹簧、一个线性弹簧和一个粘性阻尼器并联组成。数学模型为木连接的滞回环提供了良好的拟合精度，但并不直接依赖于力学特性和物理参数。模型参数必须根据测试结果（即力-位移曲线）进行校准。虽然此模型的计算时间很短，但校准参数的过程可能会很漫长。如果试验荷载-位移曲线不能提供足够的信息，如捏拢或刚度退化，则可能无法正确校准其控制参数。

## 5 非线性分析

### 5.1 一般规定

建筑结构分析方法应根据分析目的、结构类型、材料性能和受力特点等因素进行选用，当结构的非线性状态显著时，应采用非线性分析方法进行结构分析。其中，材料的非线性指标宜取平均值或通过试验确定，对几何非线性影响敏感的空间结构等结构类型，应考虑几何非线性的影响。

非线性分析可适用于施工阶段、正常使用阶段、地震作用及偶然荷载作用下的损伤破坏过程模拟、稳定性分析及抗震分析。下列结构应进行罕遇地震作用下的非线性分析：

- 同时具有竖向和平面不规则的结构；
- 采用抗震性能化设计方法的结构。

下列结构宜进行罕遇地震作用下的非线性分析：

- 具有竖向不规则的结构；
- 具有平面不规则的结构；
- 存在需验证抗震性能关键构件的结构。

通过结构的非线性分析，宜达到下列目标：

- 在地震等外力作用下，验证结构传力途径及屈服机制的合理性；
- 验证结构具备必要的承载能力，良好的变形能力及耗能能力；
- 避免因部分结构或关键构件破坏，导致整个结构丧失对重力荷载的承载能力或抗震能力；
- 为合理的结构二道（多道）防线设计提供量化依据；
- 确定结构的薄弱楼层及薄弱部位，为采取措施提高结构抗倒塌能力提供量化依据。

### 5.2 分析方法

建筑结构的非线性分析，可根据结构特点，采用非线性静力分析方法、非线性动力分析方法。当需要时，可以采用两个独立的非线性分析软件进行计算和校核。

建筑结构的非线性静力分析，应符合下列规定：

- 可在结构的各主轴方向分别施加单向水平力进行非线性静力分析；
- 水平力可作用在各层楼板的质心位置，可不考虑偶然偏心的影响；



- 水平力沿建筑结构高度的分布形式应根据结构高度和实际受力特点采用，宜根据结构主控振型叠加或规定水平地震力方式得到，计算过程中可保持不变或实时变化；
- 结构的每个主轴方向可采用不少于两种水平力沿高度分布模式；
- 采用能力谱时，地震需求谱应根据现行国家标准规范规定的地震影响系数曲线得到，或有建筑场地的地震安全性评价提出的地震作用反应谱得到。

建筑结构的非线性静力分析，可按下列步骤进行：（1）建立结构非线性分析模型；（2）进行静力推覆分析，得到结构基底剪力—顶点位移关系及结构与构件的塑性发展过程；（3）采用能力谱、目标位移等方法确定在预期地震等外界作用下结构的整体响应；（4）判断建筑结构在预期地震等外界作用下的损伤破坏情况及安全性

建筑结构的非线性动力分析，应符合下列规定：

- 采用非线性动力分析隐式积分求解方法时，应保证每加载时间步的收敛性，即非线性迭代的内外力应达到平衡；
- 采用非线性动力分析显式积分求解方法时，积分时间步长不应大于计算方法的稳定步长；
- 当采用振型叠加法时，振型的选取及数量应能体现结构的主要振动方法，一般应体现两个水平方向前 3 阶振型的影响；
- 阻尼考虑方法可采用瑞利阻尼、振型阻尼等方法，当采用瑞利阻尼时，不应进行简化处理；
- 木结构的非线性动力分析，当填充墙及内隔墙较少或在非线性分析模型中直接参与计算时，结构阻尼比可取 0.02；当填充墙及内隔墙较多且不在非线性分析模型中直接参与计算时，结构阻尼比不宜大于 0.05；
- 混合结构阻尼比可根据专门研究结果确定，不宜少于 0.02，且不宜大于 0.05，应考虑填充墙及内墙数量以及是否是非线性分析模型中直接参与计算等因素确定；
- 宜采用对数正态分布拟合不同强度地震作用下的结构倒塌易损性概率分布，并进一步判断结构的倒塌风险。

建筑结构的非线性分析，宜以施工全过程完成后的状态为初始状态。当满足以下条件时，应以施工全过程完成后的状态为初始状态：

- 柔性空间结构、跨度不小于 60m 的大跨度结构或单向跨度不小于 100m 的空间结构；
- 单跨跨度不小于 30m 的大跨度钢木混合结构和预应力木结构；
- 张拉弦等存在预应力的张拉索结构；
- 施工中存在构件延迟安装的结构；
- 材料特性及施工过程对结构内力有显著影响的结构。

建筑结构的非线性分析宜考虑几何非线性影响，而下列情况应考虑几何非线性影响：

- 多层结构在地震作用下，结构基底重力附加弯矩大于初始倾覆弯矩的 10%，或考虑重力二阶效应后顶点侧向位移增幅大于 10%；
- 单层网壳以及厚度大于跨度 1/50 的双层空间网格结构；
- 跨度大于 24m 的屋盖结构、跨度大于 12m 的转换结构或连体结构、悬挑长度大于 5m 的悬挑结构；
- 存在预应力拉索，拉杆等；



- 考虑几何非线性对结构和构件的内力影响超过 10% 的其他结构。

多高层和大跨度木结构建筑的非线性分析，应符合下列规定：

- 梁、柱、支撑、剪力墙以及楼板等木结构构件，应根据实际情况和精度要求采用适宜的分析模型，宜采用精细化模型进行非线性分析；
- 应合理采用木材、连接件的力学性能指标及本构关系模型（4.1），恢复力模型（4.2）宜根据试验确定；
- 非线性分析模型应体现木结构的非感性连接。

高层建筑结构的整体非线性分析，计算模型底部应取至嵌固端所在位置。当某层地下室与上一层侧向刚度比大于 2 且构造符合线性国家标准规范的规定时，该层地下室楼板可作为上部结构嵌固部位，其他情况计算模型应包含地下室部分；地下室回填土刚度应按照实际情况确定，不应按照地下刚度确定回填土刚度，当无确切回填土参数时，可不考虑回填土刚度作用。多塔结构、连体结构的非线性分析，应采用包含裙房、塔楼及连体部分的整体模型。

建筑结构非线性分析的整体模型，当楼梯间构件对结构刚度贡献不可忽略时，宜包含楼梯间结构构件，分析模型应能反映楼梯间结构构件的受力状态、可能的损伤破坏模式及主体结构的连接关系。

建筑结构的非线性分析，应考虑建筑附属设备及非结构构件的下列影响：

- 建筑附属机械、电气设备的质量和所产生的荷载；
- 非结构构件的质量与所产生的荷载，包括附着于楼面和屋面结构上的非结构构件、楼梯间的非承重墙体、结构的围护墙于隔墙，以及幕墙和装饰贴面等；
- 非结构构件对主体结构的受力影响较大时，宜直接采用非线性单元模拟非结构构件的刚度、质量和阻尼作用，并应适当减少结构阻尼比。

