

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



Mémoire de Master

Présenté à l'université de Guelma

Faculté des sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Génie Civil

Option : Structures

Présentés par : KHALED KARIM

MAKABROU ROKIYA

Thème :

Calcul d'un portique en bois sous Castem et
vérification selon l'Eurocode 5

Sous la direction de : *Dr. NAFA Zahreddine*

Juin 2015



REMERCIEMENT

Toute notre parfaite gratitude et remerciement au dieu le plus puissant qui nous a aidé pour acheminer et élaborer ce travail ; avec un courage et une volonté remarquable.

*Et une profonde reconnaissance et considération aussi pour notre encadreur Docteur **NAFA ZAHREDDINE** Qui nous a donné le maximum des données techniques et des conseils judicieux complémentaires à ceux de nos fidèles professeurs durant toute la période de l'élaboration de ce projet.*

Nous saisissons également cette opportunité pour remercier tous les membres de jury d'avoir accepté d'examiner ce travail, et d'apporter tous les critiques nécessaires à l'amélioration de ce projet.

Enfin une très grande reconnaissance à tous ceux qui nous ont aidé de près ou de loin pour étudier et réaliser ce projet de fin d'étude.

DÉDICACE

Je dédie ce Mémoire à :

- *Mon père.*
- *Ma mère.*
- *Mes frères et mes sœurs.*
- *Toute ma famille KHALED*
- *Mes amies : Mouhssin, Abdsalam, lotfi, Hossam, Rachid, Badri, Hamdi, Hichem, Amine, Aladdine, Mohamed, Yazid, Ramzi, Ayoub, leur soutien et aide dans les moments difficiles ainsi que tous mes collègues à l'université de Guelma.*

- *A mes camarades de la Promotion de master 2014/2015.*
- *Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.*
- *à tous ceux et toutes celles qui m'ont accompagné et soutenu durant ces années de formation.*

KHALED KARIM

DÉDICACE

Je dédie ce travail à ceux qui me sont les plus chers au monde :

Respectueuses salutations et remerciements à l'ensemble de mes semblables.

- **Ma mère** : nous sommes fiers de t'avoir comme maman et d'avoir reçu de toi une éducation de qualité ; tu n'as ménagé aucun effort pour nous prouver ton amour maternel et celui du prochain, ces caractères font de toi une maman exemplaire, adorable et aimable.
- **Mon père** : Ta sagesse et franchise font de toi un père aimable que dieu vous garde le plus longtemps possible et j'espère que vous trouverez dans ce travail toute ma reconnaissance et tout mon amour.
- **A mes sœurs** : Salwa et tout sa famille (Fateh et Salsabil sa petite fille), Abla et Nardjes.
- **A mon cher frère** : Imad.
- **A mon cher mari** : Yassine et tout sa famille, ceux qui sont toujours à mes cotes pour me soutenir et m'encourager.

Toute ma famille Makabrou et toute la famille Larafa.

- **Le père de mon amie intime**: Rabah.
- **Mes amies et Ms Khatib.A.**
- Les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.
- A toute la Promotion 2015.

MAKABROU ROKIYA

Résumé

Ce projet de fin d'études consiste à calculer un portique en bois lamellé-collé faisant partie d'une structure d'un gymnase.

Pour cela nous avons décomposé l'étude en deux parties. La première partie comprend une étude bibliographique, expliquant généralement le matériau bois, le bois dans la construction, les structures en bois, le code de calcul CASTEM et l'Eurocode5.

La deuxième partie est la modélisation et le calcul de l'ouvrage, dans cette partie nous avons présenté la structure, les calculs des charges permanentes et les surcharges climatiques (charge du vent et de la neige), et le calcul des contraintes de déformations du portique. Les calculs sont faits par le logiciel CASTEM et les vérifications sont effectuées selon le règlement de calcul Eurocode5.

Mot clé : *bois, bois dans la construction, structure en bois, Castem, Eurocode5.*

Abstract

This project of end of studies is to conduct a study of a wooden structure. For this we divided the study into two parts. The first part includes a bibliographic study, explaining generally the material wood, wood in construction, wooden structures, the software CASTEM, and the Eurocode5. The second part is the modeling and calculation, in this part we have presented the structure which will be study, calculations permanent charge and on climate charge (charge wind and snow), and apply the calculations of stresses and deformation on a portico. Calculations are done by CASTEM software and using the rules of Eurocode5 for audits of sections.

Key Works: *Wood, Wood in construction, Wood en structure, Castem, Eurocode5.*

ملخص

تلخص مذكرة التخرج هذه دراسة هيكل خشبي.

قسمنا الدراسة إلى جزئين الجزء الاول يتضمن دراسة بيليوغرافية, توضح عموما مادة الخشب والخشب في البناء ، هياكل خشبية, البرنامج castem، التعليم البرمجية Eurocode5.

اما الجزء الثاني فيتضمن التصميم والحساب , في هذا الجزء قدمنا الهيكل الذي سيدرس , ثم حسابات الحمولات الدائمة و الحمولات المتغيرة , (حمولة الرياح والتلوج) , الحسابات تتم بإجراء البرمجيات باستعمال البرنامج castem ثم استخدم نظام Eurocode5 .

كلمات المفتاح : الخشب , الخشب في البناء , الهياكل الخشبية, Eurocode5 , castem .

SOMMAIRE

REMENSEMENTS	I
DÉDICACES	II
RÉSUMÉ	III
SOMMAIRE	IV
LISTE DES FIGURES	V
LISTE DES TABLEAUX	VI
INTRODUCTION GÉNÉRALE	VII

PARTIE 1 : ETUDES BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE 1 : LE MATERIAUX BOIS

1.1 INTRODUCTION	1
1.2 L'ARBRE	1
1.3 CONSTITUTION DU BOIS	2
1.4 PROPRIÉTÉS PRINCIPALES DU BOIS	4
1.4.1 Le degré d'humidité	4
1.4.2 Retrait	6
1.4.3 Coefficient de dilatation thermique	8
1.4.4 Masse volumique	8
1.4.5 Réaction au feu	9
1.4.6 Résistance à la compression	10
1.4.7 Résistance à la traction	11
1.4.8 Résistance au cisaillement	11
1.4.9 Résistance aux chocs	11
1.4.10 Coefficients d'élasticité	11
1.4.11 Diagramme contrainte - déformation	12
1.5 CLASSEMENT DU BOIS	12

CHAPITRE 2 : LE BOIS DANS LA CONSTRUCTION

2.1 INTRODUCTION	15
2.2 LE BOIS ROND	15
2.3 LE BOIS SCIÉ	17
2.4 LE BOIS LAMELLÉ COLLÉ	17
2.4.1 Introduction	17
2.4.2 Définition.....	19
2.4.3 Etapes de fabrication et constituants d'un lamellé-collé	19
2.4.4 Classes de résistance mécanique	22
2.4.5 Avantages et Inconvénients	24
2.4.6 Les assemblages	25
2.4.6.1 Les assemblages bois sur bois	25
2.4.6.2 Les assemblages par organes métalliques.....	25
2.4.6.3 Les assemblages collés et métallos collés	26
2.5 LES FAMILLES DE PANNEAUX	28
2.5.1 Les contre-plaqués	28
2.5.2 Les panneaux de bois lamifiés	29
2.5.3 Les panneaux de bois parallèles	29
2.5.4 Les panneaux de fibres et de particules	30
2.5.4.1 les panneaux de fibre	31
2.5.4.2 Les panneaux de particules	31
 CHAPITRE 3 : LES STRUCTURES EN BOIS	
3.1 INTRODUCTION	33
3.2 LA POUTRE FLÉCHIE	33
3.2.1 Poutre simple de hauteur constante	33
3.2.2 Cas des pannes de toiture	33
3.2.3 Poutres composées.....	35
3.2.4 Poutres sous-tendues	37

3.3 LES SYSTÈMES DE TREILLIS.....	38
3.3.1 Charpentes industrialisées	38
3.4 LES PORTIQUES.....	40
3.5 LES ARCS	41
3.5.1 Arcs bois lamellé-collé.....	42
3.6 LES MAISONS D'HABITATIONS	44
3.6.1 Maisons à ossature bois	44
3.6.2 Systèmes à madriers	45
3.6.3 Systèmes poutres et poteaux.....	46
3.7 PONTS ET PASSERELLES	47
3.7.1 Principes d'utilisation du bois dans les ponts	47
3.7.2 Les différents types de structure.....	47
 CHAPITRE 4 : LE CODE DE CALCUL CASTEM	
4.1 INTRODUCTION.....	50
4.2 HISTORIQUE	50
4.3 ORGANISATION D'UN CALCUL	51
4.3.1 Choix de la géométrie et du maillage	51
4.3.2 Définition du modèle mathématique	51
4.3.3 Résolution du problème discrétisé	52
4.3.4 Analyse et post-traitement des résultats	52
4.4 PRINCIPES DE DÉVELOPPEMENT DE CASTEM 2000.....	52
4.4.1 La simplicité	52
4.4.2 L'orthogonalité des processus	52
4.4.3 La visibilité et la localité des processus	53
4.4.4 La régularité des processus.....	53
4.4.5 La documentation des processus	53
4.5 MISE EN OEUVRE	53

4.5.1 Notion de processus élémentaire	53
4.5.2 Langage GIBIANE.....	54
CHAPITRE 5: L'EUROCODE5	
5.1 INTRODUCTION.....	55
5.2 ORGANISATION DES EUROCODES	55
5.3 LES ACTIONS APPLIQUÉES AUX STRUCTURES	56
5.4 PRINCIPES DE CALCUL AUX ÉTATS LIMITES	57
5.4.1 État limite ultime (ELU)	58
5.4.2 État limite de service (ELS)	58
5.5 COMBINAISONS D' ACTIONS APPLIQUEES AUX STRUCTURES.....	58
5.5.1 État limite ultime	59
5.5.2 État limite de service	59
PARTIE 2 : MODELISATION ET CALCUL DE L'OUVRAGE	
CHAPITRE 1 : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE.....	60
CHAPITRE 2 : CALCUL LES CHARGE PERMANENTES ET LES SURCHARGES	
2.1 CALCUL LES CHARGE PERMANENTES	65
2.2 CALCUL DE SUR CHARGE CARACTERISTIQUE DE NEIGE	67
2.3 CALCUL DE LA CHARGE CARACTERISTIQUE DE VENT	69
2.3.1 Détermination de la pression dynamique q_{dyn}	69
2.3.2 Détermination coefficient dynamique C_d	72
2.3.3 Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe}	80
2.3.4 Coefficient de pression intérieure C_{pi}	84
2.3.5 Calcul des pressions de vent.....	85
2.3 DÉFINITION DE LA CHARGE D'EXPLOITATION.....	89
CHAPITRE 3 : MODELISATION DE LA STRUCTURE	

3.1 INTRODUCTION	90
3.2 CARACTERISTIQUES MECANIKES RETENUES POUR LA MODELISATION	91
3.3 FICHIER DE DONNES ÉCRIT EN LANGAGE GBIANE	91
CHAPITRE 4 : RÉSULTATS DES CALCULS	113
CHAPITRE 5 : VÉRIFICATION SELON EUROCODE 5	
5.1 VÉRIFICATION DE LA POUTRE	126
5.1.1 Vérification des contraintes (ELU) : contrainte de flexion	126
5.1.2 Vérification des déformations (ELS)	129
5.2 VÉRIFICATION DES POTEAUX	130
5.2.1 Compression axiale avec risque de flambement	130
CONCLUSION GÉNÉRALE	134
RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES	135

LISTE DES FIGURES

PARTIE 1 : ETUDES BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE 1 : LE MATERIAUX BOIS

Figure 1-1 : coupes et axes dans un tronc	3
Figure 1-2 : différents couches forment un tronc	4
Figure 1-3 : équilibre hygroscopique du bois en extérieur.....	5
Figure 1-4 : Prise de mesure du taux d'humidité dans les lames de bois.....	6
Figure 1-5 : déformation de retrait des planches	7
Figure 1-6 : fissure de retrait	8
Figure 1-7 : Essais de performance de réaction au feu des lames de bois massif.....	9
Figure 1-8 : diagramme contrainte-déformation	12
Figure 1-9 : principe du classement	13

CHAPITRE 2 : LE BOIS DANS LA CONSTRUCTION

Figure 2-1 : gorges de décharge	16
Figure 2-2 : bois rond scié sur deux faces	16
Figure 2-3 : bois ronds structuraux	16
Figure 2-4 : bois sciées structuraux.....	17
Figure 2-5 : éléments en bois lamellé-collé	18
Figure 2-6 : structures en lamellé collé	18
Figure 2-7 : Aboutage à entures multiples	19
Figure 2-8 : rabotage des lamelles.....	20
Figure 2-9 : Poste de collage	20
Figure 2-10 : Serrage des lamelles	22
Figure 2-11 : Exemple d'un assemblage par organes métalliques	25

Figure 2-12 : assemblages par organes métalliques	26
Figure 2-13 : assemblages collés et métallos collés	27
Figure 2-14 : L'assemblage poteaux poutres « La salle de sport de la 5eme région »	27
Figure 2-15 : principe de fabrication du contre-plaqué.....	28
Figure 2-16 : principe de fabrication du lamibois	29
Figure 2-17 : principe de fabrication du paralam.....	30
Figure 2-18 : panneaux de particules	31
Figure 3-19 : panneaux de l'OSB	32

CHAPITRE 3 : LES STRUCTURES EN BOIS

Figure 3-1 : dispositions des pannes	33
Figure 3-2 : phase de montage ; une seule fixation.....	35
Figure 3-3 : poutre composée.....	36
Figure 3-4 : poutre sous-tendue.....	37
Figure 3-5 : poutre sous-tendue (variantes)	37
Figure 3-6 : fermes à entrain horizontal.....	38
Figure 3-7 : fermes sans entrain horizontal.....	39
Figure 3-8 : fermes industrielles.....	39
Figure 3-9 : quelques types de portiques.....	40
Figure 3-10 : arc à éléments droits	41
Figure 3-11 : arc à éléments droits (photo)	41
Figure 3-12 : Arc à trois articulations pour bâtiment à destination de silo	42
Figure 3-13 : Structure pour hall de sport	42
Figure 3-14 : Arc lamellé (fabrication par encollage sur cintre)	43
Figure 3-15 : Hall à usages divers : poutres droites	44
Figure 3-16 : Maisons à ossature bois.....	45
Figure 3-17 : Maisons en madriers.....	46

Figure 3-18 : Construction poteaux poutres	47
Figure 3-19 : stabilisation par le bas	48
Figure 3-20: Pont couvert (Suisse)	49
Figure 3-21: Pont (Saint-Gervais - 74)	49

CHAPITRE 4 : LE CODE DE CALCUL CASTEM

CHAPITRE 5: L'EUROCODE5

PARTIE 2 MODELISATION ET CALCUL DE L'OUVRAGE

CHAPITRE 1: PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

Figure 1-1: vue 3D de structure.....	60
Figure 1-2-a: géométriques de la structure (élévation nord)	60
Figure 1-2-b: géométriques de la structure (élévation Est)	61
Figure 1-3: photo du gymnase	61
Figure 1-4: photo de l'assemblage poteaux poutre	61
Figure 1-5: photo du gymnase de l'intérieur.....	62
Figure 1-6: multicouches de la toiture.....	63
Figure 1- 4: Elévation de portique.....	64

CHAPITRE 2 : CALCUL LES CHARGE PERMANENTES ET LES SURCHARGES

Figure 2-1 : Répartition des charges permanentes sur toiture.....	66
Figure 2-2 : Répartition charge de neige sur toiture.....	68
Figure 2-3 : Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales - Direction V1 du vent.....	81
Figure 2-4 : Valeurs de C_{pe} pour la toiture - Direction V1 du vent.....	82
Figure 2-5 : Valeurs de C_{pe} sur les parois verticales - Direction du vent V2.....	83
Figure 2-6 : Valeurs de C_{pe} pour la toiture - Direction du vent V2.....	84
Figure 2-7 : Répartition des charges de vent sur portique - Direction du vent V1	87
Figure 2-8 : Répartition des charges de vent sur portique - Direction du vent V2	87

Figure 2-9 : Répartition des charges de vent dans le portique	89
---	----

CHAPITRE 3 : MODELISATION DE LA STRUCTURE

Figure 3-1 : Le schéma statique de portique	90
---	----

Figure 3-2 : Définition de la géométrie pour CASTEM.....	90
--	----

CHAPITRE 4 : RÉSULTATS DES CALCULS

Figure 4-1 : Elévation de portique 1.....	113
---	-----

Figure 4-2 : Elévation de portique 2.....	114
---	-----

Figure 4-3 : Elévation de portique 3.....	115
---	-----

Figure 4-4 : Elévation de portique 4.....	116
---	-----

Figure 4-5 : maillage du portique.....	117
--	-----

Figure 4-6: maillage d'une partie de la poutre	117
--	-----

Figure 4-7 : maillage des poteaux	118
---	-----

Figure 4-8 : dessin de déformation	119
--	-----

Figure 4-9 : dessin de contrainte σ_{xx}	120
---	-----

Figure 4-10 : dessin de contrainte σ_{xx} d'une partie de portique	120
---	-----

Figure 4-11 : dessin de contrainte σ_{xx} d'une partie de la poutre	121
--	-----

Figure 4-12 : Diagramme de contrainte σ_{xx} ELU	121
---	-----

CHAPITRE 5 : VÉRIFICATION SELON EUROCODE

Figure 5-1 : axes y et z de la section	132
--	-----

LISTE DES TABLEAUX

PARTIE 1 : ETUDES BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE 1 : LE MATERIAUX BOIS

Tableau 1-1 : différences entre conifères et feuillus 1

Tableau 1.2 : les valeurs des superficies forestières 2

Tableau 1-3 : Quelques valeurs caractéristiques 9

CHAPITRE 2 : LE BOIS DANS LA CONSTRUCTION

Tableau 2-1 : Classes de résistance des lamelles de bois selon EN 338 22

Tableau 2-2-a: Contraintes caractéristiques des bois lamellé-collé certifiés définies par NF EN 1194, pour calculs avec EC5 23

Tableau 2-2-b: Contraintes caractéristiques des bois lamellé-collé certifiés définies par NF EN 1194, pour calculs avec EC5 24

CHAPITRE 3 : LES STRUCTURES EN BOIS

CHAPITRE 4 : LE CODE DE CALCUL CASTEM

CHAPITRE 5: L'EUROCODE5

Tableau 5.1 : textes réglementaires des différents types d'actions 57

PARTIE 2 : MODELISATION ET CALCUL DE L'OUVRAGE

CHAPITRE 1 : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

CHAPITRE 2 : CALCUL LES CHARGE PERMANENTES ET LES SURCHARGES

Tableau 2-1 : Valeurs de la pression dynamique de référence 70

Tableau 2-2 : Définition des catégories de terrain 70

Tableau 2-3 : Valeurs de $C_{t(z)}$ 72

Tableau 2-4 : Pressions sur les parois verticales - Direction V1 du vent 85

Tableau 2-5 : Pressions sur la toiture - Direction V1 du vent 85

Tableau 2-6 : Pressions sur les parois verticales - Direction V2 du vent	86
Tableau 2-7 : Pressions sur la toiture - Direction V2 du vent	86

CHAPITRE 3 : MODELISATION DE LA STRUCTURE

CHAPITRE 4 : RÉSULTATS DES CALCULS

Tableau 4-1 : récapitulatif des contraintes données par CASTEM (portique 1)	122
Tableau 4-2 : récapitulatif des flèches données par CASTEM (portique 1)	122
Tableau 4-3 : récapitulatif des contraintes données par CASTEM (portique 2)	123
Tableau 4-4 : récapitulatif des flèches données par CASTEM (portique 2)	123
Tableau 4-5 : récapitulatif des contraintes données par CASTEM (portique 3)	124
Tableau 4-6 : récapitulatif des flèches données par CASTEM (portique 3)	124
Tableau 4-7 : récapitulatif des contraintes données par CASTEM (portique 4)	125
Tableau 4-8 : récapitulatif des flèches données par CASTEM (portique 4)	125

CHAPITRE 5 : VÉRIFICATION SELON EUROCODE 5

Tableau 5-1 : Valeurs de la Contrainte de flexion	126
Tableau 5-2 : Valeurs de la Coefficient modificatif	127
Tableau 5-3 : Valeurs de la γ_M	127
Tableau 5-4 : Valeurs de la Contrainte de cisaillement et Contrainte de compression perpendiculaire	128
Tableau 5-5 : Valeurs des résultats des flèches données par CASTEM	130
Tableau 5-6 : Valeurs de Contrainte de compression axiale et Module axial au 5 ^e percentile	131

INTRODUCTION GENERALE

Ce travail a pour objectif général de mettre en pratique le calcul de structure par la méthode des éléments finis.

La structure proposée par votre encadreur est un portique en bois lamellé-collé faisant partie de la structure d'un gymnase.

Le calcul a été mené au moyen du code de calcul aux éléments finis CASTEM et les sections vérifiées selon l'eurocode5 .

Ce mémoire est structuré en deux parties :

Dans la première partie, intitulée étude bibliographique, sont présentés: un résumé sur le matériau bois, le bois dans la construction, les structures en bois, le code de calcul CASTEM et l'Eurocode5. La deuxième partie est intitulée Modélisation et calcul de l'ouvrage, y sont présentés : la définition du problème, les étapes de calculs, les résultats et les vérifications selon l'Eurocode5.

Le mémoire est clos par une conclusion et une bibliographie des principales références utilisées dans cette étude.

Partie 1

Etudes bibliographiques

Chapitre 1

Le matériau bois

1.1 INTRODUCTION

Dans la construction, le bois est utilisé principalement sous deux formes :

- bois massif

Le bois massif est utilisé principalement pour les éléments de charpente traditionnelle et son utilisation comme son dimensionnement relève sur tous des habitudes régionales.

- bois reconstitué

Le bois reconstitué peut être fabriqué à partir de deux sous-produits tels que les sciures ou des bois de moindre qualité, ou à partir de composants en bois (lamelles par exemple).

On distingue ainsi:

- les panneaux : ces produits de grand format sont constitués d'éléments de placage fins, de lames de bois, de particules ou de fibres, assemblés par collage, pressage et/ou thermo durcissement d'un liant. De nombreux panneaux ont été mis au point en fonction de divers usages spécifiques.
- les poutres reconstituées : le Bois Lamellé Collé. [4]

1.2 L'ARBRE

Par son origine végétale, le bois est un matériau hétérogène, dont les caractéristiques dépendent des essences, voire de l'arbre dont il est issu. On distingue deux grands groupes d'arbres :

- les conifères, appelés aussi résineux, sont les plus anciens dans l'évolution.

Leur structure est plus simple.

- les feuillus, plus récents et de structure plus complexe. [1]

Le tableau 1-1 reprend quelques-unes des différences principales.

	Les conifères	Les feuillus
Botanique	Plantes à graines nues, qui ne sont pas renfermées par un ovaire.	Plantes dont les ovules sont protégés par un ovaire. Ces ovules évoluent en graine après la fécondation.
Feuilles	Feuillage persistant (sauf exceptions). Feuilles généralement étroites, à pointes aiguës, ou petites et squamiformes.	Feuillage persistant ou caduc. Feuilles généralement plates, avec un réseau distinct de fines nervures.
Fleurs	Sans pétales	Généralement avec pétales
Fruit	En général un cône, souvent composé d'écaillés ligneuses	Très grande diversité de forme, de texture, de couleur.
Terrain	Acceptent des conditions plus hostiles.	Habitat moins hostile.

Tableau 1-1 : différences entre conifères et feuillus.

En Algérie la majeure des superficies forestières ont connu une nette diminution, principalement pour les feuillus comme les chênes et une augmentation des résineux comme les pins. Cela est probablement dû au choix des espèces lors des reboisements car on a tendance à choisir les essences à croissance rapide et qui ne nécessitent pas beaucoup d'entretien. Les valeurs sont résumées dans le tableau 1.2 qui donne la dernière estimation faite par la DGF en collaboration avec la FAO et publiée dans le rapport FOSA 2000. [10]

Essence	Superficie (ha)	% de la surface totale occupée par les essences
Pin d'Alep	880000	21.36
Chêne liège	230000	5.59
Chêne zeen et farés	48000	1.17
Pin maritime	32000	0.78
cèdre	16000	0.39
Encaliptus	43000	1.04

Tableau 1-2 : les valeurs des superficies forestières

1.3 CONSTITUTION DU BOIS

Au niveau microscopique, le bois est formé d'un tissu poreux. En fait, il est constitué en grande partie d'air. C'est ce qui lui donne une faible conductivité thermique et lui confère la faculté d'absorber ou de rejeter de l'humidité vers l'atmosphère dans laquelle il baigne.

Ce tissu est constitué de substances et de cavités cellulaires s'orientant de manière à former des fibres. Les fibres constituent environ 50 % du matériau. Elles sont constituées de cellulose, très hydrophile. La matrice enserrant et "collant" ces fibres est constituée en parts égales d'hémicellulose et de lignine. L'hémicellulose est un sucre et c'est lui qui attire la plupart des insectes (seules les termites peuvent digérer la cellulose). [1]

Ses propriétés sont donc fortement anisotropes, suivant l'orientation par rapport aux fibres principales. En chaque point d'un tronc d'arbre, on distingue 3 axes d'orientations principaux ainsi que 3 coupes possibles perpendiculairement à ces axes, voir Figure 1-1.

L'axe longitudinal joue le rôle le plus important car les fibres sont essentiellement orientées dans ce sens. On distinguera donc presque toujours entre propriétés parallèles aux fibres et propriétés perpendiculaires aux fibres. Les différences entre les deux autres axes sont moins flagrantes mais, dans certains cas, il faudra néanmoins différencier entre sens radial et sens tangentiel. [1]

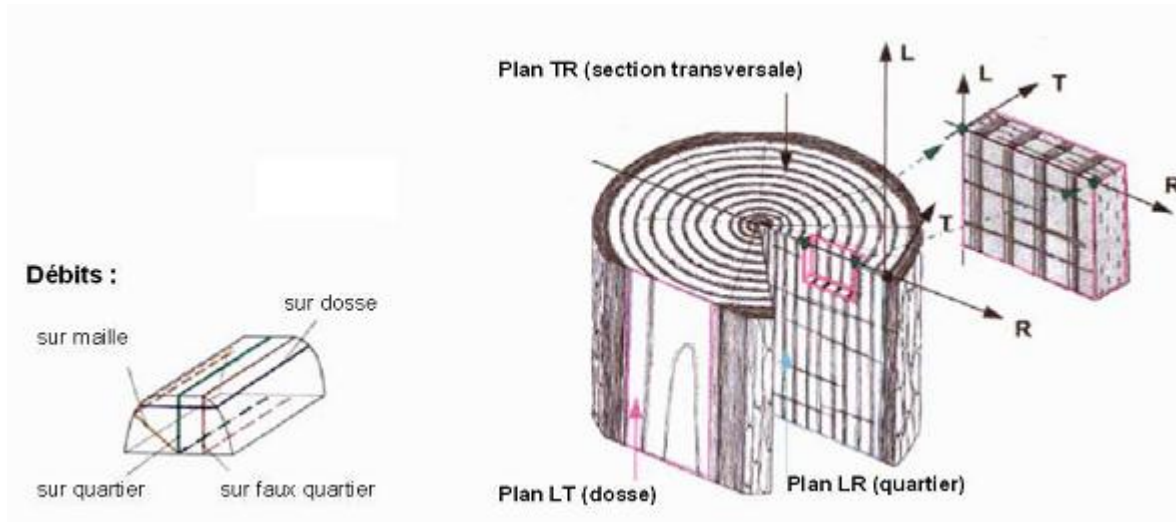


Figure 1-1: coupes et axes dans un tronc

Le bois est un tissu végétal, assimilable à un matériau composite, formé de cellules, canalisant la sève brute. Une jeune tige comprend en son centre, une moelle qui disparaît souvent dans les organes âgés. Autour d'elle, se déposent, dans le cambium, les zones concentriques d'accroissement du bois (anneaux ligneux ou cernes), habituellement annuels dans nos régions tempérées. [1]

En partant du cœur vers l'extérieur du tronc, on rencontre successivement:

- La moelle, ou bois juvénile, partie de faible diamètre plus colorée avec milieu vide ou rempli d'un tissu spongieux.
- Le bois parfait, formé de cellules vieilles et qui forme le bois d'œuvre par excellence.

On l'appelle aussi duramen lorsqu'on peut le distinguer visuellement de l'aubier (comme dans le chêne, le châtaignier, le pin sylvestre et le pin maritime, ce n'est pas le cas pour les sapins et les épicéas). Les chemins de circulation de la sève sont bouchés par des sels minéraux et métalliques, les tanins, qui confèrent à cette partie une certaine résistance aux insectes à larves xylophages.

- L'aubier, bois plus jeune dans lequel remonte la sève (donc impropre à la plupart des utilisations) dont une couche se transforme chaque année en bois parfait.
- Le cambium, couche de bois en phase de transformation, l'aubier vers l'intérieur et le liber vers l'extérieur.
- Le liber, couche très poreuse dans laquelle redescend la sève élaborée et qui est la base de l'écorce.
- l'écorce. [1]

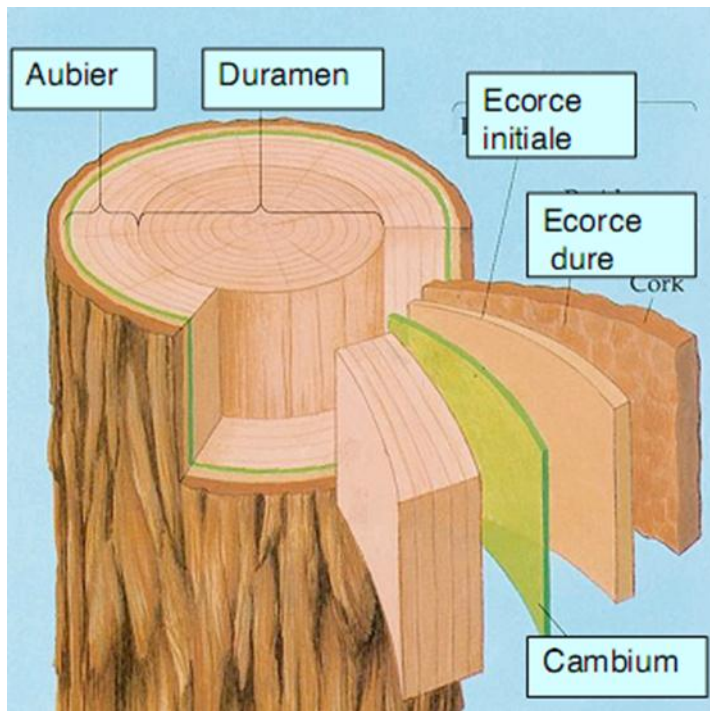


Figure 1-2: différents couches forment un tronc

1.4 PROPRIÉTÉS PRINCIPALES DU BOIS

1.4.1 Le degré d'humidité

Celle-ci est définie comme la masse d'eau présente dans le bois exprimée en pourcentage de sa masse anhydre. Cette dernière est obtenue, par exemple, après séchage à l'étuve à 100°C ou plus jusqu'à poids constant.

$$W = 100 \frac{m_w - m_s}{m_s}$$

avec m_w masse d'un échantillon dans l'état à quantifier.
 m_s masse du même échantillon après séchage.

Cette propriété mérite d'être citée en premier lieu car presque toutes les autres propriétés en dépendent. [1]

C'est pourquoi il est essentiel de rapporter ces propriétés à un degré d'humidité de référence, par exemple 15% souvent retenu anciennement.

L'Eurocode 5 considère en fait comme situation de référence l'état d'équilibre atteint à une température de 20°C et une humidité relative de l'air de 65%, ce qui correspondrait plutôt à une humidité du bois de 12%. Il ne faut pas confondre l'humidité relative du bois, appelée parfois simplement "humidité", avec son humidité d'équilibre qui est l'humidité à laquelle le bois ne perd ni ne reprend d'eau à l'air ambiant. L'humidité d'équilibre du bois dépend bien entendu de l'humidité relative et de la température de l'air, donc des conditions d'utilisation, voir Figure 1-3.

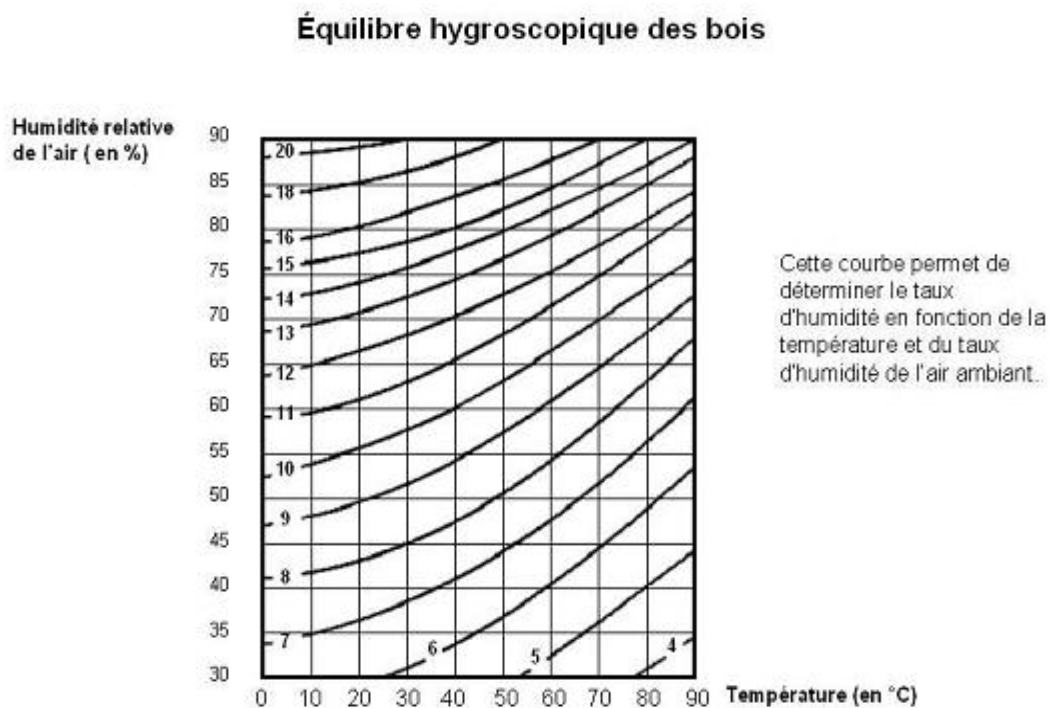


Figure 1-3: équilibre hygroscopique du bois en extérieur

Il est important de savoir quelle est l'humidité du bois avant sa mise en œuvre par rapport à ce que pourra être son humidité d'équilibre, état vers lequel il va tendre progressivement.

Il existe des appareils permettant de mesurer l'humidité du bois sur chantier sur base de la résistivité électrique du bois. Ces appareils donnent des valeurs moins précises que les mesures en laboratoire voir Figure 1-4. On ne saurait cependant trop insister sur l'importance fondamentale de cet outil pour l'architecte. Son utilisation permet un contrôle de l'humidité, c'est-à-dire un contrôle de la qualité du matériau, qui peut éviter des désagréments importants. Au-delà des valeurs quantitatives qu'elle fournit, l'utilisation de cet appareil signifie que l'architecte garde bien à l'esprit toute la problématique de l'humidité dans le bois. [1]



Figure 1-4: Prise de mesure du taux d'humidité dans les lames de bois

1.4.2 Retrait

Les dimensions du bois varient en fonction de son humidité.

On peut observer un retrait ou un gonflement suivant le sens de la variation d'humidité. Les bois denses et durs ont généralement un retrait plus fort que les bois légers et tendres.

L'anisotropie se manifeste fortement dans le phénomène de retrait : les variations de longueur sont beaucoup plus faibles dans le sens des fibres que dans les deux autres sens et le retrait tangentiel est de l'ordre du double ou du triple du retrait radial.

On peut retenir les valeurs suivantes comme coefficient de retrait linéaire par pourcentage d'humidité du bois :

Sens axial	1×10^{-4}
Sens radial	20×10^{-4}
Sens tangentiel	40 à 60×10^{-4}

On note toutefois que les dimensions ne varient plus lorsque l'humidité du bois atteint et dépasse 30% parce que, au-delà, l'eau additionnelle ne s'intègre plus aux parois des cellules mais remplit simplement les cavités disponibles.

On peut ainsi calculer que si des planches de 2 mètres de long et de 9 cm de large sont livrées avec un taux d'humidité supérieur de 5% du poids sec à ce que sera son humidité d'équilibre, chaque planche va se raccourcir de 1 mm mais, plus important, sa largeur peut diminuer de 2 mm si elle a été sciée sur dosse. C'est ce qui explique que les planchers en bois sont en général posé initialement avec le minimum de clous, puis resserrés et cloués définitivement après une période de 1 à 2 ans pendant laquelle le matériau a pu évoluer vers son humidité d'équilibre.

A l'inverse, des éléments de parquet trop bien séchés et mis en place dans un local assez humide peuvent avoir tendance à se dilater, ce qui peut générer des efforts suffisants pour cisailer les maçonneries contre lesquelles ils viennent en butée.

Les déformations transversales du bois peuvent évidemment jouer un rôle fondamental dans le comportement de certains assemblages et il y a lieu d'en tenir compte.

