

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



Mémoire de Mastère

Présenté à l'Université du 8 Mai 1945 Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : "Génie Civil"

Domaine: "Sciences et Technologie"

Spécialité : "Génie Civil ", Option : Structures

Présenté par : AMARI FATIMA

SEKFALI SAMAH

***THEME : CALCUL D'UNE STRUCTURE EN BOIS
LAMELLE-COLLE ET VERIFICATION SELON
L'EUROCODE5***

Sous la direction de : Dr. NAFA zahreddine.

2012/ 2013

Remerciements

Tout d'abord, nous remercions Allah de nous avoir donné le pouvoir afin de réaliser ce travail.

Au terme de ce travail, nous saisissons cette occasion pour exprimer nos vifs remerciements à toute personne ayant contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce travail.

*Nous souhaitons tout d'abord remercier notre encadreur le professeur : **NAFA Zahreddine**, qui nous a encadrés avec patience durant la réalisation de ce travail de fin d'études. Ses conseils nous ont été bien utiles, notamment pour la rédaction de ce mémoire.*

Nous exprimons également notre gratitude aux membres du jury, qui nous ont honorés en acceptant de juger ce modeste travail. Leurs remarques ont été à l'origine de discussions riches et passionnantes.

Enfin, nous tenons à remercier l'ensemble du corps enseignants de département de Génie Civil et d'Hydraulique.

Abstract

The main objective of this work is to present a study of a structure glue-lam of wood. We apply the calculations of stress and strain on a beam.

The calculations are done by CASTEM software and using the calculation rules EUROCODE 5 for audits sections.

Keyword: wood, glue-lam, CASTEM, EUROCODE 5

SOMMAIRE

REMERCEMENTS.....	
DEDICASE.....	
SOMMAIRE.....	
RESUME.....	
INTRODUCTION GENERALE.....	

PARTIE I ETUDES BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE I LE BOIS

I. LE BOIS.....	01
I.1 L'ARBRE.....	01
I.2 CONSTITUTION DU BOIS.....	02
I.3 PROPRIETES PRINCIPALES DU BOIS.....	05
I.3.1 L'HUMIDITE RELATIVE.....	05
I.3.2 RETRAIT.....	06
I.3.3 DILATATION THERMIQUE.....	08
I.3.4 MASSE VOLUMIQUE.....	08
I.3.5 RESISTANCE A LA COMPRESSION.....	09
I.3.6 RESISTANCE A LA TRACTION.....	10
I.3.7 RESISTANCE AU CISAILLEMENT.....	10
I.3.8 RESISTANCE AUX CHOCS.....	10
I.3.9 COEFFICIENTS D'ELASTICITE.....	11
I.3.10 DIAGRAMME CONTRAINTE - DEFORMATION.....	11
I.3.11 DEFORMATIONS DIFFEREES : FLUAGE.....	12
I.3.12 RESISTANCE AUX AGRESSIONS CHIMIQUES.....	12

I.4 CLASSEMENT DU BOIS	13
I.4.1 LE CLASSEMENT VISUEL	14
I.4.2:LE CLASSEMENT PAR MACHINE	15
II-LE BOIS LAMELLE COLLE	16
II.1-1.INTRODUCTION.....	16
II-2. ETAPES DE FABRICATION ET CONSTITUANTS D'UN AMELLE-COLLE.	18
1-opération : Séchage ou Stabilisation.....	18
2-opération : Enterrage et Aboutage.....	18
3-opération : Le raboutage des lamelles	18
4-opération : Encollage des lamelles.....	18
5-opération : Serrage des lamelles.....	19
6-opération : Taillage et Finitions.....	19
II-3. ESSENCES DE BOIS UTILISEES.....	21
II-4. LA COLLE:	22
II.4.I.CARACTERISTIQUES.....	22
II-5 ASSEMBLAGE DE TREILLIS.....	23
II.6 ASSEMBLAGE D'ANGLE DE PORTIQUE.....	23
II.7 ABOUTAGE.....	23
➤ AVANTAGES TECHNIQUES DE LAMELLE-COLLE	24
III.1LES STRUCTURES.....	26
III.2 LA POUTRE FLECHIE	26

III.2.1 POUTRE SIMPLE DE HAUTEUR CONSTANTE	26
III.2.2. CAS DES PANNES DE TOITURE	26
III.2.3. POUTRES COMPOSEES	28
III.2.4. POUTRES SOUS-TENDUES	29
III.3 LES PORTIQUES	31
III.4 LES SYSTEMES DE TREILLIS	32
III.4.1 CHARPENTES INDUSTRIALISEES	32
III.5 LES MAISONS D'HABITATIONS.....	34
III.5.1 MAISONS A OSSATURE BOIS	34
III.5.2 SYSTEMES A MADRIERS	35
III.5.3 SYSTEMES POUTRES ET POTEAUX	35
III.6 PONTS ET PASSERELLES	36
III.6.1 PRINCIPES D'UTILISATION DU BOIS DANS LES PONTS	36
III.6.2 LES DIFFERENTS TYPES DE STRUCTURE DE PONTS	36
III.7 LES ARCS	38
III.8. ARCS ET POUTRES EN BOIS LAMELLE-COLLE.....	39

CHAPITRE II LE REGLEMENT EUROCODE 5

II.1 INTRODUCTION.....	41
II.2 DOMAINES D'APPLICATION	41
II.2.1 DOMAINE D'APPLICATION D'EURO-CODE 5.....	41
II.2.2 DOMAINE D'APPLICATION D'EN 1995-1-1	42
II.3 PRINCIPES DE CALCUL AUX ETATS LIMITES	43
II.3.1 GENERALITES.....	43

II.3.2 Etats limites ultimes.....	43
II.3.3 ETATS LIMITES DE SERVICE.....	43
II.3.4 COMBINAISONS D’ACTIONS APPLIQUEES AUX STRUCTURES.....	44
✚ ETAT LIMITE ULTIME.....	44
✚ ETAT LIMITE SERVICE.....	45
✚ II.4 PROPRIETES DES MATERIAUX	45
✚ II.4.1 PARAMETRES DE RESISTANCE ET DE RIGIDITE	45
II.4.2 RELATIONS CONTRAINTE – DEFORMATION.....	46
II.5 CARACTERISTIQUES MECANIQUE POUR LE CALCUL LE DIMEN.....	46
II.6 CLASSE DE SERVICE DES ELEMENTS LAMELLES-COLLES	48
• Epaisseurs des lamelles	48
• CLASSE DE SERVICE 1 2 3	48

CHAPITRE III LE CODE DE CALCUL CASTEM

III - PRESENTATION DU CODE CALCUL CASTEM.....	51
III -1 INTRODUCTION	51
III-2 HISTORIQUE	51
III-3. ORGANISATION D'UN CALCUL	52
III-3.1. CHOIX DE LA GEOMETRIE ET DU MAIL/AGE.....	52
III-3.2. DEFINITION DU MODELE MATHEMATIQUE.....	52
III-3.3. RESOLUTION DU PROBLEME DISCRETISE:.....	53
III-3.4. ANALYSE ET POST-TRAITEMENT DES RESULTATS.....	53
III-4 MISE EN CEUVRE	54
III-4.1. NOTION DE PROCESSUS ELEMENTAIRE	54

III-4.2. LANGAGE GIBIANE.....	55
-------------------------------	----

PARTIE II

CHAPITRE I PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 PRESENTATION DE L'OUVRAGE.....	57
I. 2 CHARGEMENT SUR PORTIQUE	58
I.2.1 LES CHARGES PERMANENTES SUR TOITURE	58
I.2.2 CALCUL DES CHARGES PERMANENTES.....	59

CHAPITRE II SURCHARGE NEIGE ET VENT

IV.1.CALCUL DE SURCHARGE CARACTERISTIQUE DE NEIGE.....	60
IV.2.CALCUL DE LA CHARGE CARACTERISTIQUE DE VENT	61
DETERMINATION DE LA PRESSION STATIQUE DUE AU VENT.....	61
➤ DETERMINATION COEFFICIENT DYNAMIQUE CD.....	61
➤ INTENSITE DE LA TURBULENCE.....	62
➤ PARTIE QUASI-STATIQUE.....	62
➤ PARTIE RESONNANTE.....	63
➤ LE DECREMENT LOGARITHMIQUE D'AMORTISSEMENT δ	64
➤ LES FONCTIONS D'ADMITTANCE AERODYNAMIQUE R_H ET R_B	64
➤ LE FACTEUR DE POINTE0.....	65
➤ LA PRESSION DYNAMIQUE.....	66
a)POUR LA TOITURE	67
b) POUR LES PAROIS VERTICALES.....	67
DETERMINATION DE COEFFICIENT DE PRESSION EXTERIEURE C_E	67
A) TOITURES A DEUX VERSANT	67
B) PAROIS VERTICALES.....	69

CHAPITRE III MODILISATION DE LA STRUCTURE

III.1 INTRODUCTION.....	72
III.2 CARACTERISTIQUES MECANQUES RETENUES POUR LA MODELISATION.....	72
III.3 FICHER DE DONNEES.....	73

CHPITRE IV RESULTANTS ET VERIFICATIONS

IV.1- RESULTATS DES CALCULS.....	84
IV.2- VERIFICATION SELON L'EUROCODE 5.....	86
IV.2.1-VERIFICATION DES CONTRAINTES (ELU).....	86
IV.2.1.1- FLEXION SIMPLE :.....	86
IV.2.1.2-CALCUL DE LA CONTRAINTE CRITIQUE $\sigma_{m,CRIT}$ CONTRAINTE A PARTIR DE LAQUELLE APPARAÎT LE DEVERSEMENT (BOIS RESINEUX DE SECTION RECTANGULAIRE)	88
V.1.1.2 CALCUL DE L'ELANCEMENT RELATIF DE FLEXION.....	88
JUSTIFICATION	88
IV.2.1.3-VERIFICATION DES DEFORMATIONS (ELS)	89
IV.2.1.4-CALCUL DE LA FLECHE DIFFEREE WCREEP ET DE LA FLECHE NETTE.....	89
FINALE WNET, FIN	89
JUSTIFICATION.....	90

INTRODUCTION GENERALE

Dans le cadre de notre projet de fin d'études, le sujet qui nous a été proposé par notre encadreur est intitulé : « **Calcul et vérification d'une structure en bois lamellé-collé selon L'Euro-code 5** »

Il s'agit du calcul par éléments finis d'une poutre simple de hauteur constante en bois lamellé-collé, faisant partie d'une structure portante d'un hangar de stockage. Ce sujet est très intéressant puisque, premièrement il traite d'un nouveau matériau et deuxièmement c'est une occasion pour nous de mettre en application la méthode des éléments finis sur un cas concret.

Ce mémoire est structuré en deux parties :

Dans la première partie, intitulée étude bibliographique, sont présentés : un résumé sur le matériau bois, la construction en bois, la technique du lamellé-collé, les structures en bois et les techniques d'assemblage. La deuxième partie est consacrée à l'étude proprement dite, après une présentation du règlement de calcul des structures en bois lamellé collé l'**EUROCODE5**, et du logiciel **CASTEM** et la définition du problème on donne 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.

I. LE BOIS

I.1 L'ARBRE

Par son origine végétale, le bois est un matériau hétérogène, dont les caractéristiques dépendent des essences.

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.

	Les conifères ou résineux	Les feuillus
Botanique	Plantes à graines, 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 squamifères	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'écailles ligneuses	Très grande diversité de forme, de texture, de couleur
Terrain	Acceptent des conditions plus hostiles	Habitat moins hostile

Le tableau I-1 : Différences principales entre les conifères et les feuillus

En Algérie la plupart 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. [1]

Les valeurs des superficies 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.

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
Eucalyptus	43000	1,04

Tableau I-2 : Les valeurs des superficies forestières en Algérie

I.2 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'hémi cellulose 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]

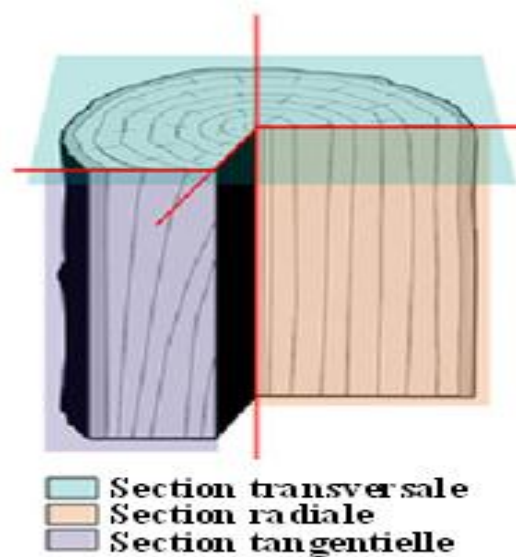


Figure I-1: coupes et axes dans un tronc

Le tissu est également hétérogène. Deux types d'hétérogénéité existent au niveau macroscopique, plus ou moins fortement marquées suivant les espèces. Chaque année, une nouvelle couche de bois vient s'ajouter extérieurement à celles déjà existantes. Chaque cerne annuel est formé de deux couches entre lesquelles existe une transition progressive, celle formée du bois de printemps et celle du bois d'été. La transition entre le bois d'été d'une année et le bois de printemps de l'année suivante est plus marquée et permet la détermination de l'âge de l'arbre d'après l'observation d'une coupe transversale. L'hétérogénéité entre bois de printemps et d'été est surtout marquée chez les résineux. [1]

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

→CHAPITRE I : LE BOIS

- 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 laquelle 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;
- Et l'écorce.

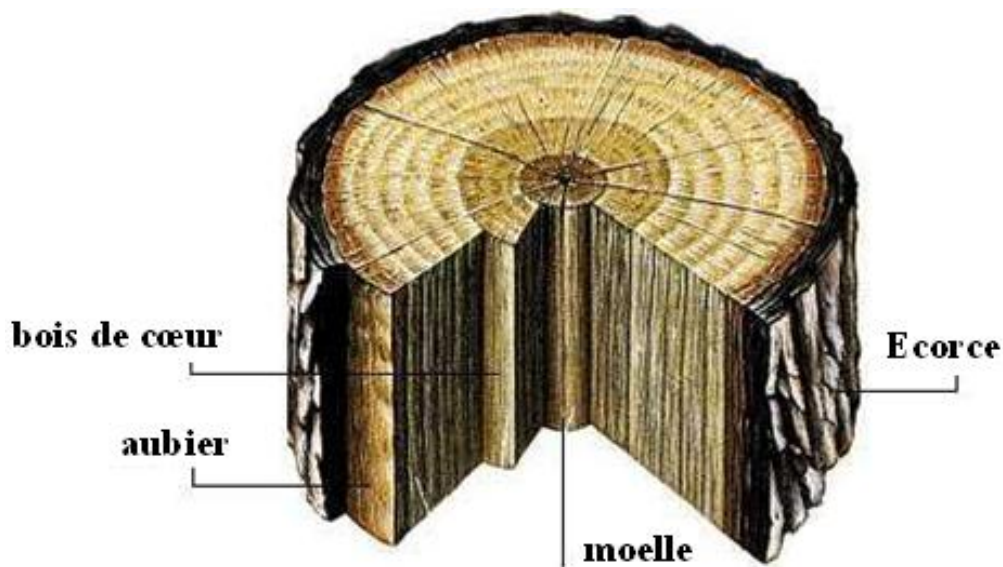


Figure I-2 : Différentes couches forment un tronc

I.3 PROPRIETES PRINCIPALES DU BOIS

I.3.1 L'HUMIDITE RELATIVE

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.

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

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. C'est pourquoi il est essentiel de rapporter ces propriétés à un degré d'humidité de référence, par exemple 15% souvent retenu anciennement. L'Euro-code 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. 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. [1]

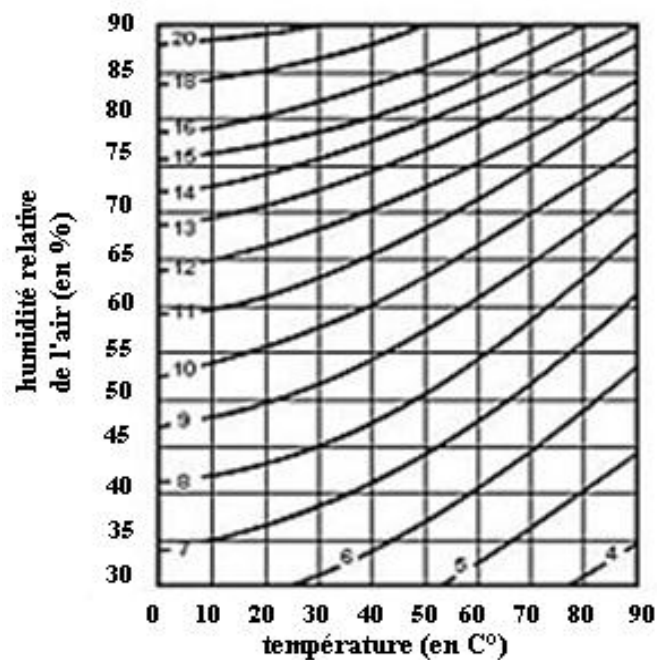


Figure I-3: équilibre hygroscopique du bois en extérieur

I.3.2 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 pour-cent d'humidité du bois :

Sens axial 1×10^{-4}

Sens radial 20×10^{-4}

Sens tangentiel $40 \text{ à } 60 \times 10^{-4}$

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. [1]

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. [1]

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 1-4.

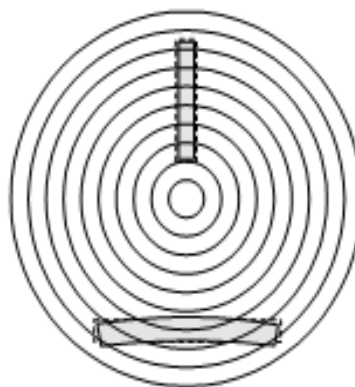


Figure I-4: déformations de retrait des planches

Cette différence est aussi à l'origine des importantes fissures longitudinales que l'on observe dans les bois ronds et dans les poutres massives, voir Figure 1-5.