预配式木结构进行非线性分析时，宜根据节点和接缝在受力全过程中的特性进行节点和接缝的模拟，节点和接缝的非线性行为可根据试验研究确定。

## 5.3 地震作用

建筑结构非线性分析的地震作用方向，应符合下列规定：

- 非线性动力分析应计算双向水平地震作用，宜计算包含竖向分量的三向地震作用；
- 8、9 度时的大跨度和长悬索结构及 9 度时的高层建筑，应计算三向地震作用；
- 存在转换结构或斜柱（斜撑）时，应计算三向地震作用；
- 应至少在建筑结构的两个主轴方向，分别计算水平地震作用；
- 有斜交抗侧力构件的结构，当相交角度大于 15° 时，应计算不利方向地震作用。

建筑结构非线性动力分析所采用的地震动时程及结果，应符合下列规定：

- 取三组地震动时程时，计算结果应取包络值；取七组及七组以上的地震动时程时，计算结果可取平均值；



- 应按建筑场地类别及设计地震分组，选用实际强震记录及人工模拟的地震动时程，实际强震记录的数量不应小于总数量的 2/3。多遇地震、设防地震、罕遇地震或极罕遇地震作用的加速度峰值可按《建筑结构弹塑性分析技术规程》表 3.5.2-1 采用。为方便，该表被摘录下面，即表 2。

表 2 地震动时程的加速度峰值 (cm/s<sup>2</sup>)

| 设防烈度  | 6 度 | 7 度       | 8 度       | 9 度  |
|-------|-----|-----------|-----------|------|
| 多遇地震  | 18  | 35 (55)   | 70 (110)  | 140  |
| 设防地震  | 50  | 100 (150) | 200 (300) | 400  |
| 罕遇地震  | 125 | 220 (310) | 400 (510) | 620  |
| 极罕遇地震 | 160 | 320 (460) | 600 (840) | 1080 |

注：括号内数值分别用于设计基本地震加速度为 0.15g 和 0.30g 的地区。

- 采用实际强震记录，应能体现建筑结构所在场地特征，并应能激发结构产生较为显著的内力和位移响应，体现结构于构件的可能损伤于破坏状态；
- 采用人工地震动时程，应以现行国家标准规范规定的反映谱为基准，人工地震动时程的反映谱与规范反应谱在结构主控周期上的误差不宜超过 10%；
- 进行设防地震、罕遇地震或极罕遇地震作用下的非线性动力分析，应首先进行弹性动力分析，验证每个地震动时程计算所得结构底部剪力为振型分解反应谱法计算结果的 65%~135%，多组地震动时程所得结构底部剪力的平均值为振型分解反应谱法计算结果的 80%~120%，多组地震动时程的平均地震响应系数曲线应与振型分解反应谱法所采用的地震影响系数曲线在统计意义上相符；
- 计算三向地震作用时，三个方向加速度峰值比例关系可取为 1: 0.85: 0.65；计算双向地震作用时，两个方向加速度峰值比例关系可取为 1: 0.85；当存在结构以竖向地震作用为主情况时，应根据实际情况和可靠研究成果确定三个方向加速度峰值比例关系；
- 地震动时程的有效持续时间不宜小于建筑结构基本自振周期的 5 倍和 15s，且输入能量应在地震作用结束时逐渐趋近于零，地震动时程的时间间距不应超过 0.02s；
- 罕遇地震或极罕遇地震作用下的非线性分析选取地震动时程时，特征周期应在《建筑结构弹塑性分析技术规程》表 3.5.2-2 中数值的基础上再增加 0.05s 或 0.10s。为方便，该表被摘录下面，即表 3。

表 3 特征周期值 (s)

| 设计地震分组 | 场地类型           |                |      |      |      |
|--------|----------------|----------------|------|------|------|
|        | I <sub>0</sub> | I <sub>1</sub> | II   | III  | IV   |
| 第一组    | 0.20           | 0.25           | 0.35 | 0.45 | 0.65 |
| 第二组    | 0.25           | 0.30           | 0.40 | 0.55 | 0.75 |
| 第三组    | 0.30           | 0.35           | 0.45 | 0.65 | 0.90 |

- 处于发震断裂两侧 10km 以内的结构，非线性动力分析时，应计入近场影响。若输入为非脉冲型地震动时程，地震作用的加速度峰值应乘以进场影响增大系数 1.5；若输入脉冲型地震动时程，可不放大地震作用的加速度峰值。



## 6 案例 1 (DLUBAL 软件提供)

### 6.1 模型概览

本节通过一单层木框架结构，介绍如何使用 DLUBAL RFEM6 对木结构进行建模、受力分析和规范校核。模型概览如下：

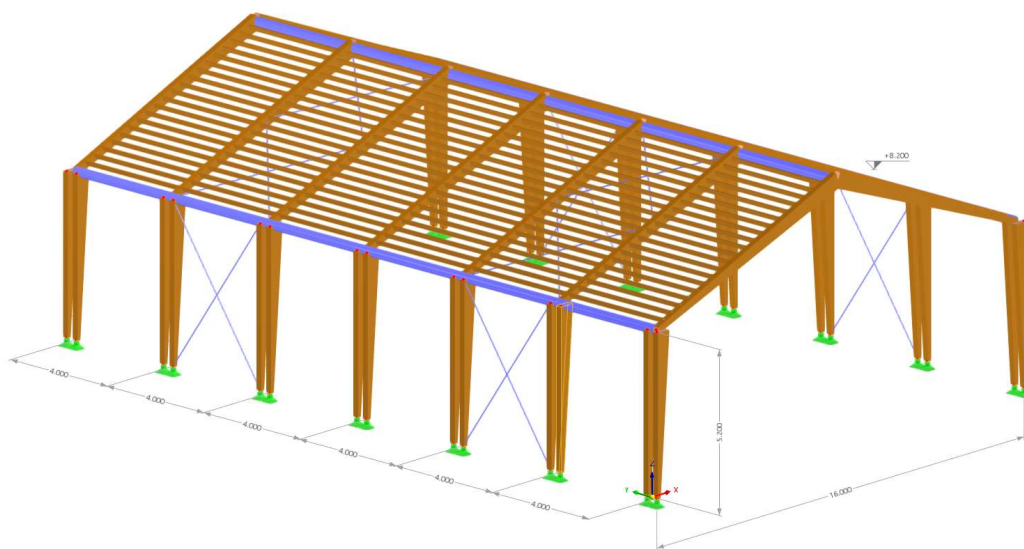


图 6.1 模型概览

本案例模型柱网尺寸为 16m x 4m，木材选用TC<sub>7</sub>32同等组合胶合木，钢材选用 Q235。立柱为双拼式变截面构件，截面尺寸为200 × 120~500；斜梁也为变截面构件，截面尺寸为200 × 200~500。立柱与斜梁连接节点做法如下，该节点的力学性能接近刚接：