La différence de retrait entre sens radial et sens transversal explique pourquoi les planches sciées sur dosse peuvent se déformer plus que les planches sciées sur quartier, voir

Figure 1-5 et Figure 1-6. [1]

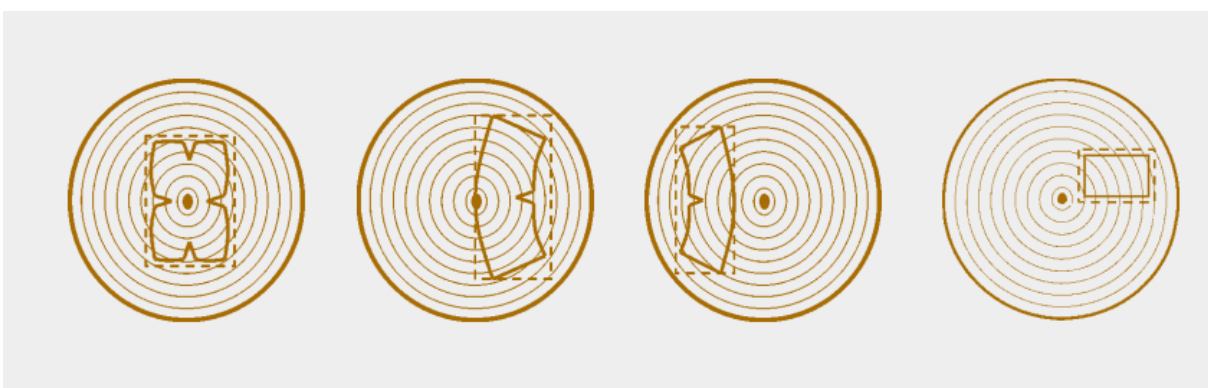


Figure 1-5: déformations de retrait des planches



Figure 1-6: fissure de retrait

1.4.3 Coefficient de dilatation thermique

Le coefficient de dilatation thermique du bois est de l'ordre de 5×10^{-6} dans le sens axial et de 50×10^{-6} perpendiculairement aux fibres. Pour une variation de température de 20°C , on obtient une variation relative de longueur de 1×10^{-4} et une variation transversale de 10×10^{-4} , valeurs qui seraient obtenues ou même dépassées pour une variation d'humidité de 1%. Comme, en plus, les variations thermiques sont généralement de sens contraire au retrait, on n'en tient habituellement pas compte.

Lorsque le bois est combiné à d'autres matériaux pour former des éléments mixtes, bois-acier par exemple, il peut alors devenir nécessaire de tenir compte des coefficients de dilatation thermique différents. [1]

1.4.4 Masse volumique

La masse volumique réelle du matériau bois (c'est-à-dire des parois cellulaires) est pratiquement la même pour toutes les espèces et vaut environ $1\,500\text{ kg/m}^3$. Cependant, la masse volumique apparente varie fortement d'une espèce à l'autre, depuis moins de 200 kg/m^3 pour le balsa jusqu'à plus de $1\,100\text{ kg/m}^3$ pour l'ébène. Cela explique évidemment la corrélation observée entre la masse volumique et les propriétés mécaniques.

Les résineux les plus employés dans la construction ont une masse volumique comprise entre 400 et 550 kg/m^3 , tandis que les feuillus sont un peu plus lourds, entre 600 et 700 kg/m^3 . Cela reste malgré tout très léger comparé au béton armé, 2500 kg/m^3 , ou à l'acier,

7 850 kg/m³. Le tableau 1-3 reprend quelques valeurs moyennes pour certaines espèces importantes.

Espèce	Masse volumique Kg/m ³
Epicéa	450
Pin sylvestre	550
Chêne	750

Tableau 1-3 : Quelques valeurs caractéristiques

La masse volumique varie, au sein d'une même espèce, d'un lot à l'autre, ce qui constitue un moyen efficace de contrôle non destructif puisque les caractéristiques de résistance sont meilleures lorsque la masse volumique est plus importante.

La masse volumique varie également, au sein d'un même lot, avec l'humidité relative. [1]

1.4.5 Réaction au feu

Lors de la combustion d'une pièce de bois massif, la formation d'une couche superficielle de charbon de bois de conductivité thermique très faible, protège le cœur de la section et prolonge les caractéristiques mécaniques. [4]



Figure 1-7: Essais de performance de réaction au feu des lames de bois massif

La partie 1.2 de l'Eurocode 5 traite de la résistance au feu des structures en bois. On doit utiliser les règles données pour le calcul à température normale à une exception : les actions, coefficients de sécurité, propriétés des matériaux et des sections sont remplacées ou modifiées pour tenir compte de l'effet du feu. [4]

1.4.6 Résistance à la compression

Comme pour toutes les propriétés mécaniques, la dispersion des résultats obtenus est importante (30 à 40%), même entre échantillons d'un même lot. Cela s'explique par le fait que les différentes couches de bois ont été formées à des années d'écart, dans des conditions climatiques différentes. L'influence des défauts locaux, comme les nœuds, joue également un rôle important. [1]

Les résistances mécaniques sont maximums pour les bois anhydres. Quand l'humidité croît, elles diminuent linéairement jusqu'au point de saturation à raison de 4% par pour-cent d'humidité pour la compression. C'est pourquoi les résistances caractéristiques sont toujours données pour une valeur de référence du degré d'humidité, soit 15% ou, suivant l'Eurocode 5, l'humidité d'équilibre obtenue pour une température de 20°C et une humidité relative de l'air de 65%. La résistance à la compression est très différente suivant qu'il s'agira de compression parallèle ou perpendiculaire aux fibres. Le mode de ruine est d'ailleurs fondamentalement différent : écrasement des fibres si l'effort leur est perpendiculaire, décollement des fibres puis flambement individuel de celles-ci si l'effort leur est parallèle.

La formule de Hankinson, équation 1-1, permet de calculer la résistance ultime pour un angle α quelconque fait entre l'effort et les fibres. Elle s'écrit de la manière suivante :

$$f_a = \frac{f_0 f_{90}}{f_0 + \sin^2 \alpha + f_{90} \cos^2 \alpha} \quad (1-1)$$

Si on note

$f' = f_a / f_0$, le rapport entre la résistance suivant un angle α et la résistance parallèle,

$\beta = f_{90} / f_0$, le rapport entre résistance perpendiculaire et résistance parallèle,

Alors la formule de Hankinson peut s'écrire à la manière de l'équation 1-2 qui se prête mieux à une expression graphique.

$$f' = \frac{\beta}{\sin^2 \alpha + \beta \cos^2 \alpha} \quad (1-2)$$

1.4.7 Résistance à la traction

La résistance ultime en traction axiale du bois parfait vaut 2 à 3 fois la résistance en compression dans le sens des fibres car les celles-ci ne tendent ni à s'écarter ni à flamber individuellement. En pratique, cependant, il est difficile de tirer parti de la pleine résistance en traction, à cause des défauts locaux et des difficultés d'assemblage.

La résistance à la traction transversale est une des rares propriétés mécaniques qui n'est pas liée à la densité du matériau car elle ne dépend pas de la qualité des fibres. La rupture se produit par décollement entre fibres ce qui la rapproche plus d'une rupture par clivage. Sa valeur ne vaut guère plus de 5% de la résistance à la compression. [1]

1.4.8 Résistance au cisaillement

La résistance au cisaillement a une grande importance pratique pour l'étude des assemblages et de la résistance à l'effort tranchant des pièces fléchies.

Elle varie largement avec la direction de l'effort par rapport aux fibres mais, en pratique, on ne considère que le cisaillement longitudinal qui est susceptible d'amener la rupture par fendage parallèlement aux fibres.

Le principe de réciprocité des contraintes tangentielles indique que ces plans sont les plus critiques. Elle vaut environ 10% de la résistance à la compression. [1]

1.4.9 Résistance aux chocs

En général très bonne, sauf pour les espèces très résineuses qu'il faut éviter, entre autres, pour des planchers de service et des passerelles où peuvent circuler des ouvriers. [1]

1.4.10 Coefficients d'élasticité

A cause de l'anisotropie, il faut distinguer différents modules d'élasticité et différents coefficients de Poisson. On peut retenir comme ordre de grandeur

- 12 000 MPa pour le module longitudinal,
- 1 200 MPa pour le module radial,
- 6 000 MPa pour le module tangentiel,
- $\nu_{0,90} = 0.45$ à 0.50
- $\nu_{90,0} = 0.02$ à 0.08

Les deux dernières lignes relatives au coefficient de Poisson traduisent le fait qu'une compression longitudinale entraîne un fort gonflement latéral (presque incompressible, $\nu = 0.50$) tandis qu'une compression transversale n'a que peu d'influence sur l'allongement longitudinal. [1]

1.4.11 Diagramme contrainte – déformation

En traction, le comportement du bois est linéaire élastique jusqu'à la rupture et celle-ci présente un caractère fragile, voir Figure 1-8. En compression, on note une certaine non-linéarité mais le domaine plastique n'est pas très étendu.

La rupture ne donne pas lieu à de très grands allongements et il n'y a pas de branche descendante après la contrainte de rupture. [1]

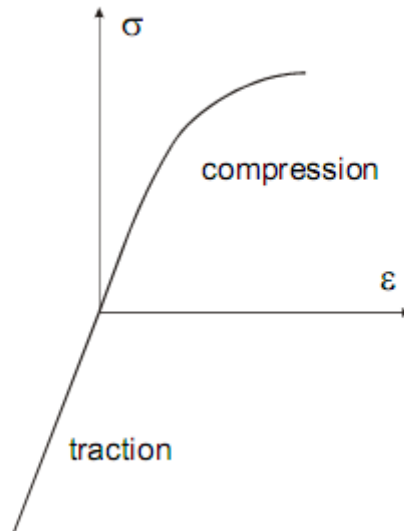


Figure 1-8: diagramme contrainte-déformation

1.5 CLASSEMENT DU BOIS

Le bois présente de grandes variations de qualité, non seulement d'une essence à l'autre, mais aussi d'un arbre à l'autre en fonction de la localisation et des conditions climatiques de chaque arbre. La variabilité existe également au sein d'un même arbre, à cause de la présence des nœuds et autres défauts répartis de manière non homogène, mais aussi à cause des manières différentes dont chaque planche ou poutre a été sciée.

La variabilité est la plus grande pour les plus petites sections car celles-ci sont fortement influencées par l'éventuelle présence d'un défaut local. L'inverse, une pièce de section infiniment grande verrait ses propriétés tendre vers une espèce de valeur moyenne.

On observe également que la variabilité est plus grande dans les pièces équarries car l'influence des nœuds peut être exacerbée lorsque les fils du bois sont coupés lors du sciage tandis que, dans les bois ronds, la nature continue des fils qui contournent chaque

défaut en atténue l'influence.

Du fait de cette variabilité, même en se limitant à des pièces d'une seule essence (ce qui est facile) et provenant d'une même plantation (ce qui l'est déjà moins), on peut obtenir des lots au sein des desquels les pièces les plus résistantes sont 10 fois plus fortes que les pièces les plus faibles sans pouvoir, pour autant, tirer parti de la résistance de ces éléments. Les méthodes modernes de dimensionnement se basent en effet sur des valeurs caractéristiques des propriétés, et non plus sur des valeurs moyennes, ce qui pénalise les produits à forte variabilité.

Si on suppose l'existence d'un lot dont la distribution est représentée sur la Figure 1-9 par la courbe "non classé", sa valeur moyenne est de 10.50, mais sa valeur caractéristique à 5 % n'est que de 5.50.

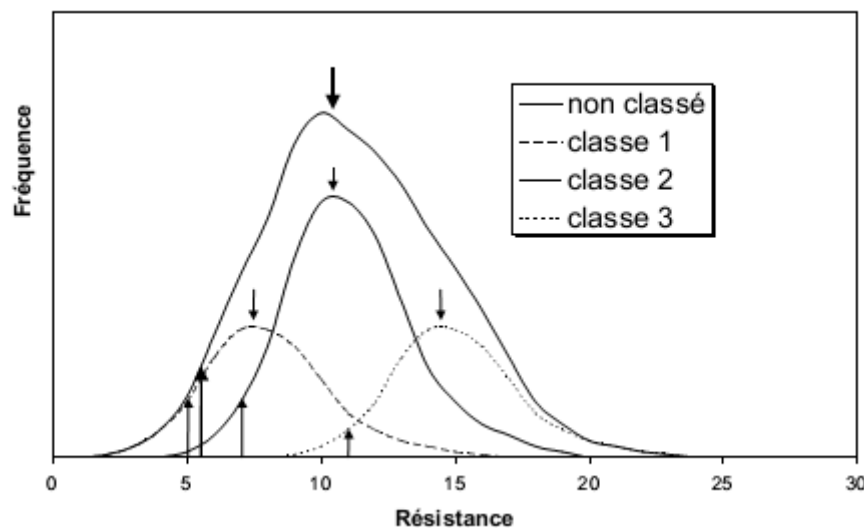


Figure 1-9: principe du classement

Si, par un moyen approprié, on arrive à trier les différentes pièces du lot en trois lots différents représentant chacun 25, 50 et 25 % de la population totale, on obtient 3 lots dont la valeur caractéristique est, respectivement, de 5, 7 et 11.

Les valeurs moyennes, moins intéressantes du point de vue du dimensionnement, sont, pour les 3 lots, de 7.50, 10.50 et 14.50.

Bien entendu, il n'est pas possible d'effectuer un classement parfait qui résulterait en classes bien distinctes, sans aucun chevauchement, sauf à effectuer un contrôle destructif (ce qui n'a guère de sens).

Il faut essayer d'estimer la résistance de chaque pièce par l'observation d'autres grandeurs ou variables que l'on sait être plus ou moins bien corrélées à la résistance.

Il existe deux grands types de méthodes de classement. [1]

- **Le classement visuel.**

Le classement est basé sur un examen visuel des pièces.

Les observations portent essentiellement sur l'un ou l'autre des paramètres suivants, le plus souvent en combinaison: les nœuds (nombre, diamètre, parfois position), la pente du fil, les fentes, le bois de réaction, les attaques d'insectes ou de champignons, les déformations géométriques, les endommagements mécaniques et la largeur des cernes d'accroissement, des cernes plus serrés étant signe d'une densité, et donc d'une résistance, plus élevée.

Du fait que ces méthodes ont été développées séparément un peu partout dans le monde, chacune en fonction des besoins locaux, il existe une grande diversité de méthodes, de nombres de classes et de limites de classe.

Les avantages de ce type de classement sont sa rapidité, environ de 2 à 4 secondes par pièce en scierie, et un investissement nul.

De plus, dans une structure existante, il est toujours possible d'estimer la résistance sur base d'appréciations visuelles.

Au niveau des inconvénients, il faut bien constater que ces méthodes ne sont pas très discriminantes, car elles se basent sur un nombre limité de caractéristiques et n'ont pas accès à des grandeurs qui sont fortement corrélées à la résistance, ni très objectives, car chaque décision de classement revient à un individu. [1]

- **Le classement par machine.**

L'utilisation de machines élimine le facteur humain, source de variabilité. Le plus intéressant est de donner accès à des paramètres assez bien corrélés à la résistance mais que l'œil ne peut appréhender. Parmi les plus employés, citons la masse volumique, la vitesse de propagation des ondes ultrasoniques et la rigidité flexionnelle.

Cette rigidité peut être obtenue par un essai de flexion statique ou par la fréquence propre de vibration. Plus on intègre de paramètres dans une méthode de classement, plus celle-ci a de chances d'être précise. Grâce à des techniques numériques d'analyse d'images, on peut même combiner des mesures de rigidité à des caractéristiques qui, auparavant, étaient estimées par l'être humain, comme la présence de nœuds. [1]

Chapitre 2

Le bois dans la construction

2.1 INTRODUCTION

Le bois est utilisé dans la construction sous plusieurs formes :

- Le bois rond.
- Le bois scié.
- Le bois lamellé collé.
- Les familles de panneaux.

2.2 LE BOIS ROND

La forme la plus simple du bois dans la construction est le bois rond. Il est constitué directement à partir de troncs ou de branches rectilignes dont on a enlevé l'écorce et que l'on a façonnés pour obtenir une forme cylindrique. Il revêt une certaine importance économique pour le producteur qui y trouve une manière de valoriser les bois d'éclaircie, de section trop faible pour être débités en bois scié.

Le bois rond est utilisé dans un grand nombre de structures très diverses, surtout extérieures : les poteaux téléphoniques ou électriques, les jeux d'enfants, les murs antibruit ou de soutènement, les ponts et les tours. Des habitations en rondins et madriers constituaient le type de construction traditionnelle à certaines époques, mais celles-ci sont un peu révolues. [1]

Le bois rond est celui qui requiert le moins d'opération mécanique pour son élaboration. Comme un nombre minimum de fibres sont coupées lors du façonnage, il présente moins de variabilité dans ses propriétés de résistance. La forme circulaire convient particulièrement bien pour la reprise des sollicitations axiales. C'est aussi celle qui présente la plus faible surface spécifique exposée aux attaques extérieures.

Cette forme est par contre moins appropriée pour la reprise des efforts de flexion. Les assemblages sont en général plus difficiles qu'avec d'autres formes car on ne dispose pas de surface plane. Le bois rond est particulièrement sensible aux effets de la différence entre retrait tangentiel et retrait radial qui se manifestent sous la forme de fentes longitudinales. [1]

Au prix de quelques opérations assez simples, il est possible d'obtenir un produit un peu plus élaboré. On peut par exemple pratiquer des gorges de décharges qui réduisent l'apparition des fentes longitudinales, voir Figure 2-1.

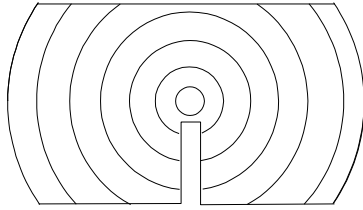


Figure 2-1: gorges de décharge

On peut aussi conserver des bois légèrement coniques en sciant deux faces, voir Figure 2-2, ce qui facilite en outre les assemblages.

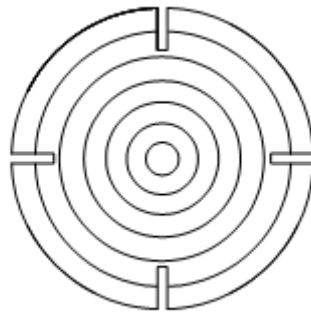


Figure 2-2: bois rond scié sur deux faces

Les possibilités sont très variées. Des bois ronds sciés à cœur refendu, c'est-à-dire en demi-rondes, se prêtent bien à l'utilisation en tant que moise. Les ronds sciés sur deux faces peuvent constituer un plancher en bois massif lorsqu'ils sont disposés côte à côte. La face supérieure demande cependant une finition supplémentaire. Celle-ci peut être réalisée par une chape de béton, ce qui offre la possibilité de constituer une dalle mixte bois-béton. [1]



Figure 2-3: bois ronds structuraux

2.3 LE BOIS SCIÉ

La section en bois scié est l'une des plus utilisées en construction bois. Les formes les plus courantes sont carrées, pour servir de poteau, et rectangulaires, pour servir de poutre.

Les gorges de décharge permettent l'utilisation de fortes sections comprenant du bois de cœur. A cause de la dimension des grumes disponibles actuellement, la longueur est en général limitée à quelque 6, grand maximum 8 mètres. Il existe un certain nombre de sections standards disponibles facilement sur le marché, pour les bois résineux d'Europe.

Il est aussi possible de commander des sections particulières, dites "sur liste", mais le coût en est souvent plus élevé et, comme les pièces que l'on reçoit sont fraîchement sciées, elles n'ont que le degré de séchage de la grume dont elles ont été tirées; il n'y a pas eu de séchage complémentaires des pièces sciées. [1]



Figure 2-4: bois sciés structuraux

2.4 LE BOIS LAMELLÉ COLLÉ

2.4.1 Introduction :

L'origine du lamellé-collé remonte au XVI^e siècle même si son utilisation demeure récente.

C'est la mise au point de colles adaptées (caséine), au début des années 1900, qui a permis son développement. Le bois lamellé-collé est la synthèse de la transformation industrielle du bois, matériau naturel dont il hérite de toutes les qualités et dont il a été épuré des principaux défauts.

Les éléments en bois lamellé-collé, que nous désignerons par BLC, permettent de s'affranchir des limites de dimension imposées par la taille des grumes disponibles. Les dimensions maximales réalisables sont en fait fonction du transport depuis l'usine vers le site d'utilisation. Des poutres droites de 60 m. de longueur ont déjà été réalisées. La hauteur peut atteindre jusqu'à 2.5 m, et la largeur doit au moins être égale à 1/10 de la hauteur pour ne pas présenter un trop grand risque de déversement, le figure 2-5 représenté quelque élément lamellé-collé.



Figure 2-5: éléments en bois lamellé-collé

Cette technique présente également le grand avantage de fournir un produit dont la variabilité est plus faible que celle du bois de base qui forme la section reconstituée, grâce à une dispersion et une homogénéisation des défauts locaux. [2]

La figure 2-6 représente un exemple des structures en bois lamellé-collé.



Figure 2-6 : structures en lamellé collé

2.4.2 Définition

Le bois lamellé collé est un assemblage de lamelles aboutées de façon à obtenir la longueur de la poutre et superposée de façon à obtenir la hauteur. La cohésion est obtenue par collage. Contrairement à ce que l'on peut croire, le bois lamellé collé ne présente pas de caractéristiques mécaniques meilleures que le bois massif. Les caractéristiques mécaniques sont diminuées par la présence de défaut dans la section du bois. La probabilité d'avoir un défaut est plus faible dans une lamelle que dans une poutre en bois massif. [6]

2.4.3 Etapes de fabrication et constituants d'un lamellé-collé

1^{re} opération : Séchage ou Stabilisation :

La première opération consiste à amener l'humidité du bois approvisionné à celle requise pour la fabrication. L'humidité d'une lamelle dépend du traitement ou non du bois. Pour le bois non traité, l'humidité doit être homogène, à savoir entre 8 et 15 % et avec un écart maximal de 4 % dans une même lamelle. Pour le bois traité, l'humidité doit être comprise entre 11 et 18 %. [2]

2^e opération : Entourage et Aboutage :

Les lamelles sont tronçonnées et aboutées afin de réaliser les longueurs nécessaires à la fabrication (Température du bois doit être $> 15^{\circ}\text{C}$).

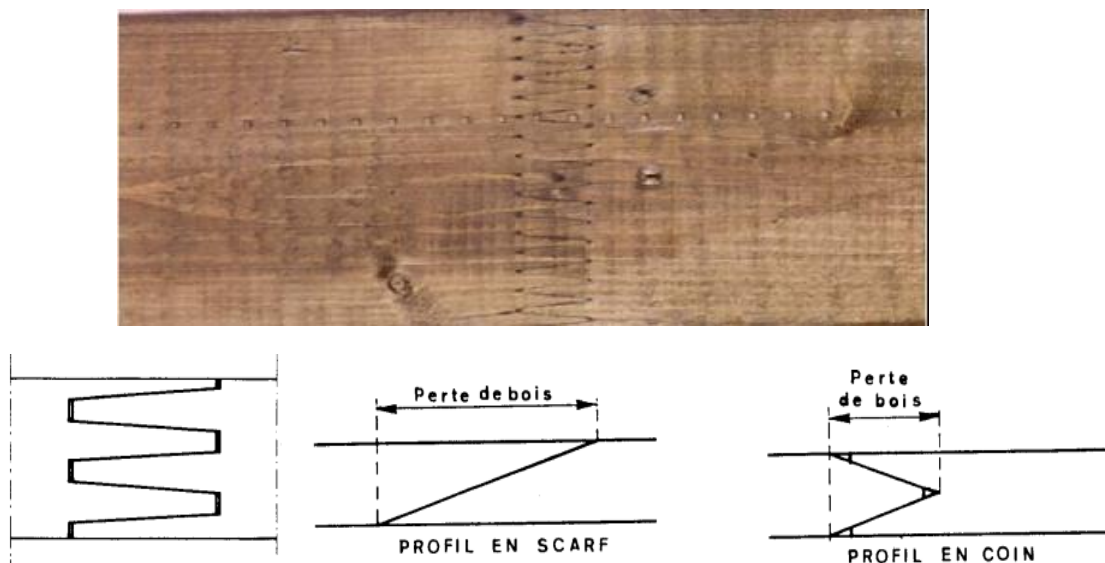


Figure 2-7: Aboutage à entures multiples

3^e opération : Le rabotage des lamelles :

Après aboutage, un rabotage des lamelles s'effectue au maximum 24 h avant l'encollage. L'écart maximum admissible par rapport à l'épaisseur moyenne sur une longueur de lamelle de 1 m, est égal à 0,2 mm. Pour les adhésifs urée-formol non modifiés, cet écart doit être inférieur à 0,1 mm.

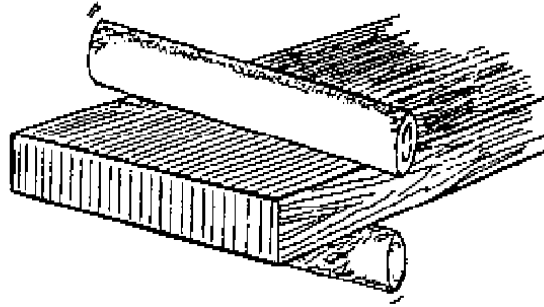


Figure 2-8 : rabotage des lamelles

4^e opération : Encollage des lamelles :

Autrefois, il était effectué manuellement. Aujourd'hui, cette opération est réalisée avec des encolleuses à rideaux ou rouleaux. Au moment du collage, les surfaces doivent être propres, et l'adhésif appliqué uniformément. [2]

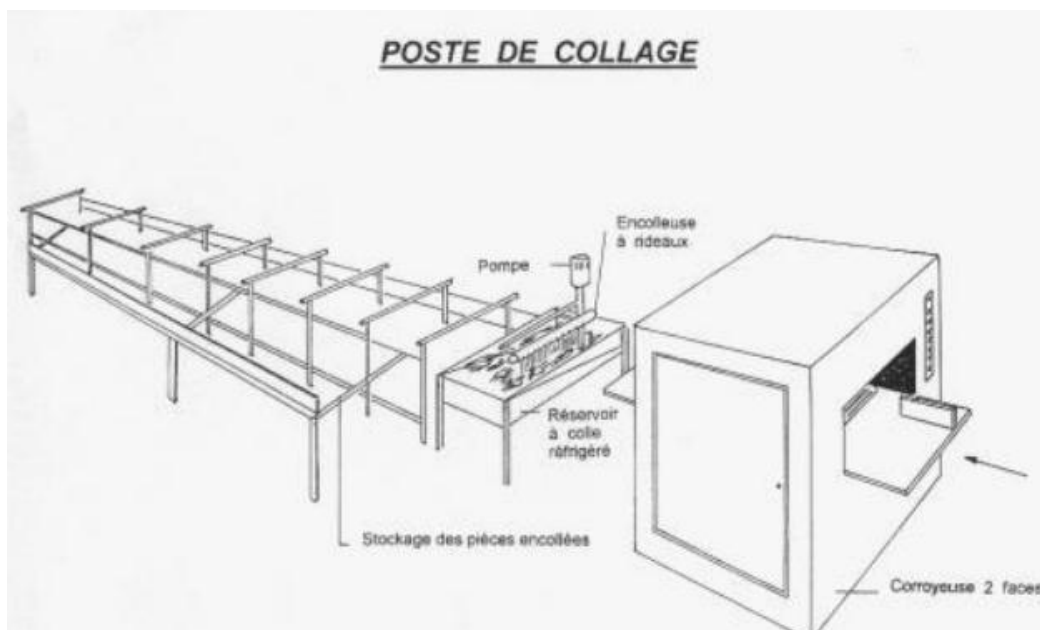


Figure 2-9 : Poste de collage

5^e opération : Serrage des lamelles :

Il a pour but de maintenir les pièces encollées à la pression voulue dans la forme désirée pendant le temps de polymérisation de la colle.

Ce temps est variable suivant le type de colle employée, la température et l'hygrométrie de l'air ambiant, le mode de chauffage, éventuellement.

La pression minimale pour les différents types de colle généralement employées dépend de l'épaisseur de la lamelle (inférieure à 35 mm ou supérieure jusqu'à 45 mm) ;

Elle varie de 6 bars pour les faibles épaisseurs et, pour les plus fortes, de 8 ou 10 bars. Cette pression est obtenue :

- par des tiges filetées de forte section dont le serrage se fait à l'aide de clé à choc ayant un dispositif dynamométrique de débrayage automatique.
- par des vérins hydrauliques ou pneumatiques.
- par la répartition de l'effort à l'aide de blocs de serrage sur la planche de répartition.
- par le nombre de tiges filetées suivant l'épaisseur des lamelles et de la planche de répartition.

Lors du séchage, le retrait de la pièce en cours de collage nécessite un maintien constant de la pression qui peut se faire :

- manuellement, par un resserrage régulier,
- automatiquement, par des ressorts compensateurs ou par tout autre système équivalent.

L'entre-axe maximal des presses dépend de la pression de collage ainsi que de l'épaisseur de la poutre à serrer et ne devra jamais dépasser 40 cm à l'intrados. [2]

La figure 2-10 représenté l'opération de serrage des lamelles.

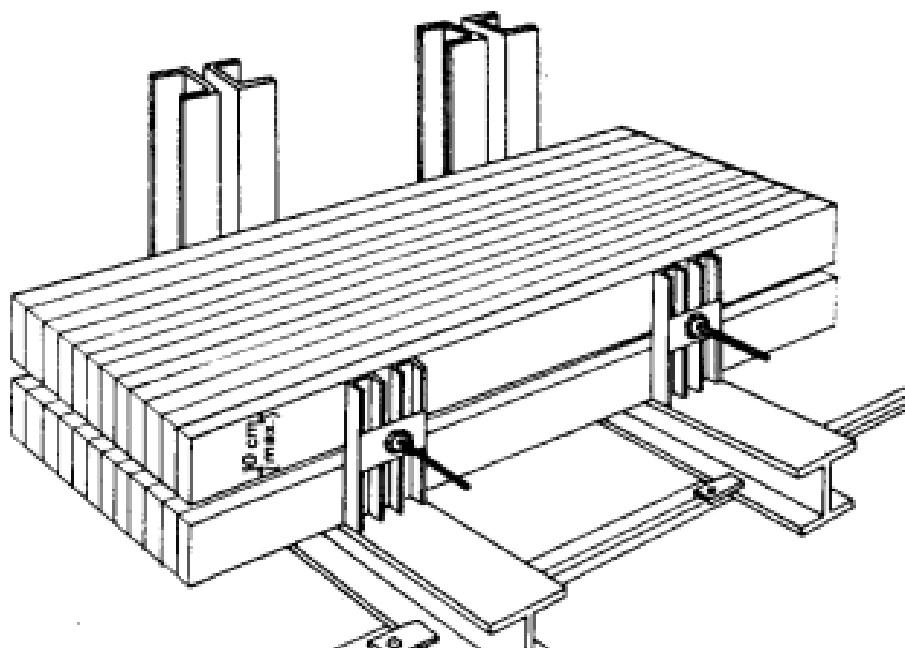


Figure 2-10 : Serrage des lamelles

6^e opération : Taillage et Finitions

Il s'agit essentiellement des opérations de rabotage, de perçage et taillage et application de produits de traitement et/ou finitions. [2]

2.4.4 Classes de résistance mécanique

Les classes de résistance mécanique des éléments en bois lamellé-collé sont définies à partir des classe de résistances des lamelles, de la manière suivante [2] :

Tableau 2-1 : Classes de résistance des lamelles de bois

Classe de résistance du bois lamellé-collé	GL24	GL28	GL32
Lamellé collé homogène	C 24	C 30	C40
Bois des lamelles extérieures	C24	C30	C40
Bois des lamelles intérieures	C18	C24	C30

▪ **Caractéristique mécaniques pour le calcul**

Le dimensionnement des poutres en bois lamellé-collé se fait conformément aux règles EC5, les contraintes, rigidités et masse volumique sont données en fonction des paramètres suivants :

- Qualité des lamelles : homogènes ou panachées.
- Produits certifiés ou non.
- Humidité des bois 15% maximum.

Pour utiliser les Règles EC5, les valeurs de contraintes admissibles et les propriétés associées aux classes de résistance du Bois Lamellé Collé sont définies dans les tableaux 2-2-a et 2-2-b:

Tableau 2-2-a: Contraintes caractéristiques des bois lamellé-collé certifiés définies par NF EN 1194, pour calculs avec EC5

Symbole	Désignation	Unité	lamellés collés homogènes		Lamellés collés panachés	
			GL24h	GL28h	GL24c	GL28c
$f_{m,k}$	Contrainte de flexion	N/mm ²	24	28	24	28
$f_{t,0,k}$	Contrainte de traction axiale	N/mm ²	16,5	19,5	14,0	16,5
$f_{t,90,k}$	Contrainte de traction perpendiculaire	N/mm ²	0,40	0,45	0,35	0,40
$f_{c,0,k}$	Contrainte de compression axiale	N/mm ²	24	26,5	21	24
$f_{c,90,k}$	Contrainte de compression perpendiculaire	N/mm ²	2,7	3,0	2,4	2,7
$f_{v,k}$	Contrainte de cisaillement	N/mm ²	2,7	3,2	2,2	2,7
$E_{0,mean}$	Module moyen axial	KN/mm ²	11,6	12,6	11,6	12,6
$E_{0,05}$	Module axial au 5 ^e pourcentile	KN/mm ²	9,4	10,2	9,4	10,2
E_{90mean}	Module moyen transversal	kN/mm ²	0,39	0,42	0,32	0,39
G_{mean}	Module de cisaillement	kN/mm ²	0,75	0,78	0,59	0,72
ρ_m	Masse volumique caractéristique	kg/m ³	380	410	350	380

Tableau 2-2-b: Contraintes caractéristiques des bois lamellé-collé certifiés définies par NF EN 1194, pour calculs avec EC5

Symbole	Désignation	Unité	lamellés collés homogènes		Lamellés collés panachés	
			GL32h	GL36h	GL32c	GL36c
$f_{m,k}$	Contrainte de flexion	N/mm ²	32	36	32	36
$f_{t,0,k}$	Contrainte de traction axiale	N/mm ²	22,5	26	19,5	22,5
$f_{t,90,k}$	Contrainte de traction perpendiculaire	N/mm ²	0,50	0,60	0,45	0,50
$f_{c,0,k}$	Contrainte de compression axiale	N/mm ²	29	31	26,5	29
$f_{c,90,k}$	Contrainte de compression perpendiculaire	N/mm ²	3,3	3,6	3,0	3,3
$f_{v,k}$	Contrainte de cisaillement	N/mm ²	3,8	4,3	3,2	3,8
$E_{0,mean}$	Module moyen axial	KN/mm ²	13,7	14,7	13,7	14,7
$E_{0,05}$	Module axial au 5 ^e pourcentile	KN/mm ²	11,1	11,9	11,1	11,9
E_{90mean}	Module moyen transversal	kN/mm ²	0,46	0,49	0,42	0,46
G_{mean}	Module de cisaillement	kN/mm ²	0,85	0,91	0,78	0,85
ρ_m	Masse volumique caractéristique	kg/m ³	430	450	410	430

2.4.5 Avantages et Inconvénients

- ❖ Ce matériau prend toute sa valeur lorsqu'il s'agit de grandes portées (donc de grande surfaces).
- ❖ Le lamellé-collé participe au confort des complexes sportifs et autres bâtiments en ses qualités.
- ❖ Acoustiques.
- ❖ Sa grande souplesse architecturale.
- ❖ Son cout d'entretien est bas grâce.
- ✓ Haut degré d'imperméabilité à l'humidité et à la pollution.
- ✓ Sa grande stabilité au feu.
- ❖ La section des poutres en lamellé-collé peut être considérée comme un inconvénient.
- ❖ Pour de très grandes portées les poutres peuvent atteindre plus de 2m de largeur.

2.4.6 les assemblages

Les assemblages en structures lamellé collé sont nombreux, et au cours des dernières années, de nouveaux systèmes sont apparus. On peut utiliser:

- ❖ les assemblages bois sur bois.
- ❖ les assemblages par organes métalliques.
- ❖ les assemblages collés.
- ❖ les assemblages métallos collés. [6]

2.4.6.1 Les assemblages bois sur bois:

Ce sont tous les assemblages de la charpente traditionnelle, et qui peuvent être réalisés de manière classique avec du bois lamellé collé :

- ❖ Tenon et mortaise.
- ❖ Embrèvement.
- ❖ Entaille.
- ❖ Assemblage à mi-bois.