Figure I-5: fissures radiales de retrait

I.3.3 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]

I.3.4 MASSE VOLUMIQUE

La masse volumique réelle du matériau bois (c'est-à-dire des parois cellulaires) est pratiquement la même pour toutes les types et vaut environ 1500 kg/m^3 . Cependant, la masse

volumique apparente varie fortement d'un type à l'autre, depuis moins de 200 kg/m³ pour le balsa jusqu'à plus de 1100 kg/m³ 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/m³, tandis que les feuillus sont un peu plus lourds, entre 600 et 700 kg/m³. Cela reste malgré tout très léger comparé au béton armé, 2500 kg/m³, ou à l'acier, 7850 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 I-3 : Quelques valeurs de masse volumique

La masse volumique varie, au sein d'un même type, 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. [1]

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

I.3.5 RESISTANCE A 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.

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%. [1]

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. [1]

I.3.6 RESISTANCE A 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]

I. 3.7 RESISTANCE 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]

1.3.8 RESISTANCE 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]

I.3.9 COEFFICIENTS D'ELASTICITE

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,

$$\nu_{0,90} = 0.45 \text{ à } 0.50$$

$$\nu_{90,0} = 0.02 \text{ à } 0.08$$

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]

I.3.10 DIAGRAMME CONTRAINTE - DEFORMATION

En traction, le comportement du bois est linéaire élastique jusqu'à la rupture et celle-ci présente un caractère fragile, voir Figure 1-6. 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]

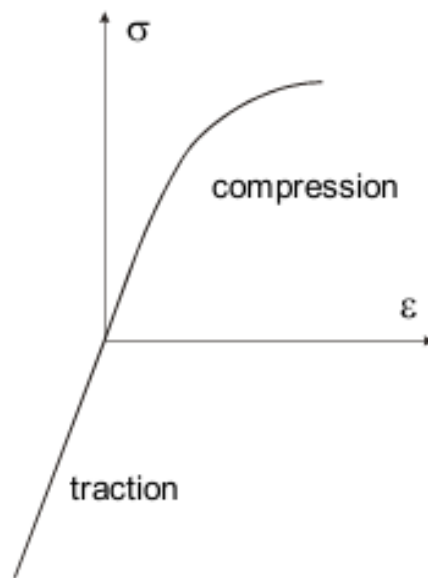


Figure I-6: diagramme contrainte-déformation

I.3.11 DEFORMATIONS DIFFEREEES : FLUAGE

En traction axiale, on ne constate pratiquement pas de fluage. En compression, par contre, on observe une augmentation de la déformation, même sous contraintes de service. Le fluage est favorisé par des teneurs en eau élevées. En flexion, état qui mobilise aussi bien de la traction que de la compression, on peut considérer qu'une poutre soumise de manière permanente à sa charge de service voit sa déformée augmentée de 50 % après un mois et que la flèche atteint après quelques mois le double de la flèche instantanée. [1]

I.3.12 RESISTANCE AUX AGRESSIONS CHIMIQUES

Elle est bonne, en tout cas meilleure que celle du béton et, surtout, que celle de l'acier. Attention au contact bois métal qui donne lieu à des taches de coloration pour certaines essences, le chêne notamment. IL faut alors galvaniser les pièces d'assemblage à chaud, voire utiliser de l'acier inoxydable. [1]

I.4 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. A l'inverse, une pièce de section infiniment grande verrait ses propriétés tendre vers une espèce de valeur moyenne. [1]

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 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 1-7 par la courbe " non classé", sa valeur moyenne est de 10.50, mais sa valeur caractéristique à 5 % n'est que de 5.50. [1]

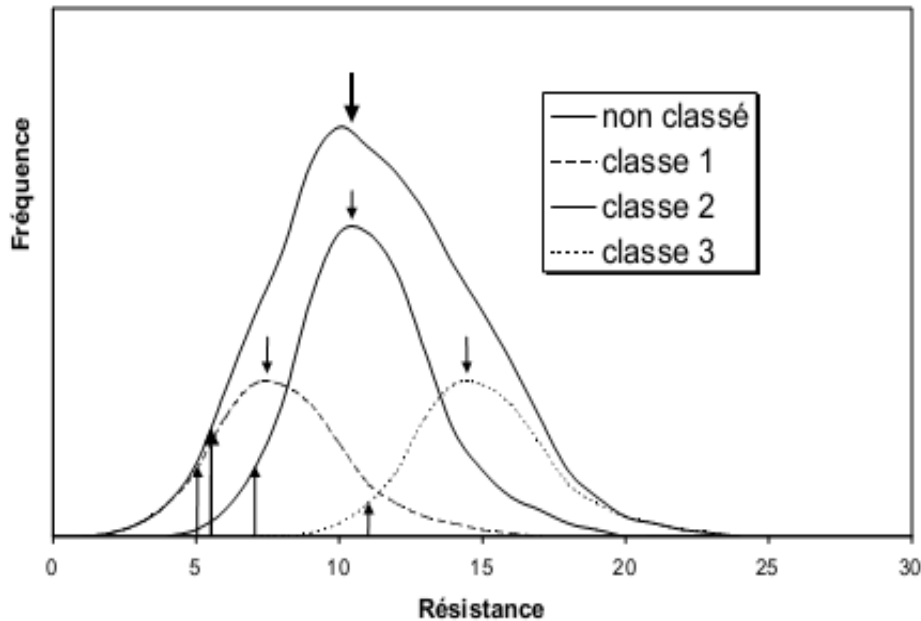


Figure I-7: principe du classement

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]

I.4.1 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, voir Figure 1-8, 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. [1]



Figure I-8 : différence de largeurs des cernes

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]

I.4.2: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]

II-LE BOIS LAMELLE COLLE

II-1.INTRODUCTION :

Un bois lamellé collé est un bois reconstitué à partir de lamelles de bois horizontales de 1,9 à 4,5 cm d'épaisseur en moyenne .Ces pièces massives sont assemblées par aboutage et collage les unes sur les autres ,à fil parallèle, pour former une poutre de forme droite ou courbée, de section rectangulaire constante ou variable, d'arcs et de portique de 5 à 50 mètres de portée. (figure I.I) Cette technique, apparue au début du siècle, s'est particulièrement développée depuis 20 ans.

Au japon, cette technique d'assemblage de matériaux est utilisée depuis le XIIe siècle pour la mise en œuvre de leur arc composite : C'est un assemblage de bambou et collés.

L'idée d'assembler plusieurs morceaux de bois revient à Philibert Delorme Architecte, qui en 1548 entreprit de concevoir des arc sen bois composés de plusieurs sections de bois solidarisées par un clavetage bois.

Au XIXème siècle, le colonel Emmy compose un empilement de planches Cintrées et serrées par des colliers de métal, ce qui permet d'améliorer la portée des arcs. C'est vers 1830 qu'un fabricant de siège, Michael Thonet réalise ses premiers essais de moulage de lamellé-collé pour former des structures de siège. Il faisait bouillir des lamelles de bois dans de la colle avant de les fixer dans des moules en fer.



Figure II.1- Elément lamellé-collé de poutre droite

Cette technique présente de nombreux avantages qui viennent s'adjoindre à ceux du bois lui-même:

- la section et la longueur des éléments finals ne sont plus limitées par les dimensions des pièces initiales, ce qui permet en outre de revaloriser certains sciages de faibles sections ~
- on peut, au moment du collage effectué sur gabarit, obtenir des formes courbes à peu près quelconques, ce qui permet de recourir à des solutions constructives particulièrement intéressantes tant sur le plan mécanique (arcs par exemple) qu'esthétique;
- en outre, le processus de fabrication incorpore nécessairement une phase de tronçonnage des sciages initiaux, qui permet l'élimination des défauts naturels, et une phase de reconstitution, qui conduit à une distribution aléatoire des défauts résiduels à l'intérieur du produit fini
- il en résulte une amélioration des contraintes moyennes de rupture sous sollicitations axiales et une réduction encore plus nette des écarts statistiques. Cela a permis, du point de vue réglementaire, d'attribuer aux éléments de structures en bois lamellé-collé des contraintes admissibles légèrement supérieures à celles des bois massifs de qualité équivalente à celle des lamelles constitutives.

Le principe de fabrication du bois lamellé-collé passe par plusieurs étapes dont le séchage artificiel des planches du bois résineux (plus rarement de feuillus) est la première démarche à suivre jusqu'à stabilisation à un taux d'humidité d'environ 12%, suivie du triage et aboutage à enture multiples des lamelles des planches de faible épaisseur (moins de 50 mm).

II-2. ETAPES DE FABRICATION ET CONSTITUANTS D'UN AMELLE-COLLE :

1- 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-opération : Enterrage et Aboutage

Après une opération dite 'de purge' (triage) consistant à éliminer les défauts, les lamelles sont tronçonnées et aboutées, afin de réaliser les longueurs nécessaires à la fabrication. Au cours de cette opération, la température du bois doit être supérieure ou égale à 15°C.

Les joints à entures multiples sont les plus utilisés '(enture de 5 à 50 mm) avec une tendance actuelle aux entures courtes (10 à 15 mm) . La pression minimale pour l'aboutage est de l'ordre de 20 bars.

3-opération : Le rabotage des lamelles

Après aboutage, un rabotage des lamelles s'effectue au maximum 24 h avant l'enclouage. 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.

4-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.

5-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. 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.

6-opération : Taillage et Finitions

Il s'agit essentiellement des opérations de rabotage, de perçage et taillage et application de produits de traitement et /ou finition.

Les finitions qui peuvent être utilisées sur du bois lamellé collé sont :

_ Des lasures._ Des vernis._ Des peintures

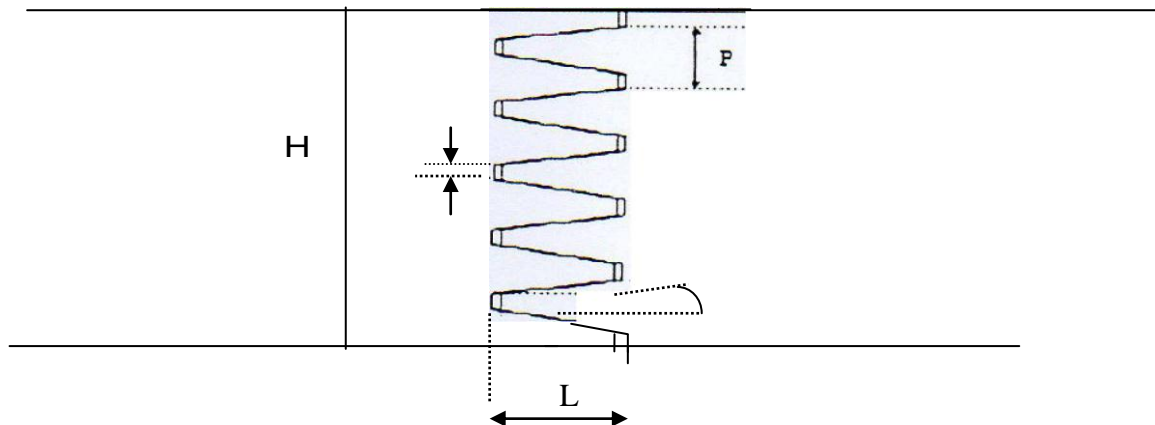


Figure II.2 - Aboutage à entures multiples

Les lamelles ainsi obtenues sont ensuite rabotées pour avoir une épaisseur comprise entre 15 à 42 (± 0.2) mm avant d'être encollées.

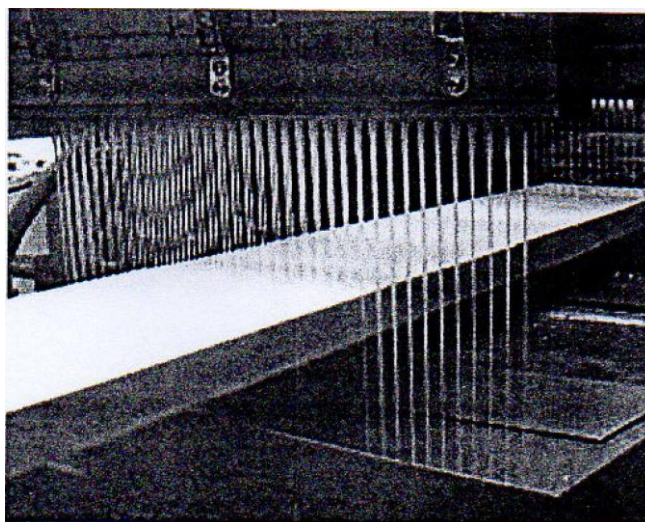


Figure II.3 - Encollage des lamelles

Les lamelles ainsi encollées sont, une nouvelle fois, superposées et maintenues sous pression (variant entre 6 à 10 bars selon l'épaisseur des lamelles) en utilisant soit des tiges métalliques filtrées de forte section soit des vérins hydrauliques ou pneumatiques jusqu'à polymérisation et stabilisation de la colle.

Les adhésifs utilisés sont principalement:

- la colle résorcine formaldéhyde (RF).
- la colle phénol résorcine formaldéhyde (RPF) ;

- la colle mélamine urée formaldéhyde (UF) ;
- la colle urée formaldéhyde (UF) (réservée à un usage intérieur) ;
- la colle polyuréthane (PU).

On peut obtenir des éléments droits ou courbes. Les sections sont généralement rectangulaires mais on peut disposer de poteaux profilés, permettant de réaliser des formes diverses.

II-3. ESSENCES DE BOIS UTILISEES :

La conception des ouvrages en bois lamellé-collé s'appuie en général sur les caractéristiques du sapin et de l'épicéa. D'autres essences des zones tempérées ou tropicales peuvent être utilisées sous réserve que leur collage puisse être réalisé correctement, ce qui suppose un examen préalable des points suivants:

- rétractibilité (elle doit être faible ou moyenne) ;
- masse volumique (elle ne doit pas être trop élevée: au-delà de 600 à 700 kg/ms, des difficultés importantes peuvent être rencontrées) ;
- résilience;
- compatibilité chimique avec la colle.

Parmi les essences possibles et dont les niveaux de prix peuvent être admis dans certains cas, nous citerons :

- essences des régions tempérées: douglas (pin d'Oregon), épicéa, hêtre, pin sylvestre, sapin, western hemlock, mélèze;
- essences tropicales ou équatoriales : Framiré, ilomba, 11mba (ou Fraké), Olon, avodiré, bossé, Ozigo, sipo.

Le choix des colles sera fait essentiellement en fonction des conditions d'exploitation hygrothermique de la structure.

- essences des régions tempérées: douglas (pin d'Oregon), épicéa, hêtre, pin sylvestre, sapin, western hemlock, mélèze;
- essences tropicales ou équatoriales : Framiré, ilomba, 11mba (ou Fraké), Olon, avodiré, bossé, Ozigo, sipo.

Le choix des colles sera fait essentiellement en fonction des conditions d'exploitation hygrothermique de la structure.

- d'une façon générale, un strict respect des recommandations du fabricant est indispensable.

Les applications du collage en charpente sont multiples:

- bois lamellé-collé;
- aboutage par profils à entures multiples;
- fabrication des panneaux contreplaqués;
- fabrication de poutres composites par collage de bois et contreplaqué.

II-4. LA COLLE:

II.4.1 CARACTERISTIQUES:

L'utilisation d'une liaison chimique à haute résistance dans les charpentes en bois a été permise, au début du siècle, par l'apparition des colles à base de caséine qui ont fait, depuis, place aux colles urée-formol et résorcine ou assimilées.

Le niveau de résistance (en traction et cisaillement) de ces colles, constituées d'une résine polymérisable et d'un durcisseur catalyseur, leur permet de reconstituer la cohésion naturelle transversale existant entre les fibres de bois. Le collage de pièces de bois doit respecter certaines règles fondamentales:

- un collage n'est durable et résistant que si le plan de collage est parallèle ou sensiblement parallèle (jusqu'à 10 % de pente) aux fibres du bois. Au-delà de cette valeur angulaire, la résistance décroît très rapidement et devient insuffisante;
 - un bon collage ne peut être obtenu que sur du bois sec, le taux d'humidité limite dépendant des techniques et des colles utilisées, mais ne dépassant jamais 16 à 18 %;
 - les surfaces à coller doivent être les plus lisses et les plus propres possible; elles doivent être correctement dressées et rabotées, mais non poncées en principe ;
 - une pression doit être assurée pendant la polymérisation: très variable selon la technologie, elle peut atteindre 1,5Mpa mais n'est jamais inférieure à 0,25Mpa
 - la nature de la colle et son pH doivent être définis en fonction des caractéristiques chimiques du bois: pH, résines, tannins ;
 - les colles de charpente doivent supporter l'existence exceptionnelle de joints épais (jusqu'à 0,3 mm environ) en raison des tolérances d'usinage des pièces de bois, ce qui, dans le cas des colles urée-formol, suppose une plastification qui leur confère la qualification de joint épais
- d'une façon générale, un strict respect des recommandations du fabricant est indispensable.

Les applications du collage en charpente sont multiples:

- bois lamellé-collé;
- aboutage par profils à entures multiples;
- fabrication des panneaux contreplaqués;
- fabrication de poutres composites par collage de bois et contreplaqué. On peut citer comme principaux adhésifs utilisés:
 - la colle résorcine formaldéhyde (RF) ;
 - la colle phénol résorcine formaldéhyde (RPF) ;
 - la colle mélamine urée formaldéhyde (MUF) ;
 - la colle urée formaldéhyde (UF) (réservée à un usage intérieur) ;
 - la colle polyuréthane (PU).

