



REPUBLIQUE DU BENIN

MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
(MESRS)



UNIVERSITE D'ABOMEY CALAVI (UAC)

ECOLE POLYTECHNIQUE D'ABOMEY CALAVI (EPAC)

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL(GC)

Option : Bâtiment et Travaux Publics (BTP)

MEMOIRE DE FIN DE FORMATION

Pour l'obtention du Diplôme d'Ingénieur de Conception, Grade Master

THEME :

**CONCEPTION ARCHITECTURALE ET
DIMENSIONNEMENT D'UNE BIBLIOTHEQUE
MODERNE DE TYPE R+3 EN OSSATURE BOIS.**

Rédigé et soutenu le : 25 Février 2026
par

SAMBA Jean

Sous la direction de :

Encadreur

Mr BOSSA Roland

Architecte diplômé de l'EAMAU

Maitre Mémoire

Dr HOUANOU Kocouvi Agapi

Maître de Conférences des Universités du CAMES

Enseignant-Chercheur à l'EPAC/UAC

MEMBRES DU JURY

PRESIDENT	Pr OLODO Emmanuel Enseignant-Chercheur à l'EPAC/UAC
MEMBRE	Dr HOUANOU Kocouvi Agapi Enseignant-Chercheur à l'EPAC/UAC
MEMBRE	Dr DOKO Valéry Enseignant-Chercheur à l'EPAC/UAC
MEMBRE	Architecte BOSSA Roland Collaborateur extérieur

Année Académique : 2025-2026

18^e Promotion

REPUBLIQUE DU BENIN

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE (MESRS)

UNIVERSITE D'ABOMEY CALAVI (UAC)

ECOLE POLYTECHNIQUE D'ABOMEY CALAVI (EPAC)

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL(GC)

DIRECTEUR

Docteur Tamégnon Victorin DOUGNON

(Maitre de Conférences des Universités du CAMES)

DIRECTRICE ADJOINTE

(Chargée des études et affaires académiques)

Docteur Chakirath Folakè Arika SALIFOU

(Maitre de Conférences des Universités du CAMES)

CHEF DE DEPARTEMENT

Docteur HOUANOU Kocouvi Agapi

(Maitre de Conférences des Universités du CAMES)

Année Académique 2025-2026

18^e promotion

LISTES DES ENSEIGNANTS DE LA PÉRIODE D'ÉTUDE DE 2020-2025

Nom	Prénom(s)	Matière(s) Enseignée(s)
ACODJI	Pamphile	Analyse Economique et Financière
		Electricité bâtiment
Feu ADANHOUNME	Villévo	Analyse initiale
		Analyse renforcée
ADEOTI	Guy	Dessin Assisté par l'Ordinateur (DAO)
		Atelier de dessin et CAO DAO
ADJOVI	Edmond	Construction en bois
AGBANGNAN	Pascal	Chimie initiale
		Equilibre chimique en solution
		Thermochimie et équilibre chimique
AGBOMAHENA	Macaire	Magnétostatique et régimes variable
AHONONGA	Sylvie	Cours séminaire
ALAKOUKO	Raïmi	Dessin technique
ALE	George	Entrepreneuriat et Leadership
		Création et gestion d'entreprise
		Management des projets
ANAGO	Guy	Systèmes logiques et applications
BACHAROU	Taofic	Hydrologie de l'ingénieur
		Hydraulique appliquée
BOHOUN	Patrice	Stage au laboratoire
BOSSOU	Annick	Initiation à la recherche
CHABI	Paul	Anglais scientifique renforcé
CHETANGNY	Patrice	Circuit Électrique
DEGBEGNON	Léopold	Topométrie générale
		Topométrie appliquée
Feu DEGUENON	Judicaël	Probabilité
DJIBRIL	Farouk	Introduction à la Mécanique des Milieux Continus
DJOSSOU	Thierry	Électricité Générale
		Electromagnétisme
DOKO	Valéry	Calcul tensoriel
		Résistance des matériaux avancée
		Statique Graphique et Analytique
		Pont initial
		Résistance des matériaux initiale
		Métre et Etude de prix
		Conception et Calcul de Ponts
		Eco matériaux de Construction
		Résistance des matériaux renforcée