Bien évidemment, la purge des singularités du bois lors de la fabrication du Lamellé Collé, contribue à fiabiliser ce type d'assemblages. [6]

2.4.6.2 Les assemblages par organes métalliques



Figure 2-11 : Exemple d'un assemblage par organes métalliques

Ils sont principalement réalisés par les organes suivants :

- ❖ pointes ou clous.
- ❖ vis ou tire-fond.
- ❖ boulons ou broches.
- ❖ assembleurs (crampons, anneaux).
- ❖ connecteurs métalliques.
- ❖ boîtiers et plats métalliques. [6]



Figure 2-12 : assemblages par organes métalliques

Tous ces assemblages sont dimensionnés conformément aux différents codes de calculs utilisés qui spécifient également les règles de mise en oeuvre et en particulier les dispositions de distances entre les organes. [6]

2.4.6.3 Les assemblages collés et métallos collés:

Les progrès techniques de collages structuraux ont donné naissance, tant en France qu'à l'étranger, à différents systèmes d'assemblages spécifiques:

- ❖ goujons collés.
- ❖ plats métalliques collés.
- ❖ entures d'angles.
- ❖ Inserts.[6]

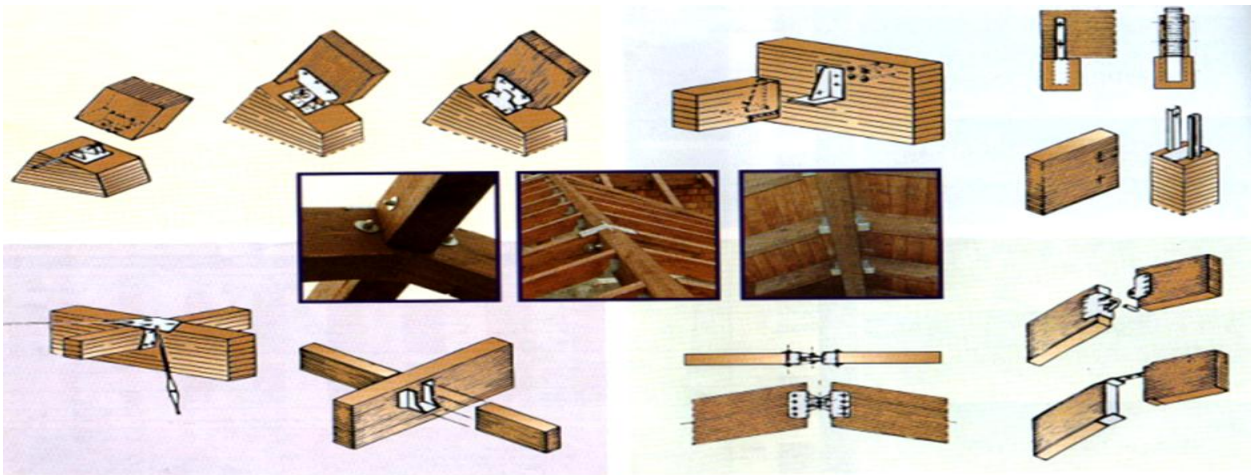


Figure 2-13 : assemblages collés et métallo collés



Figure 2-14 : L'assemblage poteaux poutres « La salle de sport de la 5eme région »

2.5 LES FAMILLES DE PANNEAUX

La réalisation de panneaux peut être considérée, dans son principe, comme une extension du BLC. Alors que les éléments en BLC sont linéaires, de type poutre, les panneaux s'étendent sur deux dimensions principales ; ils sont de type plaque. Le principe de la constitution d'éléments de grande dimension à partir d'éléments plus petits est ici poussé encore plus loin car les dimensions des constituants sont de l'ordre du millimètre. Il existe une très grande variété de panneaux par leurs qualités, types, épaisseurs,.. Ce qui offre un grand nombre de possibilités d'utilisation mais oblige également à faire le bon choix de panneaux en fonction de l'usage particulier. [1]

La stabilité dimensionnelle des panneaux est en général meilleure que celle du bois massif. Certains types de panneaux sont même particulièrement stables.

Si l'épaisseur n'est pas trop importante, il est possible de cintrer le panneau pour répondre à certaines contraintes architecturales.

2.5.1 Les contre-plaqués

La division des gros défauts en défauts plus petits est particulièrement bien réalisée dans la fabrication du contre-plaqué. Les billes de bois sont déroulées en placages de 1 à 5 mm d'épaisseur qui sont séchés et dont on empile et colle ensuite plusieurs couches sous pression, en prenant soin d'orienter perpendiculairement le fil du bois d'une couche à l'autre, voir Figure 2-12. Le nombre de plis est en général impair. En Belgique, un contre-plaqué qui comporte au moins 5 plis et dont l'épaisseur dépasse 12 mm est appelé multiplis ou multiplex. Un panneau à 3 plis est appelé triplex. [1]



Figure 2-15: principe de fabrication du contre-plaqué

2.5.2 Les panneaux de bois lamifiés

Les panneaux de bois lamifiés, appelés parfois lamibois ou encore LVL, sont constitués suivant un principe assez semblable à celui du contre-plaqué, avec comme différence le fait que les placages sont collés à fils parallèles et qu'ils sont produits dans des dimensions commerciales plus grandes, jusqu'à une vingtaine de mètres. On obtient ainsi des panneaux extrêmement résistants, même si les joints de chaque pli sont simplement posés bout à bout, de manière décalée afin de minimiser la perte de résistance qu'ils occasionnent. Parfois, surtout dans les panneaux de grande largeur, on insère une couche disposée dans l'autre sens pour améliorer la stabilité. [1]

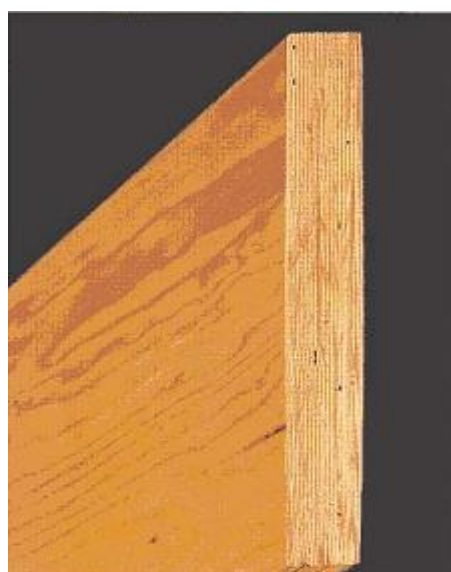
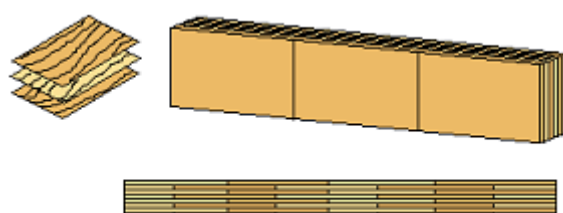


Figure 2-16: principe de fabrication du lamibois

2.5.3 Les panneaux de bois parralam

Le Parallam est fabriqué au départ des mêmes éléments que le lamibois, c'est-à-dire des placages minces. On utilise ici les placages obtenus lors des couches externes de la bille de bois qui, à cause de leurs dimensions irrégulières, ne peuvent être utilisés pour le lamibois.

Ces placages sont ensuite découpés parallèlement au fil du bois en fines lamelles de 3 mm d'épaisseur et de 2,4 mètre de longueur. Les lamelles, enduites d'un adhésif aux propriétés

hydrofuges, sont introduites dans une presse en continu qui sort une section rectangulaire d'environ 30 x 50 cm². Après ponçage, l'élément produit est débité en section plus petites et aux longueurs voulues. [1]

Les formes produites sont plutôt celles de poutres, jusqu'à 285 × 480 mm² de section, ou de poteaux, jusqu'à 180 × 180 mm². En ce sens, il s'agirait plutôt d'un type particulier de lamellé collé. On a préféré l'introduire ici par cohérence avec le processus de fabrication. [1]

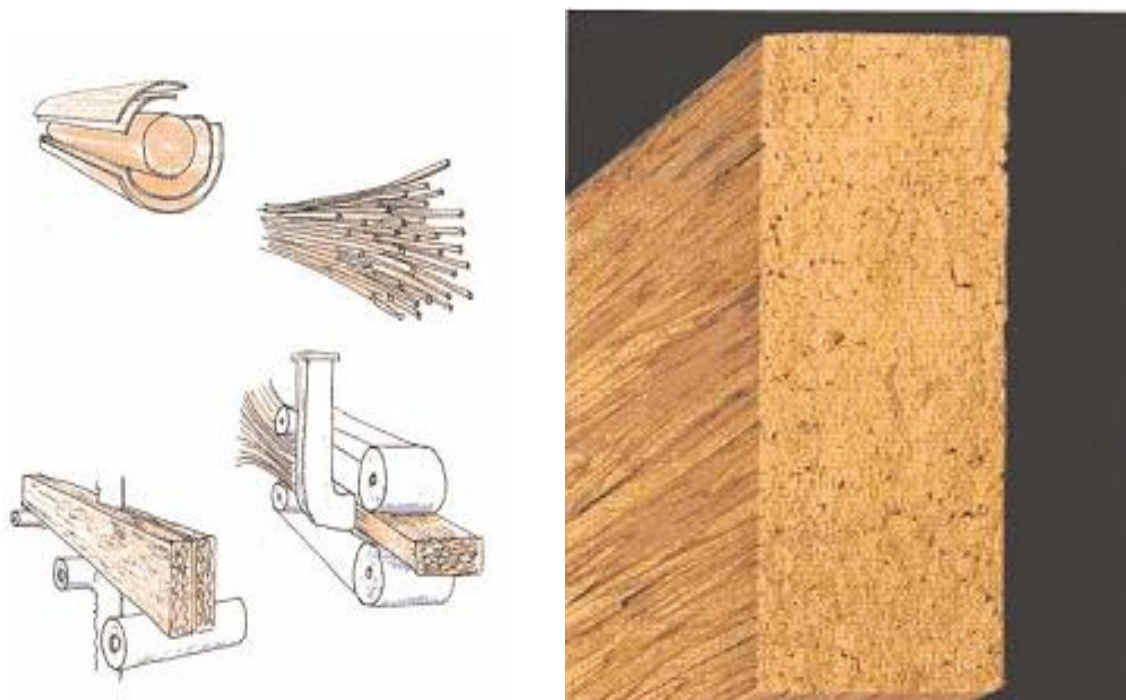


Figure 2-17: principe de fabrication du parralam

2.5.4 Les panneaux de fibres et de particules

La logique de décomposition - recomposition appliquée pour le BLC, avec des lamelles d'environ 50 mm, et pour le contre-plaqué ou le lamibois, avec des placages de quelques millimètres, peut être poussée encore plus loin avec les panneaux de particules ou, encore plus loin, avec les panneaux de fibres. Dans la construction, on les utilise essentiellement en sous-titre, dans les planchers, comme cloisons, revêtement de plafonds.

Les panneaux réalisés à base d'une essence non durable et qui ne contiennent pas d'agent fongicide ne conviennent cependant pas pour des utilisations où l'humidité relative de l'air risque de dépasser 80% pendant plus de quelques semaines par an. Il faut donc, dans les bâtiments, veiller au contact direct avec l'humidité, mais aussi à la condensation. [1]

2.5.4.1 les panneaux de fibre

La matière première est formée de bois de moindre qualité à croissance rapide, de chutes de scieries, de coupes d'éclaircies,... Celle-ci est fragmentée, puis soumise à la vapeur à plus de 170°C pour la ramollir avant de subir le défilage par meules rotatives. La pâte ainsi obtenue est ensuite broyée plus ou moins finement en fonction de la qualité désirée et on y ajoute l'adhésif. Le reste du processus peut mettre en œuvre diverses techniques, voie humide (panneaux monocouche avec une face lisse et une face gaufrée), mi-sèche ou sèche (possibilité de panneaux à 3 couches), avec pour caractéristiques communes la production de panneaux en continu, nécessitant un pressage et une prise à la chaleur. [1]

2.5.4.2 Les panneaux de particules

On utilise aussi des résidus de coupe ou de transformation dont la désorganisation est limitée au niveau de particules. Ces particules sont encollées et étalées en plusieurs couches parallèlement au plan du panneau. Les couches extérieures sont en général formées de particules plus fines, ce qui donne des faces lisses prêtes à peindre ou à revêtir, tandis que les couches médianes peuvent être constituées de particules plus grossières. Le produit est alors pressé à plat et à chaud. Pour la réalisation d'éventuels panneaux monocouches, on utilise des particules plus grossières. [1]



Figure 2-18: panneaux de particules

- ❖ **Les panneaux OSB** (Oriented Strand Board) sont constitués de particules qui ont la forme de plaquettes rectangulaires de 7 à 10 cm de long pour 1 à 5 mm de large et de moins d'un millimètre d'épaisseur. Celles-ci sont orientées dans le sens longitudinal du

panneau pour les couches extérieures et dans l'autre sens ou sans orientation particulière pour la ou les couches intérieures. On obtient ainsi des résistances très élevées dans le sens d'orientation préférentiel des plaquettes (au niveau de ses propriétés mécaniques, l'OSB se situe entre le panneau de particule et le contre-plaqué). La résistance à l'humidité est également meilleure que celle des panneaux de fibres ou de particules, ce qui fait que les panneaux OSB conviennent bien aux applications structurales dans la construction. Le formage de rainures et de languettes apporte des avantages lors de la réalisation de planchers car il offre une plus grande liberté sur le positionnement par rapport aux solives et autorise d'en augmenter l'entre distance. [1]



Figure 2-19: panneaux de l'OSB

Chapitre 3

Les structures en bois

3.1 INTRODUCTION

Dans ce chapitre, on reprend quelques-uns des types les plus courants de structures réalisables à partir de bois ou de matériaux à base de bois. Certaines structures font largement appel à la collaboration avec d'autres matériaux. [1]

3.2 LA POUTRE FLÉCHIE

La poutre simple sur 2 appuis d'extrémités est certainement la structure la plus simple et la plus primitive qui soit. Il suffit de jeter un tronc d'arbre entre deux rives d'une rivière pour en former une. Rien de plus frustrant, donc, de constater les désordres que subissent encore trop souvent des structures basées sur une conception aussi simple. [1]

3.2.1 Poutre simple de hauteur constante

Les 4 vérifications auxquelles il faut toujours porter attention lors du dimensionnement structurel sont :

- La résistance au déversement.
- La résistance à la flexion.
- La déformabilité en flexion et les vibrations.
- La résistance à l'effort tranchant. [1]

3.2.2 Cas des pannes de toiture

Des madriers en bois sont couramment utilisés comme pannes de toiture, dans des halls, dans des habitations familiales,.... La manière dont les charges sont transmises dépend de la disposition des pannes, suivant qu'elles sont placées perpendiculairement à la toiture, voir Figure 3-1-a, ou verticalement, voir Figure 3-1-b.

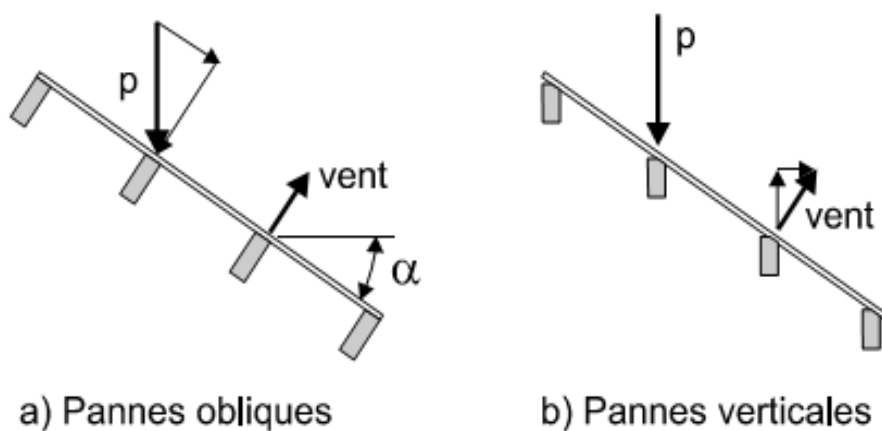


Figure 3-1: disposition des pannes

Pour analyser le transfert des efforts, il faut d'abord bien comprendre le mode d'application des charges. Les charges de poids mort de la toiture se comptent par mètre carré de toiture et agissent verticalement sous l'effet de la pesanteur. Les charges de neiges se comptent par mètre carré de projection horizontale et agissent aussi verticalement. Sur la Figure 3-1, la somme de ces deux charges verticales (pour un mètre de panne) est notée p .

La pression du vent, notée v sur la Figure 3-1, se compte par mètre carré de toiture et elle agit perpendiculairement à la toiture.

La panne oblique reprend ainsi les efforts de vent suivant son axe fort mais, d'une part, il ne s'agit pas des efforts les plus importants et, d'autre part, il s'agit d'efforts non permanents venant même souvent en sens opposé des actions permanentes et ne donnant donc pas lieu à fluage. Les actions verticales, par contre, voient une partie proportionnelle à $\cos(\alpha)$ reprise suivant l'axe fort, mais la composante proportionnelle à $\sin(\alpha)$ agit suivant l'axe faible. Or la panne est environ 3 fois moins résistante suivant cet axe faible, mais surtout environ 9 fois plus déformable vis-à-vis de charges dont une partie, le poids mort, est permanente.

La panne verticale, par contre, est bien disposée pour supporter les charges verticales et n'est sollicitée suivant son axe faible que de manière non permanente par le composant $\sin(\alpha)$ de la pression du vent.

Pour les toitures de faible pente, les effets sont peu sensibles et la simplicité de mise en œuvre des pannes obliques détermine la décision.

Pour des pentes importantes, par contre, on se condamne à subir d'inesthétiques déformations de fluage si on place les pannes de manière oblique, sauf si l'on prend des précautions particulières pour faire supporter la composante de pente au faîte par une panne suffisamment résistante ou par un autre dispositif : liernes ou blocage des chevrons en pieds de toiture, par exemple, lorsque c'est possible.

Il est parfois nécessaire de prendre certaines précautions durant la phase de montage. Lorsque les éléments posés sur les pannes sont de grande longueur, qu'il s'agisse de chevrons, de tôles métalliques de toiture ou de panneaux sandwich isolants par exemple, il peut arriver que leur poids propre ne soit pas négligeable. Or, lorsqu'on vient les poser sur les pannes et placer la première fixation, on peut considérer que l'appui entre ces éléments et les pannes est de type "à rouleau" là où il n'y a pas encore de fixation, car le frottement entre l'élément et la panne est faible. Sur toutes ces pannes, la réaction est donc perpendiculaire à la toiture et la composante de pente du poids de tout l'élément est reprise par une seule panne, celle où se

situe la première fixation. Cette situation est illustrée à la Figure 3-2 qui montre que l'effort de pente repris par la panne supportant la première fixation existe, même si les pannes sont verticales. Cet effet peut nécessiter la mise en œuvre d'un dispositif provisoire de reprise de l'effort de pente, surtout dans les grands halls où la toiture comporte un grand nombre de pannes.

Note :

On a supposé sur la Figure 3-2 que chaque panne reprend $\frac{1}{4}$ du poids total, ce qui constitue une légère approximation par rapport aux vraies réactions de l'élément hyperstatique.

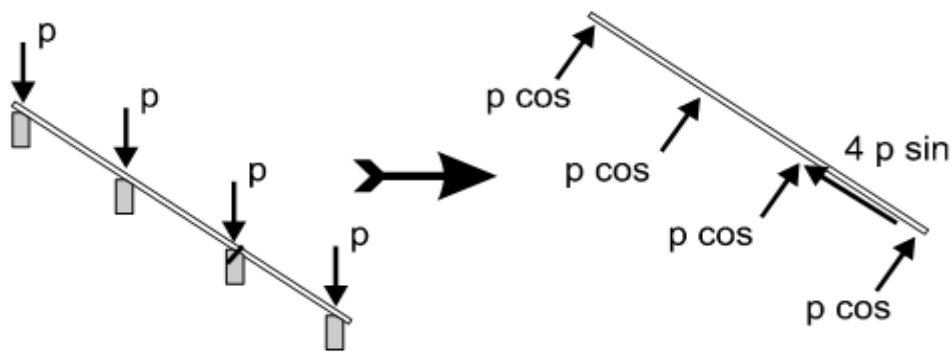


Figure 3-2: phase de montage ; une seule fixation

Enfin, on n'oubliera pas de prendre en compte le cas de soulèvement possible sous l'effet du vent qui, s'il n'est pas souvent critique pour les pannes elle-même, peut l'être pour les fixations de la toiture sur la maçonnerie.

Afin d'éviter l'arrachement et l'envol de la toiture, on ancrera généralement les pannes suffisamment loin dans la maçonnerie à l'aide de feuillards métalliques. [1]

3.2.3 Poutres composées

Lorsqu'il est nécessaire de mettre en œuvre des poutres de résistance et de raideur supérieure à ce que permet le bois massif, on peut soit avoir recours au BLC, ou constituer une poutre par l'assemblage de divers éléments.

Il est possible de superposer deux éléments et de les solidariser par l'intermédiaire de cales en bois durs, voir Figure 3-3.



Figure 3-3: poutre composée

Il s'agit là d'une méthode traditionnelle pour créer une poutre avec section de grande hauteur mais elle n'est plus guère employée à cause de la quantité de main d'œuvre nécessaire. En plus, si elle permet d'augmenter la hauteur, la longueur de la poutre composée reste tributaire de la longueur maximale disponible des éléments constitutifs. Elle ne peut donc convenir que pour des poutres de longueur modérée, mais fortement chargées.

Les cales en bois dur sont sollicitées au cisaillement. Comme celui-ci dépend de l'effort tranchant, il faut rapprocher les cales dans les zones proches des extrémités. On dimensionne les cales pour qu'elles aient une résistance au cisaillement et une résistance à la compression égale.

Dans le calcul des contraintes dans la poutre, mais aussi dans le calcul des déformations, il faut tenir compte d'un certain glissement qui se produit au niveau des assemblages, de sorte que les deux éléments ne collaborent pas de manière parfaite.

Comme les deux efforts de compression qui agissent sur chaque cale ne sont pas appliqués au même niveau, la cale est soumise à un moment qui tend à la faire basculer et à séparer les deux composantes de la poutre. Si cela risque de se produire, on peut les solidariser transversalement par des boulons.

Il existe, pour réaliser des poutres composées, de nombreuses manières plus modernes et exploitant au mieux les caractéristiques propres de différents produits à base de bois. [1]

3.2.4 Poutres sous-tendues

Pour franchir des portées importantes sans appui intermédiaire, on peut avoir recours à la technique de la poutre sous-tendue.

Dans la version la plus simple, un poinçon central supportant la poutre est lui-même fixé aux deux extrémités par des tirants qui, étant essentiellement tendus, sont souvent en acier, voir Figure 3-4.

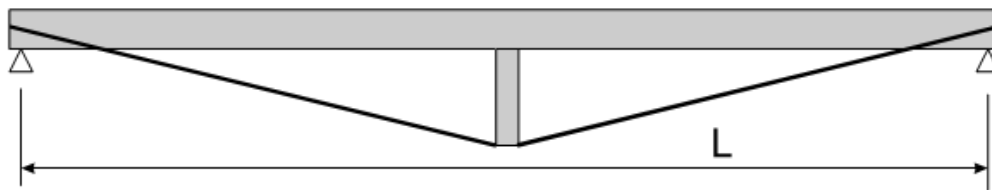


Figure 3-4: poutre sous-tendue

Ce type de structure ne comporte que des assemblages simples et donne une impression de grande légèreté. Cette solution convient aussi pour corriger à posteriori un dimensionnement trop faible ou une majoration de la charge appliquée qui donneraient lieu à des contraintes et à des déformations trop importantes.

Si les tirants doivent être appliqués à une poutre existante dont les appuis ne sont pas accessibles, rien n'empêche de décaler le point d'ancrage des tirants de quelques décimètres par rapport aux extrémités, voir Figure 3-5-a. Une autre variante est la poutre à double poinçon, voir Figure 3-5-b. [1]

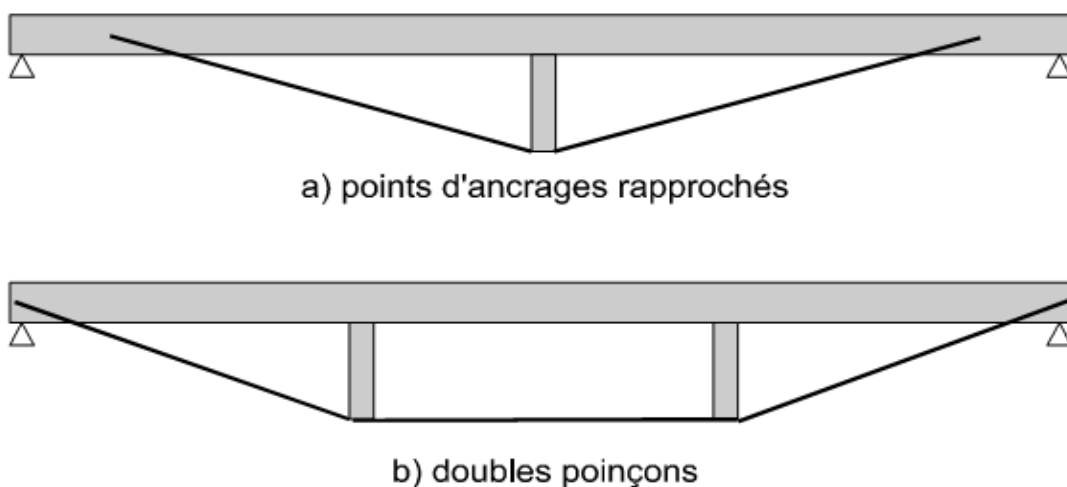


Figure 3-5: poutre sous-tendue (variantes)

3.3 LES SYSTÈMES DE TREILLIS

3.3.1 Charpentes industrialisées

Une charpente industrialisée se compose à titre principal de fermes chevrons réalisées en atelier et placées avec un faible écartement (60 ou 90 cm, par exemple).

Des éléments transversaux maintiennent les écartements entre pièces voisines, tandis que des éléments de stabilisation empêchent les fermes de déverser et les éléments individuels de flamber et assurent également la transmission des efforts horizontaux dus au vent. Enfin, des dispositifs d'ancrage fixent les charpentes sur les appuis et aux murs pignons.

Le rôle de ces fermes est de supporter la couverture et le plafond ainsi qu'un plancher, dans le cas de combles habitables.

Le plus souvent, les fermes possèdent un entrain horizontal. Leur mise en œuvre ne présente pas de grande difficulté. Parmi les formes les plus rencontrées, on peut citer les suivantes, voir Figure 3-6:

- a) en W, la plus courante,
- b) en double W, pour des charges ou des portées importantes,
- c) en M, pour un plafond lourd,
- d) en éventail, pour une couverture lourde,
- e) à une seule pente,
- f) tronquée, pour réaliser une croupe
- g) à entrain porteur, pour obtenir des combles habitables.

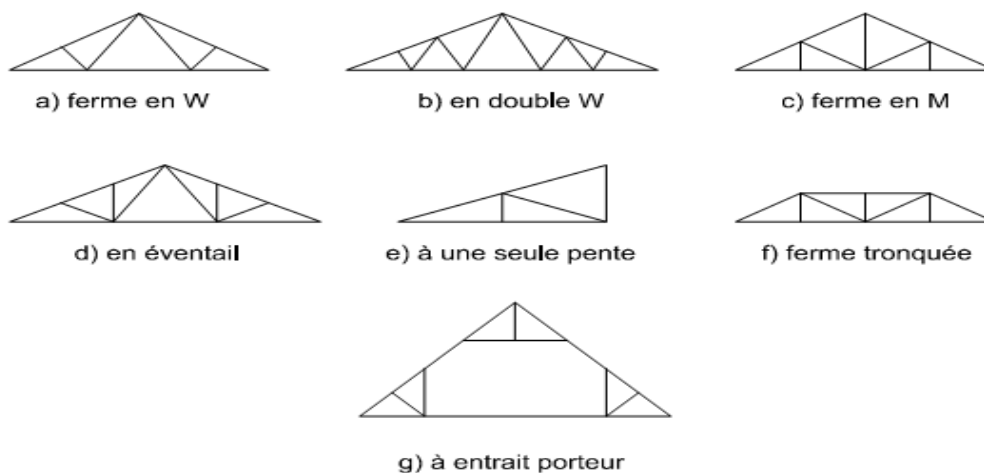


Figure 3-6: fermes à entrain horizontal

Il existe des fermes sans entrain horizontal, voir Figure 3-7.

Celles-ci demandent une attention particulière au niveau du calcul et de la réalisation car leur mode de fonctionnement est différent.

La ferme en A induit une légère traction dans le plancher et nécessite des appuis bloqués. La ferme à encuvement donne lieu à un effort de traction très important entre la ferme et la dalle au niveau des murs extérieurs. Les ancrages doivent donc y être très résistants et leur exécution soignée. [1]

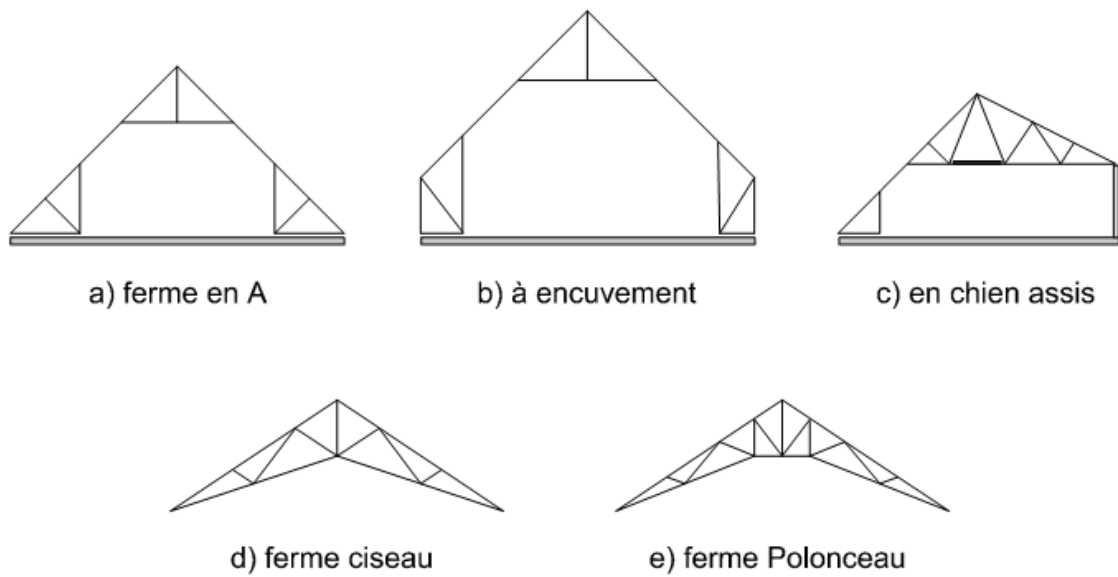


Figure 3-7: fermes sans entrain horizontal



Figure 3-8: fermes industrielles

3.4 LES PORTIQUES

Un portique est constitué de l'assemblage de plusieurs éléments rectilignes.

Il est possible de concevoir les assemblages soit pour qu'ils transmettent les moments de flexion soit comme des rotules. Dans la construction en bois, la différence de coût par assemblage entre ces deux options est peut-être encore plus marquée que dans les autres matériaux. C'est pourquoi on essaye autant que possible de mettre en œuvre des articulations, d'autant plus qu'un portique isostatique est insensible aux tassements d'appuis et, surtout, à la déformabilité des assemblages.

Pour résoudre la difficulté de réalisation d'un nœud rigide, il est possible de la contourner en réalisant chaque poteau en deux éléments qui s'articulent sur la poutre en deux endroits différents. Chaque partie du poteau n'est ainsi soumise qu'à de la compression ou de la traction, les assemblages restent simples, mais la poutre peut bénéficier de la réduction de flèche et de moment fléchissant apportée par l'encastrement à ses extrémités.

Il est assez rare d'encastrer le pied des poteaux d'un portique en bois, à cause des problèmes de durabilité qui sont plus difficiles à résoudre dans ce cas. Sur base de ces considérations, la Figure 3-9 présente quelques schémas statiques courants pour les portiques en bois.

Si les éléments rectilignes sont en BLC, les portiques trouvent leur meilleure application dans les portées comprises entre 10 et 50 mètres. En réalisant les éléments rectilignes à partir d'éléments triangulés, on peut atteindre des portées jusqu'à 60 mètres. Dans ce cas, il est également possible de réaliser un encastrement entre la poutre et les poteaux uniquement à l'aide d'assemblages rotules. [1]

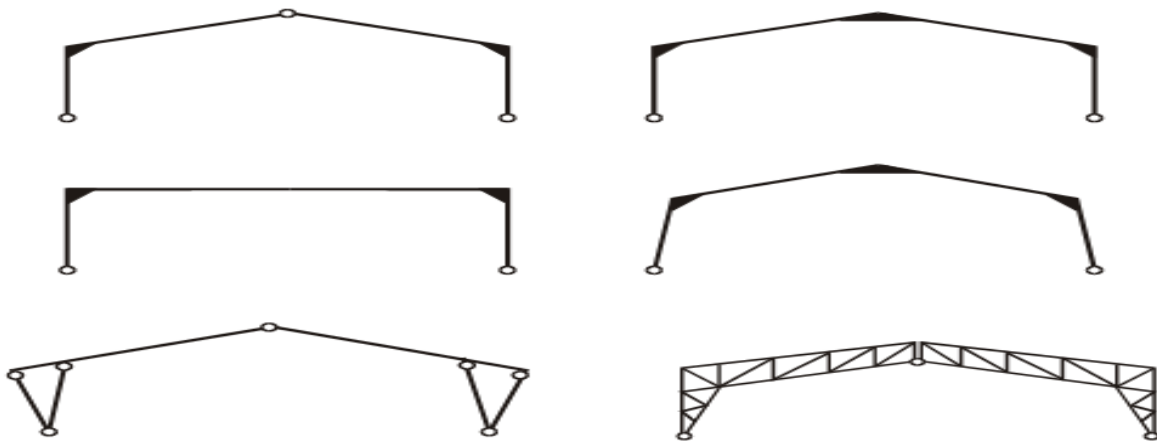


Figure 3-9: quelques types de portiques

3.5 LES ARCS

Les arcs en bois apportent une bonne solution à la couverture de grandes portées, de 30 à 100 mètres par exemple. En effet, plus la portée est grande, plus l'influence du poids propre se renforce par rapport à celle des charges à supporter et un matériau au rapport performance/poids propre aussi favorable que le bois y trouve naturellement un champ d'application privilégié.

Quel que soit le matériau, un arc est essentiellement sollicité en compression, ce qui est une forme de sollicitation donnant lieu à des déformations beaucoup moins importantes que la flexion. L'arc est donc bien la forme des grandes portées.

Il est possible de constituer très simplement des structures à partir d'éléments droits qui fonctionnent néanmoins suivant le principe des arcs à 3 articulations, voir Figure 3-10 et Figure 3-11. La composante flexionnelle est cependant plus importante que si les éléments étaient courbes. [1]

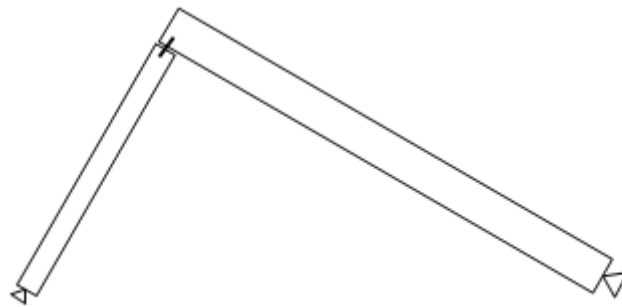


Figure 3-10: arc à éléments droits

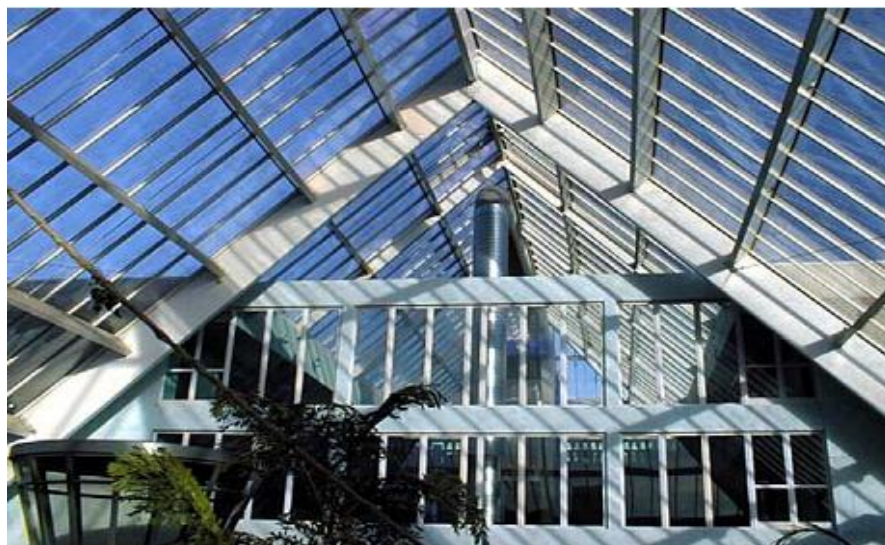


Figure 3-11: arc à éléments droits (photo)

3.5.1 Arcs bois lamellé-collé

La réalisation de pièces de très fortes sections, à inertie variable, éventuellement courbes et de grande longueur. Cette possibilité, jointe aux caractéristiques de résistance au feu, d'inertie chimique, de légèreté, de rapidité, de mise en œuvre et de fabrication, ouvre au bois lamellé-collé un nombre croissant de marchés dans des domaines aussi divers que les bâtiments industriels et agricoles (figure 3-12), les bâtiments sportifs (stades couverts, salles de sports, patinoires, piscines, etc., cf. figure 3-13), culturels, commerciaux, culturels.