II-5 ASSEMBLAGE DE TREILLIS

Cette utilisation, qui consiste à appliquer le principe des entures multiples (ou doigt de gant) à des pièces non coaxiales n'est utilisée que dans certains procédés de préfabrication industrielle

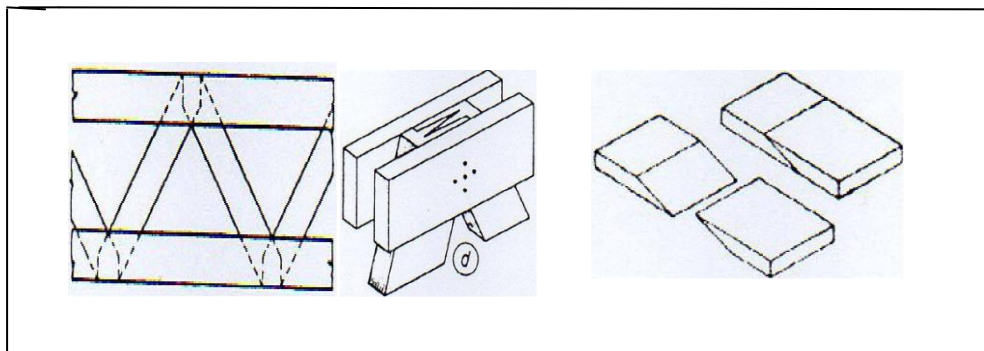


Figure II.4 Assemblage de treillis

II.6 ASSEMBLAGE D'ANGLE DE PORTIQUE:

1.

Ici encore, c'est le principe des entures multiples en coupe d'onglet qui est employé, la particularité résidant dans la taille des entures (jusqu'à 15 ou 20 cm de profondeur) qui est appropriée aux fortes sections des éléments en bois lamellé-collé.

II.7 ABOUTAGE :

L'aboutage consiste à assembler par collage bout à bout, coaxialement, deux ou plusieurs pièces de bois de même section de façon à obtenir un élément de plus grande longueur.

Cela est réalisé grâce à l'exécution (à chaque extrémité des pièces à assembler) d'un profil de dents trapézoïdales dont les flancs ont une pente inférieure par rapport à l'axe géométrique de la pièce (figure III.6)

L'usinage, l'encollage et le pressage sont confiés des chaînes automatisées qui représentent un investissement assez lourd. Un contrôle strict de la fabrication est indispensable.

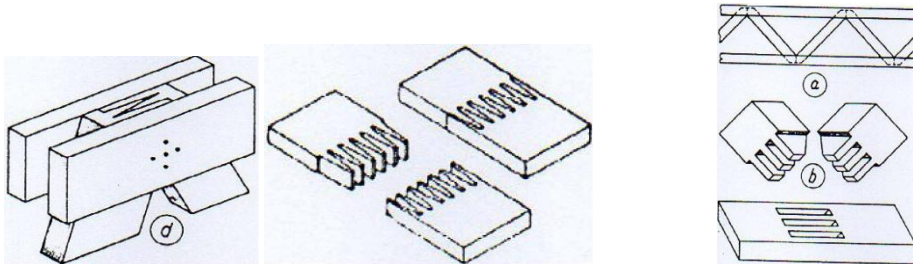


Figure II.5 - Aboutage

Les applications de cette technologie en charpente sont les suivantes:

- amélioration de la qualité technologique et augmentation des longueurs des bois bruts par purge préalable des défauts et aboutage ;
- préparation des lamelles constitutives des pièces lamellées-collées de grande longueur ;
- préparation des membrures dans certaines fabrications de poutres composites.

NB : Résistance utile; sur le plan des principes, la résistance d'un aboutage doit être telle que celui-ci ne constitue pas un point faible dans la pièce obtenue. Cette performance, relativement aisée à atteindre industriellement dans le cas des essences résineuses légères, l'est d'autant moins que la résistance naturelle de l'essence employée est plus élevée.

✓ AVANTAGES TECHNIQUES DE LAMELLE-COLLE :

1. Bonne résistances mécaniques surtout en flexion et en compression.
2. Grande résistance au feu, et un comportement parfaitement prévisible.
3. Possibilité de réaliser des pièces de section et de longueur qui ne sera limité que par le transport.

4. Possibilité de réaliser de très grandes portées libres.
5. Absence de dilatation thermique.
6. Variations dimensionnelles, dans le sens axial en pratique négligeables sous l'effet des variations d'humidité.
7. Faible conductibilité thermique.
8. Une grande facilité d'usage et d'exécution de liaison chimiques ou mécanique avec la plupart des matériaux de construction.
9. La légèreté d'ensemble de la structure.

III.1 LES STRUCTURES

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]

III.2 LA POUTRE FLECHIE

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. [1]

III.2.1 POUTRE SIMPLE DE HAUTEUR CONSTANTE

Les 4 vérifications auxquelles il faut toujours porter attention lors du dimensionnement structurel sont ; [1]

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

III.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 III-1-b. [1]

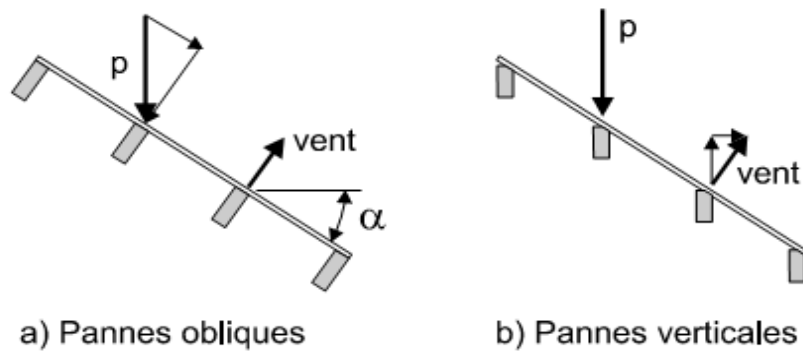


Figure III-1: disposition des pannes

Note : on a supposé sur la Figure III-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. [1]

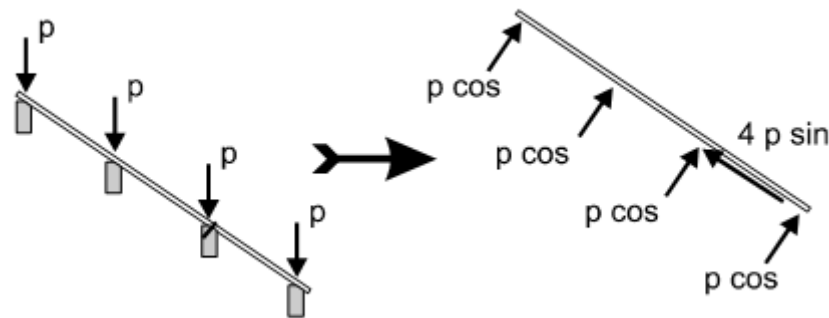


Figure III-2: phase de montage ; une seule fixation

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 elles-mêmes, 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, voir Figure III-3. [1]



Figure III-3: feuillards

III.2.3. POUTRES COMPOSEES

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. [1]



Figure III-4: poutre composée (photo)

Il est possible de superposer deux éléments et de les solidariser par l'intermédiaire de cales en bois durs, voir Figure III-4 et Figure III-5. 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. [1]



Figure III-5: poutre composée

III.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 tendu, sont souvent en acier, voir Figure III-6. [1]

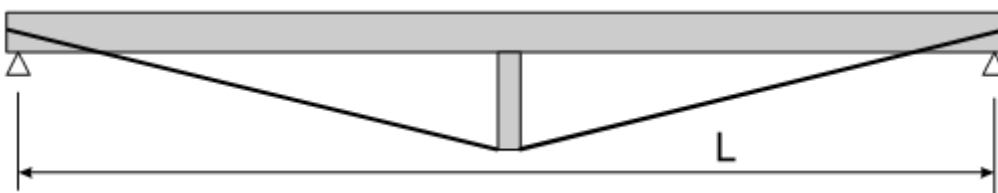


Figure III-6: poutre sous-tendue

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 III-7-a. Une autre variante est la poutre à double poinçon, voir Figure III-7-b. [1]

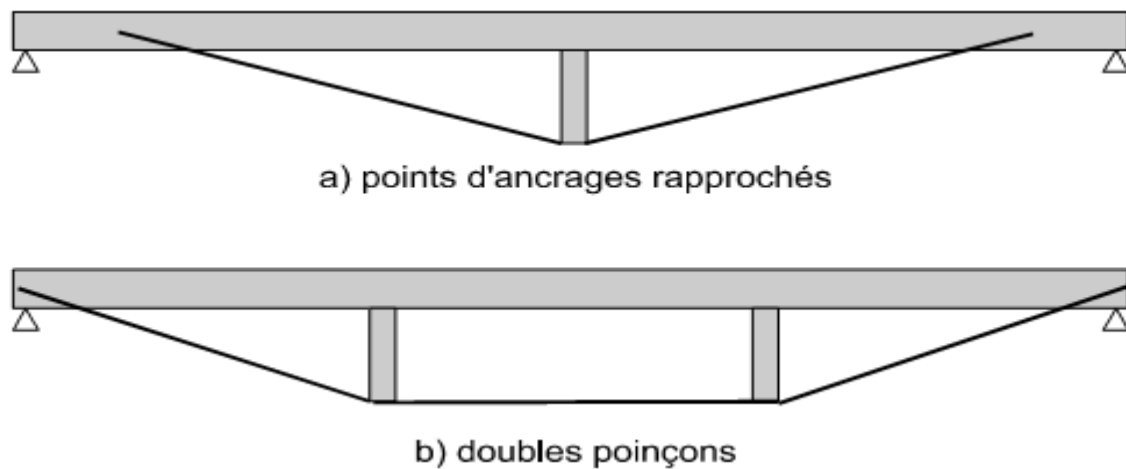


Figure III-7 poutre sous -tendue (variantes)

Les poutres, droites ou courbes, isostatiques ou hyperstatiques sont souvent associées à des infrastructures (mur, voiles, portiques ou poteaux) en béton et à des éléments secondaires en bois (pannes, contreventements) ou en acier (tirants, contreventements, pièces d'assemblage). En raison de la souplesse géométrique intrinsèque de ce matériau et du fait de sa préfabrication sur mesure, des audaces architecturales sont possibles sans crainte d'augmentation importante des sujétions de fabrication ou du prix de revient.

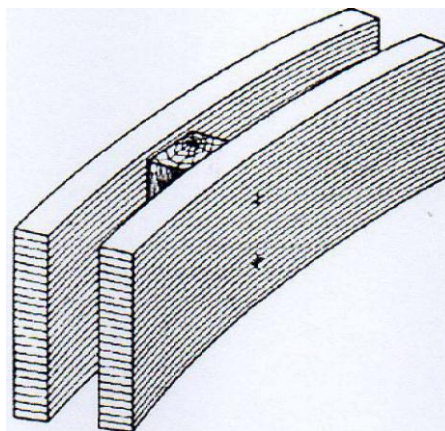


Figure III-8- Arcs jumelés lamellés-collés pour grande portée

Le type de section le plus généralement utilisé est rectangulaire (figure III. 8). Toutefois, lorsqu'une économie ou un allègement sont particulièrement souhaités, des sections en I ou, à l'inverse, en caisson peuvent être retenues. Dans le premier cas, on constituera en premier lieu l'âme, d'épaisseur plus faible et de hauteur variable en fonction des variations d'inertie nécessaires, puis on recollera en extradados et en intrados deux semelles plus larges, généralement de hauteur constante, constituées de trois ou quatre lamelles.

Dans le cas du caisson, on préfère généralement une technique se rapprochant de celle du jumelage (figure III.8) et consistant à rassembler transversalement deux pièces possédant chacune une hauteur égale à la hauteur totale de la pièce définitive, en intercalant entre elles une fourrure haute et une fourrure basse affleurant l'extrados et l'intrados. Les pièces ainsi obtenues, peu sensibles au déversement, ont un comportement mécanique très voisin de celui d'une pièce pleine de même encombrement.

III.3 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. [1]

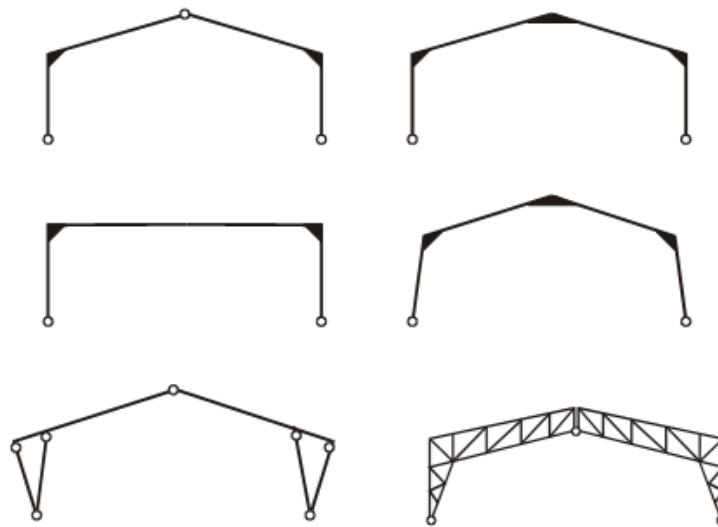


Figure III-9: quelques types de portiques

III.4 LES SYSTEMES DE TREILLIS

III.4.1 CHARPENTES INDUSTRIALISEES

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. [1]

Le rôle de ces fermes est de supporter la couverture et le plafond ainsi qu'un plancher, dans le cas de combles habitables. [1]

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 III-10 : [1]

- 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.

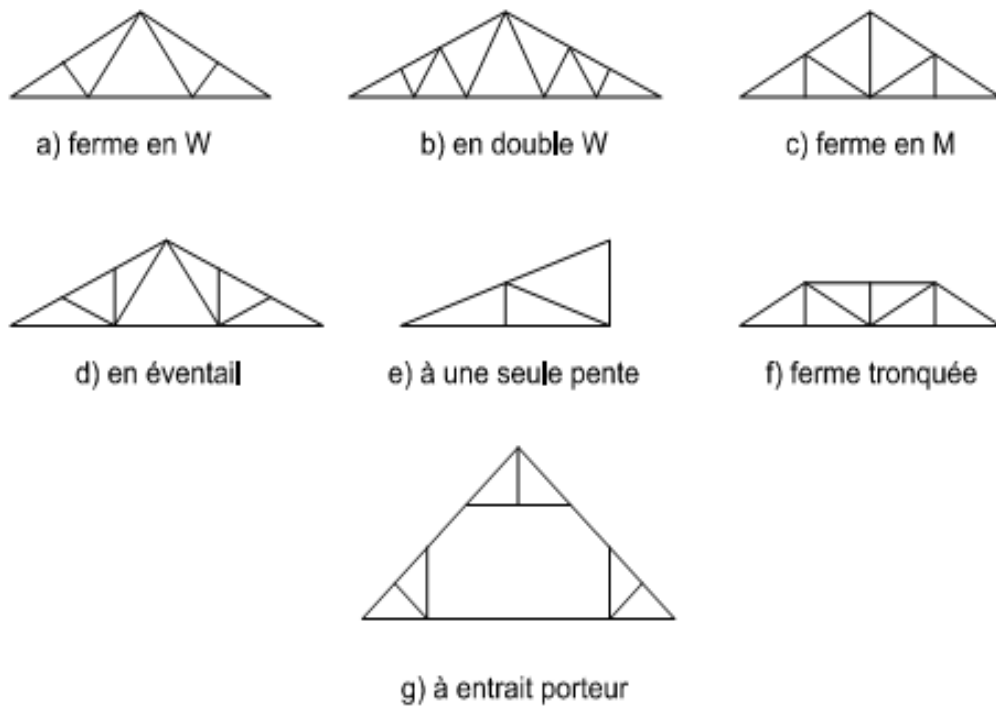


Figure III-10: fermes à entrain horizontal

Il existe des fermes sans entrain horizontal, voir Figure III-11. Celles-ci demandent une attention particulière au niveau du calcul et de la réalisation car leur mode de fonctionnement est différent. [1]

La ferme en A induit une légère traction dans le plancher et nécessite des appuis bloqués.