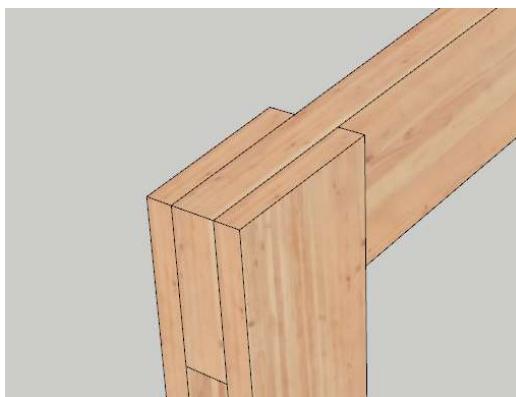


图 6.2 梁柱连接节点做法



在模型中，选择使用刚性杆模拟这种连接：

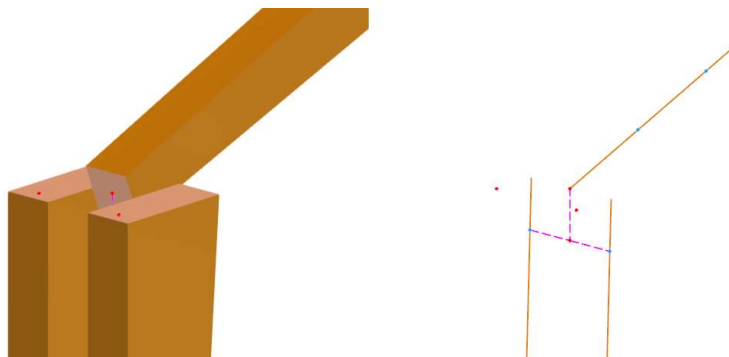


图 6.3 梁柱连接节点力学模型

檩条截面选用 $38 \times 140$ 矩形截面，檩条间距为 0.4m。

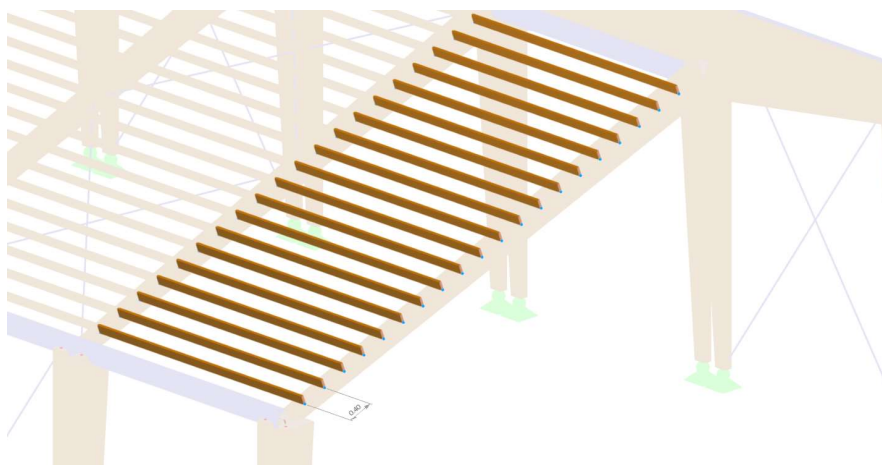


图 6.4 檩条布置详情

为增强结构抗侧刚度，为结构设置交叉支撑。交叉支撑选用16mm直径的实心圆钢。边缘和顶部檩条选用 $300 \times 6$ 空心圆钢管。

## 6.2 计算与结果查看

### 变形结果

1.完成计算后，您可以使用工具栏切换当前显示的工况，并使用工具栏中的按钮控制是否显示结果，以及是否显示结果数值。

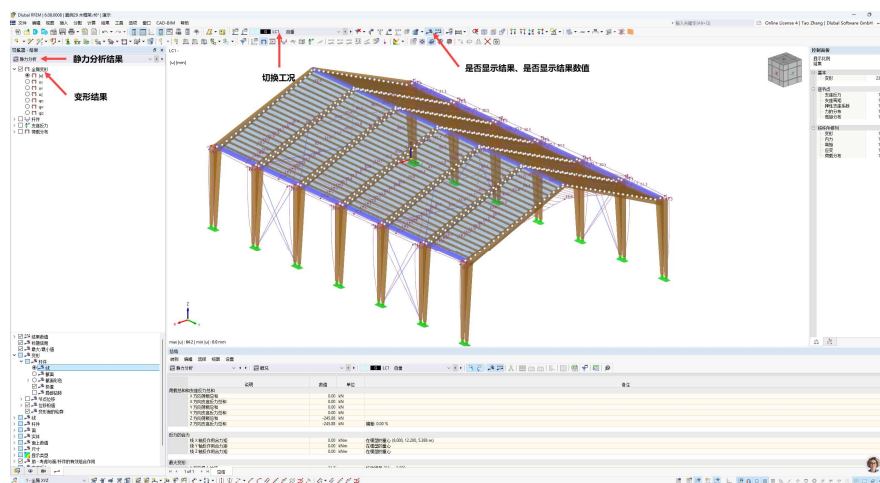


图 6.5 查看结果

2.您可以通过在左侧导航器结果中进行勾选，来控制程序显示变形结果，还是显示内力、应力结果。

3.在显示变形结果时，程序默认以单线图的风格进行显示。如果您希望以云图的风格进行显示，可以在导航器结果下方将杆件的变形结果风格选择为“截面彩色”。

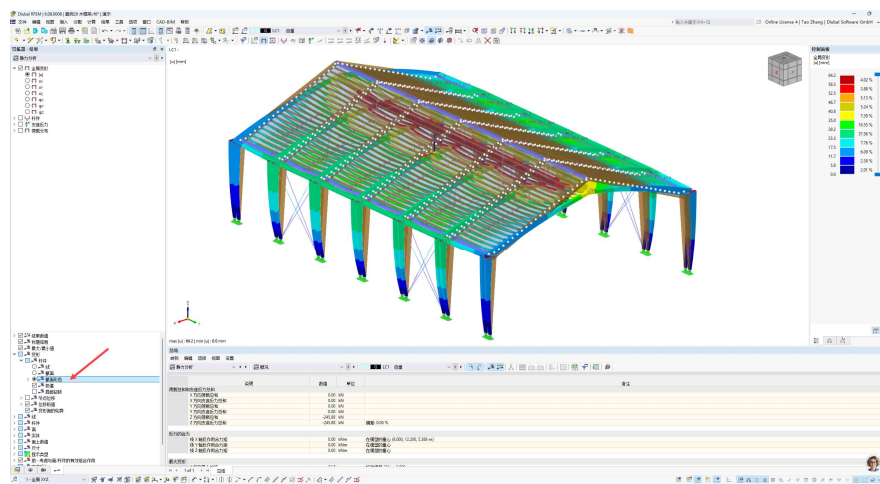


图 6.6 查看云图风格变形结果