Le plus grand nombre de ces réalisations se rattache, du point de vue du fonctionnement mécanique, à deux familles que nous distinguons arbitrairement : les poutres et les arcs. [3]

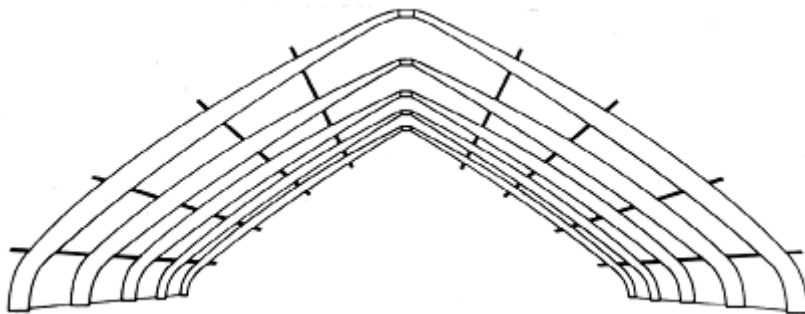


Figure 3-12 : Arc à trois articulations pour bâtiment à destination de silo

(Portée de 50 à 70 m)

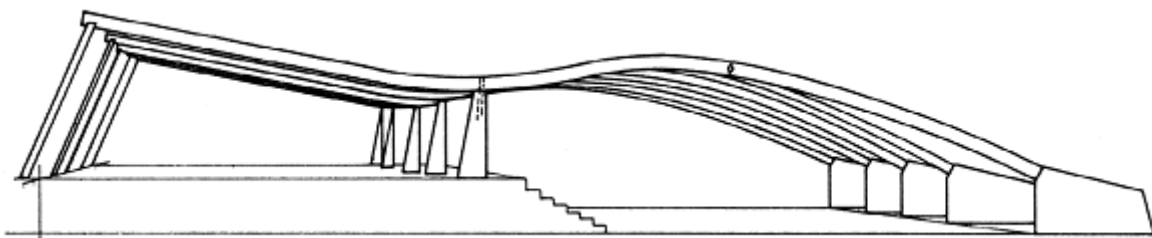


Figure 3-13 : Structure pour hall de sport : arcs de section constante ; moises sur appuis par les poutres droites (portée de 20 à 40 m et plus entre appuis)

- Dans le cas des arcs (figure 3-14) qui peuvent d'ailleurs être considérés comme des cas particuliers de poutres, la technologie est identique, mais le mode de fonctionnement, particulièrement adapté au matériau, permet d'atteindre des portées considérables avec une importante économie de matière.

Des poutres libres de l'ordre de 100 à 110 m ont pu être réalisées sans difficultés majeures et les exemples de réalisation entre 25 et 80 m sont innombrables à l'heure actuelle.

Le calcul des arcs en bois lamellé-collé est particulièrement simple et fiable, puisque les formules générales de la résistance des matériaux pour le calcul des arcs sont applicables sans précautions particulières.

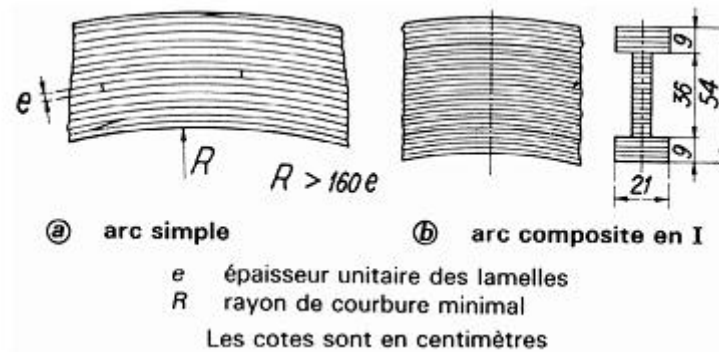


Figure 3-14 : Arc lamellé (fabrication par encollage sur cintre)

Les termes relatifs à la dilatation thermique sont supprimés dans les formules et les termes relatifs aux déformations sous efforts normal et tranchant peuvent être négligés sans inconvénients, du moins au stade des calculs d'avant-projet.

Seuls deux types d'arcs sont pratiquement retenus :

- les arcs isostatiques à trois articulations ;
- les arcs hyperstatiques à deux articulations.

La technique des assemblages fait généralement appel au boulonnage et à l'emploi de goussets latéraux ou axiaux en tôle d'acier ou de boîtiers à rotules pour les pieds et les clefs d'arcs.

Toutefois, la réalisation d'assemblages destinés à transférer des moments de flexion est toujours très délicate et coûteuse, et l'on évite toujours, dans la mesure du possible, de transférer de tels efforts dans un assemblage mécanique de pièces en bois.

Quand, pour des raisons de transport en particulier, le recours à des assemblages est inévitable, on s'efforce de les disposer en des zones de moments nuls ou très faibles sous l'action des charges permanentes, de façon que leur déformabilité ne perturbe pas le fonctionnement d'ensemble. Une autre solution consiste à réaliser, pour certains assemblages d'angle, des entures multiples collées (figure 3-15) de grandes dimensions. [3]

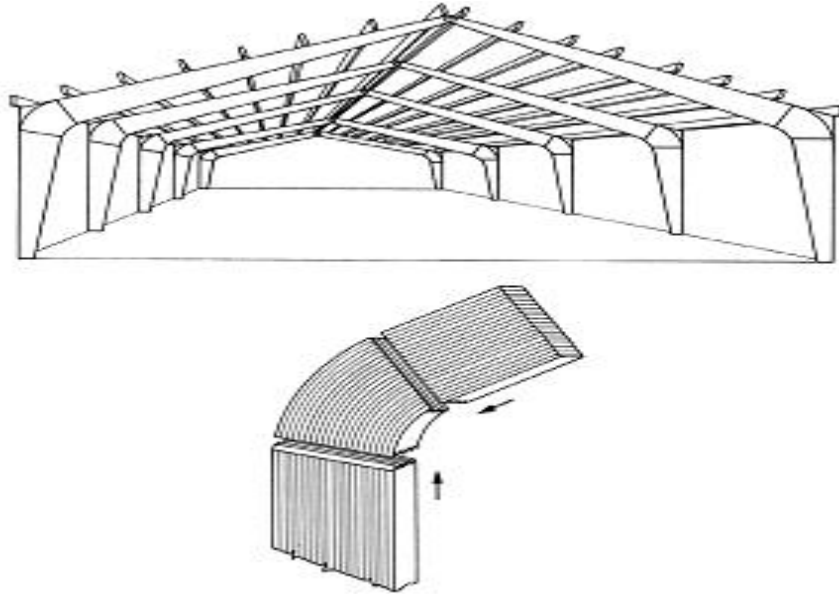


Figure 3-15 : Hall à usages divers : poutres droites (portée de 10 à 25 m) et détail d'assemblage d'angle à entures multiples

3.6 LES MAISONS D'HABITATIONS

Il existe 3 types principaux d'habitations en bois :

3.6.1 Maisons à ossature bois

Les maisons à ossature bois ont été développées à l'origine aux Etats-Unis où elles ont connu un développement extraordinaire. L'habitation est composée de l'assemblage de panneaux, le plus souvent préfabriqués en usine, qui assurent un ensemble de fonctions différentes :

- transmission des charges verticales,
- reprise des charges horizontales,
- isolation thermique,
- étanchéité à l'air et à la pluie

La composition des panneaux de façade repose essentiellement sur des montants en bois de section assez réduite, 48 x 98 ou 36 x 148 mm² par exemple, disposés de manière rapprochée, avec un entre axes de 40 à 60 cm. Des éléments horizontaux relient ces poteaux entre eux. A travers l'épaisseur, on retrouve, de l'intérieur vers l'extérieur :

- le panneau de revêtement intérieur,
- la membrane pare vapeur,

- l'isolant thermique placé entre les montants,
- le panneau extérieur,
- une membrane poreuse à l'air,
- une couche d'air ventilée,
- le parement extérieur, non porteur, qui donne l'apparence souhaitée. [1]



Figure 3-16 : Maisons à ossature bois

3.6.2 Systèmes à madriers

Les madriers, réalisés en bois massif ou en BLC, arrivent sur chantier avec chacun sa longueur et ses usinages d'ancrage définitifs. Ils sont repérés individuellement et posés les uns sur les autres suivant le plan d'assemblage pour former des cloisons massives. Celles-ci peuvent être doublées, sur les murs extérieurs, d'une couche d'isolant et d'un bardage extérieur (à séparer par une lame d'air).

A cause du retrait transversal du bois, les murs vont tasser de plusieurs mm durant le début de la vie de la construction. Il faut en tenir compte à divers endroits lors de la conception, notamment au-dessus des châssis des différentes baies, et ne pas s'en effrayer lorsqu'ils se produisent.

Les tassements peuvent présenter un caractère différentiel à cause de l'hétérogénéité du bois ou de celle de la composition architecturale. [1]



Figure 3-17 : Maisons en madriers

3.6.3 Systèmes poutres et poteaux

Trouvant son origine dans les systèmes les plus traditionnels utilisés depuis des siècles, comme par exemple les maisons à colombages, la construction à poutres et poteaux actuelle permet une utilisation moins dispendieuse de matière et de main d'œuvre grâce à l'utilisation de procédés techniques modernes, tant au niveau de la constitution des éléments (BLC, Lamibois, etc.) qu'au niveau des assemblages.

La structure portante est formée d'un ensemble d'éléments rectilignes verticaux, les poteaux, et horizontaux, les poutres principales, qui dessinent dans l'espace une trame parallélépipédique. Des poutres secondaires sont posées sur les poutres principales et supportent elles-mêmes les planchers. Différentes cloisons verticales articulent les espaces à l'intérieur de l'habitation ou forment la peau extérieure. Ces cloisons ne supportent pas les charges verticales mais on peut leur faire jouer un rôle structurel dans la reprise des efforts horizontaux si elles jouent le rôle de contreventement.

Ce type de solution convient assez bien pour les constructions implantées sur des terrains à forte déclivité donnant lieu à des décalages de niveau dans la construction. [1]



Figure 3-18 : Construction poteaux poutres

3.7 PONTS ET PASSERELLES

3.7.1 Principes d'utilisation du bois dans les ponts

Le bois convient particulièrement lorsque les charges variables ne sont pas très élevées car, dans ce cas, la charge principale est le poids propre de l'ouvrage et le matériau bois est l'un des matériaux de construction les plus légers.

Le bois trouve son emploi privilégié dans les pièces soumises à compression, à cause de l'influence moins grande des défauts sur la résistance, mais aussi parce que les assemblages y pénalisent moins l'effort capable. Les structures les plus appropriées sont donc les arcs, les poutres sous tendues ou les treillis. Par contre, comme la forme des sections en bois convient moins bien à la flexion, les portées franchies de cette manière sont assez faibles et on note souvent la présence de béquilles ou de suspentes.

Il peut se révéler particulièrement avantageux de combiner le bois avec d'autres matériaux. Le béton peut reprendre la compression dans une dalle mixte et, en plus, sa présence protège de la pluie les éléments en bois sous-jacents. L'acier peut être utilisé pour des éléments linéaires sollicités en traction, combinés avec des éléments en bois que les sections plus massives rendent plus aptes à reprendre la compression. [1]

3.7.2 Les différents types de structure

Les ponts en arc profitent avantagement de la légèreté du bois et de sa bonne capacité à reprendre la compression. Cette forme convient pour des portées de 30 à 60 mètres.

Dans les ponts mixtes bois-béton, la dalle de béton posée sur des poutres longitudinales en bois collabore à la reprise des efforts par la compression qu'elle reprend.

Cette collaboration est assurée par des cornières, des tubes, des armatures scellées ou toutes sortes de connecteurs spécialement conçus. Ces connecteurs doivent être testés vis-à-vis de la fatigue, en fonction du trafic attendu. L'épaisseur de la dalle doit être au minimum de 22 cm pour les ouvrages routiers. Le rapport hauteur sur largeur de la section des poutres ne devrait pas dépasser 5, sinon il faut étudier l'influence du gradient d'humidité entre les deux faces latérales.

Les ponts à ferme ont une superstructure triangulée ayant la forme d'une charpente de toiture avec, par plan vertical, deux arbalétriers en bois et les poutres porteuses du tablier qui forment l'entrait de la ferme. Pour les barres intérieures de la ferme, les éléments comprimés sont en bois tandis que les éléments tendus peuvent être des barres en acier car, au contraire d'une toiture, il n'y a pas de soulèvement à craindre et, donc, pas de changement de signe des efforts. En Finlande, le pont de Vihantasalmi comporte 3 travées de 42 m chacune avec ferme porteuse.

Les ponts à poutre treillis permettent de franchir des portées importantes (de 20 à 50 m) grâce à la grande hauteur des poutres constituées. En général, la hauteur des poutres doit au moins valoir 1/10 de la portée. Les poutres doivent être stabilisées latéralement. On peut y arriver par la présence de bracons obliques extérieurs liant la membrure supérieure de la poutre aux poutres transversales du tablier, celles-ci étant prolongées à l'extérieur comme montré schématiquement à la Figure 3-19. [1]



Figure 3-19: stabilisation par le bas

Les ponts à béquilles sont bien adaptés au bois car ils permettent une réduction des portées effectives et engendrent de la compression dans les palées. La gamme de portée de ces ouvrages est de 20 à 40 mètres.

Les ponts suspendus ou à haubans permettent de franchir de grandes portées, de 30 à 100 mètres. Le bois peut être utilisé pour le platelage, voire pour la poutre de rigidité mais, dans ce cas, la raideur assez faible du bois conduit à une rigidité incompatible avec des charges importantes de sorte que cette solution ne convient que pour des passerelles piétonnes. En France, le pont piétonnier de Tournon construit en 1845 comporte ainsi deux travées de 97,50 mètres. Au Mexique, le pont d'Ojuela construit en 1892 à une portée de 278 mètres. Les ponts sous tendus combinent avantageusement le bois pour les parties travaillant en compression et des tirants de faible section en acier pour transmettre la traction. [1]



Figure 3-20: Pont couvert (Suisse)



Figure 3-21: Pont (Saint-Gervais - 74)

Chapitre 4

Le code de calcul CASTEM

4.1 INTRODUCTION

CASTEM 2000 est un code de calcul pour l'analyse de structures par la méthode des éléments finis. Ce code a été développé par le département Mécanique et technologie (DMT) du commissariat français à l'Energie Atomique (CEA).

Le développement de CASTEM 2000 entre dans le cadre d'une activité de recherche dans le domaine de la mécanique dont le but est de définir un instrument de haut niveau, pouvant servir de support pour la conception, le dimensionnement et l'analyse de structures et de composants, dans le domaine du nucléaire comme dans le secteur industriel classique.

Dans cette optique, CASTEM 2000 intègre non seulement les processus de calculs proprement dits mais également les fonctions de construction du modèle (pré-processeur) et les fonctions de traitement des résultats (post-traitement). CASTEM 2000 est un programme que l'utilisateur peut adapter à ses besoins pour résoudre ses propres problèmes. [8]

4.2 HISTORIQUE

Le développement des codes de calcul a évolué de pair avec le matériel informatique.

Au départ, les programmes de calcul étaient écrits pour résoudre des problèmes donnés et fonctionnaient généralement en boîte noire.

Trois programmes constituant le noyau du système CASTEM ont été développés au CEA/DMT : il s'agissait d'un programme de maillage, d'un programme de calcul et d'un programme de visualisation des résultats. La multiplicité des problèmes a ensuite conduit à développer des programmes de calcul distincts capables de communiquer entre eux le cas échéant.

Les progrès du matériel informatique a alors permis de développer de nombreuses fonctions qui réduisaient les temps de préparation des jeux de données. Ainsi, il fallait remettre à niveau tous les codes en répercutant dans chacun les améliorations et corrections effectuées dans l'un d'entre eux.

De plus, les jeux de données devenaient de plus en plus compliqués et le post-traitement devait être capable de relire des fichiers différents selon les codes de calcul utilisés. A ces problèmes se sont ajoutés de nouveaux besoins tels que des structures plus complexes mettant

en jeu des phénomènes variés et couplés (couplage mécanique-thermique) ou bien intégration des fonctions de maillage dans le processus de calcul (optimisation de forme).

Toutes ces considérations ont conduit à repenser à la base le problème du calcul numérique de manière à développer un code de calcul de nouvelle génération : CASTEM 2000.

Contrairement aux anciens codes de calcul, écrits pour résoudre des problèmes donnés et auxquels l'utilisateur doit se plier, CASTEM 2000 peut s'adapter aux besoins de l'utilisateur pour résoudre ses problèmes. De plus, CASTEM 2000 donne à l'utilisateur la connaissance du problème effectivement posé et des méthodes employées. [8]

4.3 ORGANISATION D'UN CALCUL

Une analyse générale effectuée à l'aide de la méthode des éléments finis peut se décomposer en quatre grandes étapes :

- le choix de la géométrie et du maillage.
- la définition du modèle mathématique.
- la résolution du problème discrétisé.
- l'analyse et le post-traitement des résultats.

Chacune des étapes peut également être décomposée en une série de processus élémentaires.

4.3.1 Choix de la géométrie et du maillage

- Définition des points, lignes, surfaces et volumes.
- Discrétisation. [8]

4.3.2 Définition du modèle mathématique

- Définition des données caractérisant le modèle :
- Définition des propriétés matérielles (constantes d'élasticité, masse volumique, etc...).
- Définition des propriétés géométriques (section des poutres, inerties, épaisseur des coques, etc...).
- Définition des conditions aux limites.
- Définition des sollicitations.
- Conditions initiales. [8]

4.3.3 Résolution du problème discrétisé

- Calcul des matrices de rigidité et de masse de chaque élément fini.
- Assemblage des matrices de rigidité et de masse de la structure complète.
- Application des conditions aux limites.
- Application des chargements.
- Résolution du système d'équations. [8]

4.3.4 Analyse et post-traitement des résultats

- Quantités locales : déplacements, contraintes, déformations, etc...
- Quantités globales : déformation maximale, énergie de déformation, etc...

4.4 PRINCIPES DE DÉVELOPPEMENT DE CASTEM 2000

CASTEM 2000 est avant tout un outil pour faire des calculs. Il intègre tous les processus utilisés par le passé et doit pouvoir accueillir tous ceux dont on aura besoin dans l'avenir pour traiter de nouveaux problèmes. Il permet à l'utilisateur d'adapter ses calculs selon les problèmes qu'il doit résoudre. Il donne à l'utilisateur la connaissance du problème posé et des méthodes employées.

Ceci a été rendu possible par l'application:

- ❖ D'un principe : la SIMPLICITE.
- ❖ L'observation de quatre règles : l'ORTHOGONALITE, la VISIBILITE, la REGULARITE et la DOCUMENTATION,
- ❖ La poursuite d'un objectif : la QUALITE. [8]

4.4.1 La simplicité

Il s'agit d'un principe de bon sens, mais dont l'application n'est pas si aisée.

C'est le fondement de la démarche scientifique: il est facile de faire des choses compliquées à partir de choses simples. Par ailleurs, simple ne signifie pas simpliste. [8]

4.4.2 L'orthogonalité des processus

Cette règle est basée sur deux idées :

- Les processus sont indépendants entre eux : on peut changer ou modifier un processus sans toucher aux autres.
- Tous les processus peuvent se combiner, c'est ce qui fait la puissance du code.

Il en résulte que l'on peut tester le fonctionnement des processus de manière indépendante.

4.4.3 La visibilité et la localité des processus

La visibilité vise à supprimer l'existence de données cachées, en imposant que toutes les données soient indiquées au processus de manière visible, là où elles sont utilisées. La localité permet principalement de détecter les erreurs de données à l'endroit où elles sont définies et non pas beaucoup plus loin dans le calcul, ce qui rendrait leur diagnostic malaisé.

Cette double règle a un corollaire immédiat: l'information créée par le processus doit aussi être visible. [8]

4.4.4 La régularité des processus

Il s'agit d'une part de la régularité dans l'utilisation des processus et d'autre part de la régularité dans les possibilités d'un processus.

- Régularité dans l'utilisation des processus: il n'existe pas d'exception dans la syntaxe des données. Ceci permet d'avoir des syntaxes identiques pour des processus différents ayant besoin des mêmes données.
- Régularité dans les possibilités d'un processus: il n'existe pas d'exception dans les opérations possibles du processus. [8]

4.4.5 La documentation des processus

La documentation d'un processus fait partie du processus et elle doit être développée simultanément au processus. C'est elle qui permet à l'utilisateur de connaître la fonction du processus et son utilisation. La règle est que c'est la documentation qui a raison et non pas la programmation du processus. [8]

4.5 MISE EN OEUVRE

4.5.1 Notion de processus élémentaire

Il existe deux types de processus élémentaire : les OPERATEURS et les DIRECTIVES.

Les informations sont OBJETS.

- Les OBJETS sont nommés par l'utilisateur. Ils sont typés, ce qui permet aux opérateurs de les exploiter et de vérifier la syntaxe des données.
- Les OPERATEURS ont un nom .Ils créent un ou plusieurs objets dont les noms sont choisis par l'utilisateur.

La seule condition de fonctionnement d'un opérateur dépend de l'existence de l'information au moment de son utilisation. L'utilisation d'un opérateur s'écrira :

{nom du (des) résultat (s)} = {nom de l'opérateur} {nom de (s) l'information(s)} ;

Le point –virgule indique la fin de l'instruction élémentaire.

- Les DIRECTIVES modifient un ou plusieurs objets existants ou produisent une sortie sur une unité logique (écran, imprimante,..). Elles ne créent pas de nouveaux objets.

Il n'y a aucune distinction entre les opérateurs ou directives de pré-traitement, de calcul et de post-traitement, ils peuvent donc être utilisés à tout moment du programme selon les besoins du problème. [8]

4.5.2 Langage GIBIANE

Afin de convertir les noms des objets en entités informatiques utilisables par le programme, il faut disposer d'une interface. C'est le langage GIBIANE qui va permettre à l'utilisateur de communiquer directement avec le programme.

Les opérations avec GIBIANE consistent en une manipulation des objets existants dans le but de les modifier ou d'en créer de nouveaux. [8]

Chapitre 5

L'Eurocode 5

5.1 INTRODUCTION

Le principal objectif des Eurocodes est de favoriser les échanges entre les pays européens et d'harmoniser les méthodes de calculs des structures. Cette approche donne au bois un niveau de caractérisation et donc de fiabilité comparable aux autres matériaux. Le programme des eurocodes est en voie d'achèvement au niveau européen, les textes sont techniquement stabilisés et plusieurs pays les appliquent déjà. La grande majorité des textes constituant les eurocodes et leurs Annexes nationales sont disponibles. En principe en 2008, l'Eurocode 5 se substituera aux Règles CB 71. [5]

En 1993, l'Eurocode 5 a été publié en tant que norme expérimentale, pour une durée initiale de 3 ans. Ce code de calcul, qui s'insère dans l'ensemble des Eurocodes structuraux, est constitué de trois parties :

- partie 1-1 Règles générales – règles applicables au bâtiment (charpentes et structures).
- partie 1-2 Règles générales-calcul de la résistance au Feu.
- partie 1-3- ponts en bois.

5.2 ORGANISATION DES EUROCODES

Les principaux objectifs des eurocodes sont de favoriser les échanges entre les pays européens et d'harmoniser les méthodes de calculs des structures. Le statut de normes européennes (EN) des eurocodes les relie avec toutes les directives du Conseil et/ou décisions de la Commission traitant de normes européennes comme la directive du Conseil 89/106 CEE sur les produits de la construction. Cette directive concerne le marquage CE.

Pour être vendus en Europe, tous les produits de construction doivent obligatoirement être munis du marquage CE attestant de leur conformité aux spécifications techniques imposées par la directive. L'industriel qui ne s'y conforme pas risque le retrait de ses produits du marché européen ; les dérives et les abus peuvent avoir des conséquences sur le plan pénal.

Dans le domaine des produits de construction, les exigences essentielles visent à garantir que les ouvrages auxquels ces produits sont intégrés, à condition que ces ouvrages soient convenablement conçus et construits, répondent à des prescriptions de sécurité, de résistance, de protection de l'environnement et d'économie d'énergie. [5]

Contrairement aux autres directives, les exigences essentielles portent sur les ouvrages et non sur les produits, d'où le recours à des textes de transposition (les eurocodes par exemple) pour établir les spécifications techniques détaillées auxquelles les produits devront se conformer.

Le programme des eurocodes structuraux comprend les normes suivantes.

- EN 1990, eurocode 0 : Bases de calcul des structures
- EN 1991, eurocode 1 : Actions sur les structures
- EN 1992, eurocode 2 : Calcul des structures en béton
- EN 1993, eurocode 3 : Calcul des structures en acier
- EN 1994, eurocode 4 : Calcul des structures mixtes acier-béton.
- EN 1995, eurocode 5 : Calcul des structures en bois.
- EN 1996, eurocode 6 : Calcul des structures en maçonnerie.
- EN 1997, eurocode 7 : Calcul géotechnique.
- EN 1998, eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes.
- EN 1999, eurocode 9 : Calcul des structures en aluminium.

Les eurocodes sont généralement constitués de plusieurs parties. Ils sont référencés par un numéro composé. L'EN 1995-1-2 renvoie à l'eurocode 5 :

- Conception et calcul des structures en bois
- Partie 1-2 : Généralités (partie 1)
- Calcul des structures au feu (section 2).

L'EN 1995-1-1 renvoie à l'eurocode 5

- Conception et calcul des structures en bois
- Partie 1-1 : Généralités (partie 1)
- Règles communes et règles pour les bâtiments (section 1). [5]

5.3 LES ACTIONS APPLIQUEES AUX STRUCTURES

Les actions sont un ensemble de forces appliquées à la structure. Le poids propre d'une structure sera une action permanente nommée G. Les charges d'exploitation et les effets de la neige et du vent seront des actions variables nommées Q. Le feu, les chocs de véhicules, le

risque d'explosions, la remontée exceptionnelle de la nappe phréatique sont des exemples d'actions accidentelles nommées A. Enfin, le risque de tremblement de terre est pris en compte par les actions sismiques nommées AE. [5]

Tableau 5.1 : textes réglementaires des différents types d'actions.

Symbole	Type	Désignation		Norme – règlement
G	Actions permanentes	Poids propre de la structure		NF EN 1991-1-1 de mars 2003
		Poids propre des équipements		–
Q	Actions variables	Charges d'exploitation	Q	NF EN 1991-1-1 de mars 2003
		Charges climatiques de neige	S	NF EN 1991-1-3 de mars 2007
		Charges climatiques de vent	W	NF EN 1991-1-4 de novembre 2005 ou NF EN 1991-4 (à paraître) ou DTU P 06-002 d'avril 2000 x 1.2 en période transitoire.
A	Actions accidentelles	Explosions, chocs		–
		Actions sismiques	A _E	NF EN 1998 (toutes les parties)

5.4 PRINCIPES DE CALCUL AUX ÉTATS LIMITES

Le principe de vérification d'une structure ou d'éléments porteurs, soumis à des charges extérieures, repose sur 2 critères : la résistance (ELU) et la déformation (ELS).

Ces critères doivent être vérifiés pour des combinaisons d'actions statistiquement connues et répertoriées. [7]

Une structure doit être vérifiée pour assurer pendant toute sa durée d'exploitation la sécurité des personnes et permettre une utilisation conforme à sa destination. Elle doit résister à toutes les actions et influences (humidité) susceptibles d'intervenir pendant sa réalisation (montage sur le chantier) et sa durée d'utilisation. [5]

5.4.1 État limite ultime (ELU)

Les états limites ultimes sont associés aux différentes formes de défaillance structurale.

Ils visent à satisfaire à la sécurité des personnes et des biens. On distingue trois ELU :

- STR : vérification de la résistance et des déformations des différentes parties de la structure.
- EQU : vérification des risques de perte d'équilibre statique.
- GEO : vérification du non-dépassement de la résistance du sol.

L'état limite ultime est dépassé lorsqu'il y a effondrement ou ruine du matériau. [5]

5.4.2 État limite de service (ELS)

Les états limites de service correspondent à des conditions de fonctionnement des ouvrages et de confort des usagers au-delà desquelles les exigences d'aptitude au service ne sont plus satisfaites. [7]

La déformation de la structure qui résulte des action (telles que les efforts normaux et tranchants, les moments de flexion et le glissement des assemblages) et de l'humidité doit rester au sein de limites appropriées, considérant d'une part la possibilité d'endommagement des matériaux de revêtement, des plafonds, des planchers, des partitions intérieurs et des finitions, et d'autre part le besoin fonctionnel ainsi que les exigences d'apparence.

Il convient de calculer la déformation instantanée, U_{inst} , sous une action en utilisant la valeur moyenne instantanée de la rigidité et des modules de glissement. [5]

5.5 COMBINAISONS D'ACTIONS APPLIQUÉES AUX STRUCTURES

Il faut vérifier la fiabilité structurale pour un état limite sous l'effet simultané de différentes actions. Une combinaison correspond à un chargement calculé en effectuant la somme des actions retenues pondérées par les différents coefficients.

On distinguera des combinaisons pour les ELU pour :

- la résistance de la structure (STR) ;
- la vérification de l'équilibre (soulèvement) (EQU) ;
- la vérification des situations accidentelles en STR et en EQU.

D'une manière usuelle, on peut caractériser les combinaisons de la manière qui suit.[5]

5.5.1 État limite ultime (ELU)

Pour les combinaisons SRT et EQU (sauf ELU STR et EQU en situation accidentelle) :

$$\gamma_G G + \gamma_Q Q + \psi_0 \gamma_Q Q$$

$\gamma_G G$: Action permanente.

$\gamma_Q Q$: Action variable de base.

$\psi_0 \gamma_Q Q$: Action variable d'accompagnement.

γ_G : Coefficient partiel de l'action permanente.

γ_Q : Coefficient partiel de l'action variable.

ψ_0 : Facteur « statistique »

5.5.2 État limite de service (ELS)

❖ ELS INST

❖ ELS DIFF

1 Action variable

2 Action variable

Action permanente

Action variable
d'accompagnement

$$Q$$

$$Q + \psi_0 Q$$

$$k_{def} \cdot G$$

$$k_{def} \cdot \psi_2 Q$$

Facteur « statistique »

Facteur « statistique »

❖ ELS FIN

$$G(1 + k_{def}) + Q(1 + k_{def} \cdot \psi_2)$$

Partie 2

Modélisation et calcul de l'ouvrage

Chapitre 1

Présentation de l'ouvrage

1.1 PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

La structure à calculer est un portique faisant partie de la structure portante d'un gymnase.

Le matériau utilisé est le bois lamellé-collé.

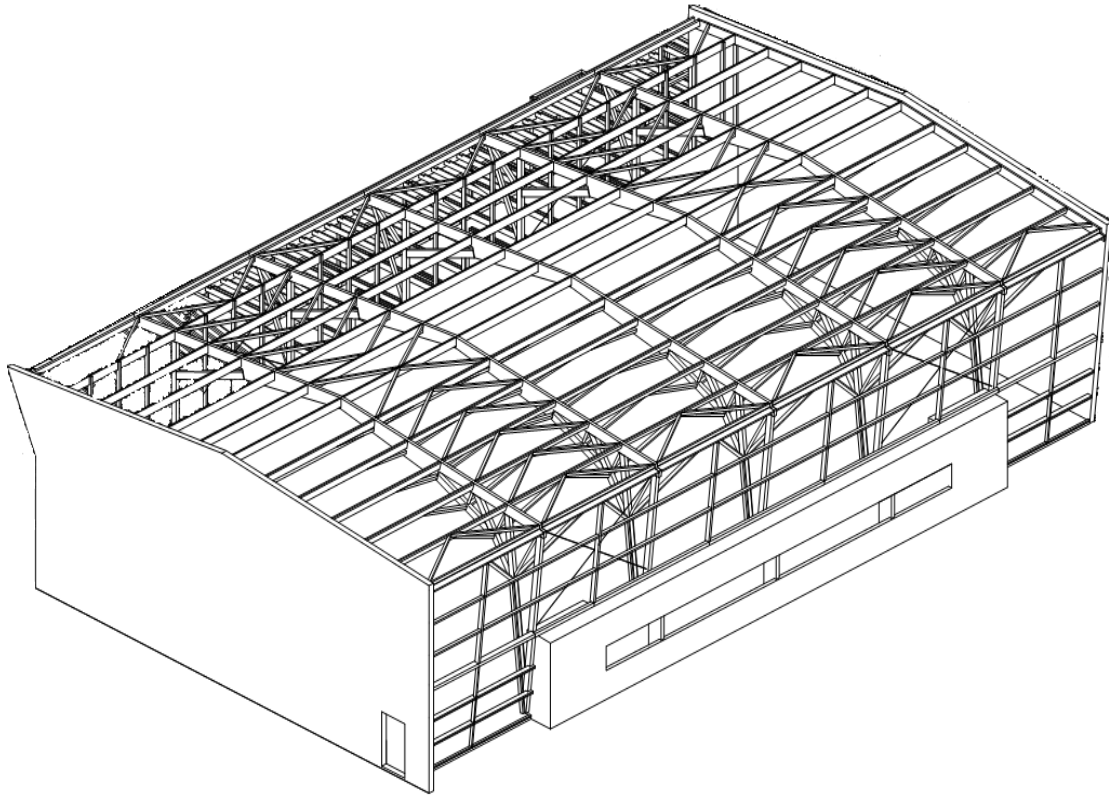


Figure 1-1: vue 3D de structure

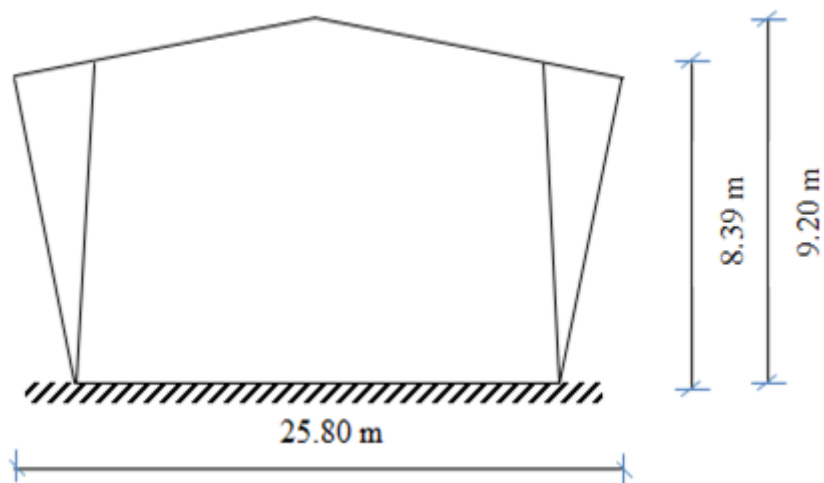


Figure 1-2-a: géométrie de la structure (élévation nord).

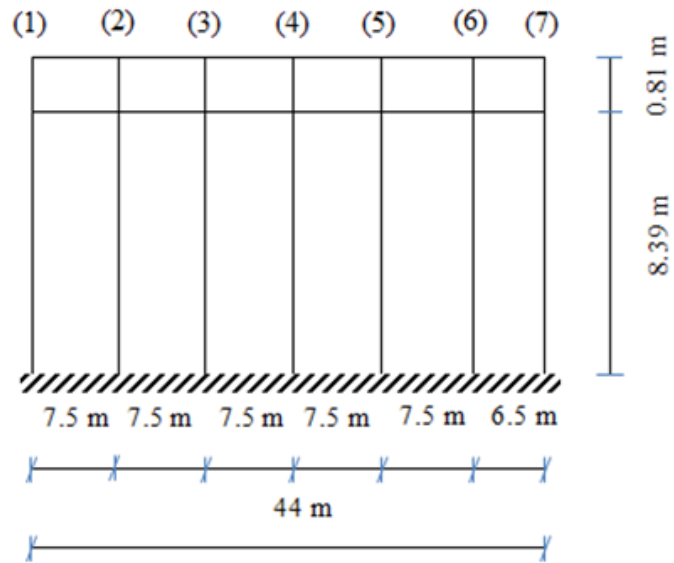


Figure 1-2-b: géométrie de la structure (élévation Est).



Figure 1-3: photo du gymnase.



Figure 1-4: photo de l'assemblage poteaux poutre.



Figure 1-5: photo du gymnase de l'intérieur.

Situation et Implantation de la structure :

- ✓ Longueur : 44 m.
- ✓ Largeur : 25.80 m.
- ✓ Hauteur de la structure : 9.20 m.
- ✓ Entraxe des poutres: 7.5 m.
- ✓ Entraxe des pannes : 1.25 m.
- ✓ Section du poteau BLC GL32 : (300×550) mm².
- ✓ Section de la poutre variante BLC GL32 (arbalétrier) : (300×1100) mm² maxi.
- ✓ Section du jambage BLC GL32 : (300×550) mm².
- ✓ Charges de neige : 0.288 KN/m²
- ✓ Charge d'exploitation : 0.
- ✓ Pente de toiture : 5°.
- ✓ La zone de la neige Guelma zone A, altitude 300 m.
- ✓ La zone de vent Guelma zone I.
- ✓ Nature du site : plat.
- ✓ Terrain de catégorie III.