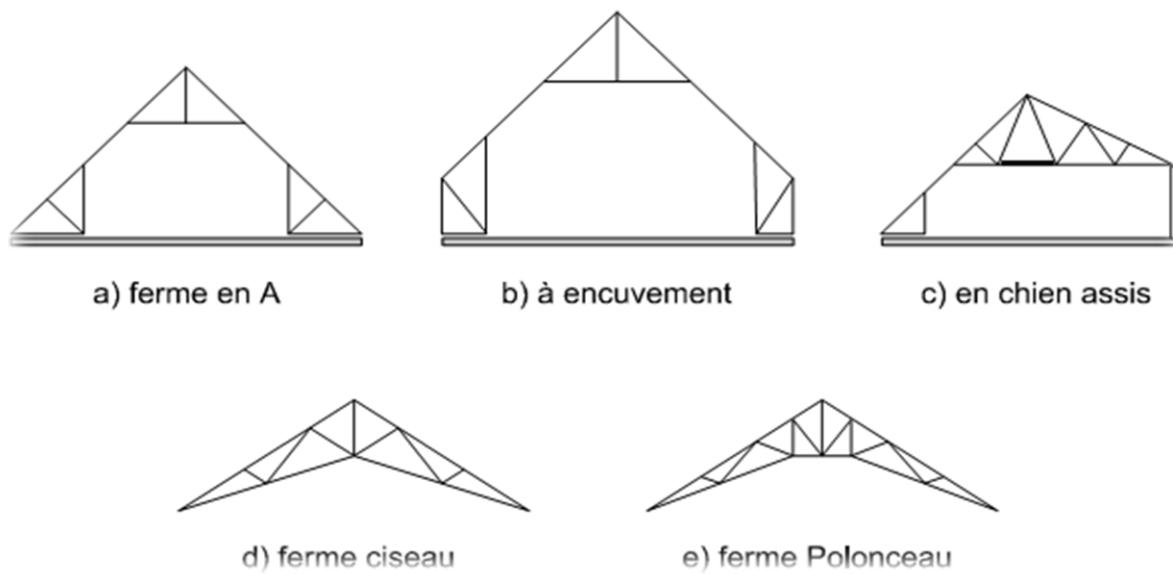


Figure III-11: fermes sans entrain horizontal

III.5 LES MAISONS D'HABITATIONS

Il existe 3 types principaux d'habitations en bois dont chacun fait l'objet d'un des paragraphes suivants. [1]

III.5.1 MAISONS A 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

III.5.2 SYSTEMES A 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). [1]

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]

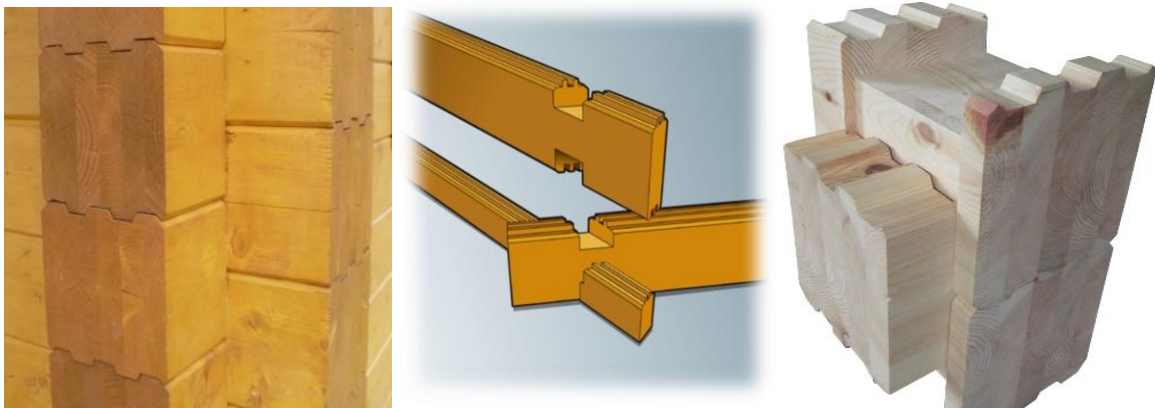


Figure III-12: Systèmes à madriers

III.5.3 SYSTEMES 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, lamellé collé bois, etc.) qu'au niveau des assemblages. [1]

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. [1]

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.

III.6 PONTS ET PASSERELLES

III.6.1 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. 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]

III.6.2 LES DIFFERENTS TYPES DE STRUCTURE DE PONTS

Les ponts en arc profitent avantageusement 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, si non il faut étudier l'influence du gradient d'humidité entre les deux faces latérales. [1]

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. [1]

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, [1]

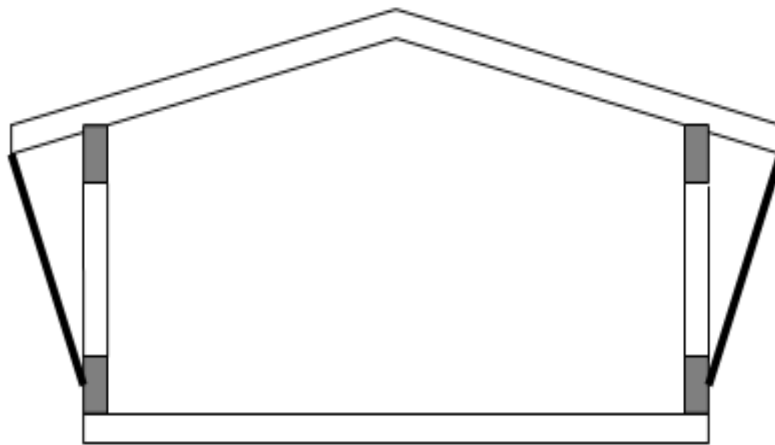


Figure III-13: stabilisation par le haut

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. [1]

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 de 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]

III.7 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 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. [1]

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 III-13 et Figure 3-9. La composante flexionnelle est cependant plus importante que si les éléments étaient courbes. [1]

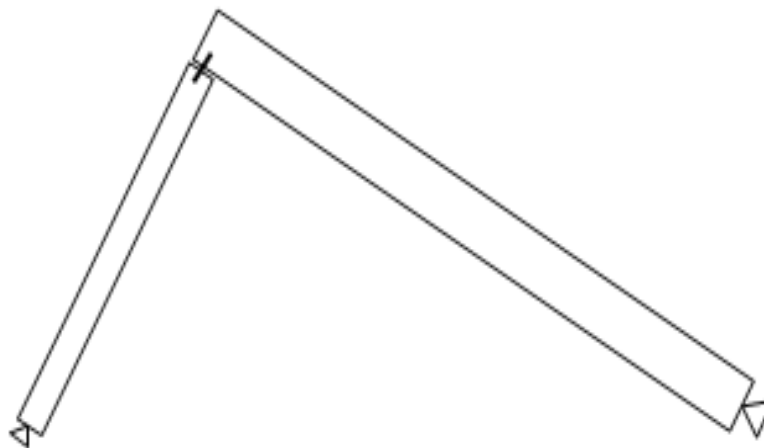


Figure III-14: arc à éléments droits



Figure III-15: arc à éléments droits (photo)

III.8. ARCS ET POUTRES EN BOIS LAMELLE-COLLE:

La lamellation et le collage de bois permettent, comme nous l'avons vu au paragraphe 2.2, 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 III. 16), les bâtiments sportifs (stades couverts, salles de sports, patinoires, piscines, etc. cf. figure III. 17), culturels, commerciaux, culturels. Le plus grand nombre de ces réalisations se rattache, du point de vue du fonctionnement mécanique, à deux familles: les poutres et les arcs.

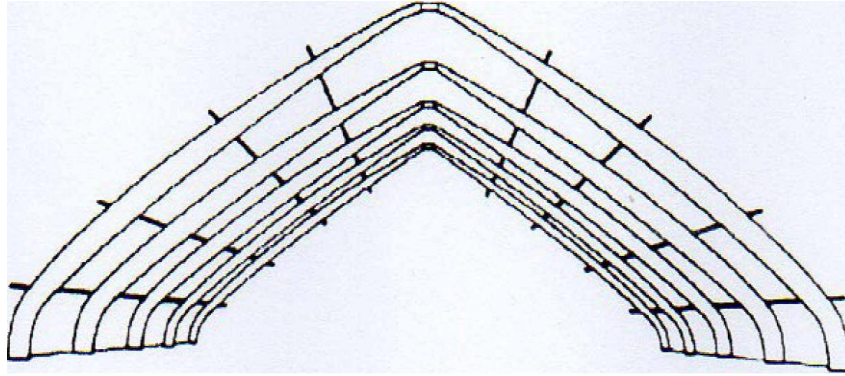


Figure III-16~Arc à trois articulations pour bâtiment à destination de silo (portée de 50 à 70 m)

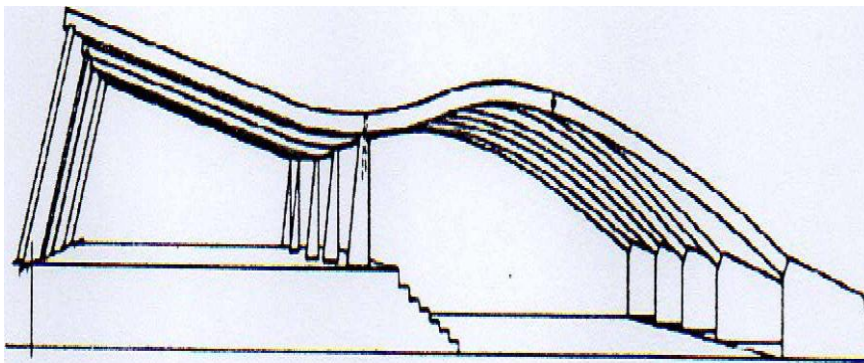


Figure III-17 les poutres droites (portée de 20 à 40 m et plus entre appuis).

II.1 INTRODUCTION

Le principal objectif des Euro-code 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 au niveau européen, les textes sont techniquement stabilisés et plusieurs pays les appliquent déjà. La grande majorité des textes constituant les Euro-codes et leurs annexes nationales sont disponibles. En 2008, l'Euro-code 5 se substitua aux Règles CB71. [4]

En 1993, l'Euro-code 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 Euro-codes structuraux, est constitué de trois parties : [4]

- 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.

Les principes de vérification des structures selon ce code, sont aux états limites, correspondants à des états au-delà desquels la structure ne satisfait plus aux exigences de performance pour lesquelles elle a été conçue. Ils sont de deux types : Etats limites ultimes (ELU) et Etats limites de services (ELS). [4]

La résistance de calcul des éléments, qui doit être supérieure à la valeur de calcul des effets des actions, est déterminée à partir des valeurs de calculs des propriétés de matériaux et notamment à celles caractéristiques qui correspondent à un fractile dans la distribution statistique supposée pour les propriétés concernées. [4]

II.2 DOMAINES D'APPLICATION

II.2.1 DOMAINE D'APPLICATION D'EURO-CODE 5

L'Euro-code 5 s'applique au calcul des bâtiments et ouvrages de génie civil en bois (bois massif, scié, raboté ou sous forme de poteaux, bois lamellé-collé ou produits structuraux à base de bois par exemple LVL) ou panneaux à base de bois assemblés avec des adhésifs ou des organes mécanique. Il est conforme aux principes et exigences relatifs à la sécurité et l'altitude au service des structures, ainsi qu'aux bases de leur calcul et vérification qui sont données dans EN 1990 :2002. [4]

L'Euro-code 5 traite uniquement des exigences relatives à la résistance mécanique, l'aptitude au service, la durabilité et la résistance au feu des structures en bois. D'autres exigences, par exemple concernant l'isolation thermique ou acoustique, ne sont pas considérés. [4]

L'Eurocode5 est destiné à être utilisé conjointement avec :

- EN 1995-1 Règles générales
- EN 1995-2 Ponts
- EN 1995-1 Règles générales comprend :
- EN 1995-1-1 Règles générales- Règles générales et Règles pour les bâtiments
- EN 1995-1-2 Règles générales- calcul des structures au feu

La partie EN 1995-2 se réfère aux règles générales de la partie 1,

Les articles de la partie EN 1995-2 sont complémentaires aux articles d'EN 1995-1.

II.2.2 DOMAINE D'APPLICATION D'EN 1995-1-1

La partie 1.1 de l'Euro code 5 donne des règles générales de calcul pour les structures en bois ainsi que des règles de calcul spécifiques aux bâtiments.

(2) Les sujets suivants sont traités, dans la partie 1.1 :

- Section 1 : Généralités.
- Section 2 : Hases de calcul.
- Section 3 : Propriétés des matériaux.
- Section 4 : Durabilité.
- Section 5 : Bases de l'analyse de structure.
- Section 6 : Etats limites ultimes.
- Section 7 : Etats limites de service.
- Section 8 : Assemblages par organes métalliques.
- Section 9 : Composants et sous-systèmes.
- Section 10 : Détails structuraux et contrôle.

(3) La partie 1.1 ne traite pas des structures exposées durablement à des températures supérieures à 60°C. [4]

II.3 PRINCIPES DE CALCUL AUX ETATS LIMITES

II.3.1 GENERALITES

Les modèles de calcul pour les différents états limites doivent, de façon appropriée suivants :

- Différents propriétés des matériaux (par exemple module d'élasticité, résistance et poids de rupture).
- Différents comportements dépendant des matériaux (fluage).
- Différents condition climatique des matériaux (température, variation d'humidité).
- Différents situations de calcul (étapes de la construction, changement des conditions d'appui).

II.3.2 Etats limites ultimes

Lorsqu'une analyse de structure est menée, les propriétés de rigidité doivent être :

- les valeurs moyennes pour une analyse des contraintes élastique linéaire du premier ordre si les éléments ont les mêmes propriétés dépendant du temps (fluage).
- les valeurs moyennes finales ajustées à la durée de chargement de la composante de charge qui génère la plus grande contrainte eu égard à la résistance, ou la distribution des efforts internes et des moments dans les éléments est affectée par le degré de déformation de la structure(par exemple, analyse du premier ordre pour les éléments composée dans des systèmes redondants).
- les valeurs de calcul sans effet de durée de chargement pour analyse élastique linéaire du second ordre. [4]

II.3.3 ETATS LIMITES DE SERVICE

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 appropriée de la rigidité et des modules de glissement. [4]

II.3.4 COMBINAISONS D' ACTIONS APPLIQUEES AUX STRUCTURES

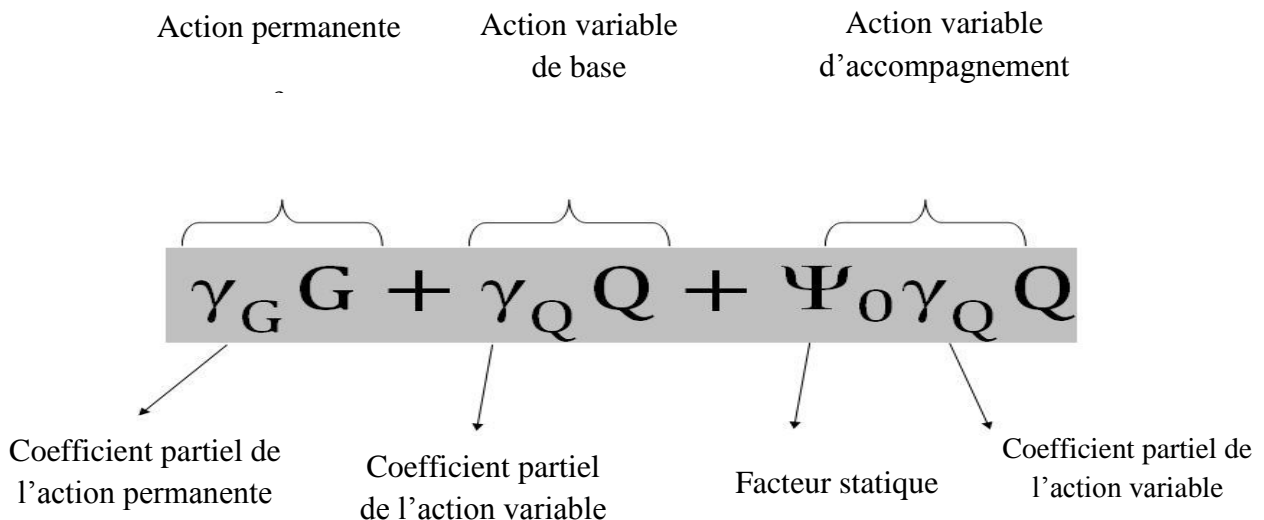
Il faut vérifier la fiabilité structurale pour un état limite sous l'effet simultané de différentes actions. Une combinaison correspond à un chargement calculé en effectuant la somme des actions retenues pondérées par les différents coefficients. [4]

On distinguera des combinaisons pour les ELU pour :

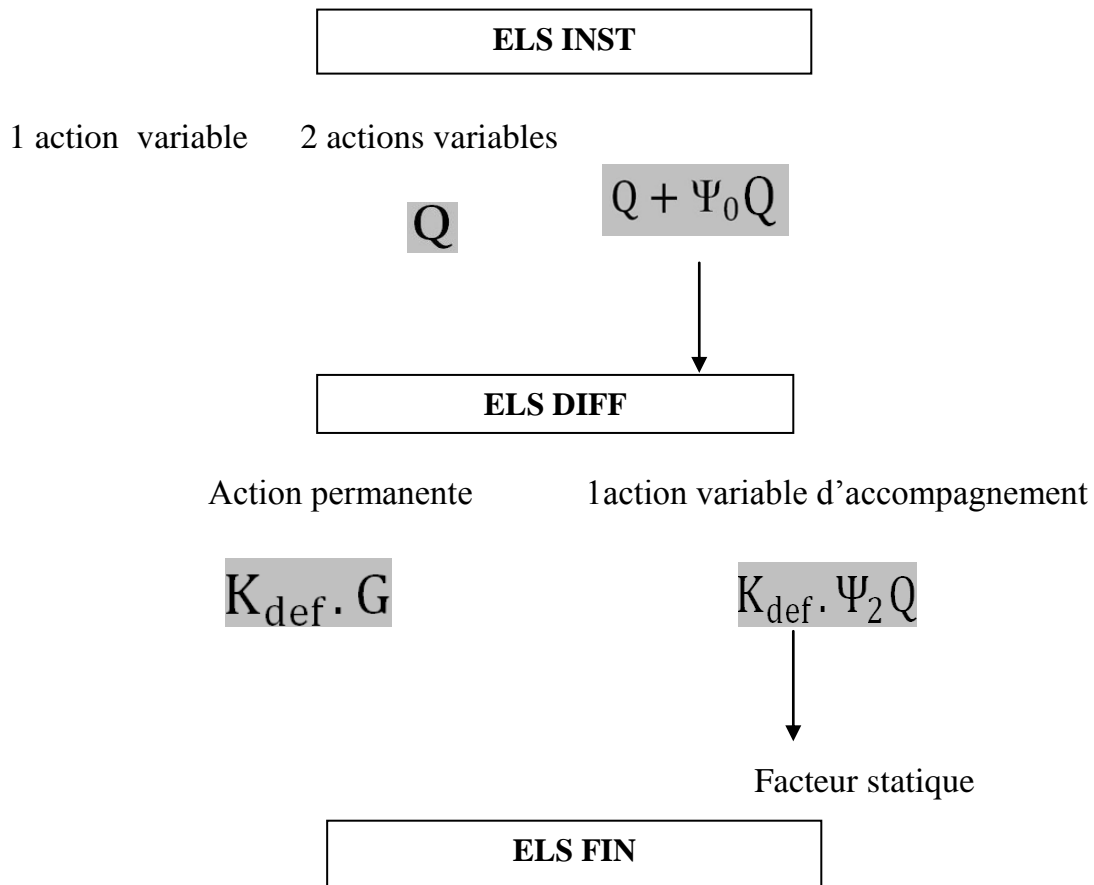
- la résistance de structure (STR) ;
- la vérification de l'équilibre (soulèvement) (EQU) ;
- la vérification des situations accidentelles en STR et en EQU ;
- D'une manière usuelle, on peut caractériser les combinaisons de la manière qui suit.