4.在查看静力分析结果时，程序还可以输出设计状况的包络结果。例如，您可以使用工具栏将“基本组合”设置为当前状况：

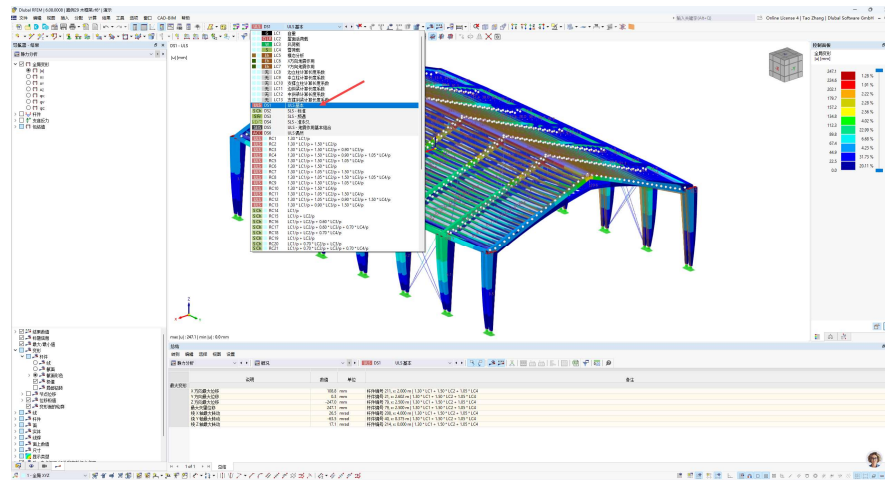


图 6.7 查看设计状况的包络结果

5.此后，您可以使用左侧【导航器结果】来控制显示包络的最大值还是最小值，亦或两者同时显示。

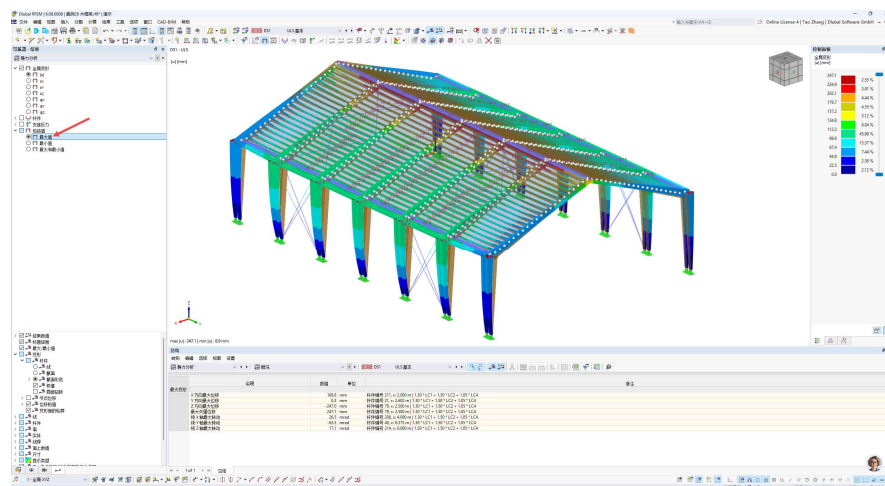


图 6.8 控制包络结果显示类别

## 内力结果

1.在左侧【导航器结果】的【静力分析】结果中，您除了可以查看全局变形结果以外，还可以查看杆件内力(轴力、剪力、弯矩等)结果。

## MODELLING GUIDE FOR DESIGN OF GLULAM STRUCTURES – 胶合木结构模拟分析指南

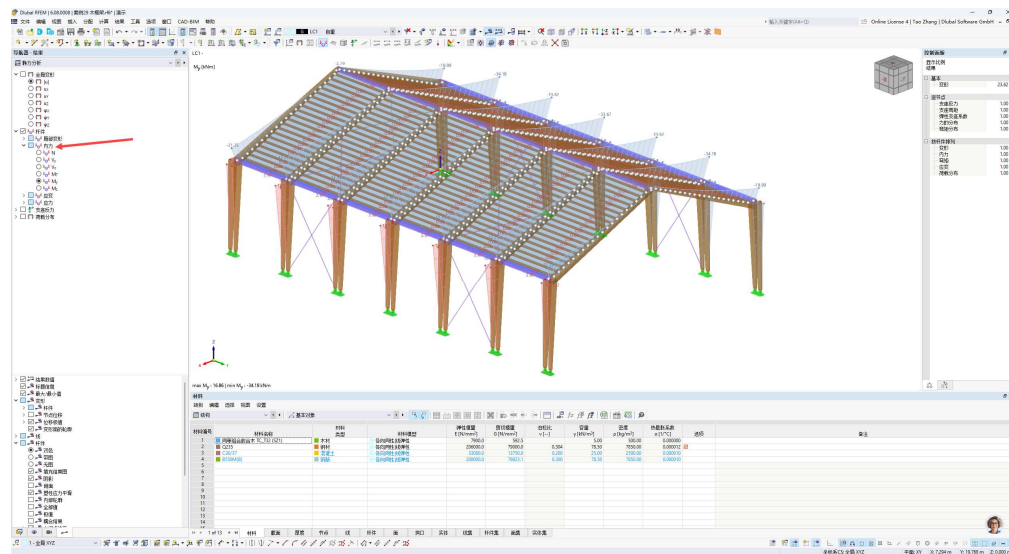


图 6.9 查看内力结果

2.在查看内力结果时，您可以将模型显示风格切换至线框图，以免模型对结果查看造成干扰。

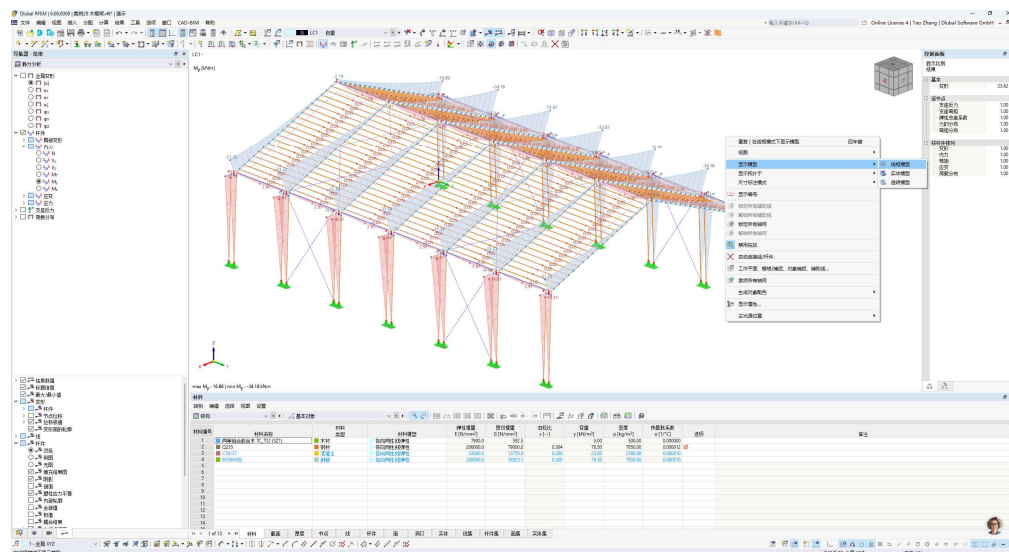


图 6.10 切换模型显示风格



3.与变形一样，内力结果也有着多种显示风格。您可以在【导航器结果】下方切换内力的显示风格。

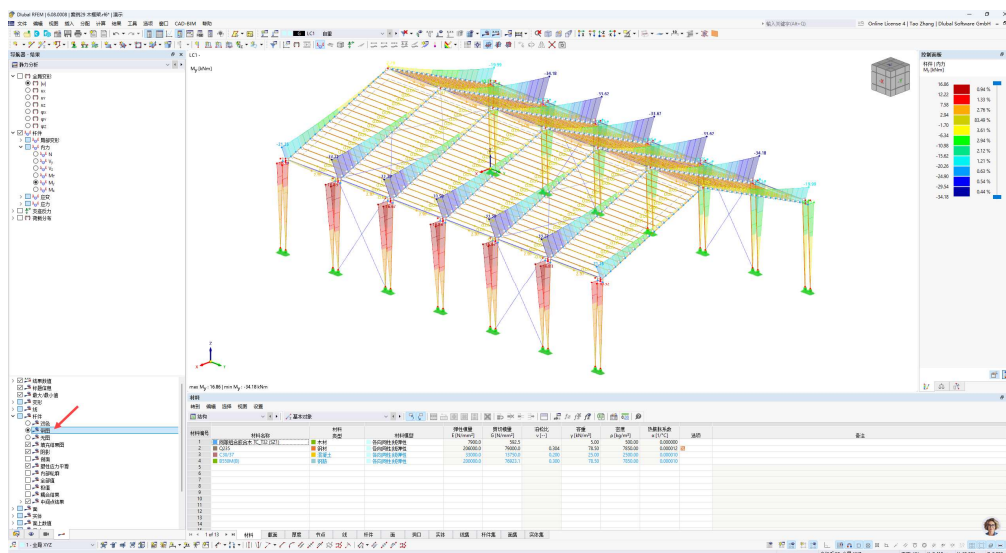


图 6.11 切换杆件结果风格

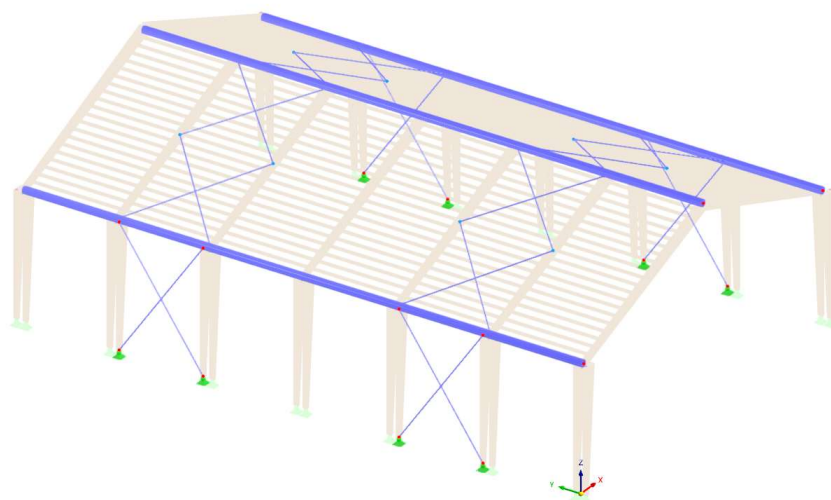