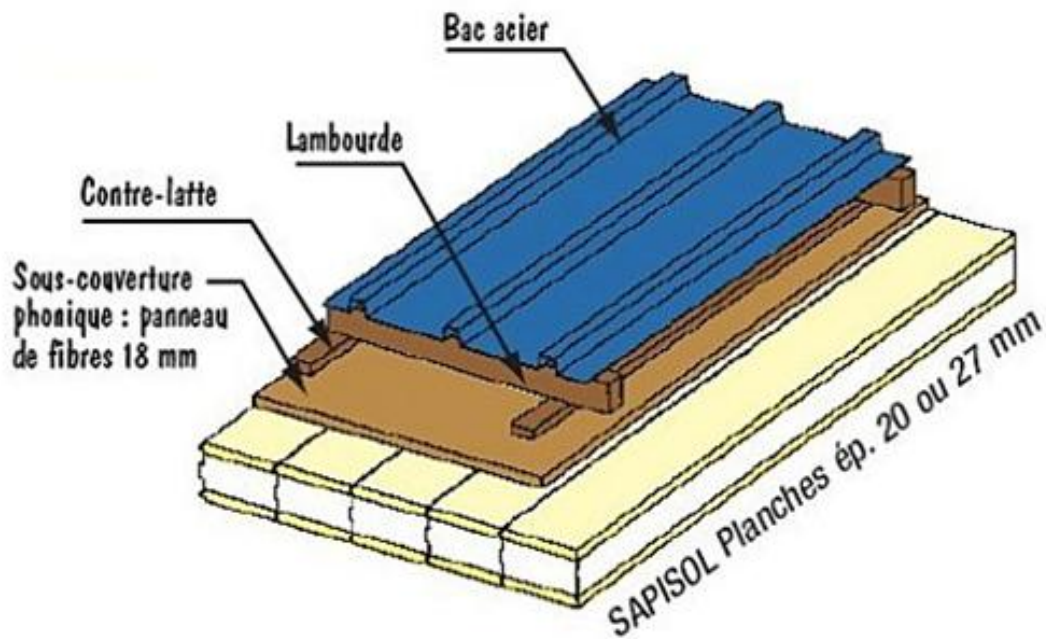


Figure 1-6: multicouches de la toiture

La composition de la toiture de l'extérieur vers l'intérieur est la suivante :

- (1) : Bac acier.
 - (2) : lambourdes 40×80 mm en bois massif.
 - (3) : Contre lattes montantes 27×40 mm en bois massif.
 - (4) : Sous couverture phonique épaisseur 18 mm.
 - (5) : Sapisol 150 × 250 mm.
- Notre travail consiste à calculer un portique BLC en utilisant le code de calcul CASTEM et vérification selon le règlement Eurocode 5.
 - Donc on va calculer tous les charge permanente et les surcharge climatiques (vent, neige et charge d'exploitation) sur le portique comme des charges concentrées appliquées sur les pannes dans se portique.
 - Le portique qu'on va étudier est le numéro (2) de la structure (figure 1-7).

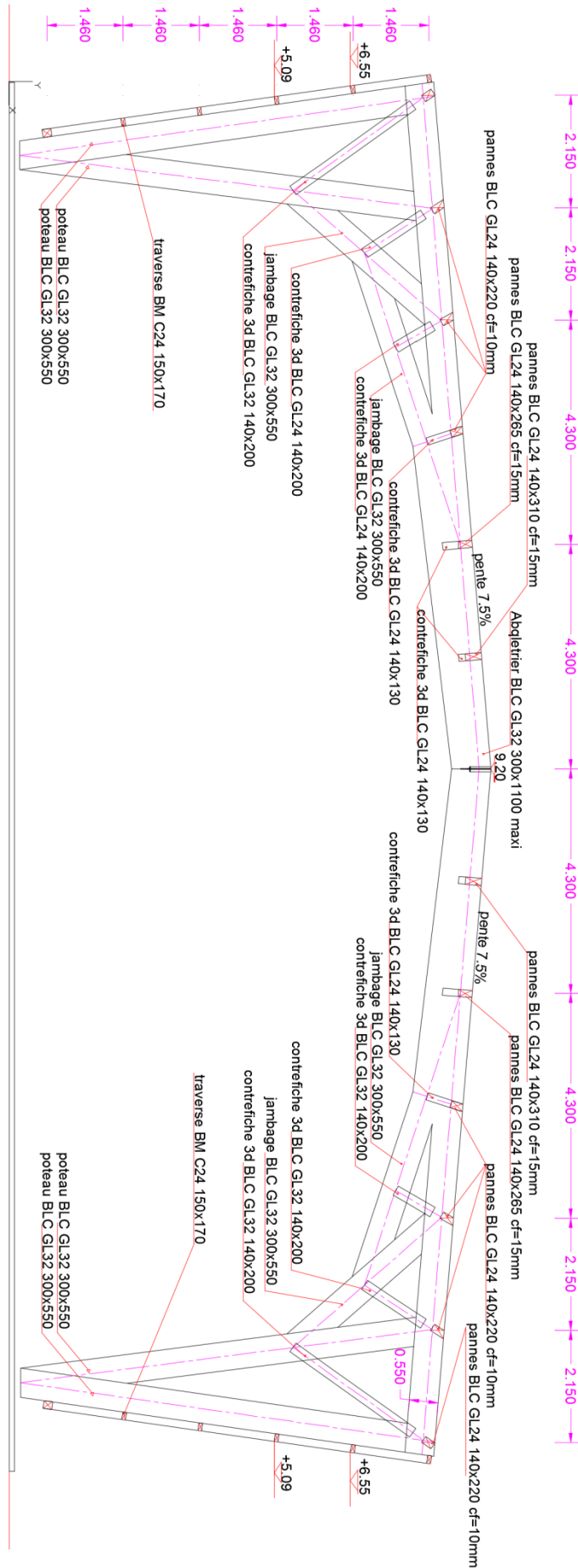


Figure 1 - 7 : Elevation de portique

Chapitre 2

*Calcul les charges permanentes
et les surcharges*

2.1 CALCUL LES CHARGE PERMANENTES

❖ Les charges permanentes sur toiture

- Bac d'acier : 0.07 KN/ m^2 .
- Lambourdes : $40 \times 80 \text{ mm}$, entraxe 1.5 m , poids volumique = 4.1 KN/ m^3 .
- Sous couverture : poids propre négligeable.
- Contre lattage : $27 \times 40 \text{ mm}$, entraxe 0.6 m , poids volumique = 4.1 KN/ m^3 .
- Sapisol : $150 \times 250 \text{ mm}$, 0.186 KN/ m^2 .
- Les pannes : poids volumique = 3.8 KN/ m^3 .

❖ Calcul poids propre de toiture

- Bac d'acier : $0.07 \times 7.5 = 0.525 \text{ KN/ m}$.
- Lambourdes : $4.1 \times (0.04 \times 0.08 \times 7.5) \times 1 / 1.5 = 0.0656 \text{ KN/ m}$.
- Contre lattage : $4.1 \times (0.027 \times 0.04 \times 7.5) \times 1 / 0.6 = 0.0553 \text{ KN/ m}$.
- Sapisol : $0.186 \times 7.5 = 1.395 \text{ KN/ m}$.

Donc le poids propre de toiture $PP = 0.525 + 0.0656 + 0.0553 + 1.395 = 2.041 \text{ KN/ m}$.

❖ Les charges des pannes

-pannes BLC GL24 $140 \times 220 \text{ mm}$.

$$3.8 \times (0.14 \times 0.22 \times 7.5) = 0.878 \text{ KN.}$$

-pannes BLC GL24 $140 \times 265 \text{ mm}$.

$$3.8 \times (0.14 \times 0.265 \times 7.5) = 1.058 \text{ KN.}$$

-pannes BLC GL24 $140 \times 310 \text{ mm}$.

$$3.8 \times (0.14 \times 0.31 \times 7.5) = 1.24 \text{ KN.}$$

-pannes BLC GL24 $90 \times 355 \text{ mm}$.

$$3.8 \times (0.09 \times 0.355 \times 7.5) = 0.911 \text{ KN.}$$

❖ Les charges permanentes (charge concentré)

- P (19, 31) : $(2041 \times 1.075) + 0.878 = 3.07 \times 10^3 \text{ N}$.
- P (20, 21, 22 ; 28, 29, 30) : $(2041 \times 2.15) + 878 = 5.27 \times 10^3 \text{ N}$.
- P(23,27) : $(2041 \times 2.15) + 1058 = 5.45 \times 10^3 \text{ N}$.

- $P(24,26) : (2041 \times 2.15) + 1240 = 5.63 \times 10^3 \text{ N}$.
- $P25 : (2041 \times 2.15) + 911 = 5.30 \times 10^3 \text{ N}$.

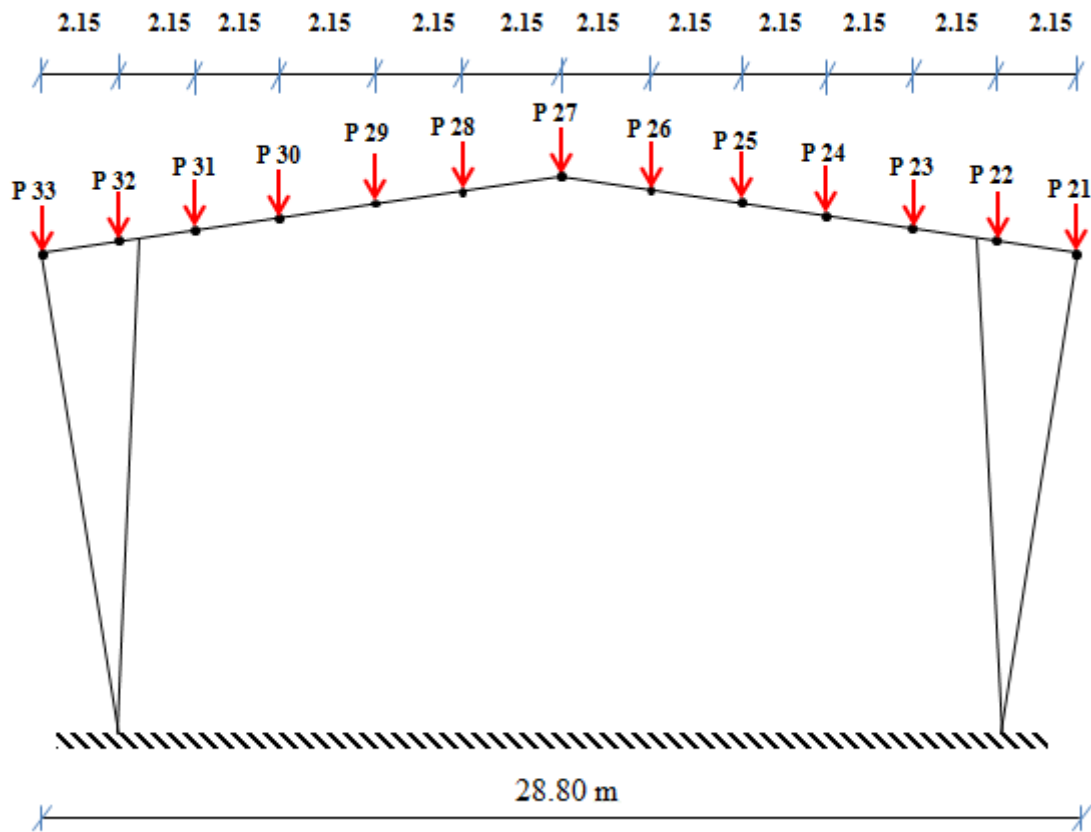


Figure 2-1 : Répartition des charges permanentes sur toiture

2.2 CALCUL DES SURCHARGES CARACTERISTIQUES DE NEIGE

Pour le calcul des surcharges climatiques on utilise le règlement neige et vent Algérien :

D.T.R. C2-4.7 R.N.V.1999.

La charge caractéristique de neige S par unité de surface en projection horizontale de toitures ou de toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu \times S_K \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Où :

- S_K : (en kN/m²) est la charge de neige sur le sol, donnée au paragraphe 4, fonction de l'altitude et de la zone de neige (cf. carte de neige voir D.T.R. C2-4.7 R.N.V.1999).
- μ : est un coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme et donné au paragraphe 6.

❖ Influence de l'altitude :

La valeur de S_k en kN/m² est déterminée par les lois de variation suivantes en fonction de l'altitude H (par rapport au niveau de la mer) en m du site considéré :

Guelma est en zone A d'après (R.N.V99).

$$\text{Zone A} \quad S_K = \frac{0.07 \times H + 15}{100}$$

Avec l'altitude à donner $H=300$ m

$$S_K = \frac{0.07 \times 300 + 15}{100} = 0.36 \text{ KN/m}^2$$

❖ Calcul μ :

Notre toiture à deux versants telle que $\alpha = 5^\circ$, on tire la valeur

$$\mu_1 = \mu_2 = 0.8 \quad (\text{Voir tableau 6.2 de R.N.V 99}).$$

On calcule S

$$S = 0.8 \times 0.36 = 0.288 \text{ KN/m}^2.$$

❖ **Calcul Les charges de neige sur le portique (les charges concentrées) :**

✓ $P (19, 31) : (288 \times 7.5 \times 1.075) = 2.32 \times 10^3 \text{ N.}$

✓ $P (20, 21, 22, 23, 24, 25, 26, 27, 28, 29, 30) : (288 \times 7.5 \times 2.15) = 4.64 \times 10^3 \text{ N.}$

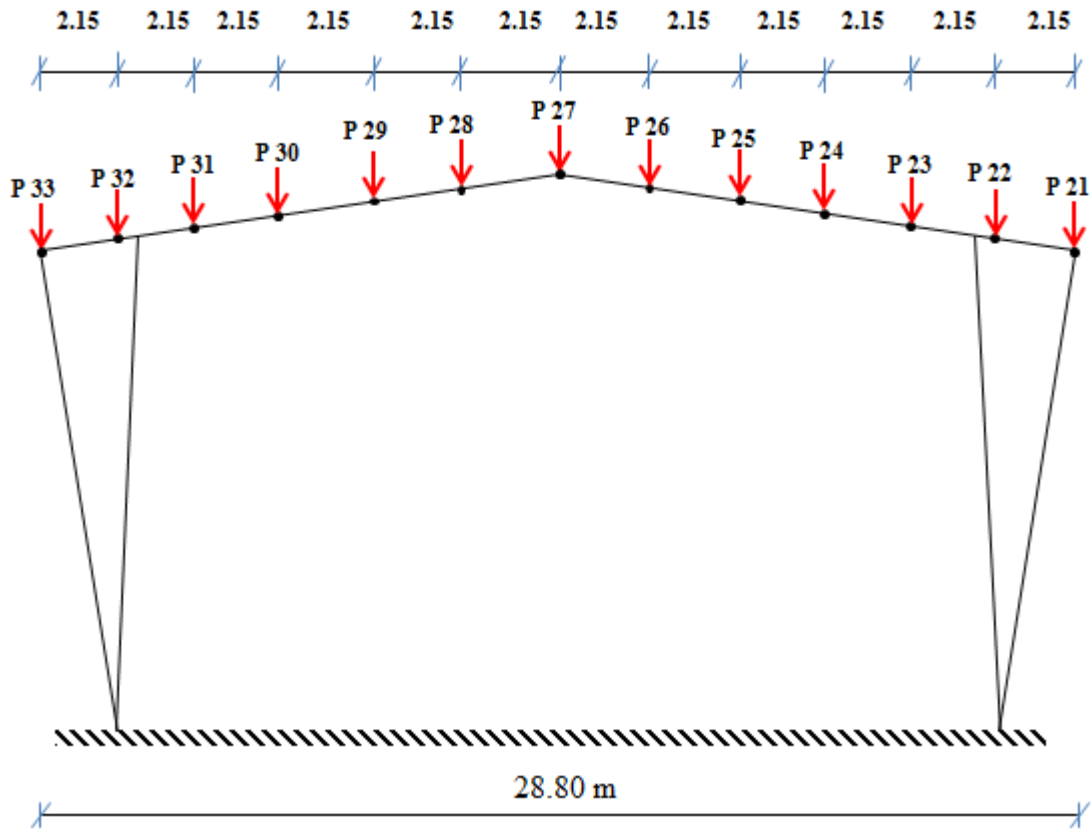


Figure 2-2 : Répartition charge de neige sur toiture

2.3 CALCUL DES SURCHARGES CARACTERISTIQUES DU VENT

Pour le calcul des surcharges climatiques du vent on utilise le règlement neige et vent Algérien : D.T.R. C2-4.7 R.N.V.1999.

❖ Détermination de la pression due au vent :

La pression due au vent q_j qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par :

$$q_j = C_d \times W(Z_j) \quad [\text{N/m}^2]$$

Où :

- C_d : est le coefficient dynamique de la construction défini au chapitre 3 ;
- W (en N/m^2) est la pression nette (appelée aussi pression) exercée sur l'élément de surface j , calculée à la hauteur Z_j relative à l'élément de surface j .

$$W(Z_j) = q_{dyn} \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad [\text{N/m}^2]$$

Où :

- $q_{dyn}(Z_j)$ (en N/m^2) est la pression dynamique du vent calculée à la hauteur Z_j relative à l'élément de surface j (cf. § 3) ;

- C_{pe} est le coefficient de pression extérieure défini au chapitre 5.
- C_{pi} est le coefficient de pression intérieure défini au chapitre 5.

$$\text{Donc : } q_j = C_d \times q_{dyn} \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad [\text{N/m}^2].$$

2.3.1 détermination de la pression dynamique q_{dyn}

La structure est de hauteur totale < 10 m. Il n'y a donc pas lieu de subdiviser le maître-couple

(cf. chapitre 2, § 3.1.1). On calculera donc la pression dynamique :

- à $z = 9.20$ m pour la toiture (cf. chapitre 2, § 3.2).
- à $z = 4.195$ m pour les parois verticales (c'est à dire à mi-hauteur, cf. chapitre 2, § 3.2).

$$q_{dyn} = q_{ref} \times C_{ex} \quad [\text{N/m}^2].$$

q_{ref} : (en N/m^2) est la pression dynamique de référence.

$$q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2 \text{ (Zone I)} \Rightarrow \text{voir le tableau 2-1.}$$

Zone	$q_{\text{réf}} \text{ (N/m}^2\text{)}$
I	375
II	470
III	575

Tableau 2-1 : Valeurs de la pression dynamique de référence

❖ Coefficient d'exposition

Cas de structures peu sensible aux excitations dynamiques :

$$C_{ex} = C_t^2 \times C_r^2 \times \left[1 + \frac{7 \times K_t}{C_r \times C_t} \right]$$

C_r : coefficient de rugosité.

C_t : coefficient de topographie.

K_T : facteur du terrain.

$K_T=0.22$, $C_t =1$ et $Z_0= 0.3$ m, et $Z_{\text{min}}= 8$ m, (Catégories de terrain III) \Rightarrow voir tableau 2-2.

Catégories de terrain	K_T	$z_0(\text{m})$	$z_{\text{min}}(\text{m})$	ε
I : En bord de mer, au bord d'un plan d'eau offrant au moins 5 km de longueur auvent, régions lisses et sans obstacles.	0,17	0,01	2	0,11
II : Régions de culture avec haies et avec quelques petites fermes, maisons ou arbres.	0,19	0,05	4	0,26
III : Zones industrielles ou suburbaines, forêt, zones urbaines ne rentrant pas dans la catégorie de terrain IV	0,22	0,3	8	0,37
IV : Zones urbaines dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0,24	1	16	0,46

Tableau 2-2 : Définition des catégories de terrain

❖ Coefficient de rugosité

$$C_{r(Z)} = K_T \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \text{ pour } Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m.}$$

a) Parois verticales :

$$C_{r(Z)} = K_T \times \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right) \text{ pour } Z < Z_{min}.$$

$$C_{r(4.195)} = 0.22 \times \ln\left(\frac{8}{0.3}\right) = 0.722.$$

Donc :

$$C_{ex} = (1)^2 \times (0.722)^2 \times \left[1 + \frac{7 \times 0.22}{0.722 \times 1}\right] = 1.633.$$

b) Pour la toiture :

$$C_{r(9.20)} = 0.22 \times \ln\left(\frac{9.20}{0.3}\right) = 0.753.$$

Donc :

$$C_{ex} = (1)^2 \times (0.753)^2 \times \left[1 + \frac{7 \times 0.22}{0.753 \times 1}\right] = 1.726.$$

❖ Valeur de pression dynamique :

$$q_{dyn} = q_{ref} \times C_{ex}$$

a) Pour parois verticales :

$$q_{dyn} = 375 \times 1.633 = 615.375 \text{ N/m}^2.$$

b) Pour toiture :

$$q_{dyn} = 375 \times 1.726 = 647.25 \text{ N/m}^2.$$

2.3.2 Détermination coefficient dynamique C_d

$$C_d = \frac{1 + 2 \times I_v(Z_{eq}) \times \sqrt{Q_0^2 + R_x^2}}{1 + 2 \times g \times I_v(Z_{eq})}$$

Z_{eq} : (En m) est la hauteur équivalente de la construction (cf. § 1- Annexe 4 de R.N.V.1999).

$I_v(Z_{eq})$: est l'intensité de la turbulence (cf. § 2 - Annexe 4 de R.N.V.1999) pour $Z = Z_{eq}$.

Q_0^2 : est la partie quasi-statique (cf. § 3- Annexe 4 de R.N.V.1999).

R_x^2 : est la partie résonnante (cf. § 4- Annexe 4 de R.N.V.1999).

g : est le facteur de pointe (cf. § 5- Annexe 4 de R.N.V.1999).

a) Direction de vent V1 ($\theta = 0^\circ$)

❖ Hauteur équivalent

$Z_{min}=8m$ (voir tableau 2.2).

$Z_{eq}=\text{MAX} [0.6 \times h ; Z_{min}] = \text{MAX} [0.6 \times 9.2 ; 8]$

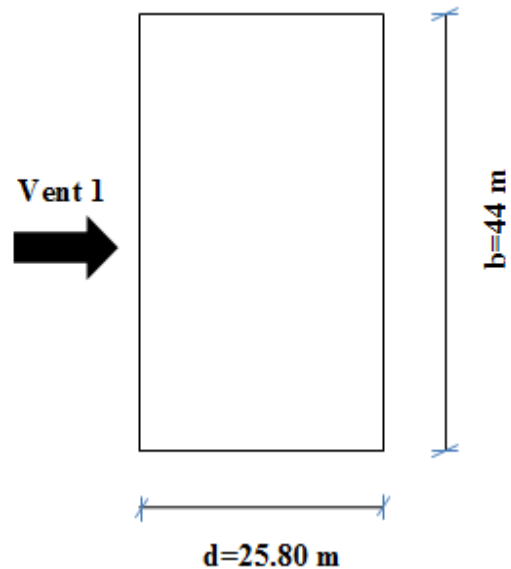
$Z_{eq}= 8 m$.

$h= 9.20 m$: la hauteur de la construction.

❖ Intensité de la turbulence

$$I_v(Z_{eq}) = \frac{1}{C_{t(Z)} \times \ln \frac{Z}{Z_0}} \quad \text{Pour } Z=Z_{eq} = 8 m.$$

$C_{t(Z)}= 1$: coefficient de topographie (site plat) voir tableau 2-3.



Site	$C_{t(Z)}$
site plat	1
site aux alentours des vallées et oueds sans effet d'entonnoir	1
site aux alentours des vallées et oueds avec effet d'entonnoir	1.3
site aux alentours des plateaux	1.15
site aux alentours des collines	1.15
site montagneux	1.5

Tableau 2-3 : Valeurs de $C_{t(Z)}$.

$Z_0 = 0.3$: est le paramètre de rugosité (tableau 2-2).

$$I_v(Z_{eq}) = \frac{1}{1 \times \ln \frac{8}{0.3}} = 0.3045$$

Donc : $I_v(Z_{eq}) = 0.3045$.

❖ **Partie quasi-statique**

$$Q_0^2 = \frac{1}{1 + 0.9 \left(\frac{b+h}{L_i(Z_{eq})} \right)^{0.63}}$$

$L_i(Z_{eq})$: est l'échelle intégrale de turbulence.

$$L_i(Z_{eq}) = 300 \times (Z/300)^\varepsilon \quad \text{pour } Z_{\min} \leq Z \leq 200 \text{ m}$$

$\varepsilon = 0.37$ (tableau 2-2).

$$L_i(Z_{eq}) = 300 \times (8/300)^{0.37} = 78.47.$$

Donc :

$$Q_0^2 = \frac{1}{1 + 0.9 \left(\frac{44 + 9.20}{78.47} \right)^{0.63}} = 0.586$$

❖ **Partie résonnante**

$$R_x^2 = \frac{\pi^2}{2 \times \delta} \times R_N \times R_h \times R_b$$

δ : est le décrément logarithmique d'amortissement des vibrations dans la direction du vent (cf. § 4.3).

R_N : est la fonction adimensionnelle de la densité spectrale de puissance (cf. § 4.2).

$$R_N = \frac{6.8 \times N_x}{(1 + (10.2 \times N_x))^{5/3}}$$

N_x : est la fréquence adimensionnelle dans la direction X du vent (cf. § 4.2.1).

$$N_x = \frac{n_{1,x} \times L_i(Z_{eq})}{V_m(Z_{eq})}$$

$n_{1,x}$: est la fréquence fondamentale de vibration en flexion dans la direction X du vent (cf. §4.2.2 cf. § 4.2.3).

$$n_1 = \frac{\sqrt{d}}{0.10 \times h} \quad \begin{cases} h = 9.20 \text{ m} \\ d = 25.80 \text{ m} \\ b = 44 \text{ m} \end{cases}$$

$$n_1 = \frac{\sqrt{25.8}}{0.10 \times 9.20} = 5.52$$

V_m : est la vitesse moyenne du vent (cf. annexe 2) pour $Z = Z_{eq}$ (cf. § 1.2).

$$V_{m(Z_{eq})} = C_{r(Z_{eq})} \times C_{t(Z_{eq})} \times V_{ef(Z_{eq})} \quad \begin{cases} C_{r(Z_{eq})} = 1 \\ C_{t(Z_{eq})} = 0.7223 \\ V_{ef(Z_{eq})} = 25 \text{ m/s} \end{cases}$$

$C_{r(Z_{eq})}$: Coefficient de rugosité.

$C_{t(Z_{eq})}$: Coefficient de topographie.

$$V_{m(Z_{eq})} = C_{r(Z_{eq})} \times C_{t(Z_{eq})} \times V_{ef(Z_{eq})}$$

$$V_{m(Z_{eq})} = 0.7223 \times 1 \times 25 = 18.0575 \text{ m/s.}$$

$$N_x = \frac{5.52 \times 78.47}{18.0575} = 23.98 \text{ s}$$

$$R_N = \frac{6.8 \times 23.98}{(1 + (10.2 \times 23.98))^{5/3}} = 0.017$$

❖ Le décrétement logarithmique d'amortissement δ

$$\delta = \delta_s + \delta_a$$

δ_s : est le décrétement logarithmique d'amortissement structural (cf. § 4.3.1).

δ_a : est le décrétement logarithmique d'amortissement aérodynamique (cf. § 4.3.2).

$$\delta_s = (a_1 \times n_{1,x}) + b_1 \text{ Avec } \delta_s > \delta_{min}.$$

$$\text{Type de construction en bois} \begin{cases} a_1 = 0.045 \\ b_1 = 0.000 \\ \delta_{min} = 0.05 \end{cases}$$

$$\delta_s = (0.045 \times 5.52) + 0 = 0.248 > \delta_{min} \text{ Vérifiée.}$$

Et $\delta_a = 0$

Donc : $\delta = 0.248 + 0 = 0.248$

❖ **Les fonctions d'admittance aérodynamique R_h et R_b**

R_h Ou $R_b = \left(\frac{1}{\eta}\right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta^2}\right) \times (1 - e^{-2\eta})$ pour $\eta > 0$.

$$\eta = \frac{4.6 \times N_x \times d}{L_i(z_{eq})} \quad \text{Avec } \begin{cases} d = h = 9.20 \text{ pour le calcul de } R_h \\ d = b = 44 \text{ pour le calcul de } R_b \end{cases}$$

$$\eta_h = \frac{4.6 \times 23.98 \times 9.20}{78.47} = 12.93$$

$$\eta_b = \frac{4.6 \times 23.98 \times 44}{78.47} = 61.85$$

$$R_h = \left(\frac{1}{12.93}\right) - \left(\frac{1}{2 \times 12.93^2}\right) \times (1 - e^{-2(12.93)})$$

$$R_h = 0.0743$$

$$R_b = \left(\frac{1}{61.85}\right) - \left(\frac{1}{2 \times 61.85^2}\right) \times (1 - e^{-2(61.85)})$$

$$R_b = 0.0160$$

Alors :

$$R_x^2 = \frac{\pi^2}{2 \times 0.328} \times 0.017 \times 0.0743 \times 0.0160 = 3.04 \times 10^{-4}$$

❖ **Le facteur de pointe**

$$g = \sqrt{2 \times \ln(V \times t)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \times \ln(V \times t)}}$$

Avec :

$t = 600$ s (selon DTR) la durée sur laquelle est établie la vitesse de référence.

V (en HZ) : est la fréquence moyenne elle donnée par la formule suivante :

$$V = \sqrt{\frac{V_0^2 \times Q_0^2 \times n_{1,x}^2 \times R_x^2}{Q_0^2 + R_x^2}}$$

V_0 (en HZ): est la fréquence moyenne de l'effet des rafales de vent sur les structures rigides.

$$V_0 = \frac{V_{m(Z_{eq})}}{L_{i(Z_{eq})}} \times \frac{1}{1.11 \times S^{0.615}}$$

Avec :

$$S = 0.46 \times \left(\frac{(b + h)}{L_{i(Z_{eq})}} \right) + 10.58 \times \left(\frac{\sqrt{(b + h)}}{L_{i(Z_{eq})}} \right)$$

$$S = 0.46 \times \left(\frac{(44 + 9.20)}{78.47} \right) + 10.58 \times \left(\frac{\sqrt{(44 + 9.20)}}{78.47} \right)$$

$$S = 1.29$$

$$V_0 = \frac{18.0575}{78.47} \times \frac{1}{1.11 \times (1.29)^{0.615}}$$

$$V_0 = 0.177 \text{ HZ}$$

Donc :

$$V = \sqrt{\frac{(0.177)^2 \times 0.586 \times (5.52)^2 \times 3.04 \times 10^{-4}}{0.586 + 3.04 \times 10^{-4}}}$$

$$V = 0.017 \text{ HZ}$$

Donc :

$$g = \sqrt{2 \times \ln(0.017 + 600)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \times \ln(0.017 + 600)}}$$

$$g = 3.744$$

On peut calculer le coefficient C_d

$$C_d = \frac{1 + 2 \times (0.3045) \times \sqrt{(0.586) + (3.04 \times 10^{-4})}}{1 + 2 \times (3.744) \times (0.3045)}$$

$$C_d = 0.447$$

b) Direction de vent V2 ($\theta = 90^\circ$)

❖ **Hauteur équivalent**

$$Z_{eq} = 8 \text{ m.}$$

❖ **Intensité de la turbulence**

$$I_{v(Z_{eq})} = 0.3045.$$

c) Partie quasi-statique

$$Q_0^2 = \frac{1}{1 + 0.9 \left(\frac{b+h}{L_i(Z_{eq})} \right)^{0.63}}$$

$L_i(Z_{eq})$: est l'échelle intégrale de turbulence.

$$L_i(Z_{eq}) = 300 \times (Z/300)^\varepsilon \quad \text{pour } Z_{\min} \leq Z \leq 200 \text{ m}$$

$$\varepsilon = 0.37 \text{ (tableau 2-2).}$$

$$L_i(Z_{eq}) = 300 \times (8/300)^{0.37} = 78.47.$$

Donc :

$$Q_0^2 = \frac{1}{1 + 0.9 \left(\frac{25.80 + 9.20}{78.47} \right)^{0.63}} = 0.648$$

d) Partie résonnante

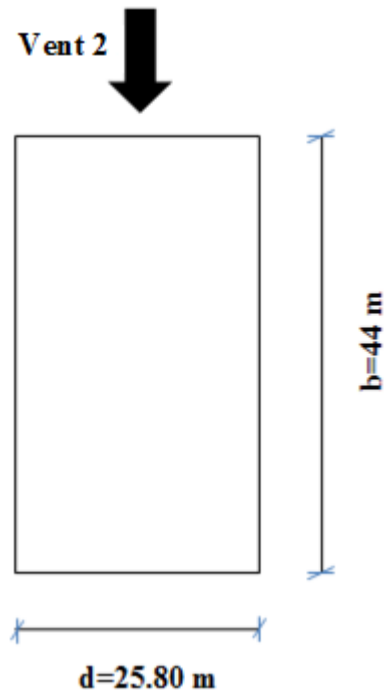
$$R_x^2 = \frac{\pi^2}{2 \times \delta} \times R_N \times R_h \times R_b$$

δ : est le décrément logarithmique d'amortissement des vibrations dans la direction du vent (cf. § 4.2).

R_N : est la fonction adimensionnelle de la densité spectrale de puissance (cf. § 4.2).

$$R_N = \frac{6.8 \times N_x}{(1 + (10.2 \times N_x))^{5/3}}$$

N_x : est la fréquence adimensionnelle dans la direction X du vent (cf. § 4.2.1).



$$N_x = \frac{n_{1,x} \times L_i(Z_{eq})}{V_m(Z_{eq})}$$

$n_{1,x}$: est la fréquence fondamentale de vibration en flexion dans la direction X du vent (cf. §4.2.2 cf. § 4.2.3).

$$n_1 = \frac{\sqrt{d}}{0.10 \times h} \quad \begin{cases} h = 9.20 \text{ m} \\ d = 44 \text{ m} \\ b = 25.80 \text{ m} \end{cases}$$

$$n_1 = \frac{\sqrt{44}}{0.10 \times 9.20} = 7.21$$

V_m : est la vitesse moyenne du vent (cf. annexe 2) pour $Z = Z_{eq}$ (cf. § 1.2).

$$V_{m(Z_{eq})} = C_{r(Z_{eq})} \times C_{t(Z_{eq})} \times V_{ef(Z_{eq})} \quad \begin{cases} C_{r(Z_{eq})} = 1 \\ C_{t(Z_{eq})} = 0.7223 \\ V_{ef(Z_{eq})} = 25 \text{ m/s} \end{cases}$$

$C_{r(Z_{eq})}$: Coefficient de rugosité.

$C_{t(Z_{eq})}$: Coefficient de topographie.

$$V_{m(Z_{eq})} = C_{r(Z_{eq})} \times C_{t(Z_{eq})} \times V_{ef(Z_{eq})}$$

$$V_{m(Z_{eq})} = 0.7223 \times 1 \times 25 = 18.0575 \text{ m/s.}$$

$$N_x = \frac{7.21 \times 78.47}{18.0575} = 31.33 \text{ s}$$

$$R_N = \frac{6.8 \times 31.33}{(1 + (10.2 \times 31.33))^{5/3}} = 0.014$$

❖ Le décrétement logarithmique d'amortissement δ

$$\delta = \delta_s + \delta_a$$

δ_s : est le décrétement logarithmique d'amortissement structural (cf. § 4.3.1).

δ_a : est le décrétement logarithmique d'amortissement aérodynamique (cf. § 4.3.2).

$$\delta_s = (a_1 \times n_{1,x}) + b_1 \text{ Avec } \delta_s > \delta_{min}.$$

$$\text{Type de construction en bois} \begin{cases} a_1 = 0.045 \\ b_1 = 0.000 \\ \delta_{min} = 0.05 \end{cases}$$

$$\delta_s = (0.045 \times 7.21) + 0 = 0.324 > \delta_{min} \text{ Vérifiée.}$$

$$\text{Et } \delta_a = 0$$

$$\text{Donc : } \delta = 0.328 + 0 = 0.324$$

❖ **Les fonctions d'admittance aérodynamique R_h et R_b**

$$R_h \text{ Ou } R_b = \left(\frac{1}{\eta}\right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta^2}\right) \times (1 - e^{-2\eta}) \text{ pour } \eta > 0.$$

$$\eta = \frac{4.6 \times N_x \times d}{L_i(z_{eq})} \quad \text{Avec } \begin{cases} d = h = 9.20 \text{ pour le calcul de } R_h \\ d = b = 25.80 \text{ pour le calcul de } R_b \end{cases}$$

$$\eta_h = \frac{4.6 \times 31.33 \times 9.20}{78.47} = 16.89$$

$$\eta_b = \frac{4.6 \times 31.33 \times 25.80}{78.47} = 47.38$$

$$R_h = \left(\frac{1}{16.89}\right) - \left(\frac{1}{2 \times 16.89^2}\right) \times (1 - e^{-2(16.89)})$$

$$R_h = 0.0574$$

$$R_b = \left(\frac{1}{47.38}\right) - \left(\frac{1}{2 \times 47.38^2}\right) \times (1 - e^{-2(59.16)})$$

$$R_b = 0.0208 \quad \text{Alors :}$$

$$R_x^2 = \frac{\pi^2}{2 \times 0.328} \times 0.014 \times 0.0574 \times 0.0208 = 2.51 \times 10^{-4}$$

❖ **Le facteur de pointe**

$$g = \sqrt{2 \times \ln(V \times t)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \times \ln(V \times t)}}$$

Avec :

t = 600 s (selon DTR) la durée sur laquelle est établie la vitesse de référence.