ETAT LIMITE ULTIME

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



✚ ETAT LIMITE SERVICE



$$G(1 + K_{def}) + Q(1 + K_{def} \cdot \Psi_2)$$

II.4 PROPRIETES DES MATERIAUX

II.4.1 PARAMETRES DE RESISTANCE ET DE RIGIDITE

Les paramètres de résistance et de rigidité doivent être déterminés sur la base d'essais pour les types d'effet d'action auxquels le matériau est soumis dans la structure, au sur la base de comparaison avec des essences et classes de bois similaires au de matériaux à base de bois, ou de relations bien connues entre les différentes propriétés. [4]

II.4.2 RELATIONS CONTRAINTE – DEFORMATION

Dans la mesure où les valeurs caractéristiques sont déterminées selon l'hypothèse d'une relation linéaire entre contrainte et déformation jusqu'à la rupture, la vérification en résistance des éléments individuels doit être également basée sur une telle relation. Pour les éléments ou une partie des éléments soumis à une compression, il est possible d'utiliser une relation non linéaire (élasto- plastique). [4]

II.5 CARACTERISTIQUES MECANIQUE POUR LE CALCUL LE DIMEN

Symbole	Designation	Unite	LAMELLES-COLLES		LAMELLES-COLLES	
			HOMOGENES		PANACHES	
			GL24H	GL28H	GL24C	GL28H
σ_f	Contrainte de flexion	N/mm ²	10.9	12.7	10.9	12.7
σ	Contrainte de traction axiale	N/mm ²	7.5	8.9	6.4	7.5
σ_t	Contrainte de traction perpendiculaire	N/mm ²	0.2	0.2	0.2	0.2
σ_c	Contrainte de compression axiale	N/mm ²	10.9	12.0	9.5	10.9
σ_{ct}	Contrainte de compression perpendiculaire	N/mm ²	2.4	2.8	2.2	2.4
τ	Contrainte de Cisaillement	N/mm ²	1.2	1.5	1.0	1.2
E_f	Module axiale	kN/mm ²	10.5	11.5	10.5	11.5
E_G	Module de cisaillement	kN/mm ²	0.65	0.70	0.55	0.65
P_m	Masse volumique moyenne	kg/m ³	440	480	420	460

Tableau II.1 : Contraintes admissibles des bois lamelles-collés non certifiés définies par NF P 21-400, pour calculs avec CB 71

Tableau II.2: Contraintes admissibles des bois lamelles-collés non certifiés définies par NF

Symbole	Désignation	Unité	LAMELLES-COLLES				LAMELLES-COLLES			
			HOMOGENES				PANACHES			
			GL24H	GL28H	GL32H	GL36H	GL24C	GL28C	GL32C	GL36C
σ_f	Contrainte de flexion	N/mm ²	11,4	13,3	15,2	17,1	11,4	13,3	15,2	17,1
σ	Contrainte de traction axiale	N/mm ²	7,9	9,3	10,7	12,4	6,7	7,9	9,3	10,7
σ_t	Contrainte de traction perpendiculaire	N/mm ²	0,2	0,2	0,2	0,3	0,2	0,2	0,2	0,2
σ_c	Contrainte de compression axiale	N/mm ²	11,4	12,6	13,8	14,8	10	11,4	12,6	13,8
σ_{ct}	Contrainte de compression perpendiculaire	N/mm ²	2,6	2,8	3,2	3,4	2,2	2,6	2,8	3,2
f	Contrainte de Cisaillement	N/mm ²	1,3	1,5	1,8	2,0	1,0	1,3	1,5	1,8
E_f	Module axiale	kN/mm ²	11,6	12,6	13,7	14,7	11,6	12,6	13,7	14,7
E_G	Module de cisaillement	kN/mm ²	0,72	0,78	0,85	0,91	0,59	0,72	0,78	0,85
ρ_m	Masse volumique moyenne	kg/m ³	440	480	520	560	420	460	500	540

P 21-400, pour calculs avec CB 71

Symbole	Désignation	Unité	LAMELLES-COLLES				LAMELLES-COLLES			
			HOMOGENES				PANACHES			
			GL24H	GL28H	GL24H	GL28H	GL24C	GL28C	GL24C	GL28C
$f_{m,k}$	Contrainte de flexion	N/mm ²	24	28	32	36	24	28	32	36
$f_{t,0,k}$	Contrainte de traction axiale	N/mm ²	16.5	19.5	22.5	26.0	14.0	16.5	19.5	22.5
$f_{t,90,k}$	Contrainte de traction perpendiculaire	N/mm ²	0.40	0.45	0.50	0.60	0.35	0.4	0.45	0.5
$f_{c,0,k}$	Contrainte de compression axiale	N/mm ²	24	26.5	29	31	21	24	26.5	29
$f_{c,90,k}$	Contrainte de compression perpendiculaire	N/mm ²	2.7	3.0	3.3	3.6	2.4	2.7	3.0	3.3
$f_{v,k}$	Contrainte de Cisaillement	N/mm ²	2.7	3.2	3.8	4.3	2.2	2.7	3.2	3.8
$E_{0,mean}$	Module moyen axiale	kN/mm ²	11.6	12.6	13.7	14.7	11.6	12.6	13.7	14.7
$E_{0,05}$	Module axiale au 5 ^e percentile	kN/mm ²	9.4	10.2	11.1	11.9	9.4	10.2	11.1	11.9
$E_{90,mean}$	Module moyen transversal	kg/m ³	0.39	0.42	0.46	0.49	0.32	0.39	0.42	0.46
G_{mean}	Module de cisaillement		0.75	0.78	0.85	0.91	0.59	0.72	0.78	0.85

ρ_m	Masse volumique moyenne		380	410	430	450	350	380	410	430
----------	-------------------------	--	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----

Tableau II.3 : Contraintes caractéristique des bois lamellés-collés définies par NF P 21-400 en 1194, pour calculs avec EC5

II.6 CLASSE DE SERVICE DES ELEMENTS LAMELLES-COLLES

La norme NF EN 1995 (NF P 21-711): EC 5 Eurocode5: calcul des structures en bois, définit des classes de services d'utilisation des éléments en bois, correspondant à une ambiance donnée (température et humidité) :

- ❖ Classe de service 1 : la teneur en humidité dans les matériaux correspond à une température de 20°C et une humidité relative ambiante ne dépassant 65% que quelques semaines par an (humidité du bois résineux de 12%).
- ❖ Classe de service 2 : la teneur en humidité dans les matériaux correspond à une température de 20°C et une humidité relative ambiante ne dépassant 65% que quelques semaines par an (humidité du bois résineux de 20%).
- ❖ Classe de service 3 : conditions climatiques conduisant à des taux d'humidité plus élevés qu' en classe 2.

• Epaisseurs des lamelles

Le tableau suivant définit les valeurs maximales des épaisseurs et des aires des sections des lamelles en fonction des classes de service.

Tableau 2.11: Valeurs maximales des épaisseurs et des aires des sections des lamelles

❖ CLASSE DE SERVICE 1 2 3

Entasseur (cm) 4,5 4,5 3,5

Résineux section (cm²) 100 90 70

Épaisseur (cm) 4,0 4,0 3,5

Feuillus section [cm²) 75 60

→ CHAPITRE II : LE REGLEMENT EUROCODE 5

L'épaisseur est aussi déterminée par le Rayon du cintrage et par la résistance caractéristique en flexion des aboutages.

Classes d'emploi (classe de risques d'attaques biologiques)

Selon sa fonction et sa localisation dans la construction, l'ébèrment en bois lamellé-collé doit être utilisable dans des conditions correspondant à une classe d'emploi définie. Il est préférable de concevoir des ouvrages en bois lamellé-collé avec les classes d'emploi 1 et 2.

Les classes d'emploi 3 et 4 nécessitent de nombreuses précautions (collage, préservation, assemblages ...).

Essences utiles

Le tableau suivant indique par essences de bois utilisées en France pour la fabrication de poutre en bois lamellé-collé, la technique de collage, la classe d'emploi maximum pouvant être atteinte avec traitement de préservation ou sans traitement mais en purgeant l'aubier du bois, et la résistance naturelle de l'essence à l'attaque de termites.

CLASSE DE SERVICE		1	2	3
Resineux	Épaisseur (cm)	4,5	4,5	3,5
	section (cm ²)	100	90	70
Feuillet	Épaisseur (Cm)	4,0	4,0	3,5
	section [cm ²]	75	75	60

Tableau II.4: Valeurs maximales des épaisseurs et des aires des sections des lamelles

ESSENCE DE BOIS	COLLAGE	AVEC TRAITEMENT	SANS TRAITEMENT	TERMITE
Chataignier	avec precautions		3	Moyne
Chene	avec precautions	3	3	non
Douglas	courant	3	3*	non
Epicea	courant	2		non
Meleze	courant	3	3*	non
Pins-sylvestres	courant	3	3*	non
Pins Maritimes	courant	3	3*	non
Sapin	courant	2	3	non
Western Red Cedar	courant	3	3	non
Doussié, Merbau,mo	avec precautions		4*	bonne
Tatajouba	avec precautions		4*	moyenne
Iroko	avec precautions		3*	Bonne
• uniquement pour des ouvrages d'une durée de vie prévue. 50 ans.				

Tableau II.5 : Durabilité des principales essences de bois utilisées pour la fabrication du BLC

III - PRESENTATION DU CODE CALCUL CASTEM

III -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

III-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 CAST EM 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. Ces problèmes se sont ajoutés de nouveaux besoins tels que des structures

→ CHAPITRE 3 : LE CODE DE CALCUL CASTEM

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.

III-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 discriminé,
- L'analyse et le post-traitement des résultats.

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

III-3.1. CHOIX DE LA GEOMETRIE ET DU MAIL/AGE:

- Définition des points, lignes, surfaces et volumes.
- Discrétisation.

III-3.2. DEFINITION DU MODELE MATHEMATIQUE :

- Définition des données caractérisant le modèle: type d'analyse :
- Déformations ou contraintes planes, axisymétrie, séries de Fourier, etc. ...
- Formulation: mécanique, thermique, fluide, etc. ...
- Comportement du matériau : élastique (isotrope, orthotrope, ...), plastique (isotrope, parfait, ...), etc. ...

→ CHAPITRE 3 : LE CODE DE CALCUL CASTEM

- Type d'éléments : poutres, barres, coques, etc. ...
- 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

III-3.3. RESOLUTION DU PROBLEME DISCRETISE:

- 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.

III-3.4. ANALYSE ET POST-TRAITEMENT DES RESULTATS :

Quantités locales: déplacements, contraintes, déformations, etc. ...

quantités globales : déformation maximale, énergie de déformation, etc. ...

Les programmes de calcul par éléments finis classiques sont structurés selon cette logique, chaque étape étant associée à un module du code:

- Le préprocesseur pour la définition du maillage et du modèle mathématique,
- Le programme de calcul qui envoie une série de processus selon la procédure de calcul choisie par l'utilisateur, celui-ci ne peut maîtriser l'enchaînement des processus. La procédure agit comme une boîte noire sur laquelle l'utilisateur n'a aucune possibilité d'intervention.
- Le post-processeur qui procède aux traitements nécessaires après avoir les résultats des modules précédents.

Il apparaît clairement qu'un code de calcul classique exclut toute intervention de la part de l'utilisateur qui désirerait apporter des modifications répondant à ses propres besoins. Or, il peut s'avérer très utile de pouvoir définir pas-à-pas la séquence la mieux adaptée parmi les

→ CHAPITRE 3 : LE CODE DE CALCUL CASTEM

processus élémentaires disponibles pour chaque étape. Ceci est d'autant plus valable lorsque l'utilisateur doit résoudre des problèmes variés et localiser en amont les points du processus de résolution.

En effet, outre les trois grandes étapes obligatoires, il faut pouvoir disposer de fonctionnalités telles que:

- La visualisation des informations toutes les étapes de manière à contrôler les données introduites et le déroulement du calcul,
- L'archivage et la restauration des informations afin d'être capable d'interrompre un calcul et de le continuer ultérieurement,
- La possibilité d'itérer dans les étapes désirées.

Chaque étape peut être décomposée en une série de processus élémentaires. Chacun de ces processus élémentaires acquiert de l'information existante, la met en forme, la traite et fabrique de nouvelles informations. Faire un calcul revient donc à sélectionner les processus élémentaires adaptés au type du problème et à leur fournir les informations nécessaires existantes ou nouvelles.

C'est dans cette optique que CASTEM 2000 a été développé, afin de passer les limites d'adaptabilité offertes par les codes de calcul conventionnels.

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.

III-4 MISE EN ŒUVRE

III-4.1. NOTION DE PROCESSUS ÉLÉMENTAIRE

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

Les informations sont appelées OBJETS.

→ CHAPITRE 3 : LE CODE DE CALCUL CASTEM

Les OBIETS sont nommes par l'utilisateur. Ils sont types, 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 operateur dépend d'existence de l'information au moment de son utilisation. L'utilisation d'un operateur s'écrira :

{Nom du (des) resultat(s)} = {nom de l'operateur} {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 operateurs ou directives de prétraitement, de calcul et de post-traitement, ils peuvent donc être utilisés a tout moment du programme selon les besoins du problème.

III-4.2. 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. Le but de les modifier ou d'en créer de nouveaux.

Il n'y a aucune distinction entre les operateurs ou directives de prétraitement, de calcul et de post-traitement, ils peuvent être donc utilisés a tout moment du programme long les besoins du problème

I.1 PRESENTATION DE L'OUVRAGE

La structure qu'on va étudier est un hangar composé de façade ossature bois et d'une charpente en bois lamellé-collé représentée ci-dessous.

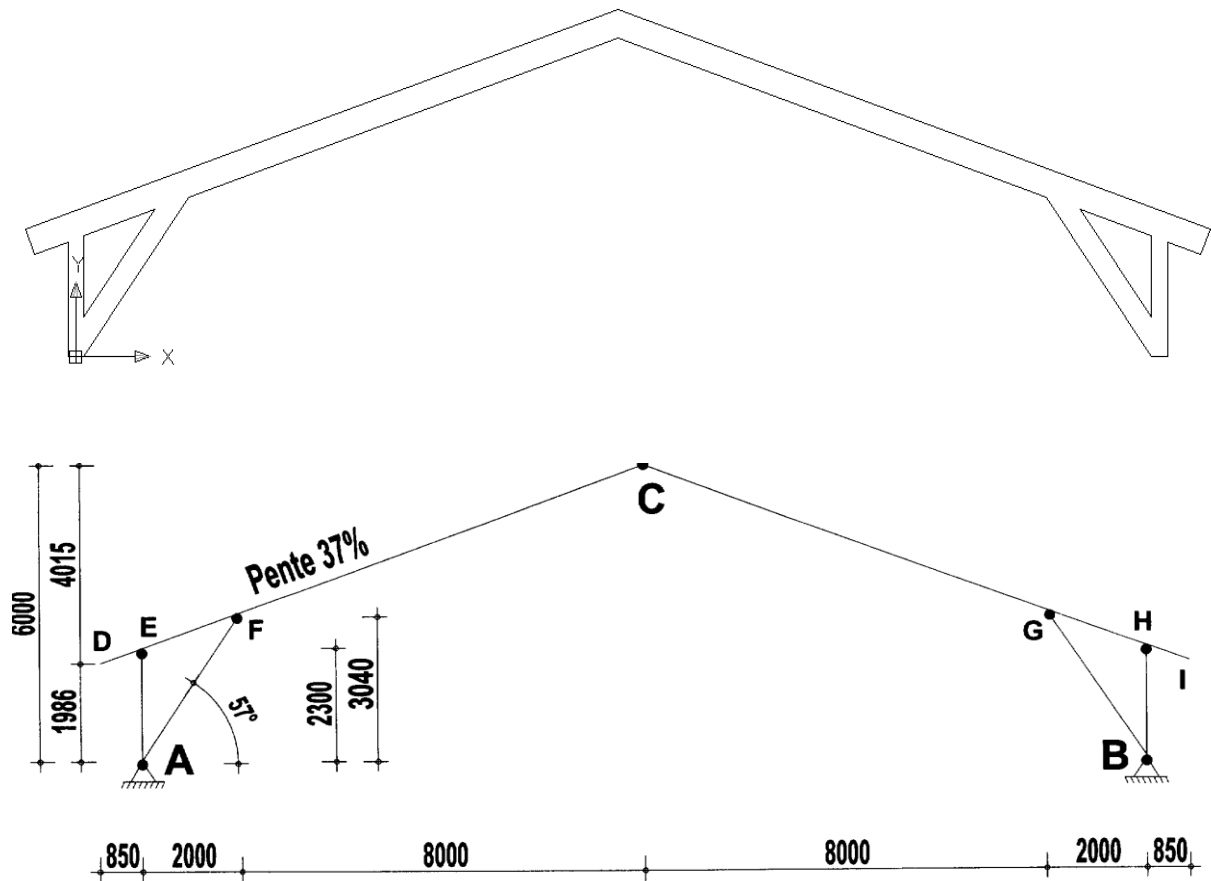


Figure I-1: vue de portique

Situation et Implantation de hangar :

Longueur : 36.8 m

Largeur : 21.7 m

Hauteur du poteau : 6m

Entraxe 5 m

La zone de la neige Guelma zone A.

La zone du vent Guelma zone I.

Nature du site : plat

Terrain de catégorie III.