图 6.12 钢构件布置详情



## 7 案例 2

### 7.1 工程概览

工程位于雄安新区，结构体系为 6 层混凝土剪力墙胶合木框架结构，底部两层为混凝土框架剪力墙结构，3~6 层为混凝土剪力墙胶合木带支撑框架结构。檐口高度 23.4m。功能定位：商用住宅加办公；地震：场地设防烈度 8 度，设计基本地震加速度 0.2g；地震分组第一组，场地类别 II 类。本工程抗震设防类别划分为丙类建筑。剪力墙考虑抗震等级二级，混凝土框架抗震等级二级，胶合木框架抗震等级四级。建筑结构安全等级：二级；结构重要性系数 1.0；设计使用年限：50 年；活载 L：楼面活荷载  $2.0\text{kN/m}^2$ ；雪载 S：按《建筑结构荷载规范》（GB 50009-2012），取 50 年一遇基本雪压为  $0.45\text{kN/m}$ ；风荷载 W：按《建筑结构荷载规范》（GB5009-2012），考虑木结构建筑对风荷载的敏感性，取 100 年一遇基本风压为  $0.40\text{kN/m}^2$ 。

### 7.2 模型概览

结构整体采用有盈建科进行建模计算，迈达斯 GEN 作为第二软件复核。屋面胶合木梁采用梁单元模拟。胶合木柱底铰接，胶合木梁之间连接均为铰接。模型如图 7.1 和 7.2。所有木构件采用同等组合胶合木 TCt32《木结构设计标准》，抗弯强度 22.3Mpa，顺纹抗压 19 Mpa，顺纹抗拉 14.2Mpa。弹性模量 9500 Mpa。材料特性如图 7.3 所示