V (en HZ) : est la fréquence moyenne elle donnée par la formule suivante :

$$V = \sqrt{\frac{V_0^2 \times Q_0^2 \times n_{1,x}^2 \times R_x^2}{Q_0^2 + R_x^2}}$$

V_0 (en HZ): est la fréquence moyenne de l'effet des rafales de vent sur les structures rigides.

$$V_0 = \frac{V_{m(Z_{eq})}}{L_{i(Z_{eq})}} \times \frac{1}{1.11 \times S^{0.615}}$$

$$\text{Avec : } S = 0.46 \times \left(\frac{(b+h)}{L_{i(Z_{eq})}} \right) + 10.58 \times \left(\frac{\sqrt{(b+h)}}{L_{i(Z_{eq})}} \right)$$

$$S = 0.46 \times \left(\frac{(25.80 + 9.20)}{78.47} \right) + 10.58 \times \left(\frac{\sqrt{(25.80 + 9.20)}}{78.47} \right)$$

$$S = 1.002$$

$$V_0 = \frac{18.0575}{78.47} \times \frac{1}{1.11 \times (1.002)^{0.615}}$$

$$V_0 = 0.207 \text{ HZ}$$

Donc :

$$V = \sqrt{\frac{(0.207)^2 \times 0.648 \times (7.21)^2 \times 2.51 \times 10^{-4}}{0.648 + 2.51 \times 10^{-4}}}$$

$$V = 0.0236 \text{ HZ}$$

$$\text{Donc : } g = \sqrt{2 \times \ln(0.0236 + 600)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \times \ln(0.0236 + 600)}}$$

$$g=3.744$$

On peut calculer le coefficient C_d

$$C_d = \frac{1 + 2 \times (0.3045) \times \sqrt{(0.648) + (2.51 \times 10^{-4})}}{1 + 2 \times (3.744) \times (0.3045)}$$

$$C_d = 0.454$$

2.3.3 Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe}

a) Direction de vent V1 ($\theta = 0^\circ$)

- parois verticales

On se réfère au paragraphe 1.1.2. du chapitre 5 : à la figure 5.1 pour déterminer les différentes zones de pression, et au tableau 5.1 pour tirer les valeurs des coefficients C_{pe} .

Pour cette direction du vent : $b = 44 \text{ m}$, $d = 25.80 \text{ m}$, $h = 9.20 \text{ m}$,

$$e = \text{Min. } [44 ; 2 \times 9.20] = 18.4 \text{ m.}$$

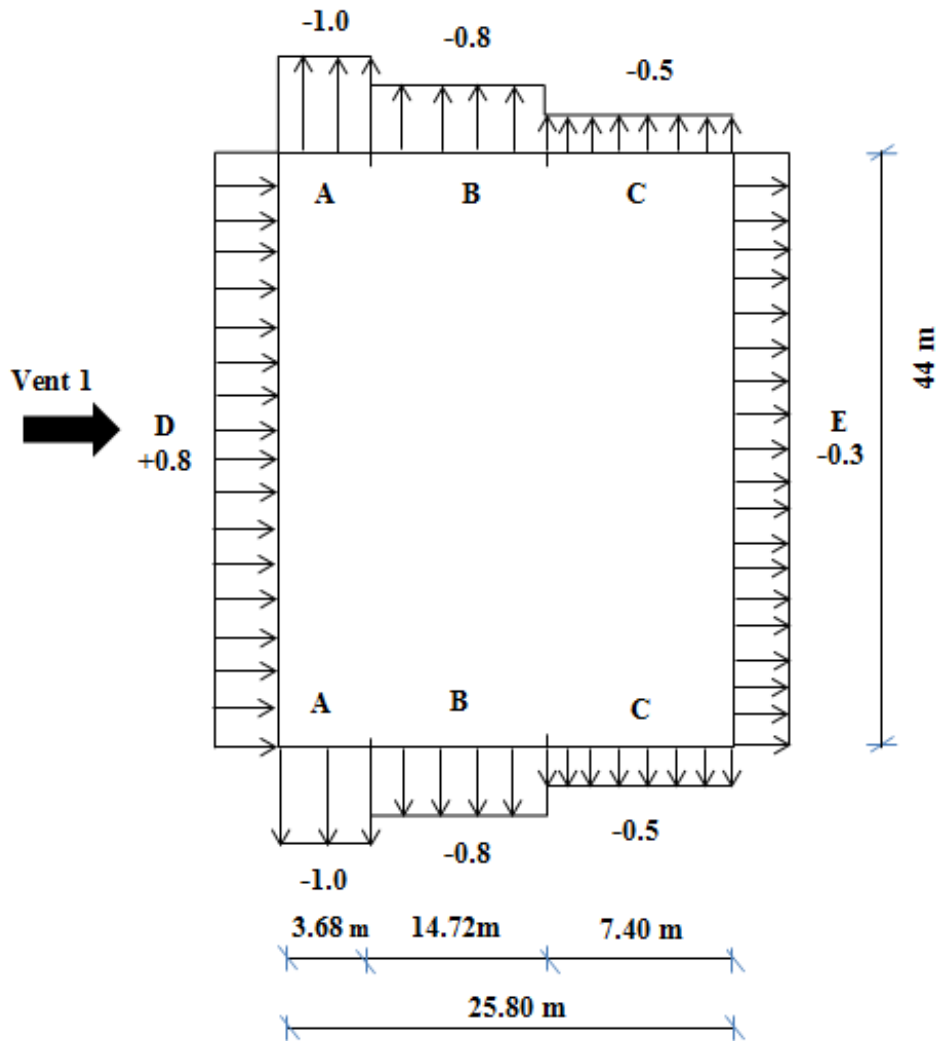


Figure 2-3 : Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales - Direction V1 du vent

- **Toiture**

Pour $\theta=0^\circ$ (sens V1 du vent)

On se réfère au paragraphe 1.1.5. du chapitre 5 pour un angle $\theta = 0^\circ$ (cf. chapitre 5, §1.1.5.1) :

- à la figure 5.4 pour déterminer les différentes zones de pression.
- au tableau 5.4 pour tirer les valeurs des coefficients C_{pe} ($\theta = 0^\circ$ et $a = 5^\circ$).

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure 2.4.

Dans notre cas : $b = 44\text{m}$; $d = 25.80\text{ m}$; $h = 9.20\text{ m}$; $e = \min [b ; 2 \times h]$.

$e = \min [44 ; 18.4]$ donc $e = 18.4\text{ m}$.

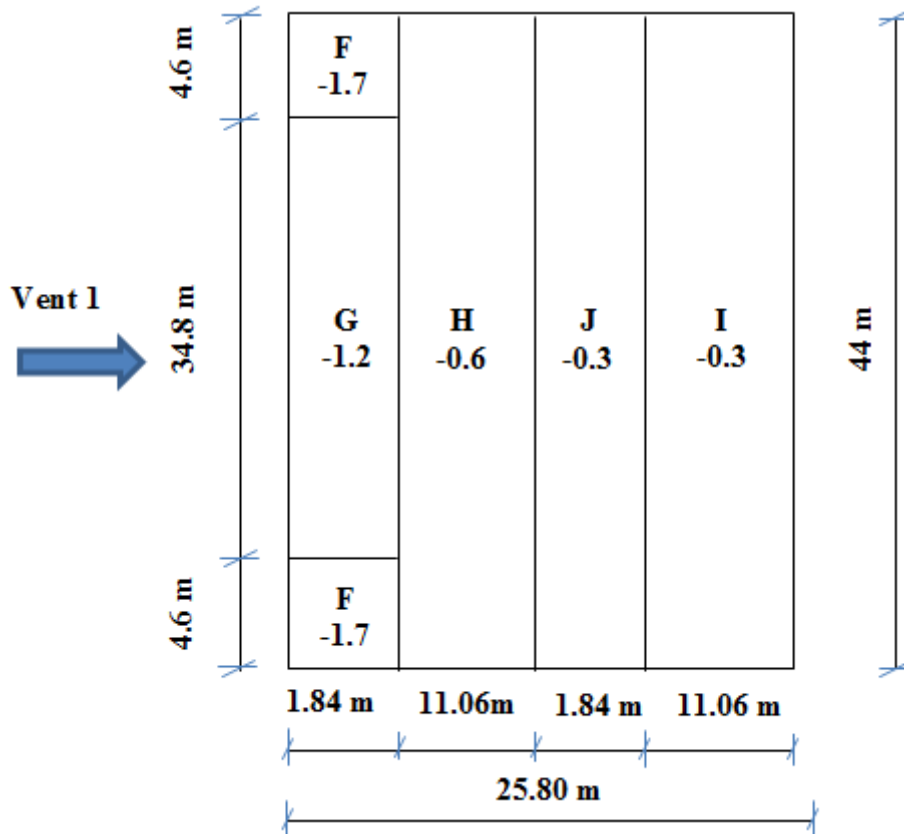


Figure 2-4 : Valeurs de C_{pe} pour la toiture - Direction V1 du vent

b) Direction de vent V2 ($\theta = 90^\circ$)

• **Parois verticales :**

On se réfère au paragraphe 1.1.2. du chapitre 5 :

- à la figure 5.1 pour déterminer les différentes zones de pression,
- au tableau 5.1 pour tirer les valeurs des coefficients C_{pe} .

Pour cette direction du vent, $b = 25.80$ m, $d = 44$ m, $h = 9.20$ m.

$$e = \text{Min} [25.80 ; 2 \times 9.20] = 18.4 \text{ m.}$$

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure 2.5.

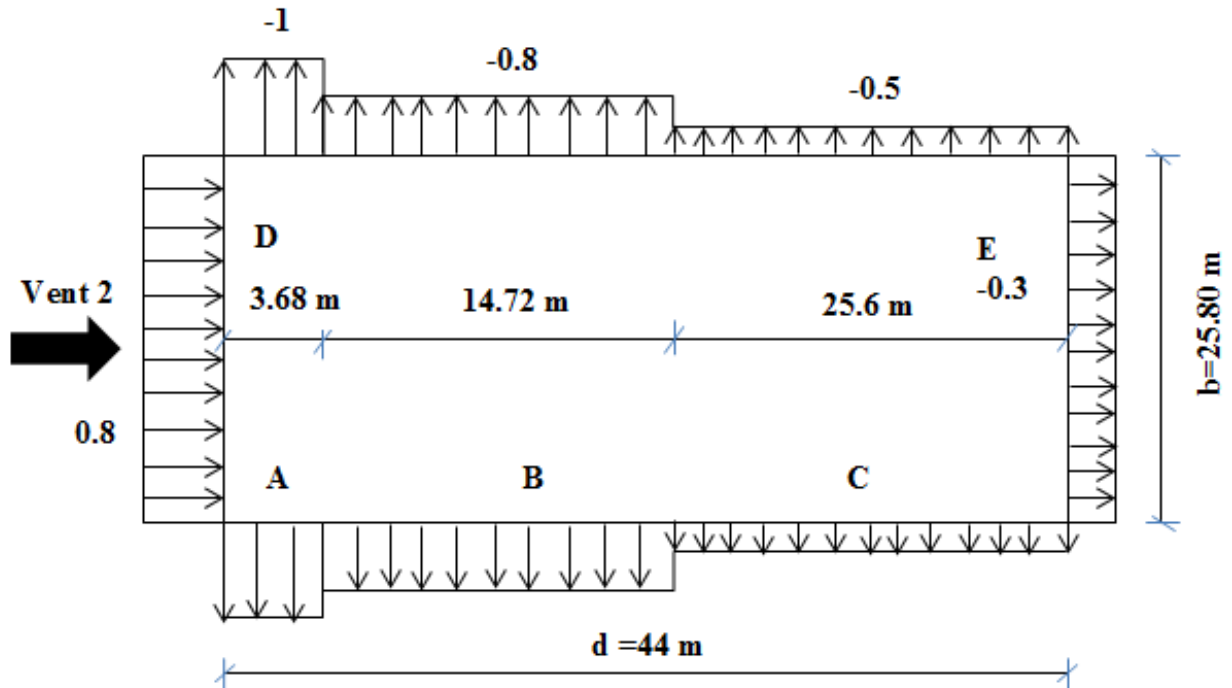


Figure 2-5 : Valeurs de C_{pe} sur les parois verticales - Direction du vent V2

- **Toiture**

Pour $\theta=90^\circ$ (sens V2 du vent)

On se réfère au paragraphe 1.1.5. du chapitre 5 pour un angle $\theta = 90^\circ$ (cf. chapitre 5, §1.1.5.1)

- à la figure 5.4 pour déterminer les différentes zones de pression.
- au tableau 5.4 pour tirer les valeurs des coefficients C_{pe} ($\theta = 90^\circ$ et $a = 5^\circ$).

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure 2.6.

Dans notre cas :

$$b = 25.80 \text{ m}, d = 44 \text{ m}, h = 9.20 \text{ m}.$$

$$e = \text{Min. } [25.80 ; 2 \times 9.20] = 18.4 \text{ m}.$$

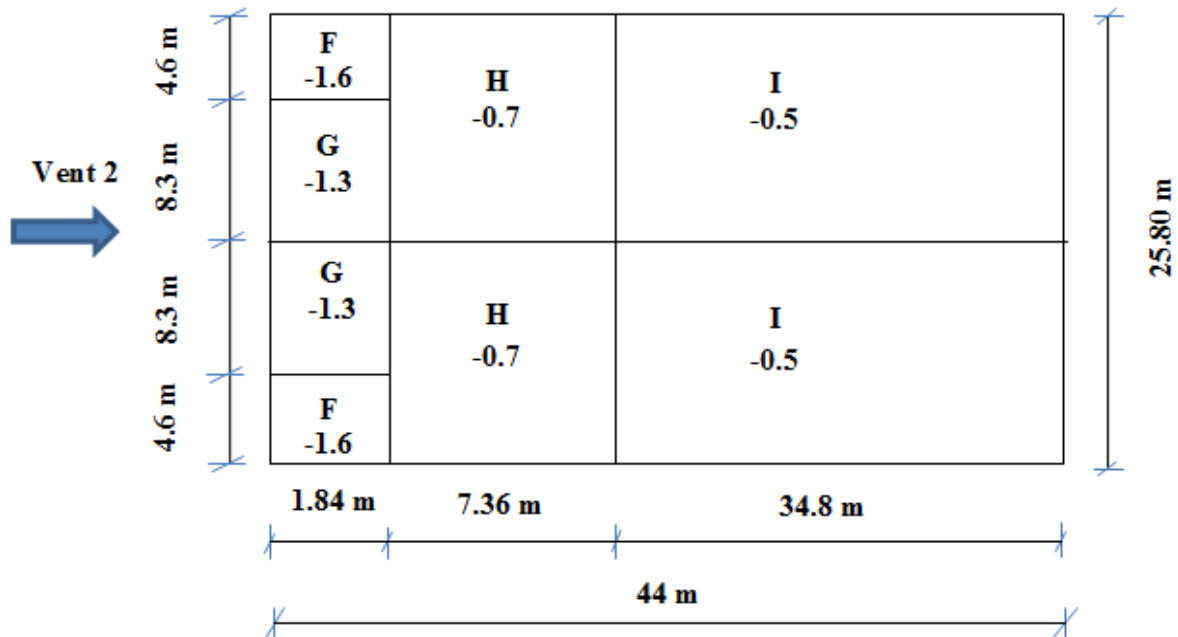


Figure 2-6 : Valeurs de C_{pe} pour la toiture - Direction du vent V2

2.3.4 Coefficient de pression intérieure C_{pi}

On détermine tout d'abord l'indice de perméabilité μ_p (cf. chapitre 5, § 2.1.1).

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures sous le vent et parallèles au vent}}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

a) Direction de vent V1 ($\theta = 0^\circ$)

- Les surfaces des ouvertures sous le vent : 0
- Les surfaces des ouvertures parallèles au vent :
 - 3 portes de section $(2 \times 2.2) \text{ m}^2$.
 - et 1 porte de section $(4 \times 5) \text{ m}^2$.
 - Les fenêtres seront considérées fermées.

$$\mu_p = \frac{20 + 8.8 + 4.4}{20 + 8.8 + 4.4} = \frac{32.2}{32.2} = 1$$

Donc : C_{pi} est tiré de la figure 5.15 ; $C_{pi} = -0,5$.

b) Direction de vent V2 ($\theta = 90^\circ$)

- Les surfaces des ouvertures sous le vent :
 - 1 porte de section $(2 \times 2.2) \text{ m}^2$.
- Les surfaces des ouvertures parallèles au vent : 0
- Les fenêtres seront considérées fermées.

$$\mu_p = \frac{4.4}{20 + 8.8 + 4.4} = \frac{4.4}{32.2} = 0.13$$

Donc :

C_{pi} est tiré de la figure 5.15 ; $C_{pi} = +0.8$.

2.3.5 Calcul des pressions de vent

$$q_j = C_d \times q_{dyn} \times [C_{pe} - C_{pi}] \text{ [N/m}^2\text{]}.$$

a) Direction de vent V1 ($\theta = 0^\circ$)

- parois verticales

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après.

zone	C_d	q_{dyn} (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	q_j (N/m ²)
D	0.447	615.375	+0.8	-0.5	357.59
A	0.447	615.375	-1	-0.5	-137.54
B	0.447	615.375	-0.8	-0.5	-82.52
C	0.447	615.375	-0.5	-0.5	0
E	0.447	615.375	-0.3	-0.5	55.01

Tableau 2-4 : Pressions sur les parois verticales - Direction V1 du vent

- Toiture

Pour $\theta=0^\circ$ (sens V1 du vent)

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après.

zone	C_d	q_{dyn} (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	q_j (N/m ²)
F	0.447	647.25	-1.7	-0.5	-347.18
G	0.447	647.25	-1.2	-0.5	-202.52
H	0.447	647.25	-0.6	-0.5	-28.93
I	0.447	647.25	-0.3	-0.5	57.86
J	0.447	647.25	-0.3	-0.5	57.86

Tableau 2-5 : Pressions sur la toiture - Direction V1 du vent

b) Direction de vent V2 ($\theta = 90^\circ$)

• **Parois verticales**

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après.

zone	C_d	q_{dyn} (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	q_j (N/m ²)
D	0.454	615.375	+0.8	+0.8	0
A	0.454	615.375	-1	+0.8	-502.88
B	0.454	615.375	-0.8	+0.8	-447
C	0.454	615.375	-0.5	+0.8	-363.19
E	0.454	615.375	-0.3	+0.8	-307.32

Tableau 2-6 : Pressions sur les parois verticales - Direction V2 du vent

• **Toiture :**

$\theta=90^\circ$ (sens V2 du vent)

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après.

zone	C_d	q_{dyn} (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	q_j (N/m ²)
F	0.454	647.25	-1.6	+0.8	-705.24
G	0.454	647.25	-1.3	+0.8	-617.09
H	0.454	647.25	-0.7	+0.8	-440.77
I	0.454	647.25	-0.5	+0.8	-382

Tableau 2-7 : Pressions sur la toiture - Direction V2 du vent

▪ Donc la charge de vent dans le portique qui va étudier :

a. Direction de vent 1 ($\theta=0^\circ$).

• Parois verticales :

- Zone D : 357.59 N/m².

- Zone E : 55.01 N/m².

• Toiture :

- Zone G : -202.52 N/m².

- Zone H : -28.93 N/m².

- Zone (I, J) : 57.86 N/m².

-

b. Direction de vent 2 ($\theta=90^\circ$).

- Parois verticales :
 - Zone B : -447 N/m^2 .
- Toiture :
 - Zone H : -440.77 N/m^2 .

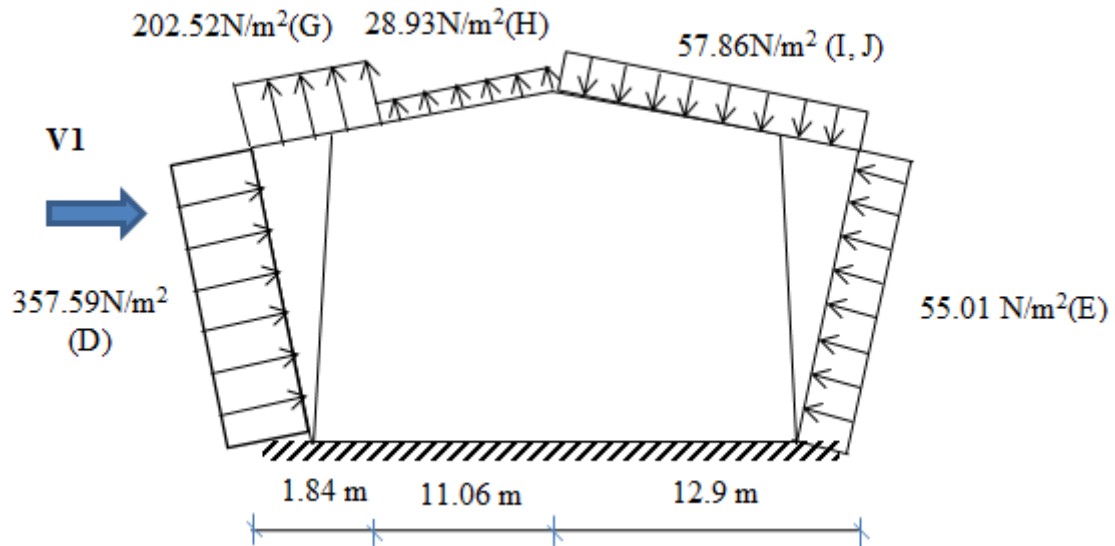


Figure 2-7 : Répartition des charges de vent sur portique - Direction du vent V1

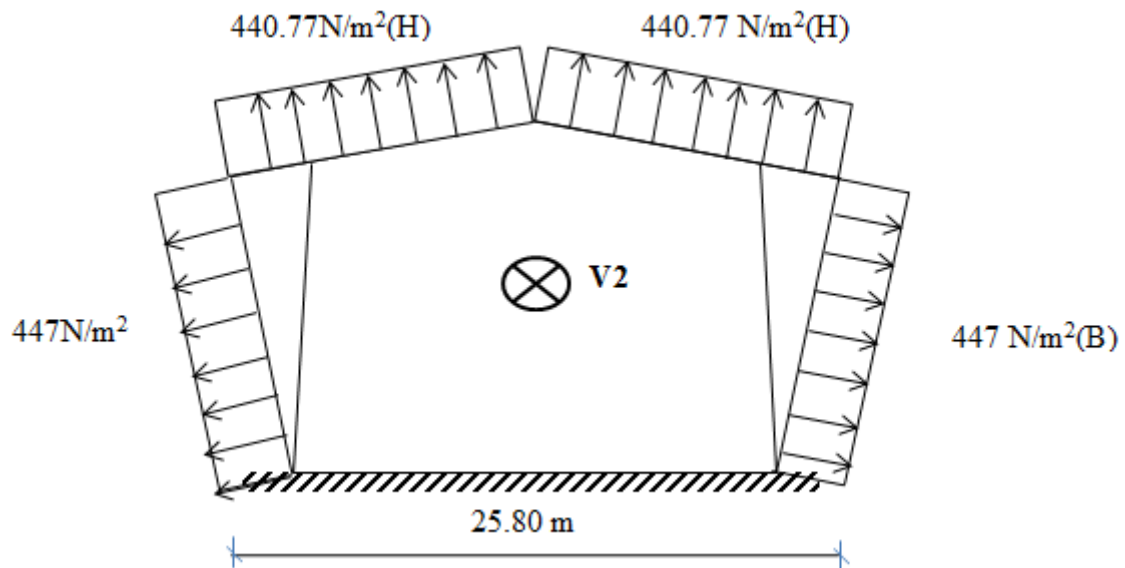


Figure 2-8 : Répartition des charges de vent sur portique - Direction du vent V2

❖ **Calcule les charges de vent (les charges concentrées)**

a. Direction de vent 1

- Parois verticales :
 - P12 : $55.01 \times 7.5 \times 0.73 = 3.01 \times 10^2$ N.
 - P13 : $55.01 \times 7.5 \times 1.46 = 6.02 \times 10^2$ N.
 - P (14, 15,16) : $55.01 \times 7.5 \times 1.46 = 6.02 \times 10^2$ N.
 - P17 : $55.01 \times 7.5 \times 0.73 = 3.01 \times 10^2$ N.
 - P33: $357.59 \times 7.5 \times 0.73 = 1.95 \times 10^3$ N.
 - P 34: $357.59 \times 7.5 \times 1.46 = 3.91 \times 10^3$ N.
 - P(35,36) : $357.59 \times 7.5 \times 1.46 = 3.91 \times 10^3$ N.
 - P37 : $357.59 \times 7.5 \times 1.46 = 3.91 \times 10^3$ N.
 - P38 : $357.59 \times 7.5 \times 0.73 = 1.95 \times 10^3$ N.
- Toiture :
 - P19 : $57.86 \times 7.5 \times 1.075 = 4.66 \times 10^2$ N.
 - P (20, 21, 22, 23, 24) : $57.86 \times 7.5 \times 2.15 = 9.33 \times 10^2$ N.
 - P25 : $(57.86 \times 7.5 \times 1.075) + (-28.93 \times 7.5 \times 1.075) = 2.33 \times 10^2$ N.
 - P (26, 27, 28,29) : $- 28.93 \times 7.5 \times 2.15 = - 4.66 \times 10^2$ N.
 - P30 : $- 202.52 \times 7.5 \times 2.15 = - 3.27 \times 10^3$ N.
 - P31 : $- 202.52 \times 7.5 \times 1.075 = - 1.63 \times 10^3$ N.

b. Direction de vent 2

- Parois verticales :
 - P(12,38) : $- 477 \times 7.5 \times 0.73 = - 2.61 \times 10^3$ N.
 - P(13,37) : $- 477 \times 7.5 \times 1.46 = - 5.22 \times 10^3$ N.
 - P (14, 15, 35, 36) : $- 477 \times 7.5 \times 1.46 = - 5.22 \times 10^3$ N.
 - P(16,34) : $- 477 \times 7.5 \times 1.46 = - 5.22 \times 10^3$ N.
 - P(17,33) : $- 477 \times 7.5 \times 0.73 = - 2.61 \times 10^3$ N.
- Toiture :
 - P(19,31) : $- 440.77 \times 7.5 \times 1.075 = - 3.55 \times 10^3$ N.
 - P (20, 21, 22, 23, 24, 25,26, 27, 28, 29,30) : $- 440.77 \times 7.5 \times 2.15 = - 7.11 \times 10^3$ N.

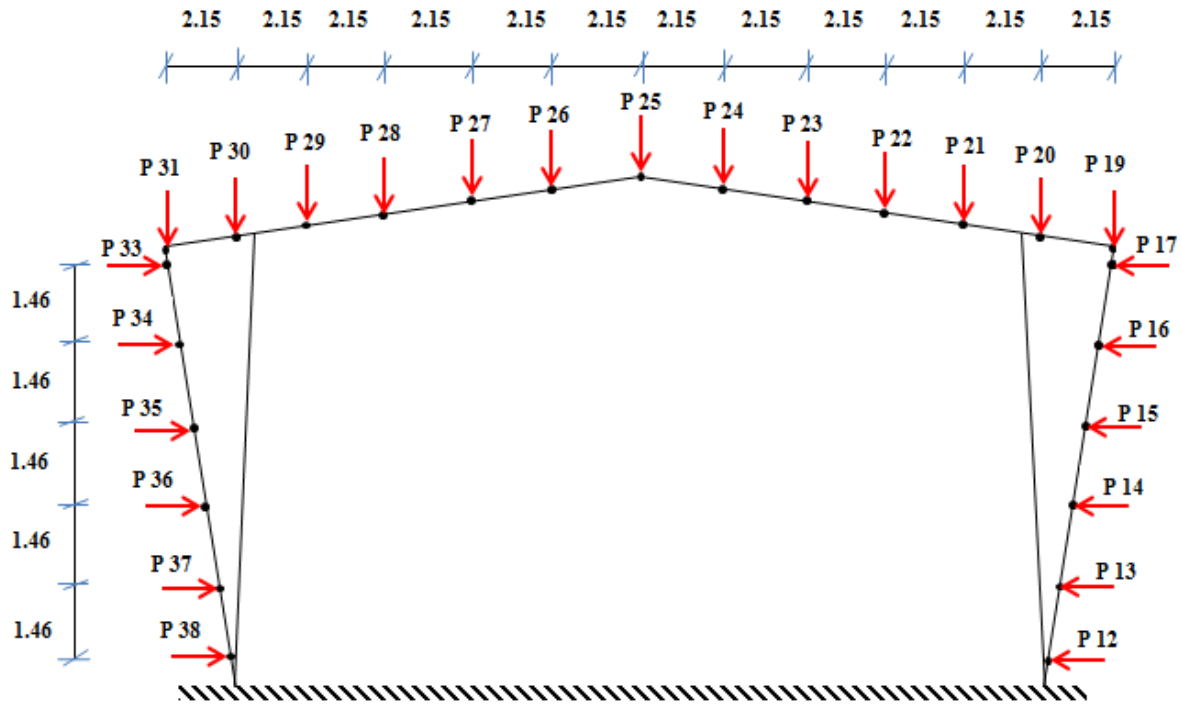


Figure 2-9 : Répartition des charges de vent dans le portique

2.4 DEFINITION DE LA CHARGE D'EXPLOITATION

Pour la charge d'exploitation on utilise l'Eurocode 5.

$q_k = 0 \text{ KN/m}^2$ Selon (tableau 2, cf § 2.2.1) catégorie H toiture a pente $\leq 15 \%$

Chapitre 3

Modélisation de la structure

3.1 INTRODUCTION

Le schéma statique adopté pour l'étude du portique est le suivant, les deux poteaux sont articulés au niveau du sol.

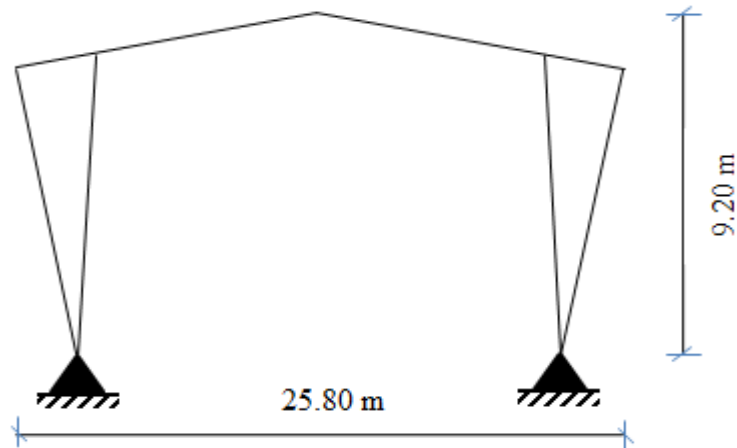


Figure 3-1 : Le schéma statique de portique

- Afin de convertir les noms des objets en entités informatiques utilisables par le programme, il faut déposer s'une interface. C'est le langage Gibiane qui va permettre à l'utilisateur de communiquer directement avec le programme. Les opérateurs avec le Gibiane consistent en une manipulation des objets existants dans le but de le modifier ou d'en créer de nouveaux.

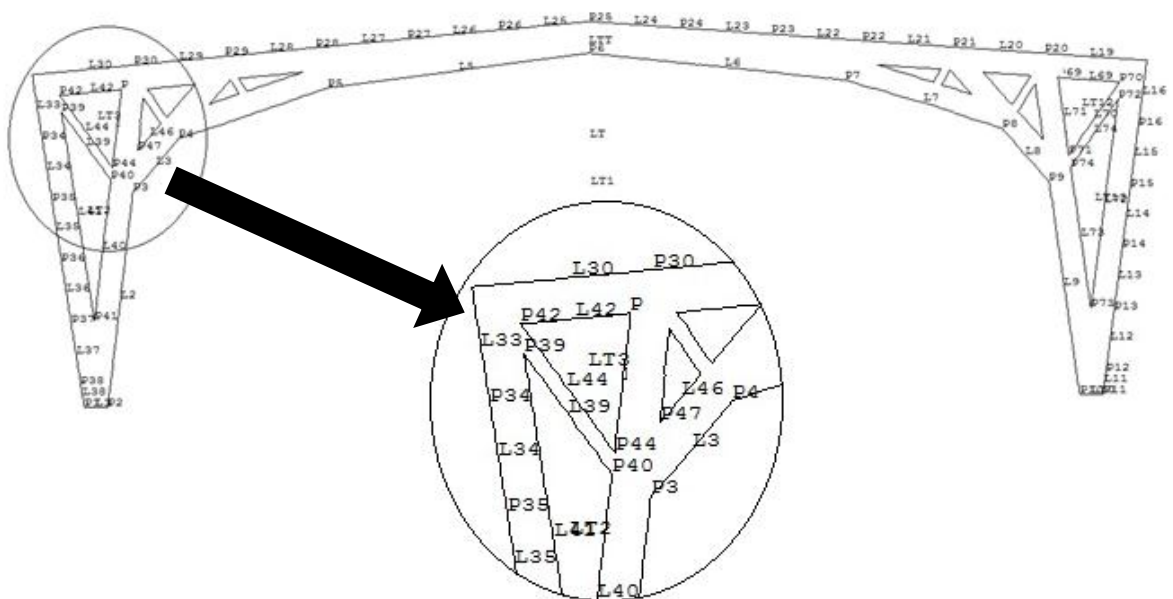


Figure 3-2 : Définition de la géométrie pour CASTEM.

3.2 CARACTERISTIQUES MECANIQUES RETENUES POUR LA MODÉLISATION

Les caractéristiques mécaniques retenues sont celle du BL32h (voir le tableau 2.2.b p24)

Module de Young longitudinal : $E_0 = 1.37 \times 10^{10} N/mm^2$.

Module de Young transversal : $E_{90} = 4.6 \times 10^8 N/mm^2$.

Module de Young tangentiel : $E_{tan} \simeq E_{90}$.

Coefficient de poisson longitudinal : $\mu_0 = 0.48$.

Coefficient de poisson transversal : $\mu_{90} = 0.06$.

Coefficient de poisson tangentiel : $\mu_{tan} = \mu_{90}$.

Module de cisaillement longitudinal : $G_0 = 8.5 \times 10^8 N/mm^2$.

Module de cisaillement transversal : $G_{90} = 2.4375 \times 10^5 N/mm^2$.

Module de cisaillement tangentiel : $G_{tan} \simeq G_{90}$.

Masse volumique caractéristique : $\rho = 4.3 \times 10^2 Kg/m^3$.