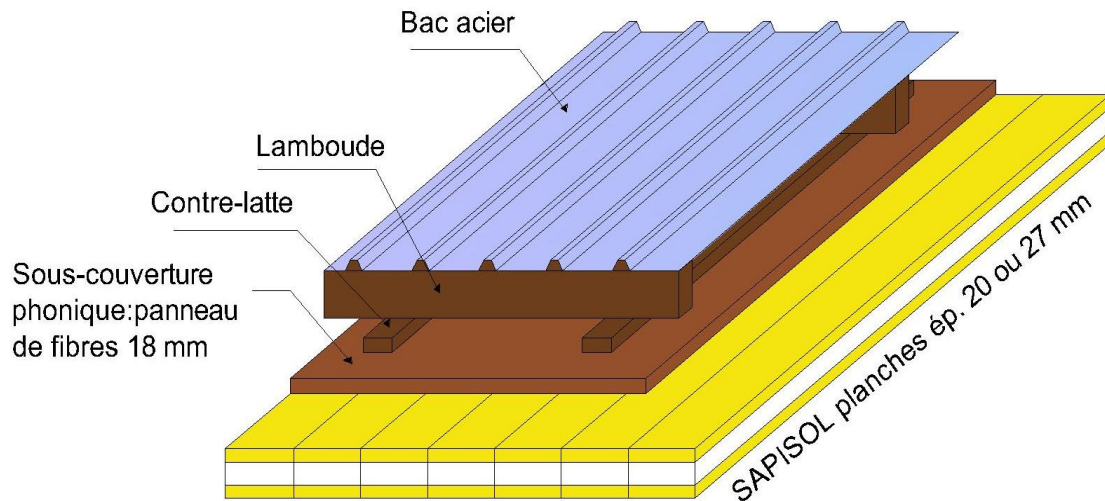


Figure I-2: multicouches de toiture

La composition de la toiture est la suivante :

- Bac acier posés sur lambourdes 40×80 mm en bois massif.
- Contre lattes montantes 27×40 mm en bois massif.
- Sous couverture phonique épaisseur 18 mm.
- Sapisol S150×250 mm

I.2 CHARGEMENT SUR PORTIQUE :

I.2.1 LES CHARGES PERMANENTES SUR TOITURE :

- ✓ Bac d'acier : poids volumique = $0,07 \text{ KN/m}^2$.
- ✓ Lambourdes : 40×80 mm, entraxe 1,5m poids volumique = $4,1 \text{ KN/m}^3$.
- ✓ sous couverture poids propre négligeable.
- ✓ Contre lattage : 27×40 mm, entraxe 0,50 m poids volumique = $4,1 \text{ KN/m}^3$.
- ✓ Sapisol : S150×250 mm.
- ✓ les pannes : 280×100 mm, entraxe 1.8 m poids volumique = 5 KN/m^3 .

I.2.2 CALCUL DES CHARGES PERMANENTES

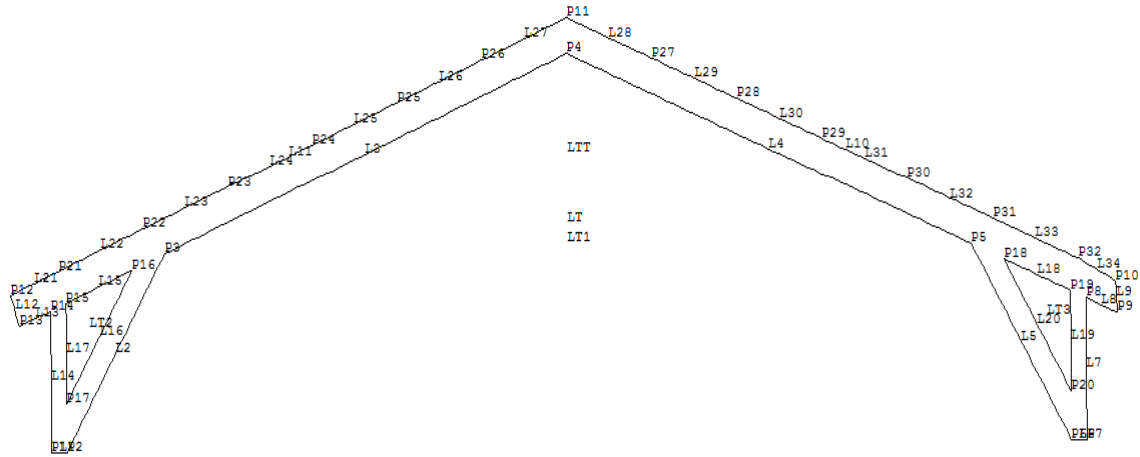


Figure I-3 : portique étudié

Bac d'acier : $0,07 \times 6 = 0,42 \text{ KN/m}$

Lambourdes : $4,1 \times (0,04 \times 0,08 \times 6) \times 1/1,5 = 0,052 \text{ KN/m}$

Contre lattage : $4,1 \times (0,027 \times 0,04 \times 10) = 0,044 \text{ KN/m}$

Sapisol : $5 \times 0,186 = 0,93 \text{ KN/m}$

Le poids propre de toiture **pp** = $1,44 \text{ KN/m}$

Les pannes : $5 \times (0,1 \times 0,28 \times 5) \times 1/1,8 = 0,7 \text{ KN/m}$

II.1 CALCUL DE SURCHARGE CARACTERISTIQUE DE NEIGE

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

C2-4.7R.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 : [6]

$$S = \mu \times S_k$$

S_k : la charge de neige sur le sol en fonction de l'altitude et de la zone de neige (cf .carte de neige anexe1).

μ : coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme.

La valeur de S_k en KN/m^2 est déterminée par la loi de variation suivante en fonction de l'altitude H

Guelma est en zone A d'après (RNV99)

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

Avec l'altitude à donne $H = 300 \text{ m}$

$$S_k = \frac{0,07 \times 300 + 15}{100} = 0,36 \text{ KN/m}^2$$

Notre toiture est simple à deux versants sans $\alpha = 20,30^\circ$

$\mu_1 = 0.8$ (voire tableau 6.2 de RNV 99)

On calcul S

$$S = 0,8 \times 0,36 = 0,288 \text{ KN/m}^2$$

II.2 CALCUL DE LA CHARGE CARACTERISTIQUE DE VENT

➤ DETERMINATION DE LA PRESSION STATIQUE DUE AU VENT

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

$$q_j = C_d * W (Z_j) \quad [N /m^2]$$

$$W (Z_j) = q_h (Z_j) * [C_e - C_i] \quad [N /m^2]$$

$$q_j = C_d \times q_h \times [C_e - C_i] \quad [N /m^2]$$

$W (Z_j)$: 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 .

C_d : Coefficient dynamique de la construction.

q_h : Pression dynamique du vent calculée à la hauteur h considérée.

C_e : Coefficient de pression extérieure.

C_i : Coefficient de pression intérieure.

➤ DETERMINATION 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).

$I_v (h_{eq})$: est l'intensité de la turbulence (cf. § 2) pour $Z = Z_{eq}$.

Q_0^2 : est la partie quasi-statique (cf. § 3).

R_x^2 : est la partie résonnante (cf. § 4).

g : est le facteur de pointe (cf. § 5).

➤ hauteur équivalent

$$Z_{eq} = \text{Max}[0,6 \times h; Z_{\min}] = \text{Max}[0,6 \times 6; 8]$$

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

➤ INTENSITE DE LA TURBULENCE

$$I_{v(z_{eq})} = \frac{1}{C_{t(z)} \times \frac{\ln Z}{z_0}} \quad \text{pour } Z=Z_{eq}=8\text{m}$$

$C_{t=1}$: est coefficient de topographie (cf. chapitre2, §4.3)

$z_0 := 0.3$ est le paramètre de rugosité (cf. chapitre2, tableau2.4)

$$I_v = 1/ C_t \times \ln (z/z_0) = 1/ 1 \times \ln (8/0.3)$$

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.

$$L_i(z_{eq}) = 300 \times (8/300) \quad \text{pour } z_{\min} \leq z \leq 300 \text{ m}$$

Avec $\varepsilon = 0,37$ (cf. chapitre3).

$$L_i = 300 \times (8/300)^{0,37} = 78.47$$

$$Q_0^2 = \frac{1}{1+0.9\left(\frac{6+36.8}{78.47}\right)^{0.63}} = 0,6211$$

➤ PARTIE RESONNANTE

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

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 : est la fréquence fondamentale de vibration en flexion dans la direction X du vent (cf. §4, 2,2 et§4, 2,3).

$$n_1 = \frac{\sqrt{d}}{0,1 \times h} \quad \begin{cases} h = 6 \text{ m} \\ d = 21,7 \text{ m} \\ b = 36,8 \text{ m} \end{cases}$$

$$n_1 = \frac{\sqrt{21.7}}{0,1 \times 6} = 7,7638$$

V_m : est la vitesse moyenne du vent(cf.annexe 2)

$$V_m = C_r \times C_t \times V_{ref} \quad \begin{cases} C_t = 1 \\ C_r = 0,7223 \\ V_{ref} = 25 \text{ m/s} \end{cases}$$

C_r : coefficient de rugosité.

C_t : coefficient de topographie.

$$V_m = 0,722 \cdot 3 \times 1 \times 25 = 18,0572 \text{ m/s}$$

$$N_x = \frac{7,7638 \times 78,47}{18,0572} = 33,752 \text{ s}$$

$$R_N = 0,014$$

✓ LE DECREMENT LOGARITHMIQUE D'AMORTISSEMENT δ

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

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

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

$$\delta_s = (a_1 \times n_{I,x}) + b_1 \text{ avec } \delta_s > \delta_{\min}$$

$$\text{Type de construction en bois} \begin{cases} a_1 = 0,045 \\ b_1 = 0,000 \\ \delta_{\min} = 0,05 \end{cases}$$

$$\delta_s = (0,045 \times 7,763) + 0 = 0,349 > \delta_{\min} = 0,05 \text{ vérifiée.}$$

Et aussi $\delta_a = 0$.

$$\text{Donc : } \delta = 0,349 + 0 = 0,349$$

✓ LES FONCTIONS D'ADMITTANCE AERODYNAMIQUE R_H ET R_B

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

R_h ou $R_b = 1$ pour $n > 0$

$$n = \frac{4,6 \times N_x \times d}{L_i(z_{eq})} \quad \text{Avec} \begin{cases} d = h = 6 \text{ m pour le calcul de } R_h \\ d = b = 21,7 \text{ m pour le calcul de } R_b \end{cases}$$

$$n_h = 4,6 \times 33,75 \times 6 / 78,47 = 11,87$$

$$R_h = 0,042$$

$$N_b = 4,6 \times 33,75 \times 21,7 / 78,47 = 42,945$$

$$R_b = 0,013$$

Alors : $R_x^2 = \pi^2 / \delta \times R_n \times R_h \times R_b = 0,0002 = 2 \times 10^{-4}$

➤ LE FACTEUR DE POINTE0

$$g = \sqrt{2 \times \ln(v \times t)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \times \ln(v \times t)}}$$

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 :

$$v = \sqrt{\frac{v_0^2 \times Q_0^2 + n_{1,x}^2 \times R_x^2}{Q_0^2 + R_x^2}} \quad \text{HZ}$$

v_0 : 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

$$S = 0,46 \times \left(\frac{(b+h)}{L_i(z_{eq})} \right) + 10,58 \times \left(\frac{\sqrt{(b+h)}}{L_i(z_{eq})} \right)$$

$$S = 0,869 \quad \text{Alors} \quad v_0 = 0,225 \text{ Hz} \quad \text{et} \quad v = 0,262 \text{ Hz}$$

Donc : $g = 7,23$

On peut donc calculer le coefficient C_d

$$C_d = \frac{1 + 2 \times 0,3045 \times \sqrt{0,6 + 5 \times 10^{-4}}}{1 + 2 \times 2,75 \times 0,3045}$$

$$C_d = 0.231$$

➤ LA PRESSION DYNAMIQUE

$$q_h = q_{ref} \times C_e \quad \text{N/m}^2$$

q_{ref} : est la pression dynamique de référence selon le tableau 2.3.

$$q_{ref} = 375 \quad \text{N/m}^2$$

C_{ex} : est le coefficient d'exposition au vent

Cas de structures peu sensibles aux excitations dynamiques :

$$C_e = C_t^2 \times C_r^2 \times \left[1 + \frac{7 \times k_t}{C_r \times C_t} \right]$$

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 $z_{\min} = 8$ m.

$$C_r = K_T \times \ln\left(\frac{z_{\min}}{z}\right) \quad \text{pour } z < z_{\min}$$

a) POUR LA TOITURE

$$C_r = 0,22 \times \ln(8/0,3) = 0,722$$

$$C_{ex} = 0,722^2 \times 1^2 \times (1 + (7 \times 0,22 / 0,722 \times 1)) = 1,634$$

$$q_{\text{dyn}} = 375 \times 1,634 = 612,77 \text{ N/m}^2$$

b) POUR LES PAROIS VERTICALES

$$C_r = 0,22 \times \ln(2,3/0,3) = 0,44$$

$$C_{ex} = 0,44^2 \times 1^2 \times (1 + (7 \times 0,22 / 0,44 \times 1)) = 0,87$$

$$q_{\text{dyn}} = 375 \times 0,87 = 326,25 \text{ N/m}^2$$

➤ DETERMINATION DE COEFFICIENT DE PRESSION EXTERIEURE C_E

A) TOITURES A DEUX VERSANT

Pour $\alpha=0$:

→CHAPITRE II : SURCHARGE DE NEIGE ET VENT

$$b=21,7\text{m}, d=36,8\text{m}, h=6\text{ m} \quad e= \min (b ; 2\times h)$$

$$e = \min [21,7 ; 12] \quad \text{donc} \quad e = 12\text{ m}$$

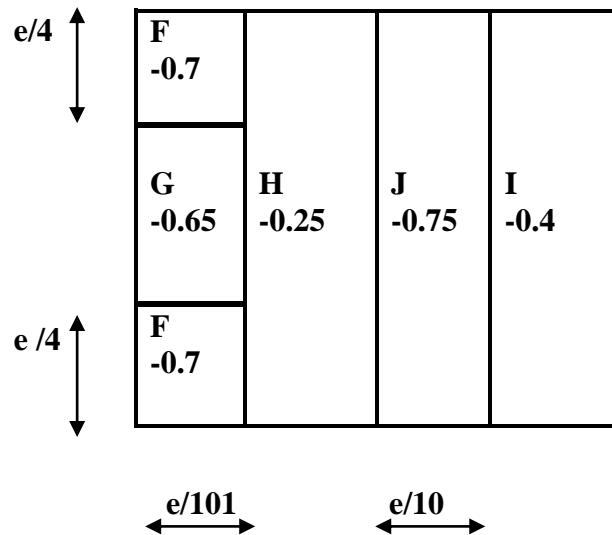


Figure 4-3 : Coefficient de pression extérieur sur la toiture

Pour $\alpha=90$:

$$b=21,7\text{m}, d=36,8\text{m}, h=6\text{ m} \quad e= \min (b ; 2\times h)$$

$$e = \min [21,7 ; 12] \quad \text{donc} \quad e = 12\text{ m}$$

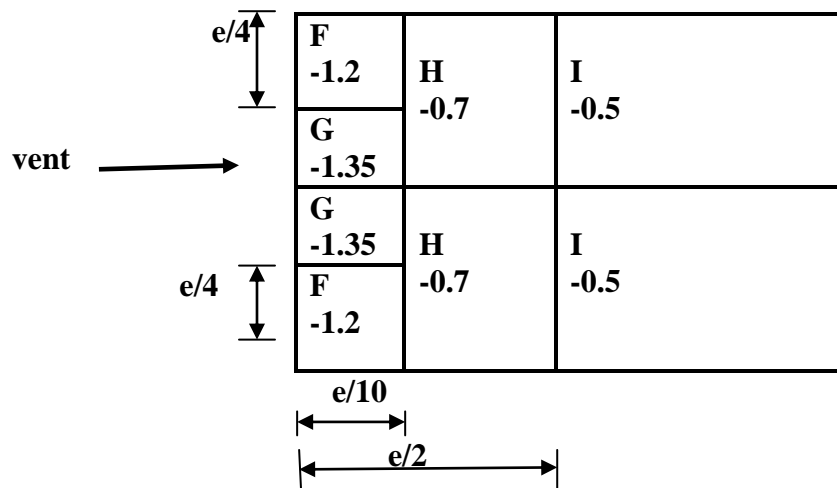


Figure 4-3 : Coefficient de pression extérieur sur la toiture

B) PAROIS VERTICALES

Pour notre cas :

$$d=36.8\text{m}, \quad b=21.7\text{m}, \quad h=6\text{m} \quad e = \min (b ; 2 \times h) = \text{Min} [21.7; 12] \text{ donc } e=12$$

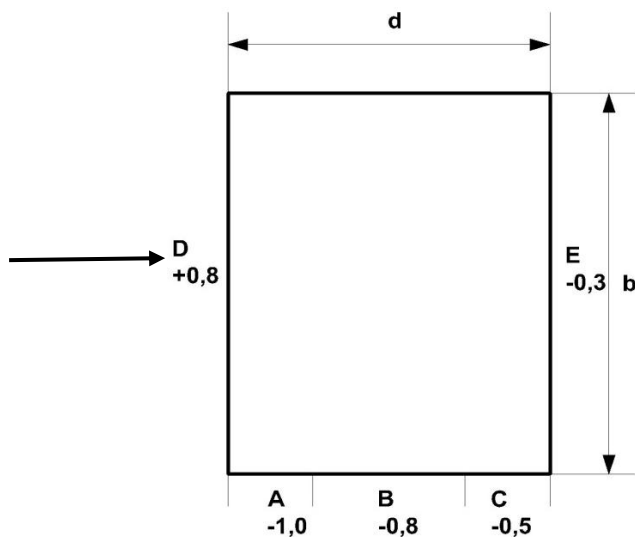


Figure II-1 : Coefficient de pression extérieur sur les parois verticales

Calcul des pressions

a) *TOITURE POUR $\alpha=0$*

Zone	C_d	q	C_e	C_i	q_j
F	0.231	612.75	-0.7	0.8	-212.17
G	0.231	612.75	-0.65	0.8	-205.10
H	0.231	612.75	-0.25	0.8	-148.52
I	0.231	612.75	-0.4	0.8	169.74-
j	0.231	612.75	-0.75	0.8	-219.4