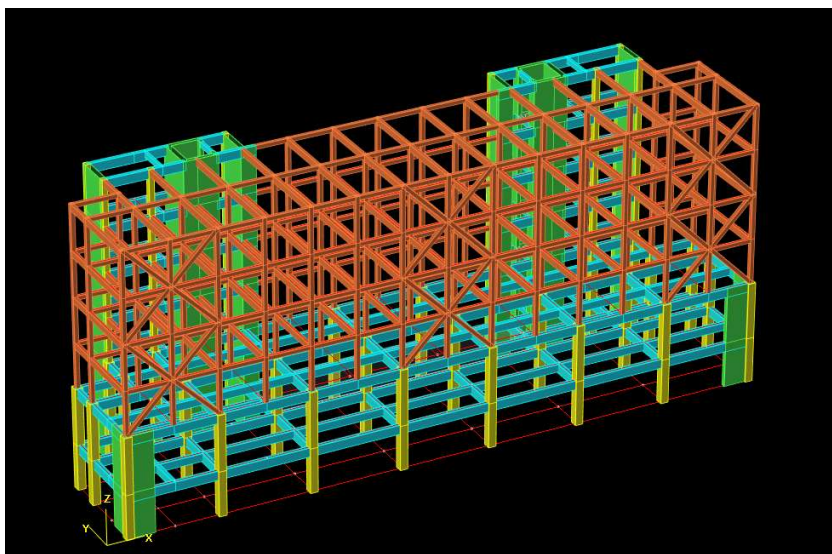


图 7.1 盈建科模型建立图

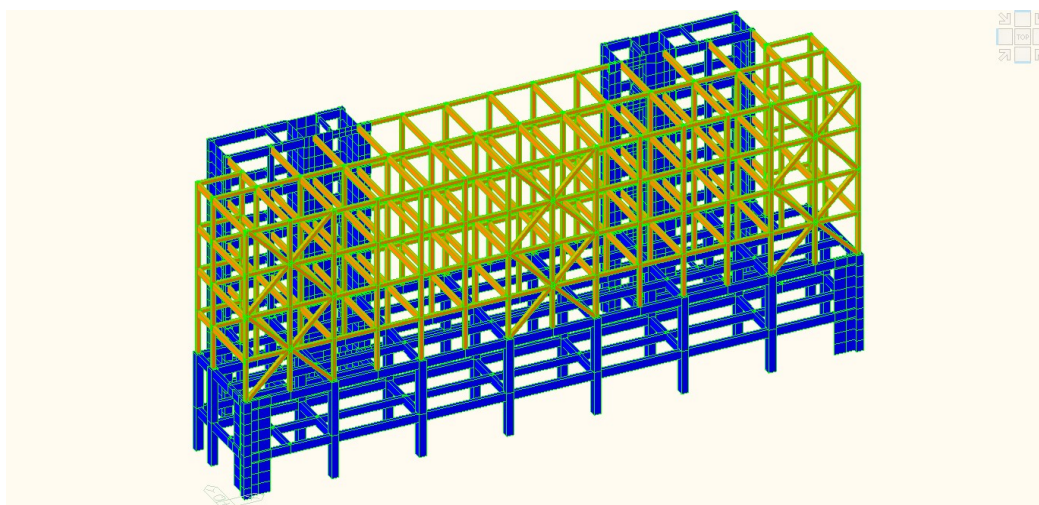


图 7.2 迈达斯 GEN 模型建立图

材料数据

一般  
材料号: 1 名称: Tot32

弹性数据  
设计类型: 用户定义

用户定义  
规范: 无  
数据库:   
产品:   
混凝土  
规范:   
数据库:   
材料类型  
☒ 各向同性 ☐ 各向异性

用户定义  
弹性模量: 9.5000e+003 N/mm<sup>2</sup>  
泊松比: 0.3  
线膨胀系数: 0.0000e+000 1/[C]  
容重: 7.5e-006 N/mm<sup>3</sup>

图 7.3 木材材料参数

## 7.3 计算与结果查看

下图中 7.4 和 7.5 给出迈达斯模型胶合木梁单元弯矩包络图形, 可得图中最不利胶合木梁应力为 7.1Mpa, 为 3~5 层 Y 方向框架梁, 截面 220x500 最大应力值为 7.1Mpa < 22.3Mpa。屋面层最不利胶合木梁应力为 4.7 Mpa < 22.3Mpa, 位置为屋面 Y 方向框架梁, 满足设计要求。其余胶合木梁构件应力均比较小, 满足强度要求。胶合木梁上表面满铺 NLT 板及 15 厚定向刨花板, 梁受弯稳定满足规范要求。

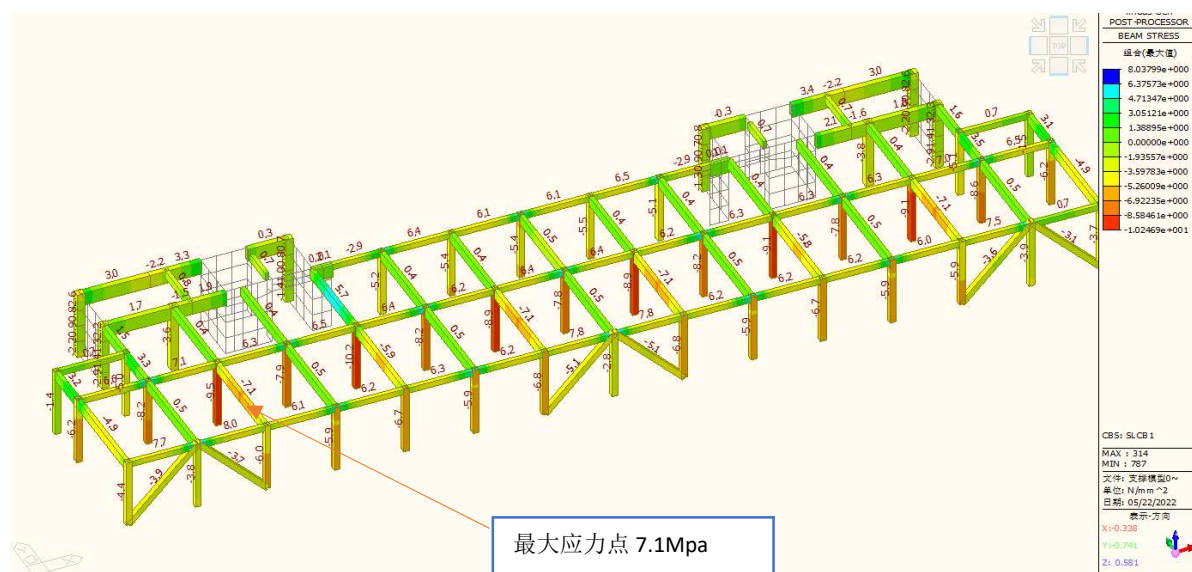


图 7.4 迈达斯模型三~五层胶合木梁应力包络图

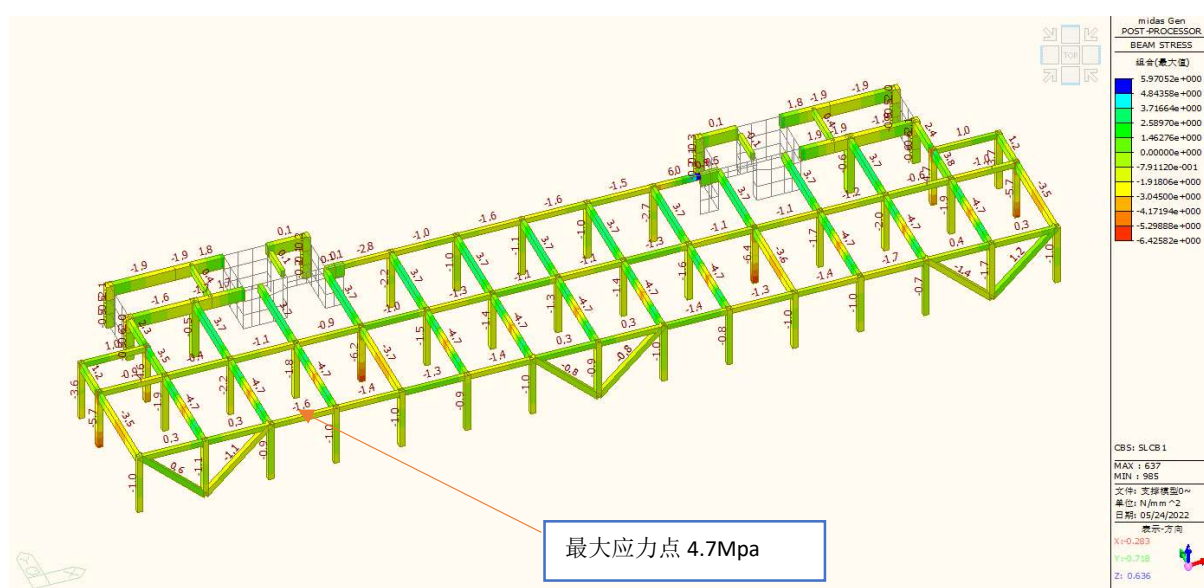


图 7.5 迈达斯模型屋面层胶合木梁应力包络图

所有竖向构件均可满足地震工况作用下位移角 1/800 要求。由于木结构自重较小，混凝土核心筒抗侧刚度大，且胶合木框架 X 向三道交叉木支撑，抗刚度较大，故位移量较小且存在较大富余，满足规范位移要求。