3.3 FICHIER DE DONNES ÉCRIT EN LANGAGE GBIANE

* DEBUT DE FICHIER salle DE SPORT.DGIBI

*

TITRE 'Poutre BLC (Orthotrope) sous Flexion';

OPTI DIME 3 ELEM CUB8 ;

*opti trac open;

*-----DONNEES-- (unités: m, pa,N,Nm)-----

*-----coef de variation des carcteristiques

you1=1.37e10;

you2=4.6e8;

you3=you2;

nu1=0.48;

nu2=0.06;

nu3=nu2;

cou1=8.5e8;

cou2=2.4375e5;

cou3=cou2;

rho1=4.3e2;

*-----GEOMETRIE-----

*

*-----points-----

P1=1.130 0.199 0.;

P2=1.685 0.199 0.;

P3=2.343 5.300 0.;

P4=3.437 6.549 0.;

P5=6.981 7.712 0.;

P6=13.160 8.450 0.;

P7=19.339 7.712 0.;

P8=22.883 6.549 0.;

P9=23.978 5.300 0.;

P10=24.635 0.199 0.;

P11=25.190 0.199 0.;

P12=25.262 0.722 0.;

P13=25.474 2.182 0.;

P14=25.682 3.642 0.;

P15=25.891 5.102 0.;

P16=26.099 6.562 0.;

P17=26.308 8.022 0.;

P18=26.320 8.109 0.;

P19=26.060 8.131 0.;

P20=23.910 8.309 0.;

P21=21.760 8.488 0.;

P22=19.610 8.667 0.;

P23=17.460 8.846 0.;

P24=15.310 9.025 0.;

P25=13.160 9.200 0.;

p26=11.010 9.025 0.;

p27=8.860 8.846 0.;

p28=6.710 8.667 0.;

p29=4.560 8.488 0.;

p30=2.410 8.309 0.;

p31=0.260 8.131 0.;

p32=0.000 8.109 0.;

p33=0.012 8.022 0.;

p34=0.221 6.562 0.;

P35=0.430 5.102 0.;

P36=0.638 3.642 0.;

P37=0.847 2.182 0.;

p38=1.055 0.722 0.;

p39=0.685 7.205 0.;

p40=1.827 5.602 0.;

p41=1.394 2.241 0.;

p42=0.642 7.610 0.;

p43=2.102 7.732 0.;

p44=1.865 5.894 0.;

p45=2.637 7.581 0.;

P46=3.054 6.947 0.;

P47=2.469 6.279 0.;

P48=2.742 7.785 0.;

p49=3.872 7.879 0.;

p50=3.191 7.103 0.;

p51=4.650 7.933 0.;

p52=4.849 7.591 0.;

p53=4.149 7.361 0.;

p54=4.865 7.962 0.;

p55=6.360 8.087 0.;

p56=5.044 7.655 0.;

p57=19.960 8.087 0.;

p58=21.455 7.962 0.;

p59=21.277 7.655 0.;

p60=21.670 7.933 0.;

p61=22.171 7.361 0.;

p62=21.471 7.591 0.;

p63=22.448 7.879 0.;

p64=23.579 7.785 0.;

p65=23.129 7.103 0.;

p66=23.683 7.581 0.;

p67=23.851 6.279 0.;

p68=23.266 6.947 0.;

p69=24.219 7.732 0.;

p70=25.679 7.610 0.;

p71=24.456 5.894 0.;

p72=25.636 7.205 0.;

p73=24.926 2.241 0.;

p74=24.493 5.602 0.;

*

*-----ligne-----

L1=P1 DROIT 6 P2;

L2=P2 DROIT 56 P3;

L3=P3 DROIT 18 P4;
L4=P4 DROIT 41 P5;
L5=P5 DROIT 68 P6;
L6=P6 DROIT 68 P7;
L7=P7 DROIT 41 P8;
L8=P8 DROIT 18 P9;
L9=P9 DROIT 56 P10;
L10=P10 DROIT 6 P11;
L11=P11 DROIT 6 P12;
L12=P12 DROIT 16 P13;
L13=P13 DROIT 16 P14;
L14=P14 DROIT 16 P15;
L15=P15 DROIT 16 P16;
L16=P16 DROIT 16 P17;
L17=P17 DROIT 1 P18;
L18=P18 DROIT 3 P19;
L19=P19 DROIT 24 P20;
L20=P20 DROIT 24 P21;
L21=P21 DROIT 24 P22;
L22=P22 DROIT 24 P23;
L23=P23 DROIT 24 P24;
L24=P24 DROIT 24 P25;
L25=P25 DROIT 24 P26;
L26=P26 DROIT 24 P27;
L27=P27 DROIT 24 P28;
L28=P28 DROIT 24 P29;
L29=P29 DROIT 24 P30;
L30=P30 DROIT 24 P31;
L31=P31 DROIT 3 P32;

L32=P32 DROIT 1 P33;
L33=P33 DROIT 16 P34;
L34=P34 DROIT 16 P35;
L35=P35 DROIT 16 P36;
L36=P36 DROIT 16 P37;
L37=P37 DROIT 16 P38;
L38=P38 DROIT 6 P1;
L39=P39 DROIT 21 P40;
L40=P40 DROIT 37 P41;
L41=P41 DROIT 55 P39;
L42=P42 DROIT 16 P43;
L43=P43 DROIT 20 P44;
L44=P44 DROIT 23 P42;
L45=P45 DROIT 8 P46;
L46=P46 DROIT 10 P47;
L47=P47 DROIT 14 P45;
L48=P48 DROIT 12 P49;
L49=P49 DROIT 11 P50;
L50=P50 DROIT 9 P48;
L51=P51 DROIT 4 P52;
L52=P52 DROIT 8 P53;
L53=P53 DROIT 8 P51;
L54=P54 DROIT 16 P55;
L55=P55 DROIT 15 P56;
L56=P56 DROIT 4 P54;
L57=P57 DROIT 16 P58;
L58=P58 DROIT 4 P59;
L59=P59 DROIT 15 P57;
L60=P60 DROIT 8 P61;

L61=P61 DROIT 8 P62;

L62=P62 DROIT 4 P60;

L63=P63 DROIT 12 P64;

L64=P64 DROIT 9 P65;

L65=P65 DROIT 11 P63;

L66=P66 DROIT 14 P67;

L67=P67 DROIT 10 P68;

L68=P68 DROIT 8 P66;

L69=P69 DROIT 16 P70;

L70=P70 DROIT 23 P71;

L71=P71 DROIT 20 P69;

L72=P72 DROIT 55 P73;

L73=P73 DROIT 37 P74;

L74=P74 DROIT 21 P72;

LT1= L1 et L2 et L3 et L4 et L5 et L6 et L7 et L8 et L9 et

L10 et L11 et L12 et L13 et L14 et L15 et L16 et L17 et L32 et

L33 et L34 et L35 et L36 et L37 et L38;

LT2=L39 et L40 et L41;

LT3=L42 et L43 et L44;

LT4=L45 et L46 et L47;

LT5=L48 et L49 et L50;

LT6=L51 et L52 et L53;

LT7=L54 et L55 et L56;

LT8=L57 et L58 et L59;

LT9=L60 et L61 et L62;

LT10=L63 et L64 et L65;

LT11=L66 et L67 et L68;

LT12=L69 et L70 et L71;

LT13=L72 et L73 et L74;

LTT=L18 et L19 et L20 et L21 et L22 et L23 et L24 et L25 et L26 et L27
et L28 et L29 et L30 et L31;

LT= LT1 et LT2 et LT3 et LT4 et LT5 et LT6 et LT7 et LT8
et LT9 et LT10 et LT11 et LT12 et LT13 et LTT;

TRACE (0. 0. 1000.)LT;

*

*-----VECTEURS D'EPAISSEURE-----

*

VECT1=0. 0. 0.15;

VECT2=0. 0. -0.15;

*

*-----CREATION DE SURFACE-----

SURFACE= surf plan lt;

*

*-----CREATION DE VOLUME-----

*

V1= SURFACE VOLU 1 TRAN VECT1;

V2= SURFACE VOLU 1 TRAN VECT2;

POUTRE1= V1 ET v2;

*

*-----TRACI DE LA STRUCTURE-----

*

TRAC CACH QUAL (0. 0. 1000.) POUTRE1;

*

*-----DEFINITION DE MODELE DE MATERIAU-----

*

MOD1= MODE POUTRE1 MECANIQUE ELASTIQUE ORTHOTROPE;

*

MAT1=MATR MOD1 DIRE (1. 0. 0.) (0. 1. 0.) yg1 you1 yg2 you2 yg3 you3

nu12 nu1 nu23 nu2 nu13 nu3 g12 cou1 g23 cou2 g13 cou3 rho rho1;

*

*-----CONDITIONS AUX LIMITES-----

*

CL1= BLOQ UX UY L1;

CL2= BLOQ UX UY L10;

CL3= BLOQ UZ POUTRE1;

CLTOT= CL1 ET CL2 ET CL3;

*

*-----CHARGEMENTES-----

*

*-----MATRICE DE MASSE-----

*

MAS= MASS MOD1 MAT1;

*

*-----CHEMPS DE GRAVITE-----

*

CHG= MANU CHPO (POUTRE1) UY -9.81;

*

*-----POIDS PROPRE POUTRE-----

*

PP = CHG * MAS;

PPRPOUT= PP;

*

*-----POIDS PROPRE TOITURE-----

*

PPR1=FORC FY -3.07e3 P19;

PPR2=FORC FY -5.27e3 P20;

PPR3=FORC FY -5.27e3 P21;

PPR4=FORC FY -5.27e3 P22;

PPR5=FORC FY -5.45e3 P23;

PPR6=FORC FY -5.63e3 P24;

PPR7=FORC FY -5.30e3 P25;

PPR8=FORC FY -5.63e3 P26;

PPR9=FORC FY -5.45e3 P27;

PPR10=FORC FY -5.27e3 P28;

PPR11=FORC FY -5.27e3 P29;

PPR12=FORC FY -5.27e3 P30;

PPR13=FORC FY -3.07e3 P31;

PPRTOIT=PPR1 et PPR2 et PPR3 et PPR4 et PPR5 et PPR6 et PPR7 et

PPR8 et PPR9 et PPR10 et PPR11 et PPR12 et PPR13;

*

*-----CHARGE D'EXPLOIATION-----

*

*CHEXPL= FORC FY 0 Ltt;

CHEXPL= FORC FY 0. Ltt;

*

*-----CHARGES DE NEIGE-----

*

CHNEIG1=FORC FY -2.32e3 P19;

CHNEIG2=FORC FY -4.64e3 P20;

CHNEIG3=FORC FY -4.64e3 P21;

CHNEIG4=FORC FY -4.64e3 P22;

CHNEIG5=FORC FY -4.64e3 P23;

CHNEIG6=FORC FY -4.64e3 P24;

CHNEIG7=FORC FY -4.64e3 P25;

CHNEIG8=FORC FY -4.64e3 P26;

CHNEIG9=FORC FY -4.64e3 P27;

CHNEIG10=FORC FY -4.64e3 P28;

CHNEIG11=FORC FY -4.64e3 P29;

CHNEIG12=FORC FY -4.64e3 P30;

CHNEIG13=FORC FY -2.32e3 P31;

CHNEIG=CHNEIG1 et CHNEIG2 et CHNEIG3 et CHNEIG4 et CHNEIG5 et

CHNEIG6 et CHNEIG7 et CHNEIG8 et CHNEIG9 et CHNEIG10 et CHNEIG11

et CHNEIG12 et CHNEIG13;

*

*-----CHARGES DE VENT-----

*

*****VENT 0°*****

*-----PAROIS VERTICALE-----

*

CHVPV1=FORC FX -3.01e2 P12;

CHVPV2=FORC FX -6.02e2 P13;

CHVPV3=FORC FX -6.02e2 P14;

CHVPV4=FORC FX -6.02e2 P15;

CHVPV5=FORC FX -6.02e2 P16;

CHVPV6=FORC FX -3.01e2 P17;

CHVPV7=FORC FX -1.95e3 P33;

CHVPV8=FORC FX -3.91e3 P34;

CHVPV9=FORC FX -3.91e3 P35;

CHVPV10=FORC FX -3.91e3 P36;

CHVPV11=FORC FX -3.91e3 P37;

CHVPV12=FORC FX -1.95e3 P38;

CHVENTP1=CHVPV1 et CHVPV2 et CHVPV3 et CHVPV4 et CHVPV5

et CHVPV6 et CHVPV7 et CHVPV8 et CHVPV9 et CHVPV10

et CHVPV11 et CHVPV12;

*

*-----TOITURE-----

*

CHVETT1=FORC FY -4.66e2 P19;

CHVETT2=FORC FY -9.33e2 P20;

CHVETT3=FORC FY -9.33e2 P21;

CHVETT4=FORC FY -9.33e2 P22;

CHVETT5=FORC FY -9.33e2 P23;

CHVETT6=FORC FY -9.33e2 P24;

CHVETT7=FORC FY -2.33e2 P25;

CHVETT8=FORC FY 4.66e2 P26;

CHVETT9=FORC FY 4.66e2 P27;

CHVETT10=FORC FY 4.66e2 P28;

CHVETT11=FORC FY 4.66e2 P29;

CHVETT12=FORC FY 3.27e2 P30;

CHVETT13=FORC FY 1.63e2 P31;

CHVENTT1=CHVETT1 et CHVETT2 et CHVETT3 et CHVETT4 et

CHVETT5 et CHVETT6 et CHVETT7 et CHVETT8 et CHVETT9

et CHVETT10 et CHVETT11 et CHVETT12 et CHVETT13;

*

*****VENT 90°*****

*-----PAROIS VERTICALE-----

*

CHVEPV1=FORC FX 2.61e3 P12;

CHVEPV2=FORC FX 5.22e3 P13;

CHVEPV3=FORC FX 5.22e3 P14;

CHVEPV4=FORC FX 5.22e3 P15;

CHVEPV5=FORC FX 5.22e3 P16;

CHVEPV6=FORC FX 2.61e3 P17;

CHVEPV7=FORC FX 2.61e3 P33;

CHVEPV8=FORC FX 5.22e3 P34;

CHVEPV9=FORC FX 5.22e3 P35;

CHVEPV10=FORC FX 5.22e3 P36;

CHVEPV11=FORC FX 5.22e3 P37;

CHVEPV12=FORC FX 2.61e3 P38;

CHVENTP2=CHVEPV1 et CHVEPV2 et CHVEPV3 et CHVEPV4 et CHVEPV5

et CHVEPV6 et CHVEPV7 et CHVEPV8 et CHVEPV9 et CHVEPV10

et CHVEPV11 et CHVEPV12;

*

*-----TOITURE-----

*

CHVET1=FORC FY 3.55e3 P19;

CHVET2=FORC FY 7.11e3 P20;

CHVET3=FORC FY 7.11e3 P21;

CHVET4=FORC FY 7.11e3 P22;

CHVET5=FORC FY 7.11e3 P23;

CHVET6=FORC FY 7.11e3 P24;

CHVET7=FORC FY 7.11e3 P25;

CHVET8=FORC FY 7.11e3 P26;

CHVET9=FORC FY 7.11e3 P27;

CHVET10=FORC FY 7.11e3 P28;

CHVET11=FORC FY 7.11e3 P29;

CHVET12=FORC FY 7.11e3 P30;

CHVET13=FORC FY 3.55e3 P31;

CHVENTT2=CHVET1 et CHVET2 et CHVET3 et CHVET4 et CHVET5 et CHVET6

et CHVET7 et CHVET8 et CHVET9 et CHVET10 et CHVET11

et CHVET12 et CHVET13;

*CHVENT=CHVENT PAROIS VERTICALE ET CHVENT TOITURE

CHVENT=CHVENTP1 et CHVENTT1;

*-----RESUME CHARGEMENT-----

*

*-----CHARGES PERMANENTES-----

*

G1=PPRPOUT + PPRTOIT;

*

*-----SURCHARGES D'EXPLOITATION-----

*

Q1=CHEXPL;

*

*-----SURCHARGES DE NEIGE-----

*

S1=CHNEIG;

*

*-----SURCHARGES DE VENT-----

*

S2=CHVENT;

*

*-----COMBINAISONS DES CHARGES-----

*

*-----COMBINAISONS ELU-----

*Vérification de la résistance de la structure avec le poids propre uniquement

ELU1 = 1.35*G1;

*Vérification de la résistance de la structure avec la surcharge d'exploitation comme action variable de base

ELU2 = (1.35*G1) + (1.5*Q1);

*Vérification de la résistance de la structure avec la surcharge de neige comme action variable de base

ELU3 = (1.35*G1) + (1.5*S1);

*Vérification de la résistance vis-à-vis du risque de soulèvement

$$ELU4 = G1 + (1.5 * S2);$$

*-----COMBINAISONS ELS-----

*vérification de la déformation instantanée des charge variables de la structure

$$ELS1 = S1;$$

*vérification de la déformation instantanée des charge variables de la structure

$$ELS2 = S1 + (0.6 * S2);$$

*vérification de la déformation instantanée des charge variables de la structure

$$ELS3 = S2 + (0.5 * S1);$$

*vérification de la déformation instantanée de la structure

$$ELS4 = G1 + Q1 ;$$

*vérification de la déformation instantanée de la structure

$$ELS5 = G1 + S1;$$

*vérification de la déformation instantanée de la structure vis-à-vis de soulèvement

$$ELS6 = S2;$$

*vérification de la déformation différée de la structure

$$ELS7 = 0.8 * G1;$$

*

*-----PARTIE RESOLUTION-----

*

*-----CALCUL DES MATRICES DE RIGIDITE-----

$$RIGITOT = RIGI MOD1 MAT1;$$

*

$$RIGICL = RIGITOT ET CLTOT;$$

*-----RESOLUTION-----

*----introduire la combinaison voulue pour le calcul---

*-----ELU-----

$$DEPLU1 = RESO RIGICL ELU1;$$

$$DEPLU2 = RESO RIGICL ELU2;$$

```
DEPLU3=RESO RIGICL ELU3;
DEPLU4=RESO RIGICL ELU4;
*-----ELS-----
DEPLS1=RESO RIGICL ELS1;
DEPLS2=RESO RIGICL ELS2;
DEPLS3=RESO RIGICL ELS3;
DEPLS4=RESO RIGICL ELS4;
DEPLS5=RESO RIGICL ELS5;
DEPLS6=RESO RIGICL ELS6;
DEPLS7=RESO RIGICL ELS7;
*-----PARTIE POST-TRAITEMENT-----
*
*-----TRACE DE LA DEFORME-----
DEF0=DEFO POUTRE1 DEPLU2 0. BLEU;
DEF1=DEFO POUTRE1 DEPLU2 10. ROUG;
TITRE 'DEFORMATION';
TRAC (0. 0. 1000.) (DEF0 ET DEF1);
*
*-----CALCUL DE LA FLECHE INSTANTANIEE des charges variables-----
*
*-----ELS1-----
FLECHE1=EXCO DEPLS1 UY;
*
FLEMAX1=MAXI FLECHE1;
FLEMIN1=MINI FLECHE1;
*
*****
MESS'flèche positive max ELS1'FLEMAX1'm';
MESS'flèche négative min ELS1'FLEMIN1'm';
```

*

*-----ELS2-----

FLECHE2=EXCO DEPLS2 UY;

*

FLEMAX2=MAXI FLECHE2;

FLEMIN2=MINI FLECHE2;

*

MESS'flèche positive max ELS2'FLEMAX2'm';

MESS'flèche négative min ELS2'FLEMIN2'm';

*

*-----ELS3-----

FLECHE3=EXCO DEPLS3 UY;

*

FLEMAX3=MAXI FLECHE3;

FLEMIN3=MINI FLECHE3;

*

MESS'flèche positive max ELS3'FLEMAX3'm';

MESS'flèche négative min ELS3'FLEMIN3'm';

*

*-----CALCUL DE LA FLECHE INSTANTANIEE-----

*-----ELS4-----

FLECHE4=EXCO DEPLS4 UY;

*

FLEMAX4=MAXI FLECHE4;

FLEMIN4=MINI FLECHE4;

*

MESS'flèche positive max ELS4'FLEMAX4'm';

MESS'flèche négative min ELS4'FLEMIN4'm';

*

*-----ELS5-----

FLECHE5=EXCO DEPLS5 UY;

*

FLEMAX5=MAXI FLECHE5;

FLEMIN5=MINI FLECHE5;

*

MESS'flèche positive max ELS5'FLEMAX5'm';

MESS'flèche négative min ELS5'FLEMIN5'm';

*

*-----ELS6-----

FLECHE6=EXCO DEPLS6 UY;

*

FLEMAX6=MAXI FLECHE6;

FLEMIN6=MINI FLECHE6;

*

MESS'flèche positive max ELS6'FLEMIN6'm';

MESS'flèche négative min ELS6'FLEMIN6'm';

*

```
*-----CALCUL DE LA FLECHE différée-----
*-----ELS7-----
FLECHE7=EXCO DEPLS7 UY;
*
FLEMAX7=MAXI FLECHE7;
FLEMIN7=MINI FLECHE7;
*
*****
MESS'flèche positive max ELS7'FLEMAX7'm';
MESS'flèche négative min ELS7'FLEMIN7'm';
*****
*
*-----CALCUL DES CHAMPS DE CONTRAINTE-----
*
*-----ELU1-----
SIG1 = SIGMA MOD1 MAT1 DEPLU1;
*
*-----MODIFICATION DES CHAMPS-----
*
*Modifier le champ par éléments des contraintes SIG en champ par points chpo
*
CHAM1= CHAN NOEUD MOD1 SIG1;
CHPO1= CHAN CHPO MOD1 CHAM1;
*
*-----ELU2-----
SIG2 = SIGMA MOD1 MAT1 DEPLU2;
*
*-----MODIFICATION DES CHAMPS-----
```

*

*Modifier le champ par éléments des contraintes SIG en champ par points chpo

*

CHAM2= CHAN NOEUD MOD1 SIG2;

CHPO2= CHAN CHPO MOD1 CHAM2;

*

*-----ELU3-----

SIG3 = SIGMA MOD1 MAT1 DEPLU3;

*

*-----MODIFICATION DES CHAMPS-----

*

*Modifier le champ par éléments des contraintes SIG en champ par points chpo

*

CHAM3= CHAN NOEUD MOD1 SIG3;

CHPO3= CHAN CHPO MOD1 CHAM3;

*

*-----ELU4-----

SIG4 = SIGMA MOD1 MAT1 DEPLU4;

*

*-----MODIFICATION DES CHAMPS-----

*

*Modifier le champ par éléments des contraintes SIG en champ par points chpo

*

CHAM4= CHAN NOEUD MOD1 SIG4;

CHPO4= CHAN CHPO MOD1 CHAM4;

*

*

*-----DEFINITION ET TRACE DES SOLLICITATION-----

*

*Extraction de la composante SMXX (CONTRAINTE DE FLEXION)

*

*-----ELU1-----

EV1ELU1=EVOL ROUG 'CHPO' CHPO1 SMXX LTT;

DESS EV1ELU1 TITRE 'tracage de sollicitation ELU1';

*

*-----ELU2-----

EV2ELU2=EVOL ROUG 'CHPO' CHPO2 SMXX LTT;

DESS EV2ELU2 TITRE 'tracage de sollicitation ELU2';

*

*-----ELU3-----

EV3ELU3=EVOL ROUG 'CHPO' CHPO3 SMXX LTT;

TITRE 'trace des sollicitations';

DESS EV3ELU3 TITRE 'tracage de sollicitation ELU3';

*

*-----ELU4-----

EV4ELU4=EVOL ROUG 'CHPO' CHPO4 SMXX LTT;

DESS EV4ELU4 TITRE 'tracage de sollicitation ELU4';

*

contr1=exco smxx CHAM1;

Contrmax=maxi contr1;

Mess contrmax;

Opti trac x;

Trac mod1 sig1;

contr2=exco smxx CHAM2;

Contrmax=maxi contr2;

Mess contrmax;

Opti trac x;

```
Trac mod1 sig2;
contr3=exco smxx CHAM3;
Contrmax=maxi contr3;
Mess contrmax;
Opti trac x;
Trac mod1 sig3;
contr4=exco smxx CHAM4;
Contrmax=maxi contr4;
Mess contrmax;
Opti trac x;
Trac mod1 sig4;
*
*FIN DE FICHER
*
FIN;
```

Chapitre 4

Résultats des calculs

4.1 RÉSULTATS DES CALCULS

- Avant de trouver les dimensions finales qui vérifient la stabilité et la résistance de la structure, nous avons fait le calcul avec plusieurs dimensions des éléments structuraux (4 étapes) et à chaque fois que les conditions n'étaient pas vérifiées, on augmentait les dimensions des éléments structuraux de portique jusqu'à ce que les conditions soient vérifiées. Les 4 figures suivantes représentent les changements des dimensions des éléments.

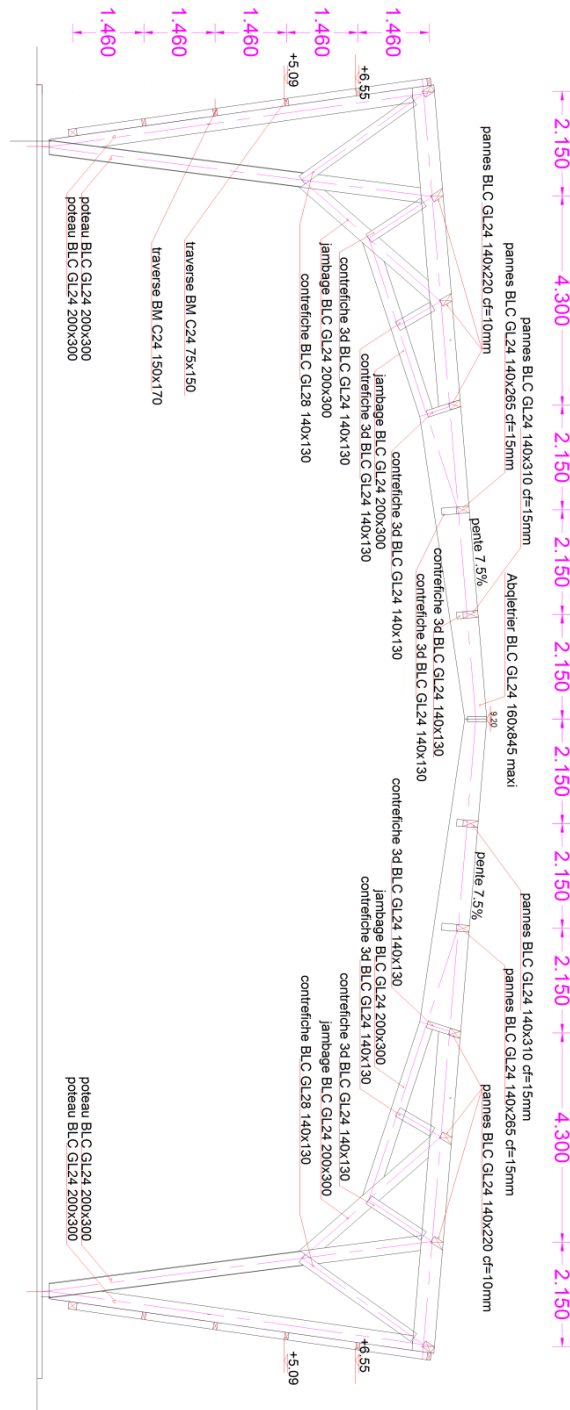


Figure 4-1 : Elevation de portique 1

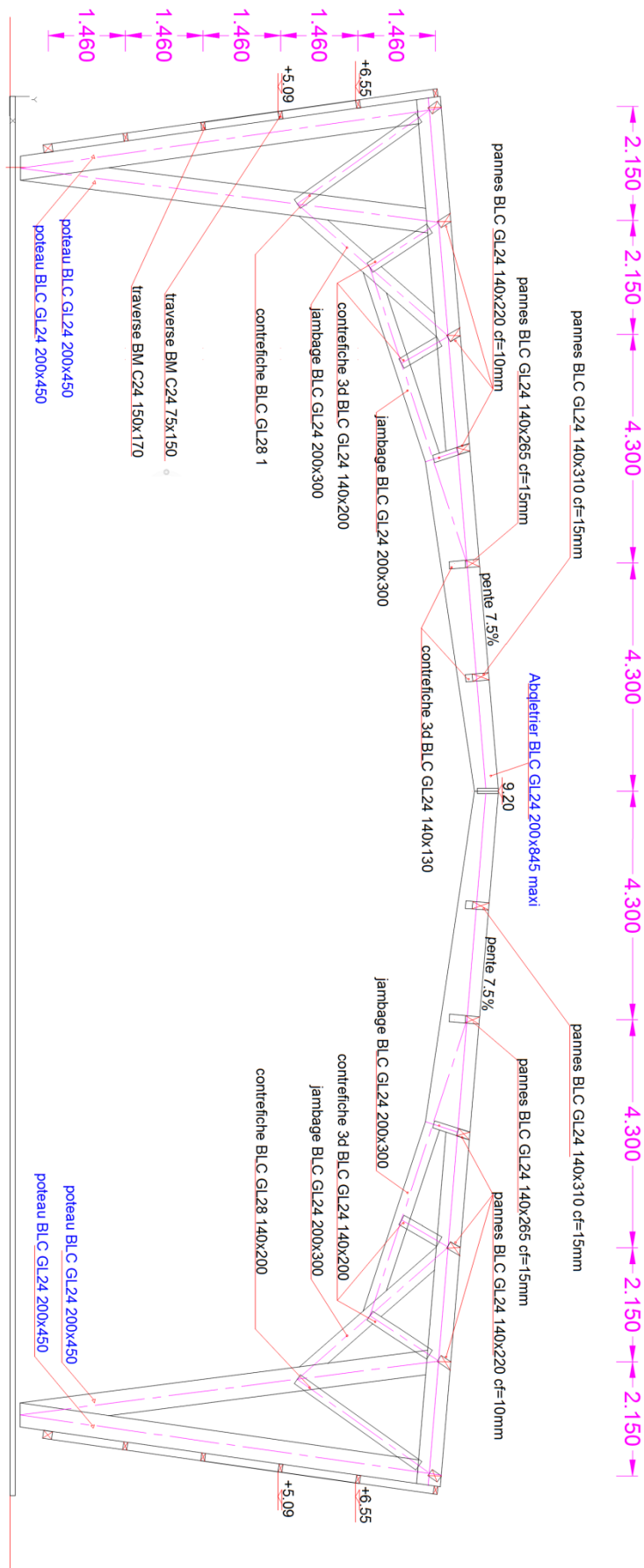


Figure 4-2 : Elevation de portique 2

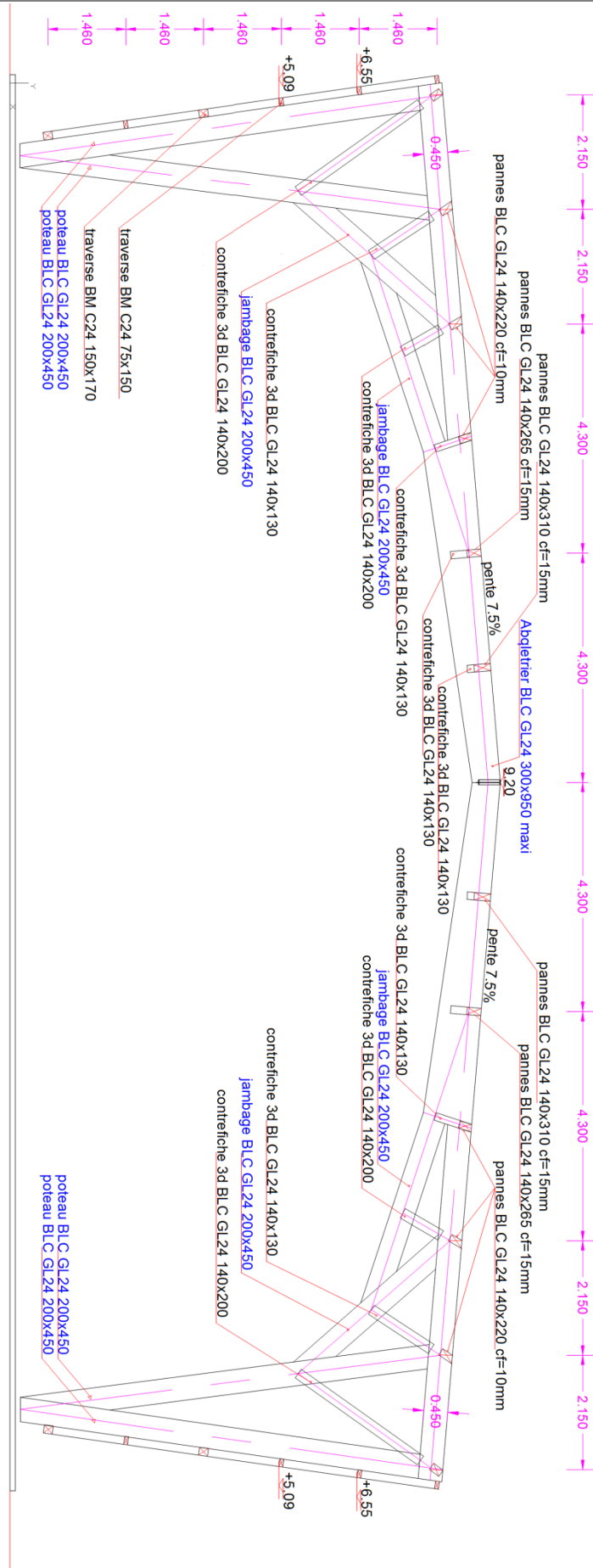


Figure 4-4 : Elévation de portique 4

- La modélisation par éléments finis de portique a été réalisée en trois dimensions. Les éléments utilisés sont de type CUB8, il s'agit d'éléments cubiques à huit nœuds dont la densité a été volontairement définie. Le modèle de matériau utilisé est élastique orthotrope. Un aperçu du maillage est fourni par la figure 4-5 et figure 4-6 et figure 4-7.

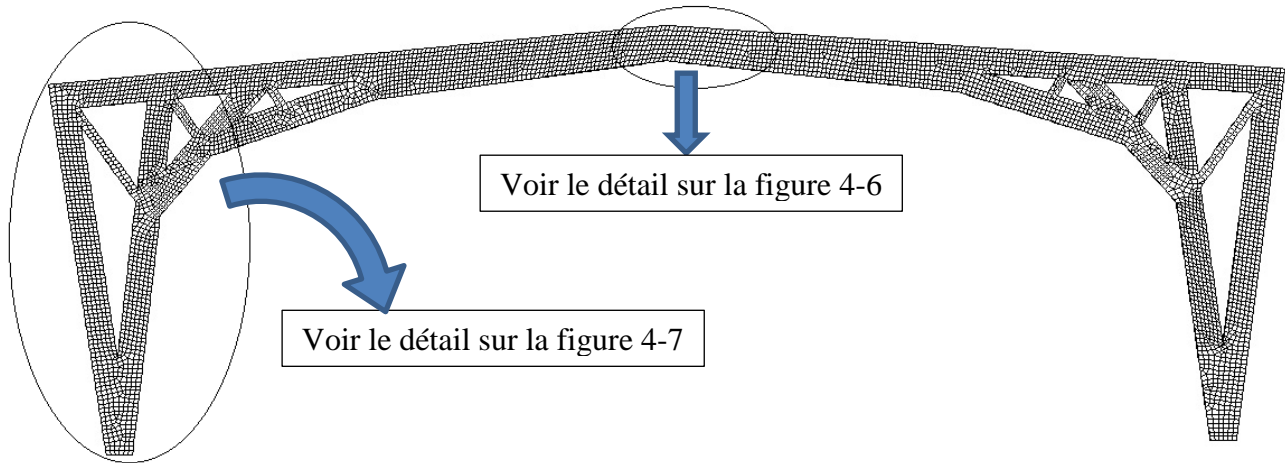


Figure 4-5 : maillage du portique

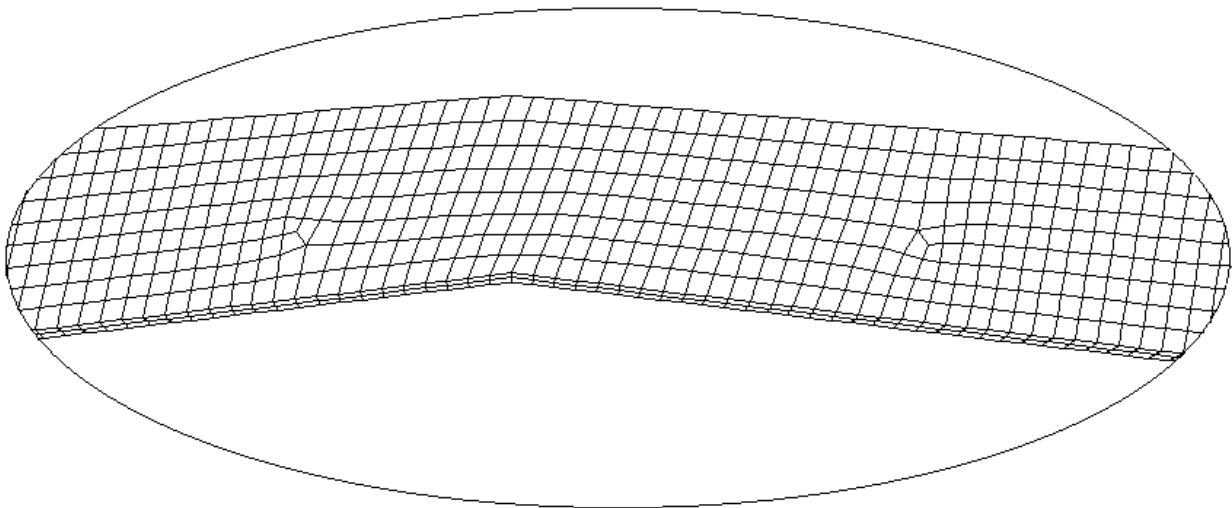


Figure 4-6: maillage d'une partie de la poutre

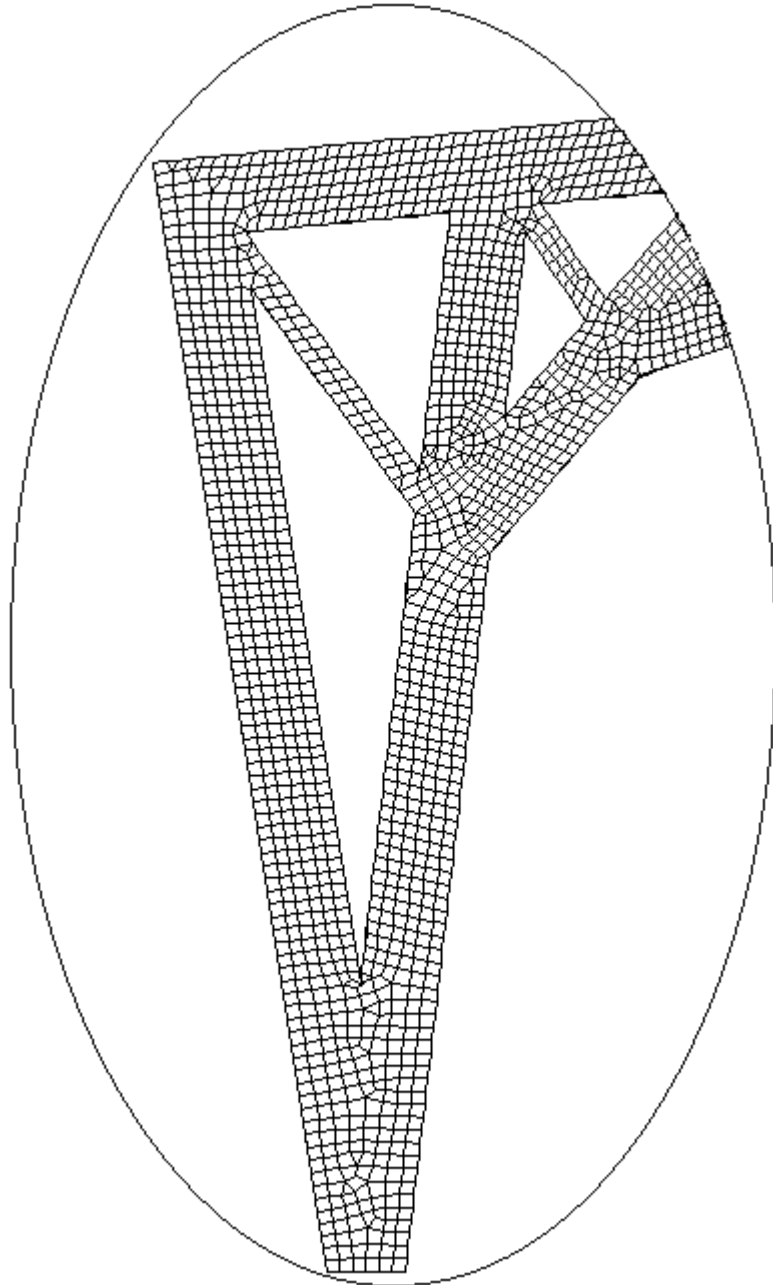


Figure 4-7 : maillage des poteaux

L'interface graphique de CASTEM nous permet d'obtenir d'autres résultats graphiques tels que les maillages ou les graphes, nous présentons quelques exemples des graphiques obtenus :