Tableau II-2: la valeur finale de la pression de vent sur la toiture

b) *TOITURE POUR $\alpha=90$*

Zone	C_d	q	C_e	C_i	q_j
F	0.231	612.75	-1.2.	0.8	-282.9
G	0.231	612.75	-1.35	0.8	-304.11
H	0.231	612.75	-0.7	0.8	-212.17
I	0.231	612.75	-0.5	0.8	-183.88

Tableau II-2: la valeur finale de la pression de vent sur la toiture

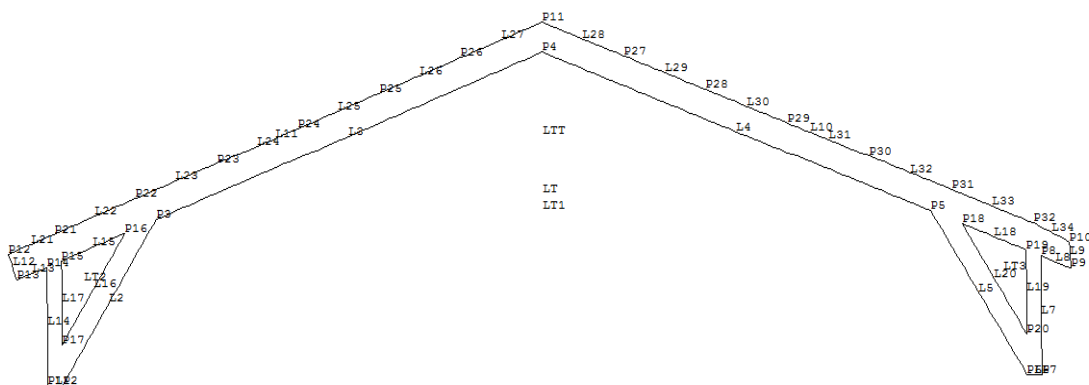
C) *PAROIS VERTICALES*

Zone	C_d	q	C_e	C_i	q_j
D	0,231	326,25	0,8	0,8	0
A	0,231	326,25	-1	0,8	-135,64
B	0,231	326,25	-0,8	0,8	-120,57
C	0,231	326,25	-0,5	0,8	-97,96
E	0,231	326,25	-0,3	0,8	-82,89

Tableau II-1: la valeur finale de la pression de vent sur les parois verticales

III.1 INTRODUCTION

Afin de convertir les noms des objets entités informatique utilisable par le programme, il faut déposer d'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.



III.2 CARACTERISTIQUES MECANQUES RETENUES POUR LA MODELISATION

$E_{0,mean} = 1.16 \times 10^{10}$ module de Young longitudinal

$E_{90,mean} = 3.9 \times 10^8$ module de Young transversal

$E_{tan} \sim E_{90,mean}$ module de Young tangential

$\mu_{0,mean} = 0.48$ coefficient de Poisson longitudinal

$\mu_{90,mean} = 0.06$ coefficient de poisson transversale

$G_{tan} = 90,mean$ coefficient de poisson tangentiel

$G_{0,mean} = 7,25 \times 10^8$ module de cisaillement longitudinale

$G_{90,mean} = 2.4375 \times 10^5$ module de cisaillement transversale

→CHAPITRE III : MODELISATION DE LA STRUCTURE

$G_{\tan} \sim G_{90,mean}$ module de cisaillement tangentiel

$\rho = 3,8 \times 102$ masse volumique caractéristique

III.3 FICHER DE DONNEES

*DEBUT DE FICHER POUTRE .dgibi

*

TITRE 'Poutre à Intrados Courbe en BLC (Orthotrope) sous Flexion';

*

OPTI ECHO 0 ;

OPTI DIME 3 ELEM CUB8;

OPTI TRAC OPEN;

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

*-----COEFFICIENT DE VARIATION DES CARCTERISTIQUES

you1=1.26e10;

you2=3.9e8;

you3=you2;

nu1=0.48;

nu2=0.06;

nu3=nu2;

cou1=7.25e8;

cou2=2.4375e5;

cou3=cou2;

rho1=3.8e2;

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

*

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

P1=-0.15 0. 0.;

P2=0.15 0. 0.;

P3=2.085 2.9411 0.;

P4=10. 5.8693 0.;

P5=17.915 2.9411 0.;

P6=19.85 0. 0.;

P7=20.15 0. 0.;

→CHAPITRE III : MODELISATION DE LA STRUCTURE

P8=20.15 2.1143 0.;

P9=20.7633 1.8874 0.;

P10=20.7367 2.3564 0.;

P11=10. 6.4025 0.;

P12=-0.9367 2.3564 0.;

P13=-0.7633 1.8874 0.;

P14=-0.15 2.1143 0.;

P15=0.15 2.2253 0.;

P16=1.4521 2.7070 0.;

P17=0.15 0.7278 0.;

P18=18.5479 2.707 0.;

P19=19.85 2.2253 0.;

P20=19.85 0.7278 0.;

P21= 0. 2.7029 0.;

P22=1.6666 3.3195 0.;

P23=3.3332 3.9361 0.;

P24=4.9998 4.5526 0.;

P25=6.6664 5.1692 0.;

P26=8.3330 5.7857 0.;

P27=11.6670 5.7857 0.;

P28=13.3336 5.1692 0.;

P29=15.0002 4.5526 0.;

P30=16.6668 3.9361 0.;

P31=18.3334 3.3195 0.;

P32=20.00 2.7029 0.;

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

L1=P1 DROIT 3 P2;

L2=P2 DROIT 35 P3;

L3=P3 DROIT 84 P4;

L4=P4 DROIT 84 P5;

L5=P5 DROIT 35 P6;

L6=P6 DROIT 3 P7;

L7=P7 DROIT 21 P8;

→CHAPITRE III : MODELISATION DE LA STRUCTURE

L8=P8 DROIT 6 P9;
L9=P9 DROIT 5 P10;
L12=P12 DROIT 5 P13;
L13=P13 DROIT 6 P14;
L14=P14 DROIT 21 P1;
L15=P15 DROIT 14 P16;
L16=P16 DROIT 24 P17;
L17=P17 DROIT 15 P15;
L18=P18 DROIT 14 P19;
L19=P19 DROIT 15 P20;
L20=P20 DROIT 24 P18;
L21=P21 DROIT 10 P12;
L22=P22 DROIT 18 P21;
L23=P23 DROIT 18 P22;
L24=P24 DROIT 18 P23;
L25=P25 DROIT 18 P24;
L26=P26 DROIT 18 P25;
L27=P11 DROIT 18 P26;
L28=P27 DROIT 18 P11;
L29=P28 DROIT 18 P27;
L30=P29 DROIT 18 P28;
L31=P30 DROIT 18 P29;
L32=P31 DROIT 18 P30;
L33=P32 DROIT 18 P31;
L34=P10 DROIT 10 P32;
L10=L34 ET L33 ET L32 ET L31 ET L30 ET L29 ET L28;
L11=L27 ET L26 ET L25 ET L24 ET L23 ET L22 ET L21;
LT1=L1 et L2 et L3 et L4 et L5 et L6 et L7 et L8 et L9
et L12 et L13 et L14;
LT2= L15 et L16 et L17;
LT3= L18 et L19 et L20;

LTT=L10 et L11;
LT= LT1 et LT2 et LT3 et LTT;

→CHAPITRE III : MODELISATION DE LA STRUCTURE

```
TRACE QUAL (0. 0. 1000.) LT;
*
*-----VECTEURS D'EPAISSEURE-----
*
VECT1=0. 0. 0.06750;
VECT2=0. 0. -0.06750;
*
*-----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 nu1
2 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 L6;
CL3= BLOQ UZ POUTRE1;
CLTOT= CL1 ET CL2 ET CL3;
*
```

→CHAPITRE III : MODELISATION DE LA STRUCTURE

*-----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 -2.14e3 P21;

PPR2=FORC FY -2.14e3 P22;

PPR3=FORC FY -2.14e3 P23;

PPR4=FORC FY -2.14e3 P24;

PPR5=FORC FY -2.14e3 P25;

PPR6=FORC FY -2.14e3 P26;

PPR7=FORC FY -2.14e3 P11;

PPR8=FORC FY -2.14e3 P27;

PPR9=FORC FY -2.14e3 P28;

PPR10=FORC FY -2.14e3 P29;

PPR11=FORC FY -2.14e3 P30;

PPR12=FORC FY -2.14e3 P31;

PPR13=FORC FY -2.14e3 P32;

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;

*

→CHAPITRE III : MODELISATION DE LA STRUCTURE

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

*CHEXPL= FORC FY -3.36e4 L tt;

CHEXPL= FORC FY 0. L tt;

*

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

*

CHNEIG1=FORC FY -2.4e3 P21;

CHNEIG2=FORC FY -2.4e3 P22;

CHNEIG3=FORC FY -2.4e3 P23;

CHNEIG4=FORC FY -2.4e3 P24;

CHNEIG5=FORC FY -2.4e3 P25;

CHNEIG6=FORC FY -2.4e3 P26;

CHNEIG7=FORC FY -2.4e3 P11;

CHNEIG8=FORC FY -2.4e3 P27;

CHNEIG9=FORC FY -2.4e3 P28;

CHNEIG10=FORC FY -2.4e3 P29;

CHNEIG11=FORC FY -2.4e3 P30;

CHNEIG12=FORC FY -2.4e3 P31;

CHNEIG13=FORC FY -2.4e3 P32;

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*****

*

CHVEN1=FORC FY 1.71e3 P21;

CHVEN2=FORC FY 1.24e3 P22;

CHVEN3=FORC FY 1.24e3 P23;

CHVEN4=FORC FY 1.24e3 P24;

→CHAPITRE III : MODELISATION DE LA STRUCTURE

CHVEN5=FORC FY 1.24e3 P25;
CHVEN6=FORC FY 1.24e3 P26;
CHVEN7=FORC FY 1.53e3 P11;
CHVEN8=FORC FY 1.62e3 P27;
CHVEN9=FORC FY 1.41e3 P28;
CHVEN10=FORC FY 1.41e3 P29;
CHVEN11=FORC FY 1.41e3 P30;
CHVEN12=FORC FY 1.41e3 P31;
CHVEN13=FORC FY 1.41e3 P32;
CHVENT1=CHVEN1 ET CHVEN2 ET CHVEN3 ET CHVEN4 ET CHVEN5 ET
CHVEN6 ET
CHVEN7 ET CHVEN8
ET CHVEN9 ET CHVEN10 ET CHVEN11 ET CHVEN12 ET CHVEN13;
*****VENT 90°*****
CHVE91=FORC FY 1.77E3 P21;
CHVE92=FORC FY 1.77E3 P22;
CHVE93=FORC FY 1.77E3 P23;
CHVE94=FORC FY 1.77E3 P24;
CHVE95=FORC FY 1.77E3 P25;
CHVE96=FORC FY 1.77E3 P26;
CHVE97=FORC FY 1.77E3 P11;
CHVE98=FORC FY 1.77E3 P27;
CHVE99=FORC FY 1.77E3 P28;
CHVE910=FORC FY 1.77E3 P29;
CHVE911=FORC FY 1.77E3 P30;
CHVE912=FORC FY 1.77E3 P31;
CHVE913=FORC FY 1.77E3 P32;
CHVENT2=CHVE91 ET CHVE92 ET CHVE93 ET CHVE94 ET CHVE95 ET
CHVE96 ET CHVE97 ET CHVE98 ET CHVE99 ET CHVE910 ET CHVE911

ET CHVE912
ET CHVE913;
*
*CHVENT= chvent1 et chvent2;

→CHAPITRE III : MODELISATION DE LA STRUCTURE

CHVENT= chvent1;

*

*-----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

$ELU1 = 1.35 \cdot G1;$

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

$ELU2 = (1.35 \cdot G1) + (1.5 \cdot Q1);$

*Vérification de la résistance de la structure avec la surcharge de neige comme

Action variable de base

$ELU3 = (1.35 \cdot G1) + (1.5 \cdot S1);$

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

→CHAPITRE III : MODELISATION DE LA STRUCTURE

ELU4 = G1+ (1.5*S2);

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

*vérification de la déformation instantanée de la structure

ELS1 = G1+Q1;

*vérification de la déformation instantanée de la structure

ELS2 = G1+S1;

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

ELS3 = S2;

*vérification de la déformation différée de la structure

ELS4 = G1+ (0.2*S1);

*

*

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

*

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

RIGITOT=RIGI MOD1 MAT1;

*

RIGICL=RIGITOT ET CLTOT;

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

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

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

*DEPL1=RESO RIGICL ELU1;

*DEPL1=RESO RIGICL ELU2;

*DEPL1=RESO RIGICL ELU3;

*DEPL1=RESO RIGICL ELU4;

*-----ELS-----

*DEPL1=RESO RIGICL ELS1;

*DEPL1=RESO RIGICL ELS2;

*DEPL1=RESO RIGICL ELS3;

*DEPL1=RESO RIGICL ELS4;

*-----PARTIE POST-TRAITEMENT-----

*

→CHAPITRE III : MODELISATION DE LA STRUCTURE

*-----TRACE DE LA DEFORME-----

DEF0=DEFO POUTRE1 DEPL1 0. BLAN;
DEF1=DEFO POUTRE1 DEPL1 10. ROUG;
TRAC (0. 0. 1000.) (DEF0 ET DEF1);

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

FLECHE=EXCO DEPL1 UY;

*

FLEMAX1 = MAXI FLECHE;

FLEMIN1 = MINI FLECHE;

*

MESS 'flèche positive max' FLEMAX1 'm';

MESS 'flèche négative min' FLEMIN1 'm';

*

*-----CALCUL DES CHAMPS DE CONTRAINTE-----

*

SIG1 = SIGMA MOD1 MAT1 DEPL1;

*

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

*

*Modifier le champ par éléments des contraintes SIG1 en champ par points Sig2

*

SIG2= CHAN CHPO MOD1 SIG1;

SIG3= CHAN CHAM MOD1 SIG2;

*

*

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

*

*Extraction de la composante SMXX (CONTRAINTE DE FLEXION) a partir

*

→CHAPITRE III : MODELISATION DE LA STRUCTURE

```
contr1= exco smyy sig2;  
contrmax= maxi contr1;  
mess contrmax;  
opti trac x;  
trac mod1 sig1;  
ev1 = EVOL 'CHPO' Sig2 SMXX LTT;  
DESS ev1;  
*CALP RTENS  
*  
FIN;
```

IV.1- RESULTATS DES CALCULS

La modélisation par éléments finis de poutre a été réalisée en trois dimensions. Les éléments utilisés sont de type CUB8, Il s'agit d'éléments cubiques a 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 Fig IV-1.

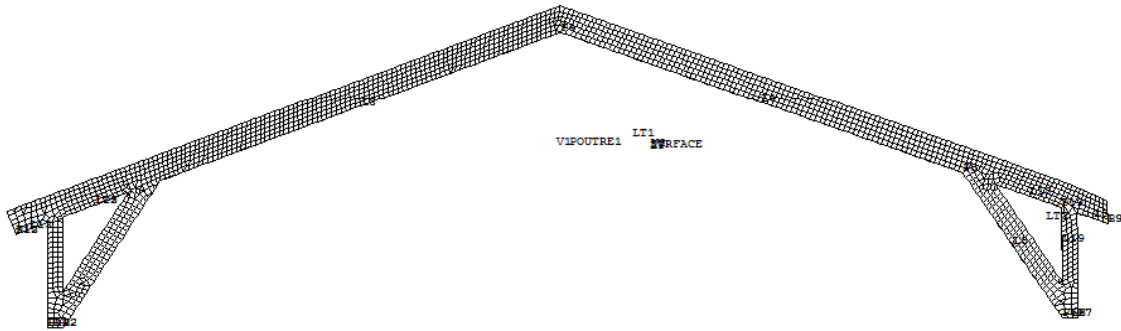


Figure IV-1 Maillage de la poutre:

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 :