## 8 参考文献

- [1] Z. Chen, E. Karacabeyli, and C. Lum, *A survey on modelling of mass timber* (no. 301011232). Vancouver, Canada: FPInnovations, 2017.
- [2] Z. Chen, D. Tung, and E. Karacabeyli, Z. Chen, D. Tung, and E. Karacabeyli, Eds. *Modelling guide for timber structures*. Pointe-Claire: FPInnovations, 2022.
- [3] Z. Chen, E. Zhu, and J. Pan, "Numerical simulation of wood mechanical properties under complex state of stress," *Chinese Journal of Computational Mechanics*, vol. 28, no. 4, pp. 629-634, 640, 2011.
- [4] *Eurocode 5: Design of Timber Structures – Part 1-2: General Rules – Structural Fire Design*, EN 1995-1-2, CEN, Brussels, Belgium, 2004.
- [5] P. J and K. A, *Structural timber design to Eurocode 5*. Malden: Blackwell Publishing, 2007.
- [6] Z. Chen, M. Popovski, and P. Symons, "Advanced wood-based solutions for mid-rise and high-rise construction: structural performance of post-tensioned CLT shear walls with energy dissipators," FPInnovations, Vancouver, 301012204, 2018.
- [7] I. A. MacLeod, *Modern Structural Analysis*. thomas telford, 2010.
- [8] E. Karacabeyli and C. Lum, *Technical guide for the design and construction of tall wood buildings in Canada (2<sup>nd</sup> ed.)*. Pointe-Claire, Canada: FPInnovations, 2021.
- [9] R. Van Bakel, G. Rinaldin, A. Leijten, and M. Fragiaco, "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*, vol. 46, no. 8, pp. 1307-1324, 2017.
- [10] A. Leijten, S. Ruxton, H. Prion, and F. Lam, "Reversed-cyclic behavior of a novel heavy timber tube connection," *Journal of Structural Engineering*, vol. 132, no. 8, pp. 1314-1319, 2006.
- [11] M. Fragiaco and M. Batchelar, "Timber Frame Moment Joints with Glued-In Steel Rods. I: Design," *Journal of Structural Engineering*, vol. 138, no. 6, pp. 789-801, 2012, doi: doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000419.
- [12] A. H. Buchanan and R. H. Fairweather, "Seismic design of glulam structures," *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, vol. 26, pp. 415-436, 1993.
- [13] B. Kasal, P. Guindos, T. Polocoşer, A. Heiduschke, S. Urushadze, and S. Pospíšil, "Heavy Laminated Timber Frames with Rigid Three-Dimensional Beam-to-Column Connections," *Journal of Performance of Constructed Facilities*, vol. 28, 2014.
- [14] R. Gohlich, J. Erochko, and J. E. Woods, "Experimental testing and numerical modelling of a heavy timber moment-resisting frame with ductile steel links," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 47, no. 6, pp. 1460-1477, 2018, doi: <https://doi.org/10.1002/eqe.3025>.
- [15] *Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-1: General - Common rules and rules for buildings*, EN 1995-1-1, CEN, Brussels, Belgium, 2018.
- [16] Z. Chen and M. Popovski, "Connection and system ductility relationship for braced timber frames," *Journal of Structural Engineering*, vol. 146, no. 12, p. 04020257, 2020, doi: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0002524](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002524).
- [17] Z. Chen, C. Ni, C. Dagenais, and S. Kuan, "Wood<sup>ST</sup>: A temperature-dependent plastic-damage constitutive model used for numerical simulation of wood-based materials and connections," *Journal of Structural Engineering*, vol. 146, no. 3, p. 04019225, 2020, doi: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0002524](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002524).



- [18] M. Bruneau, C.-M. Uang, and R. Sabelli, *Ductile design of steel structures (2<sup>nd</sup> ed.)*. McGraw-Hill, 2011, pp. -1.
- [19] NIST, "Seismic design of steel special concentrically braced frame systems: A guide for practicing engineers," in "NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 8," Applied Technology Council and the Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering, Gaithersburg, GCR 13-917-24, 2013.
- [20] NIST, "Seismic design of steel buckling-restrained braced frames: A guide for practicing engineers," in "NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 11," Applied Technology Council and the Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering, Gaithersburg, GCR 15-917-34, 2015.
- [21] Z. Chen, M. Popovski, and P. Symons, "Solutions for Upper Mid-Rise and High-Rise mass Timber Construction: Seismic Performance of Braced Mass Timber Frames – Year 1," FPinnovaitons, Vancouver, 2019.
- [22] Z. Chen and M. Popovski, "Expanding Wood Use Towards 2025: Seismic Performance of Braced Mass Timber Frames – Year 2," FPinnovaitons, Vancouver, 2020.
- [23] Z. Chen and M. Popovski, "Expanding wood use towards 2025: performance and draft design guidelines for braced timber frames under lateral loads," FPinnovations, Vancouver, 301014059, 2021.
- [24] *National Building Code of Canada: 2020*, NRC, 2015/01/01 2022.
- [25] H.-E. Blomgren, J.-P. Koppitz, A. Valdés, and E. Ko, *THE HEAVY TIMBER BUCKLING-RESTRAINED BRACED FRAME AS A SOLUTION FOR COMMERCIAL BUILDINGS IN REGIONS OF HIGH SEISMICITY*. 2016.
- [26] M. Fujimoto, T. Aoyagi, K. Ukai, A. Wada, and K. Saito, "Structural Characteristics of Eccentric K-Braced Frames," *Trans.AIJ*, vol. 195, pp. 39-49, 1972.
- [27] R. Tanabashi, K. Naneta, and T. Ishida, "On the Rigidity and Ductility of Steel Bracing Assemblage," presented at the the 5th World Conference on Earthquake Engineering, Rome, 1974.
- [28] G. A. MacRae, Y. Kimura, and C. Roeder, "Effect of Column Stiffness on Braced Frame Seismic Behavior," *Journal of Structural Engineering*, vol. 130, no. 3, pp. 381-391, 2004, doi: doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:3(381).
- [29] G. MacRae, "The development and use of the continuous column concept," presented at the Joint Proceeding of the 7th International Conference on Urban Earthquake Engineering & 5th International Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, 2010.
- [30] A. Wada, Z. Qu, H. Ito, S. Motoyui, H. Sakata, and K. Kasai, "Seismic Retrofit Using Rocking Walls and Steel Dampers," in *Improving the Seismic Performance of Existing Buildings and Other Structures*, 2009, pp. 1010-1021.
- [31] M. Popovski, "Structural systems with riveted connections for non-residential buildings," Forintek Canada Corp, Vancouver, 3279, 2004.
- [32] C. Murphy, C. P. Pantelides, H.-E. Blomgren, and D. Rammer, "Development of Timber Buckling Restrained Brace for Mass Timber-Braced Frames," *Journal of Structural Engineering*, vol. 147, no. 5, p. 04021050, 2021, doi: doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002996.
- [33] *Eurocode 1 - Actions on structures - Part 1-3: General actions - Snow loads*, CEN, Brussels, Belgium, 2003.
- [34] *Canadian highway bridge design code (CSA S6-19)*, CSA, Toronto, Ontario, 2019.
- [35] B. Andersson and G. Larsson, "Verification of buckling analysis for glulam arches," Master Master's thesis, Lund University, 2014.
- [36] *Engineering design in wood (CSA O86:24)*, CSA, Toronto, Ontario, 2024.