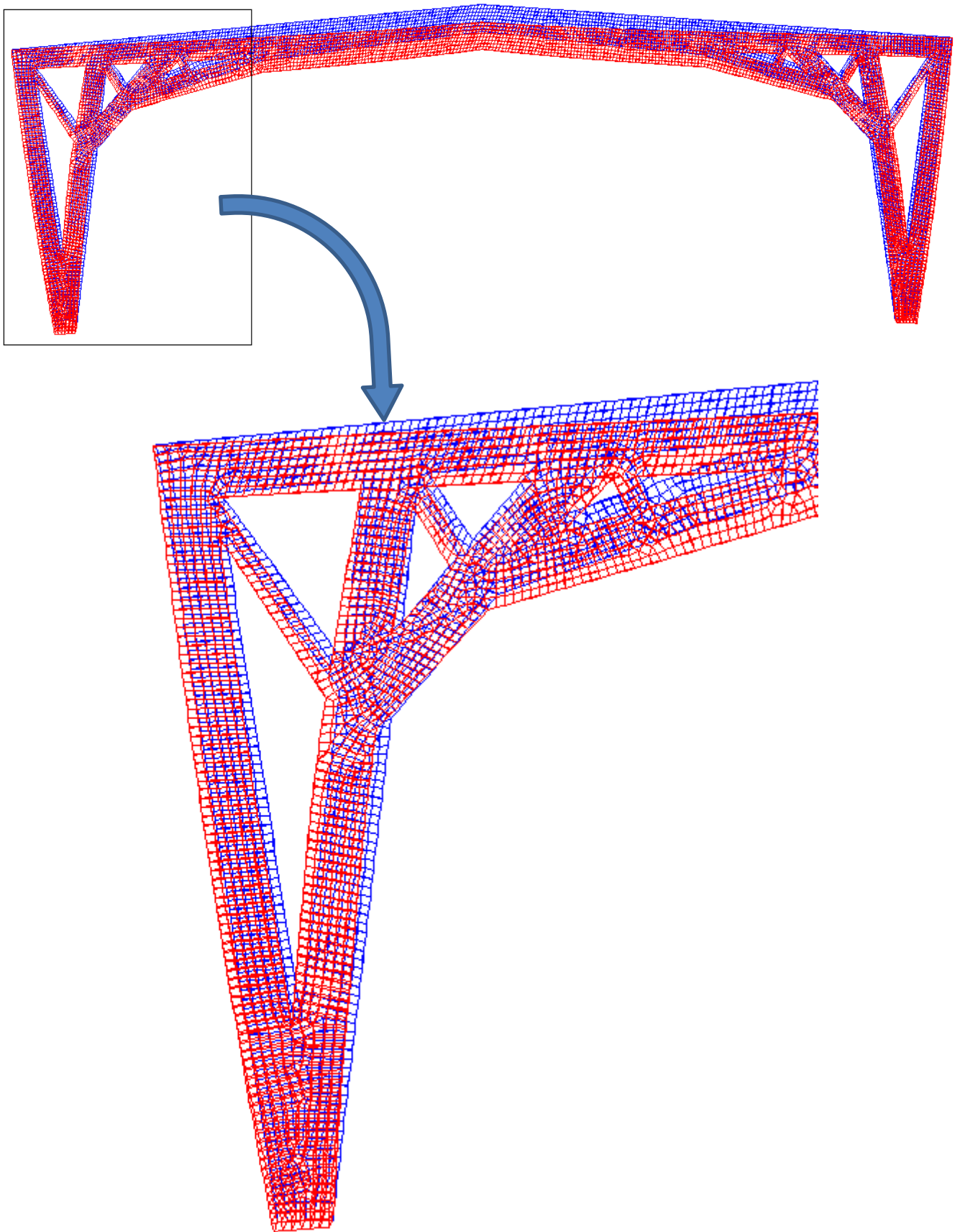


Figure 4-8 : dessin de déformation

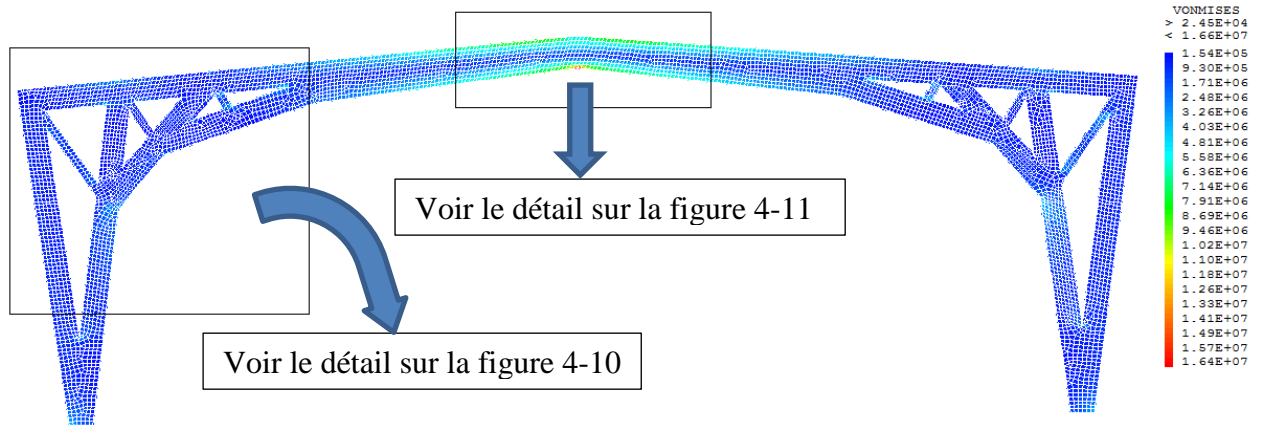


Figure 4-9 : dessin de contrainte σ_{xx}

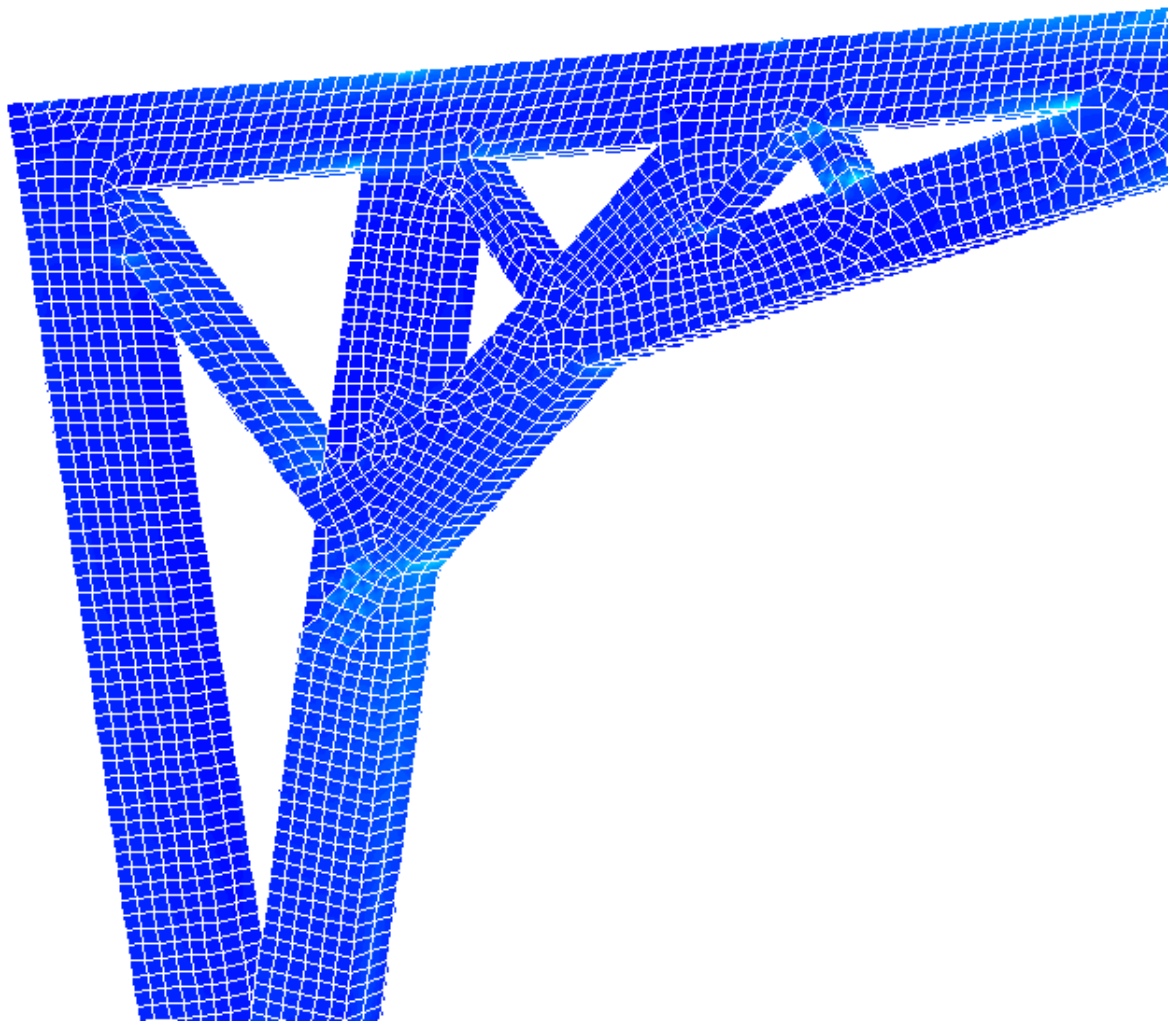


Figure 4-10 : dessin de contrainte σ_{xx} d'une partie de portique

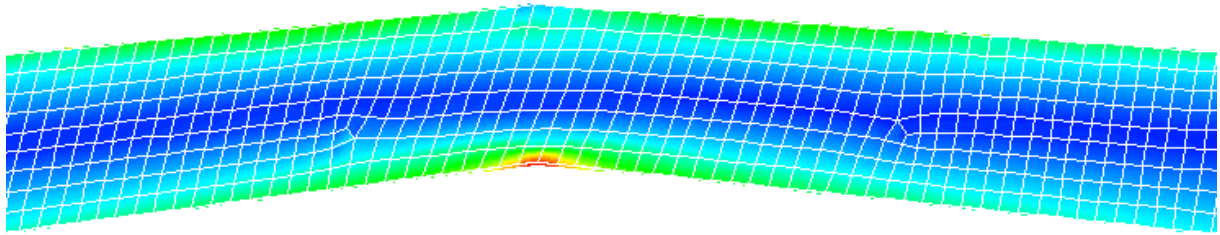


Figure 4-11 : dessin de contrainte σ_{xx} d'une partie de la poutre

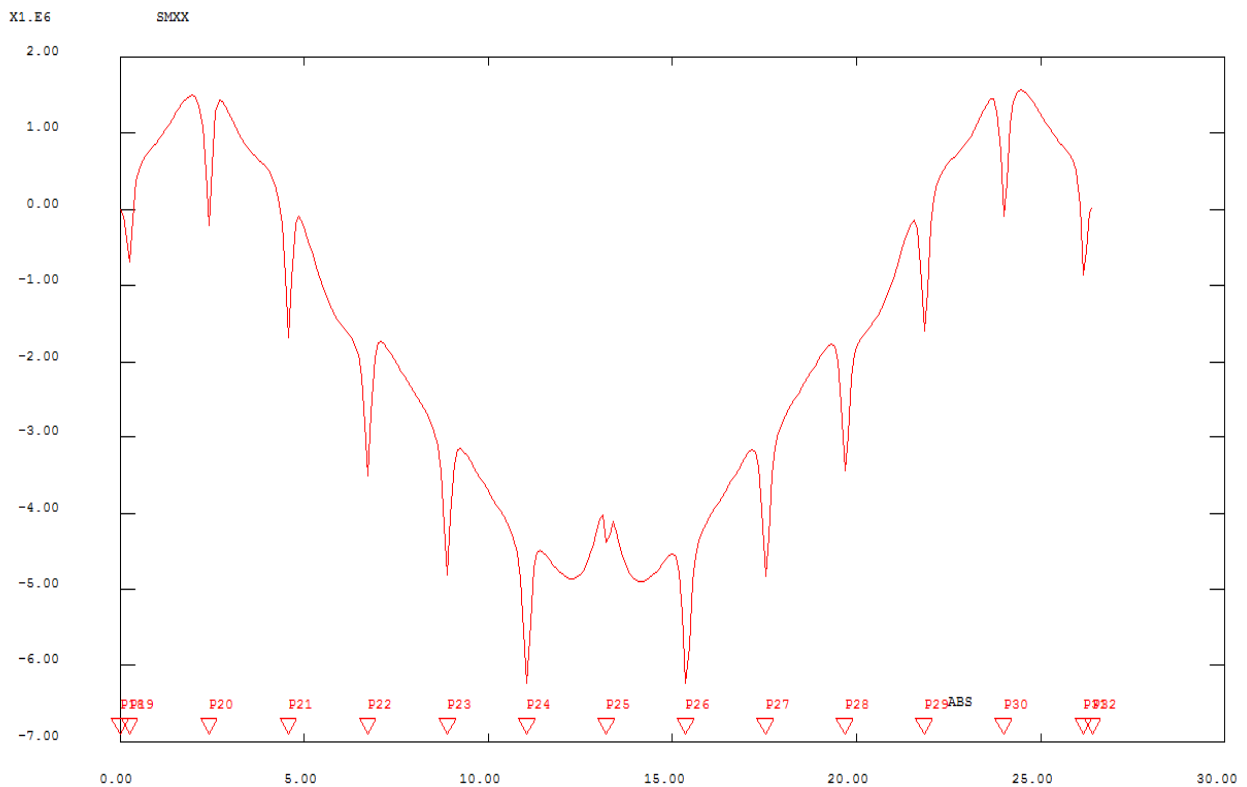


Figure 4-12 : Diagramme de contrainte σ_{xx} ELU 3

Nous donnons dans les tableaux suivant un récapitulatif des résultats obtenus après le calcul avec CASTEM.

Le calcul s'est fait en plusieurs étapes, à chaque fois on modifie les sections et on vérifie les conditions de résistance et des flèches par l'EC5 :

a. Les sections des éléments structuraux de portique étudié (voir la figure 4-1) :

- Les poteaux BLC GL 24 (200 × 300) mm².
- La poutre variante BLC GL24 (arbalétrier) : (160 × 845 maxi) mm².
- jambage BLC GL24 : (200 ×300) mm².
- contrefiche BLC GL24 :(140 x 200) mm².

Les deux tableaux suivants représentent le résultat du calcul avec les sections précédentes :

Combinaisons	La poutre	Les poteaux
	contrainte de flexion σ_{xx} (MPa)	Contrainte de compression axiale σ_{yy} (MPa)
ELU1 : 1,35G	38.60	14.50
ELU2 : 1,35G +1,5Q	38.60	14.50
ELU3 : 1,35G +1,5S	69.00	25.50
ELU4 : G +1,5W_p	75.30	51.40

Tableau 4-1 : récapitulatif des contraintes données par CASTEM (portique 1).

Combinaisons	Flèche instantané(Q) max (mm)	Flèche instantané max (mm)	Flèche différée max (mm)
ELS1 : S	117.76	-	-
ELS2 : S +0.6W_p	227.09	-	-
ELS3 : W_p +0.5S	241.15	-	-
ELS4 : G + Q	-	168.53	-
ELS5 : G + S	-	286.29	-
ELS6 : W_p	-	182.33	-
ELS7 : 0.8 G	-	-	134.82

Tableau 4-2 : récapitulatif des flèches données par CASTEM (portique 1).

- après la vérification des résultats nous trouvons que la flèche et la contrainte ne vérifient pas les conditions de l'EC5, donc on va augmenter la section des éléments structuraux du portique.

b. Les nouvelles sections des éléments structuraux du portique (voir le figure 4-2) :

- Les poteaux BLC GL 24 (200 × 450) mm².
- La poutre variante BLC GL24 (arbalétrier) : (200 × 845 maxi) mm².
- jambage BLC GL24 : (200 × 300) mm².
- contrefiche BLC GL24 :(140 x 200) mm².

Les deux tableaux suivants représentent les résultats du calcul avec les nouvelles sections :

Combinaisons	La poutre	Les poteaux
	contrainte de flexion σ_{xx} (MPa)	Contrainte de compression axiale σ_{yy} (MPa)
ELU1 : 1,35G	21.80	5.60
ELU2 : 1,35G +1,5Q	21.80	5.60
ELU3 : 1,35G +1,5S	39.4	9.76
ELU4 : G +1,5W_p	8.19	8.76

Tableau 4-3 : récapitulatif des contraintes données par CASTEM (portique 2).

Combinaisons	Flèche instantané(Q) max (mm)	Flèche instantané max (mm)	Flèche différée max (mm)
ELS1 : S	66.28	-	-
ELS2 : S +0.6W_p	41.75	-	-
ELS3 : W_p +0.5S	93.70	-	-
ELS4 : G + Q	-	159.98	-
ELS5 : G + S	-	10.83	-
ELS6 : W_p	-	74.96	-
ELS7 : 0.8 G	-	-	74.96

Tableau 4-4 : récapitulatif des flèches données par CASTEM (portique 2).

- après la vérification des résultats nous trouvons que la flèche et la contrainte ne vérifient pas les conditions de l'EC5, donc on va augmenter la section des éléments structuraux du portique.

c. Les nouvelles sections des éléments structuraux du portique (voir la figure 4-3) :

- Les poteaux BLC GL 24 (300 × 450) mm².
- La poutre variante BLC GL24 (arbalétrier) : (300 × 950 maxi) mm².
- jambage BLC GL24 : (200 × 450) mm².
- contrefiche BLC GL24 : (140 × 200) mm².

Les deux tableaux suivant représentent le résultat du calcul avec les nouvelles sections :

Combinaisons	La poutre	Les poteaux
	contrainte de flexion σ_{xx} (MPa)	Contrainte de compression axiale σ_{yy} (MPa)
ELU1 : 1,35G	14.70	6.14
ELU2 : 1,35G +1,5Q	14.70	6.14
ELU3 : 1,35G +1,5S	25.30	10.20
ELU4 : G +1,5W_p	17.30	7.10

Tableau 4-5 : récapitulatif des contraintes données par CASTEM (portique 3).

Combinaisons	Flèche instantané(Q) max (mm)	Flèche instantané max (mm)	Flèche différée max (mm)
ELS1 : S	39.76	-	-
ELS2 : S +0.6W_p	42.68	-	-
ELS3 : W_p +0.5S	25.02	-	-
ELS4 : G + Q	-	63.46	-
ELS5 : G + S	-	103.01	-
ELS6 : W_p	-	16.18	-
ELS7 : 0.8 G	-	-	50.59

Tableau 4-6 : récapitulatif des flèches données par CASTEM (portique 3).

- après la vérification des résultats nous trouvons que la flèche et la contrainte ne vérifient pas les conditions de l'EC5, donc on va augmenter la section des éléments structuraux du portique.

d. Les nouvelles sections des éléments structuraux du portique (voir le figure 4-4) :

- Les poteaux BLC GL 32 (300 × 550) mm².
- La poutre variante BLC GL32 (arbalétrier) : (300 × 1100 maxi) mm².
- jambage BLC GL32 : (300 × 550) mm².
- contrefiche BLC GL24 :(140 x 200) mm².

Les deux tableaux suivant représentent le résultat du calcul avec les dimensions prédisant :

Combinaisons	La poutre	Les poteaux
	contrainte de flexion σ_{xx} (MPa)	Contrainte de compression axiale σ_{yy} (MPa)
ELU1 : 1,35G	10.096	5.26
ELU2 : 1,35G +1,5Q	10.096	5.26
ELU3 : 1,35G +1,5S	16.74	8.28
ELU4 : G +1,5W_p	8.50	7.90

Tableau 4-7 : récapitulatif des contraintes données par CASTEM (portique 4).

Combinaisons	Flèche instantané(Q) max (mm)	Flèche instantané max (mm)	Flèche différée max (mm)
ELS1 : S	21.53	-	-
ELS2 : S +0.6W_p	23.30	-	-
ELS3 : W_p +0.5S	13.98	-	-
ELS4 : G + Q	-	37.72	-
ELS5 : G + S	-	59.25	-
ELS6 : W_p	-	3.928	-
ELS7 : 0.8 G	-	-	30.02

Tableau 4-8 : récapitulatif des flèches données par CASTEM (portique 4).

- après la vérification des résultats nous trouvons que la flèche et la contrainte vérifient donc les dernières sections des éléments structuraux du portique sont retenues.

Chapitre 5

Vérification selon Eurocode 5

5.1 VÉRIFICATION DE LA POUTRE

Notre poutre est une poutre à double décroissance, l'eurocode5 prévoit deux vérifications :

- La contrainte de flexion.
- et la flèche.

5.1.1 Vérification des contraintes (ELU) : contrainte de flexion

Une poutre à double décroissance est composée de deux zones à simple décroissance :

- **Justification**

$$\text{Taux de travail} = \frac{\sigma_{m,d}}{k_{m,\alpha} \times f_{m,d}} \leq 1$$

- ❖ $\sigma_{m,d}$: Contrainte de flexion induite par la combinaison d'action des états limites ultimes en MPa.
- ❖ $f_{m,d}$: résistance de flexion calculée en MPa.

$$f_{m,d} = f_{m,k} \times \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \times k_{sys} \times k_h$$

$f_{m,k}$: Contrainte caractéristique de résistance en flexion en MPa.

k_{mod} : Coefficient modificatif en fonction de la charge de plus courte durée et de la classe de service.

γ_M : Coefficient partiel qui tient compte de la dispersion du matériau.

k_{sys} : Coefficient d'effet système.

k_h : Coefficient de hauteur.

- $f_{m,k} = 32 \text{ N/mm}^2$ (Voir le tableau 10, tableau de synthèse, Eurocode 5).

Symbole	Désignation	Unité	Lamellé-collé homogènes
			GL32h
$f_{m,g,k}$	Contrainte de flexion	N/mm^2	32

Tableau 5-1 : Valeurs de la Contrainte de flexion.

- $k_{mod} = 0.7$ (long terme, Classe service 2, tableau 5-2).

Durée de chargement		Classe de service		
Classe de durée	Exemple	1 Hbois < 13 % (local chauffé)	2 13 % < Hbois < 20 % (sous abri)	3 Hbois > 20 % (extérieur)
Long terme (6 mois à 10 ans)	Stockage	0.7	0.7	0.55

Tableau 5-2 : Valeurs de la Coefficient modificatif

- $\gamma_M = 1.25$ (bois lamellé-collé, tableau 5-3).

États limites ultimes		
Combinaisons fondamentales		
Matériaux	Lamellé-collé	1,25

Tableau 5-3 : Valeurs de la γ_M

- $k_{sys} = 1$ (car les travées sont supérieures à 1,2 m).
- k_h : égal à 1 (la hauteur au faîtage est supérieure à 600 mm).

$$f_{m,d} = 32 \times \frac{0.7}{1.25} \times 1 \times 1, \text{ soit } f_{m,d} = 17.92 \text{ MPa.}$$

❖ **$k_{m,\alpha}$ coefficient d'effet de la décroissance**

$$k_{m,\alpha} = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{f_{m,d}}{1.5 \times f_{v,d}} \times \tan(\alpha)\right)^2 + \left(\frac{f_{m,d}}{f_{c,90,d}} \times \tan^2(\alpha)\right)^2}}$$

- $f_{m,d}$: résistance de flexion calculée parallèle au fil, soit 17,92 MPa.
- $f_{v,d}$: résistance de cisaillement calculée parallèle au fil.

$$f_{v,d} = f_{v,k} \times \frac{k_{mod}}{\gamma_M}$$

- $f_{c,90,d}$: résistance de compression calculée perpendiculaire.

$$f_{c,90,d} = f_{c,90,k} \times \frac{k_{mod}}{\gamma_M}$$

Donc :

$$f_{v,k} = 3.8 \text{ N/mm}^2. \text{ (Voir le tableau 5-4).}$$

$$f_{c,90,k} = 3.3 \text{ N/mm}^2. \text{ (Voir le tableau 5-4).}$$

Symbole	Désignation	Unité	Lamellé-collé homogènes
			GL32h
$F_{v,k}$	Contrainte de cisaillement	N/mm ²	3,8
$f_{c,90,k}$	Contrainte de compression perpendiculaire	N/mm ²	3,3

Tableau 5-4 : Valeurs de la Contrainte de cisaillement et Contrainte de compression perpendiculaire

- $f_{v,d} = 3.8 \times \frac{0.7}{1.25} = 2.128 \text{ MPa.}$
- $f_{c,90,d} = 3.3 \times \frac{0.7}{1.25} = 1.85 \text{ MPa.}$
- α : angle de la pente de la décroissance de .

$$\tan(\alpha) = \frac{h_{ap} - h_s}{L}, \text{ soit } \tan(\alpha) = \frac{1100 - 550}{6800}$$

Donc $\alpha = 4,62^\circ$.

$$k_{m,\alpha} = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{17.92}{1.5 \times 2.128} \times \tan(4.62)\right)^2 + \left(\frac{17.92}{1.85} \times \tan^2(4.62)\right)^2}}$$

Donc : $k_{m,\alpha} = 0.99$

Justification

$$\text{Taux de travail} = \frac{16.74}{0.99 \times 17.92} \leq 1$$

Taux de travail = $0.943 \leq 1$ La condition vérifiée.

5.1.2 Vérification des déformations (ELS)

La deuxième vérification concerne la déformation. Pour la majorité des poutres en bois travaillant en flexion, c'est le critère dimensionnant, c'est-à-dire le plus défavorable. L'état limite de service est respecté lorsque les déformations restent inférieures aux valeurs admises.

- **Justification**

Il faut vérifier que la flèche provoquée par les actions appliquées à la structure reste inférieure ou égale à la flèche limite $W_{\text{verticale ou horizontale limite}}$ (cf § 2.2. tableau 1-Eurocode5).

$$\frac{W_{inst}(Q)}{W_{\text{verticale ou horizontale limite instantanée}}} \leq 1, \frac{W_{net,fin}}{W_{\text{verticale ou horizontale limite net finale}}} \leq 1$$

$$\frac{W_{fin}}{W_{\text{verticale ou horizontale limite finale}}} \leq 1$$

La flèche instantanée $W_{inst}(Q)$ est provoquée par l'ensemble des charges variables au moment de leur application.

La flèche nette finale ($W_{net,fin}$) est la flèche totale mesurée sous les appuis. Elle est déterminée par la formule :

$$W_{net,fin} = W_{inst} + W_{creep} - W_c$$

$$= W_{fin} - W_c$$

W_{inst} : flèche instantanée, provoquée par l'ensemble des charges sans tenir compte de l'influence de la durée de la charge et de l'humidité du bois sur la flèche.

W_{creep} : flèche différée provoquée par la durée de la charge et l'humidité du bois.

W_c : contre-flèche fabriquée.

La flèche finale (W_{fin}) est la somme de la flèche instantanée (W_{inst}) et de la flèche différée (W_{creep}) : $W_{fin} = W_{inst} + W_{creep}$.

La contreflèche est nulle, donc la vérification de la flèche nette finale ($W_{net,fin}$) est prépondérante devant la vérification de la flèche finale.

Nous résumons les valeurs déterminées par ordinateur dans le tableau suivant :

combinaisons	$W_{inst}(Q)$ (en mm)	W_{inst} (en mm)	W_{creep} (en mm)
S + (0.6 × W_p)	23.26	-	-
G + S	-	59.26	-
0.8 × G	-	-	30.02

Tableau 5-5 : Valeurs des résultats des flèches données par CASTEM

- $W_{net, fin} = W_{inst} + W_{creep}$

Donc : $W_{net, fin} = 59.26 + 30.02 = 89.28$ mm.

Justification

$$W_{inst,lim}(Q) = L/300$$

$$W_{inst,lim}(Q) = 25800/300 = 86 \text{ mm.}$$

$$W_{net,fin,lim} = L / 200$$

$$W_{net,fin,lim} = 25800 / 200 = 129 \text{ mm.}$$

$$\frac{23.26}{86} \leq 1 \text{ et } \frac{89.28}{129} \leq 1$$

0.27 ≤ 1 et 0.69 ≤ 1 **La condition vérifiée.**

5.2 VÉRIFICATION DES POTEAUX

Une seule vérification est prévue par l'eurocode 5.

5.2.1 Compression axiale avec risque de flambement

La contrainte de compression axiale induite par la charge (la combinaison d'actions des états limites ultimes) doit rester inférieure ou égale à la résistance de compression axiale calculée. S'il y a un risque de flambement, la résistance de compression sera diminuée par le coefficient $k_{c,z}$ ou $k_{c,y}$.

$$\text{Taux de travail} = \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \times f_{c,0,d}} \leq 1$$

- ❖ $\sigma_{c,0,d}$: Contrainte de compression axiale induite par la combinaison d'action des états limites ultimes en MPa.
- ❖ $f_{c,0,d}$: Résistance de compression axiale calculée en MPa.

$$f_{c,0,d} = f_{c,0,k} \times \frac{k_{mod}}{\gamma_M}$$

$f_{c,0,k}$: contrainte caractéristique de résistance en compression axiale en MPa.

k_{mod} : coefficient modificatif en fonction de la charge de plus courte durée et de la classe de service.

γ_M : coefficient partiel qui tient compte de la dispersion du matériau.

- ❖ $k_{c,y}$ ou $k_{c,z}$ égal à 1 s'il n'y a pas de risque de flambement, si non coefficient de flambement le plus défavorable, selon l'axe y ou z.

▪ **Calcul de la contrainte de résistance en compression axiale**

$$f_{c,0,d} = f_{c,0,k} \times \frac{k_{mod}}{\gamma_M}$$

- $\sigma_{c,0,k} = 29 \text{ MPa}$ (voir Tableau 5-6).

Symbole	Désignation	Unité	Lamellé-collé homogènes
			GL32h
$f_{c,0,k}$	Contrainte de compression axiale	N/mm ²	29
$E_{0,05}$	Module axial au 5 ^e pourcentile	N/mm ²	11100

Tableau 5-6 : Valeurs de Contrainte de compression axiale et Module axial au 5^e pourcentile

- $k_{mod} = 0.7$ (long terme, Classe service 2, tableau 5-2).
- $\gamma_M = 1.25$ (bois lamellé-collé, tableau 5-3).

$$f_{c,0,d} = 29 \times \frac{0.7}{1.25}$$

Donc : $f_{c,0,d} = 16.24 \text{ MPa}$.

- **Risque de flambage si l'élanement relatif, $\lambda_{rel, max} > 0,3$**

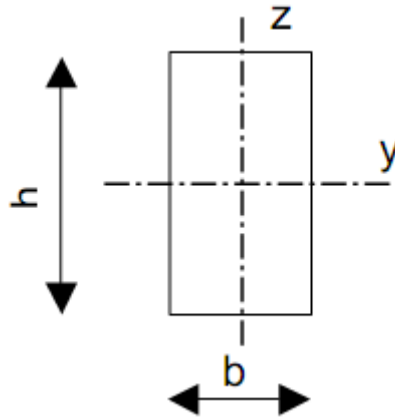


Figure 5-1 : axes y et z de la section.

$$\lambda_{rel} = \frac{m \cdot l_g \cdot \sqrt{12}}{b \cdot \pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}}$$

λ_{rel} : élanement relatif.

$f_{c,0,k}$: contrainte caractéristique de résistance en compression axiale (voir tableau 5-6).

$E_{0,05}$: module axial au 5e pourcentile en MPa (voir tableau 5-6).

m : coefficient permettant de tenir compte de l'incidence des liaisons aux extrémités de la barre sur la longueur de flambement (cf § 1.3.2. tableau 1-Eurocode5).

Donc : $m = 0.7$

l_g : longueur de la barre en mm.

$$\lambda_{rel} = \frac{0,7 \cdot 7820 \cdot \sqrt{12}}{300 \cdot \pi} \sqrt{\frac{29}{11100}}$$

$$\lambda_{rel} = 1.03$$

Donc il y a risque de flambage car $\lambda_{rel, max} > 0,3$.

Calcul du coefficient $k_{c,z}$ réducteur de la résistance du bois :

$$k_{c,z} = \frac{1}{\left(k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel}^2}\right)}$$

$$k_z = 0.5[1 + \beta_c(\lambda_{rel} - 0.3) + \lambda_{rel}^2]$$

$\beta_c = 0,1$ pour le bois lamellé-collé.

$$k_z = 0.5[1 + 0.1(1.03 - 0.3) + 1.03^2]$$

$$k_z = 1.067.$$

$$k_{c,z} = \frac{1}{(1.067 + \sqrt{1.067^2 - 1.03^2})}$$

$$k_{c,z} = 0.73.$$

Justification

$$\text{Taux de travail} = \frac{8.28}{0.73 \times 16.24} \leq 1$$

Taux de travail = 0.70 \leq 1 La condition vérifiée.

CONCLUSION GENERALE

Au terme de ce travail de fin d'étude nous pouvons conclure par les points suivants.

- Nous avons découvert de plus près le matériau bois étant que matériau de construction très utilisé dans le monde.
- Le bois offre des qualités architecturales et mécaniques qui le poussent à concurrencer les autres matériaux dans plusieurs domaines comme les salles de sport, hangars...etc.
- Nous avons mis en pratique les enseignements théoriques de la méthode des éléments finis au moyen de la manipulation du code de calcul CASTEM.
- Nous avons découvert les normes de calcul des structures en bois (EC5) en les appliquant pour la vérification des sections de notre structure.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Ouvrages

- [1] **Constructions en bois**, J. M. Franssen, Cours à l'intention de 1^{er} master en Constructions, Université de Liège, Année académique 2007-2008
- [2] **Construction Bois CB71**, Université d'Artois, Éd. Eyrolles , Paris, 1972.
- [3] **Charpentes en bois, Conception**, Philippe Crubilé, Centre Technique du Bois et de l'Ameublement, Paris, 1984.
- [4] **Cours Le matériau bois**, Eric Pradier. Université de Lorraine, 2011.
- [5] **Eurocode5- Calcul des structures en bois** Yves Benoit, Bernard Legrand, Vincent Tastet, Éd. Afnor et Groupe Eyrolles, 2008.
- [6] **Le Bois Lamellé Collé**, étude des systèmes constructifs, Ecole du design, Nantes, 2013.
- [7] **Manuel simplifié de l'EuroCode 5 (Bois)**, Éd. IRABOIS, Paris, 1991.
- [8] **Présentation et utilisation de CASTEM 2000**, Le Fichoux, LME, France, 1998.
- [9] **Règlement neige et vent –R.N.V** , Éd.C.N.E.R.I.B, Alger, 1999.
- [10] **mémoire de mastère intitulé « calcul et vérification d'une structure en bois selon l'eurocode5 »**, Gharbi Sofiane et Benamrane Sofiane, Université de Guelma, 2011.

Sites web

- [1] fr.scribd.com/doc/160732915/Constructions-en-Bois-2007-Belgique#scribd.
- [2] fr.scribd.com/doc/129080438/Construction-Bois-CB71-Univ-Artois-pdf.
- [3] www.techniques-ingenieur.fr/base-documentaire/archives-th12/archives-structures-et-gros-uvre-tiacc/archive-1/structures-en-bois-c2440
- [4] www.cour-génie-civil.com/IMG/PDF/charpente_lamelle_colléjmb.pdf
- [5] gueguen.sebastien.free.fr/Auto-suffisance/0%20-%20Habitat/Batiment/Calcul%20des%20structures%20en%20bois.pdf
- [6] artoisgc.free.fr/wp-content/uploads/Le_Bois_Lamelle_COlle.pdf.
- [7] fr.scribd.com/doc/60983288/Manuel-simplifie-de-l-EuroCode-5-Bois#scribd.
- [8] www-cast3m.cea.fr/html/doc/ManuelCastemEnsta.pdf.
- [9] www.civil-dz.com/uploads/files/public/files-0Oc6lB3Cv4.pdf.
- [10] fsi.univ-tlemcen.dz/cours/bois.pdf
- [11] gabionorg.free.fr/DOCS/LE%20MATERIAU%20BOIS%20ok.pdf
- [12] www.parpaingboismassif.com/cariboost_files/argumentaire.pdf
- [13] www.cndb.org/live/produits_et_materiaux/bois_de_structure/bois_massifs_structuraux.pdf
- [14] www.cndb.org/live/produits_et_materiaux/bois_de_structure/bois_lamelles_colles.pdf