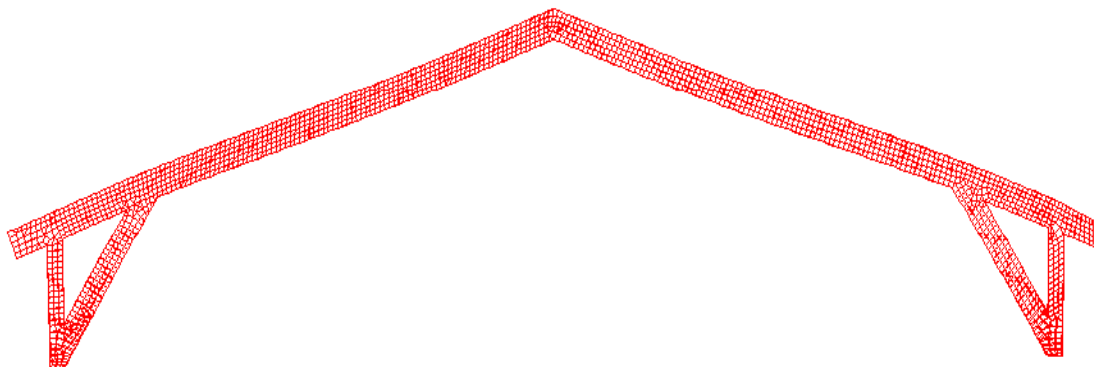


Figure IV-2 Dessin de Déformation

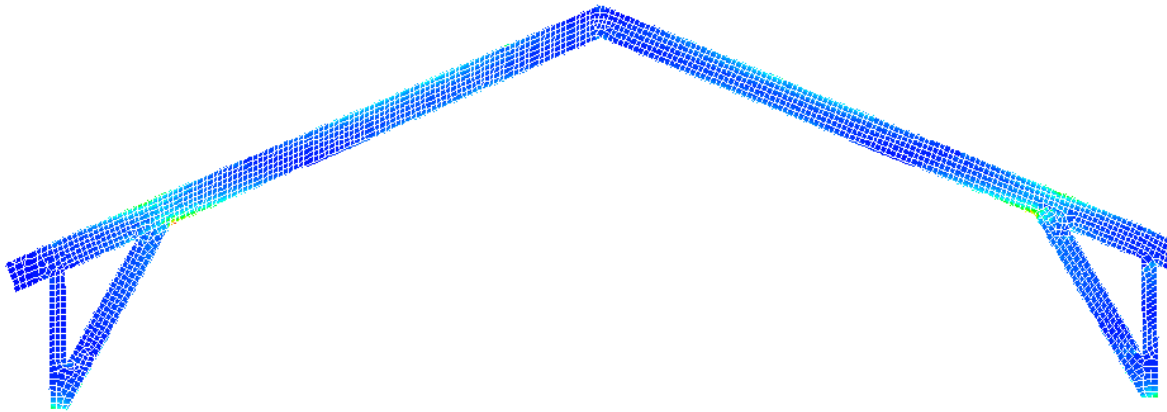


Figure IV-3 Dessin de contrainte σ_{xx}

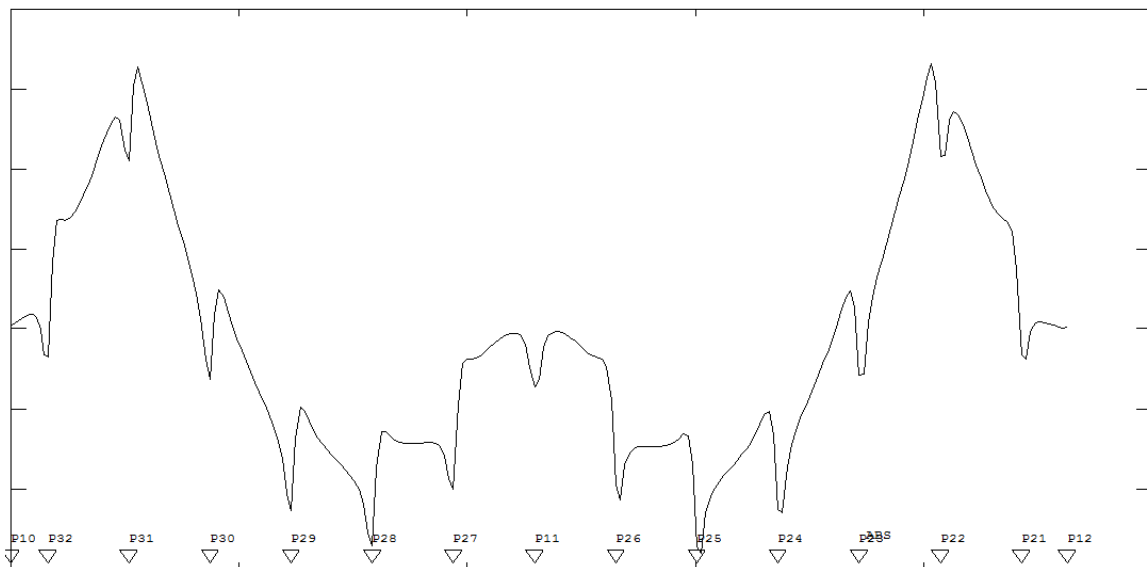
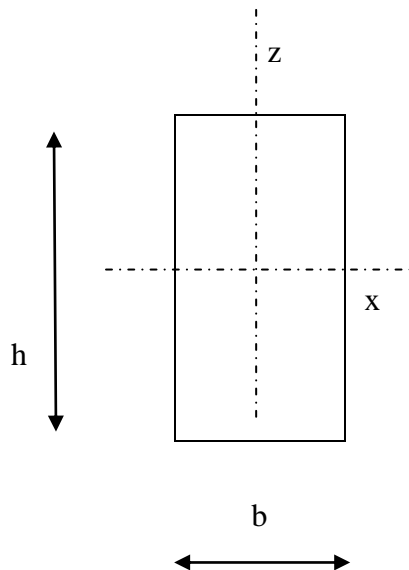


Figure IV-4 Diagramme contrainte σ_{xx} de ELU1

IV.2- VERIFICATION SELON L'EUROCODE 5

FLEXION :



h et b : hauteur et épaisseur de la poutre en mm.

h =500mm

b =115

IV.2.1-VERIFICATION DES CONTRAINTES (ELU)

IV.2.1.1- FLEXION SIMPLE :

$$\text{Taux de travail} = \frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit} f_{m,d}} \quad [3]$$

Nous prendrons la valeur contrainte de flexion déterminée par logiciel CASTEM pour calculé le taux de travail.

$$\sigma_{m,d1} = 2,145 \text{ MPa} \implies \text{ELU1}$$

$$\sigma_{m,d3} = 2,145 \text{ Mpa} \implies \text{ELU2}$$

→CHAPITRE IV : RESULTATS ET VERIFICATIONS

$$\sigma_{m,d 3}=4,882\text{Mpa} \implies \text{ELU3}$$

$$\sigma_{m,d 4}=4,192\text{Mpa} \implies \text{ELU4}$$

$$f_{m,d} = f_{m,k} * \frac{k_{\text{mod}}}{\gamma_M} * K_{\text{sys}} * K_h$$

$f_{m,d}$: contrainte caractéristique de résistance en flexion en MPa.

$f_{m,k} = 28 \text{ N/mm}^2$: contrainte de flexion caractéristique en M Pa

$k_{\text{mod}} = 0,7$: Coefficient modificatif en fonction de la charge de plus courte durée et de classe de service.

$\gamma_M = 1.3$: Coefficient partiel qui tient compte de la dispersion du matériau.

$k_h = 1$ Si $h \geq 150\text{mm}$: coefficient de hauteur (courbe, p. 429 EC5)

$$f_{m,k} = 28 \times 0,7 / 1,25 = 16. 58 \text{ M Pa}$$

➤ combinaison1

$$\text{Taux de travail} = \frac{2,415}{1.16,58} \leq 1$$

0,12 ≤ 1

➤ combinaison2

$$\text{Taux de travail} = \frac{2,415}{1.16,58} \leq 1$$

0,12 ≤ 1

➤ combinaison3

$$\text{Taux de travail} = \frac{4,882}{1.16,58} \leq 1$$

0,29 ≤ 1

➤ combainison4

$$\text{Taux de travail} = \frac{4.192}{1.16,58} \leq 1$$

0,25 ≤ 1 verifier

$$\sigma_{m,crit} = \frac{0,78 E_{0,05} \cdot b^2}{h \cdot l_{ef}}$$

$E_{0,05}$: module axial au 5e pour centile (ou caractéristique) en MPa.

$\sigma_{m,crit}$: contrainte critique de flexion.

Une poutre soumise à un moment de flexion peut déverser (flambement latéral de la membrure comprimée). Le calcul du coefficient k_{crit} s'effectue à partir de la contrainte critique de flexion $\sigma_{m,crit}$ et de l'élanement relatif de flexion $\lambda_{rel,m}$

IV.2.1.2-CALCUL DE LA CONTRAINTE CRITIQUE $\sigma_{m,CRIT}$ CONTRAINTES A PARTIR DE LAQUELLE APPARAÎT LE DEVERSEMENT (BOIS RESINEUX DE SECTION RECTANGULAIRE) :

$$\sigma_{m,crit} = \frac{0,78 E_{0,05} \cdot b^2}{h \cdot l_{ef}} = \frac{0,78 \cdot 1020 \cdot 115^2}{500 \cdot 1000} = 21,04 \text{ Mpa}$$

h et b : hauteur et épaisseur de la poutre en mm.

l_{ef} : longueur efficace, $l_{ef} = L \cdot k_{l_{ef}}$ en mm.

V.1.1.2 CALCUL DE L'ELANCEMENT RELATIF DE FLEXION $\lambda_{rel,m}$

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} = \sqrt{\frac{28}{21,04}} = 1,15$$

Valeur du coefficient k_{crit}

$$0,75 < 1,15 \leq 1,4 \rightarrow k_{crit} = 1,56 - 0,75 \times 1,15 = 0,7$$

✓ JUSTIFICATION

$$\checkmark \text{ Taux de travail} = \frac{2,415}{0,7 \cdot 1,16,58} \leq 1 = 0,20 \text{ MPa} < 1 \text{ la condition vérifiée } \implies \text{ELU1}$$

→CHAPITRE IV : RESULTATS ET VERIFICATIONS

$$\checkmark \text{ Taux de travail} = \frac{2.415}{0.7.16,58} \leq 1 = 0.20 \text{ MPa} < 1 \text{ la condition vérifiée} \implies \text{ELU1}$$

$$\checkmark \text{ Taux de travail} = \frac{4.882}{0.7.16,58} \leq 1 = 0.42 \text{ MPa} < 1 \text{ la condition vérifiée} \implies \text{ELU1}$$

$$\checkmark \text{ Taux de travail} = \frac{4.192}{0.7.16,58} \leq 1 = 0.36 \text{ MPa} < 1 \text{ la condition vérifiée} \implies \text{ELU1}$$

IV.2.1.3-VERIFICATION DES DEFORMATIONS (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. EC 5

Nous prendrons les valeurs déterminées par logiciel CASTEM.

$$W_{inst}(Q) = 3,23 \text{ mm}$$

$$W_{net,fin} = W_{inst} + W_{creep} - W_c$$

$$W_{net,fin} = W_{inst}(Q) \left(\frac{k_{def} \cdot (G + \psi_2 \cdot Q) + G}{Q} \right)$$

IV.2.1.4-CALCUL DE LA FLECHE DIFFEREE WCREEP ET DE LA FLECHE NETTE FINALE WNET,FIN :

La flèche différée est calculée avec la combinaison ELS (DIFF) (p. 13) EC5 :

$$q_{diff} = k_{def} (G + \psi_2 Q)$$

k_{def} : coefficient de fluage de 0,8 (bois lamellé-collé et sous abri).

ψ_2 : coefficient de simultanéité 0 (charge neige, altitude inférieure à 1000 m).

$G = PP \text{ toiture} + PP \text{ poutre}$

$$G = 1,44 + 0,7 = 2,14 \text{ KN /m}$$

→CHAPITRE IV : RESULTATS ET VERIFICATIONS

$$Q=0,288*5=1,44 \text{ KN/m}$$

La flèche totale étant proportionnelle à la charge ,elle sera calculée par la formule :

$$W_{\text{net,fin}} = W_{\text{inst}}(Q) \left(\frac{k_{\text{def}} \cdot (G + \Psi_2 \cdot Q) + G}{Q} \right)$$

$$W_{\text{net,fin}} = 3,23 \times \left(\frac{0,8 \times (2,14 + 0 \times 1,44) + 2,14}{1,44} \right) = 8,64 \text{ mm}$$

✓ JUSTIFICATION

L : distance entre appuis en mm.

$$W_{\text{inst,lim}}(Q) = \frac{L}{300}$$

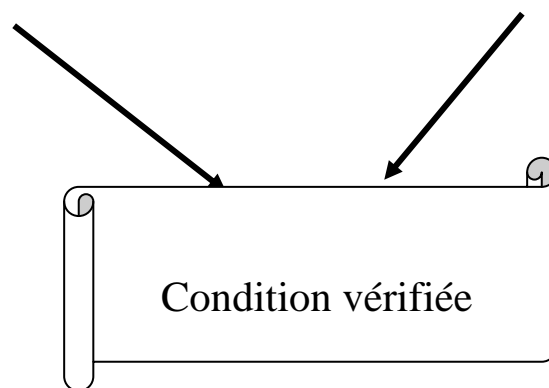
$$W_{\text{inst,lim}}(Q) = \frac{20000}{300} = 66,67 \text{ mm}$$

$$W_{\text{net,fin,lim}} = \frac{L}{200}$$

$$W_{\text{net,fin,lim}} = \frac{20000}{200} = 100 \text{ mm}$$

$$\frac{W_{\text{inst}}(Q)}{W_{\text{inst,lim}}(Q)} = \frac{3,23}{66,67} = 0,048 \leq 1$$

$$\text{et } \frac{W_{\text{net,fin}}}{W_{\text{net,fin,lim}}} = \frac{8,64}{100} = 0,086 \leq 1$$



CONCLUSION

Au terme de ce mémoire de fin d'étude de Master de génie civil on peut conclure les points suivants :

Le bois est un matériau qui présente beaucoup de qualités et de caractéristiques qui lui permettent de concurrencer les autres matériaux de construction les plus utilisés comme le béton armé et l'acier.

La méthode des éléments finis, quoi que méthode rapprochée offre plusieurs avantages par rapport aux méthodes exactes comme la facilité de programmation ce qui permet de gagner beaucoup de temps dans les calculs.

Le logiciel de calcul CASTEM est très facile d'utilisation que ce soit dans la l'introduction des données que pour l'affichage de résultats.

Ne disposant pas de règlement de calcul de structure de bois en Algérie, l'Euro-code 5 nous a permis de vérifier les sections de la poutre calculée vis-à-vis des contraintes ultimes en ELU et de la flèche en ELS.

Certes on a beaucoup appris dans cette étude mais la contrainte temps nous a pas permis d'aller plus loin, on aurait pu faire l'étude des autres éléments principaux et secondaires de la structure de l'hangar et vérifier les différents assemblages.

Le bois n'est pas très utilisé en structure en Algérie du fait du non disponibilité de bois locaux de bonne qualité, mais aussi de l'absence de bureaux d'études et d'entreprises qualifiées dans ce domaine. Nous recommandons que l'étude du matériau bois soit introduite dans les programmes d'études universitaires et l'organisation de manifestation scientifiques et économiques comme les expositions pour promouvoir l'utilisation du bois dans les structures.

LISTES DES TABLEAUX

PARTIE I

CHAPITRE I

Le tableau I-1:Différences principales entre les conifères et Les feuillus.....1

Tableau I-2 : Les valeurs des superficies forestières en
Algérie.....2

Tableau I-3 : Quelques valeurs de masse
volumique.....9

CHAPITRE II

Tableau II.1 : Contraintes admissibles des bois lamelles-collés non certifiés définies par
NF P 21-400, pour calculs avec CB 71.....46

Tableau II.2: Contraintes admissibles des bois lamelles-collés non certifiés définies par
NF P 21-400, pour calculs avec CB 71.....47

Tableau II.3:Contraintes caractéristique des bois lamellés-collés définies par NF P 21-
400 en 1194, pour calculs avec EC5.....47

II.4: Valeurs maximales des épaisseurs et des aires des sections des lamelles.....49

Tableau II.5 : Durabilité des principales essences de bois utilisées pour la fabrication du
BLC.....50

PARTIE II

CHAPITRE II

Tableau II-1: la valeur finale de la pression de vent sur la toiture.....70

Tableau II-2: la valeur finale de la pression de vent sur la toiture.....70

Tableau II-3: la valeur finale de la pression de vent sur les parois
verticales.....71

Référence bibliographie

[1] **Constructions en bois** – Cours à l'intention de 1^{er} master en Constructions, Université de Liège, Faculté des Sciences Appliquées, Année académique 2007-2008.

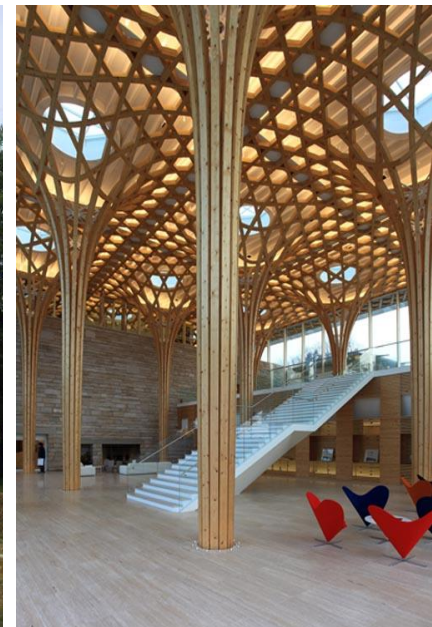
[2] **Constructions en bois** – Matériau, technologie et dimensionnement, J. Natterer, J.-L. Sandoz et M. Rey, Presses polytechniques et universitaires romandes, Lausanne, 2000.

[3] **Eurocode 5** – conception et Calcul des structures en bois, Partie 1 et 2.

[4] **Manuel simplifié de Eurocode 5.**

[5] **Règlement neige et vent** – R.N.V Alger 1999.

- | | |
|-------|---|
| 1 | 1) passerelle avec des éléments en bois lamellé collé, |
| 2 3 | 2) poutre en lamellé collé forme de courbe, |
| 4 5 | 3) poutre en lamellé collé forme de arc, |
| | 4) réalisation du un structure en lamellé collé forme coque , |
| | 5) toiture system treillis bois lamellé collé, |



- | | |
|---|---|
| 1 | 1) Piscine avec des éléments en bois lamellé collé, |
| 2 | 2) poutre en lamellé collé forme de courbe, |
| | 3) exemple de en lamellé collé, |
| | 4) exemple de en lamellé collé, |
| 5 | 5) toiture system treillis bois lamellé collé, |



- | | |
|---|---|
| 1 | |
| 2 | 3 |
| 4 | 5 |
- 1) toiture system treillis bois lamellé collé,
 - 2) poutre en lamellé collé forme de courbe,
 - 3) poutre en lamellé collé forme de arc,
 - 4) réalisation du un structure en lamellé collé forme coque ,
 - 5) sale de sport avec des poutre de grande porté en lamellé collé