- [37] M. Salvadori, M. Levy, and J. J. Farrell, *Structural design in architecture*. Prentice-Hall, 1967.
- [38] R. Crocetti. "Hängtakskonstruktioner ger elegant spännvidd." TIDNINGEN TRÄ. <https://www.svenskttra.se/publikationer-start/tidningen-tra/2017-4/hangtakskonstruktioner-ger-elegant-spannvidd/> (accessed February 01, 2021).
- [39] S. Hofverberg, "Long-span tensile timber roof structures Development of design proposals adopting the Stress Ribbon concept," Master's thesis, Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden 2016.
- [40] M. Ingvarsson and D. Gustafsson, "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, Göteborg, Sweden, 2017.
- [41] K. Persson, "Analysis of Catenary Shaped Timber Structures," Master's thesis, Lund University of Technology, 2017.
- [42] M. Li, R. O. Foschi, and F. Lam, "Modeling Hysteretic Behavior of Wood Shear Walls with a Protocol-Independent Nail Connection Algorithm," *Journal of Structural Engineering*, vol. 138, no. 1, pp. 99-108, 2012, doi: doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000438.
- [43] ASCE, *Seismic evaluation and retrofit of existing buildings (ASCE/SEI, 41-17)*. American Society of Civil Engineers (ASCE) (in English), 2017.
- [44] M. Koliou, J. W. v. d. Lindt, and R. O. Hamburger, "Nonlinear Modeling of Wood-Frame Shear Wall Systems for Performance-Based Earthquake Engineering: Recommendations for the ASCE 41 Standard," *Journal of Structural Engineering*, vol. 144, no. 8, p. 04018095, 2018, doi: doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002083.
- [45] Y. H. Chui, C. Ni, and L. Jiang, "Finite-Element Model for Nailed Wood Joints under Reversed Cyclic Load," *Journal of Structural Engineering*, vol. 124, no. 1, pp. 96-103, 1998, doi: doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(1998)124:1(96).
- [46] L. N. Lowes and A. Altoontash, "Modeling Reinforced-Concrete Beam-Column Joints Subjected to Cyclic Loading," *Journal of Structural Engineering*, vol. 129, no. 12, pp. 1686-1697, 2003, doi: doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(2003)129:12(1686).
- [47] G. Foliente, "Stochastic dynamic response of wood structural systems," 1993.
- [48] R. Foschi, "Modeling the hysteretic response of mechanical connections for wood structures," presented at the 6th World Conference on Timber Engineering, Whistler, Canada, 2000.



## 附录 I: 木结构常用结构分析软件

以下是一些木结构的常用结构分析软件，以及它们的主要特点：

### (1) DIANA FEA

特点：

- 提供木材及其他材料的全面有限元分析。
- 包含特定于木材的材料模型和连接设计。
- 支持非线性、动态和地震分析等高级分析类型。
- 定制化木结构建模，包括连接、梁和楼板。

适用对象：从事详细和复杂木材设计的结构工程师。

### (2) RFEM（由 Dlubal 软件提供）

特点：

- 木结构三维建模。
- 支持木材构件如梁、柱、桁架和楼板的设计。
- 木结构的高级分析，包括动态分析、屈曲和稳定性检查。
- 包含了欧洲等国际木材设计规范。

适用对象：需要进行详细木结构分析的工程师，特别是涉及复杂几何形状的设计。

### (3) SAP2000

特点：

- 通用结构分析软件，支持木材材料。
- 提供木材连接和结构的非线性分析。
- 包含了多个地区的木材设计规范（例如，欧洲和美国规范）。

适用对象：需要处理多种材料（包括木材）的工程师，适用于无论是小规模或较大、甚至复杂木结构的设计。

### (4) ETABS

特点：

- 广泛用于建筑物设计和分析，包括木结构。
- 提供木材特定的材料模型，适用于木框架结构。
- 针对木柱、木梁和连接的设计功能。
- 包含多个地区的木材设计规范，并具有自动报告功能。



适用对象：从事木框架建筑或钢木混合设计的结构工程师。

#### (5) TimberCAD

特点：

- 专门针对木结构，提供分析和设计工具。
- 支持木梁、木柱和连接的设计。
- 提供自动化计算和木结构连接细节建模。
- 与 BIM 和 CAD 软件兼容，实现无缝工作流程。

适用对象：专注于木结构设计的工程师，特别是木框架建筑的设计。

#### (6) FEM-Design（由 StruSoft 提供）

特点：

- 综合性有限元分析软件，专注于木结构和混合结构。
- 支持木材特有的分析，如屈曲和剪切变形。
- 根据国际标准（Eurocode、NDS 等）进行木结构设计检查。
- 允许参数化建模，以提高设计迭代效率。

适用对象：需要深入结构分析并关注可持续性和性能的木结构设计工程师和建筑师。

#### (7) Sapphire（由 TechnoSoft 提供）

特点：

- 专为木材工程和框架设计定制。
- 支持木框架和木桁架的分析，并支持连接细节设计。
- 提供木材材料模型和自动设计检查功能。
- 包括简化报告功能，便于结果呈现。

适用对象：从事小型到中型木结构设计的工程师，特别是木框架建筑设计。

#### (8) Grasshopper（搭配 Karamba 3D 插件）

特点：

- Rhino 中的参数化设计工具，Karamba 3D 插件支持木材和其他材料的结构分析。
- 允许快速迭代和优化木结构设计。
- 支持一系列分析选项，包括木材特有的梁弯曲和剪切分析。
- 提供一个可视化和灵活的界面，供结构工程师和建筑师使用。

适用对象：对参数化设计感兴趣的设计师，专注于可视化和优化木结构设计。



### (9) Rstab (由 Dlubal 软件提供)

特点:

- 专注于木框架分析和设计。
- 提供木材模块, 允许对木梁、木柱和接头进行建模和分析。
- 支持木结构的动态、稳定性和使用性分析。
- 与各种国际木材设计规范兼容。

适用对象: 需要简洁工具进行木框架结构分析的工程师。

### (10) TimberTec

特点:

- 专门为木结构建设和结构分析设计。
- 执行详细的木结构设计计算, 包括梁、墙和接头的设计。
- 支持手动输入和 CAD 集成, 适用于木框架设计。
- 包含木材特定的材料属性和连接设计。

适用对象: 需要专门软件进行木框架和交叉层压木 (CLT) 设计的建筑师和工程师。

## 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