EGOUNLETY	Richard	Physique des semi-conducteurs et applications
FAGBEMI	Latif	Thermodynamique
FANNOU	Jean-Louis Comlan	Physique Expérimentale
GBAGUIDI	Brice	Initiation aux Logiciels pour Ingénieurs (Matlab)
GBAGUIDI	Victor	Béton Armé Initial
GIBIGAYE	Mohamed	Droit des Travaux Publics
		Projet de construction BA & CM
		Béton Précontraint
		Béton Armé Avancé
		Mécanique des solides déformables
GODONOU	Gildas	Matériaux et géotechnique routière
GUEDJE	François	Algorithmique
		Programmation
HOUANOU	Agapi	Matériels de construction
		Construction métallique Initiale
		Construction métallique avancée
		Construction mixte acier-béton
		Initiation Aux Eurocodes
HOUINOU SOUROU	Agathe	Mécanique des sols avancée
		Travaux pratiques spécialisés
		Mécanique des sols approfondie
HOUSSOU	Wilfried	Géométrie Descriptive
KOUKPOSSI	Albert	Initiation à l'anglais technique
		Anglais technique avancé
		Anglais technique approfondi
		Anglais technique renforcé
KOUNASSO	Gabriel	Architecture des ordinateurs
MILOHIN	Gladys	Béton armé initiale
NOUNAGNON	Charles	Métrologie
OLODO	Emmanuel	Procédés Généraux de Construction
		Modélisation des systèmes et simulation
OLORY	Bienvenue	Anglais scientifique initial
PRODJINNONTO	Vincent	Dynamique des fluides réels
SABI TAKOU	Daniel	Algèbre initiale
		Algèbre linéaire
		Recherche Opérationnelle
		Analyse Numérique Matricielle
		Équations aux Dérivés Partielles
SANYA	Arthur	Stage au Labo initial
SEHONOU	Émile	Initiation aux sciences graphiques

SEMASSOU	Clarence	Optique Géométrique
SEWANOUDE	Damien	Economie générale
		Comptabilité générale
		Marketing et communication
SOLEVO	Achille	Législation du travail
TCHEHOUALI	Adolphe	Matériaux de Construction
TOSSOU	Mirabelle	UE libre (chinois)
		UE libre avancée (chinois)
VODOUNOU	Edmond	Mécanique du Point
		Physique du bâtiment
		Statique et dynamique des fluides parfaits
WANKPO	Tonalémi Epiphane	Hydraulique Générale
		Mécanique des Fluides Appliquée
YABI	Crespin	Route initiale
		Entretien et réhabilitation des routes
YALO	Nicaise Euloge	Géophysique
YAYA	Koudoro	Chimie organique générale
ZEVOUNOU	Crépin	Géologie Appliquée
Feu ZINSOU	Luc	Mécanique des sols initiale
ZOUTANGNY	Laurent	Technique d'Expression et Méthode de communication initiale
		Technique d'Expression et Méthode de Communication renforcée

DÉDICACE

A

Mon père **SAMBA Vincent**, pour son soutien inébranlable, ses conseils et ses encouragements constants. Ce travail est le fruit de vos sacrifices et de votre confiance en moi.

Ma mère **GBADAHOUÉ Prudencia**, pour son amour, sa patience et son soutien infatigable, qui m'ont donné la force d'avancer.

Ma grande sœur **SAMBA Victorine**, pour son amour et son soutien constant et à mes frères et sœurs.

REMERCIEMENTS

Avant tout, je remercie Dieu, pour m'avoir donné la force, la patience et la sagesse nécessaires à l'accomplissement de ce travail.

Je tiens également à exprimer ma profonde gratitude envers ceux qui m'ont accompagné et soutenu tout au long de ce parcours. Ce mémoire représente non seulement l'aboutissement de mon travail, mais aussi le reflet des nombreux encouragements, conseils et efforts collectifs qui ont contribué à sa réalisation.

Je tiens à exprimer mes vifs et sincères remerciements au Docteur **Tamégnon Victorin DOUGNON**, Directeur de l'Ecole Polytechnique d'Abomey-Calavi et au Directeur honoraire le Professeur **Guy Alain ALITONOU**, pour leur leadership et leur vision, qui ont permis à notre école de nous offrir un environnement d'apprentissage stimulant et enrichissant. Leur engagement à promouvoir un enseignement de qualité, ainsi que leur dévouement envers la réussite des étudiants, ont été une véritable source de motivation tout au long de mon parcours.

Merci au Docteur **Chakirath Folakè Arika SALIFOU**, la Directrice Adjointe de l'Ecole Polytechnique d'Abomey-Calavi et au Professeur **Vincent PRODJINONTO** le Directeur Adjoint honoraire pour leur soutien précieux tout au long de ce parcours académique.

Je remercie le Professeur **HOUANOU Kocouvi Agapi**, Enseignant-Chercheur à l'Université d'Abomey-Calavi, mon maître de mémoire, pour avoir accepté d'encadrer ce travail et de le conduire jusqu'au bout, nonobstant ses multiples occupations professionnelles et académiques. Je lui suis reconnaissant pour ses encouragements et sa confiance.

Mes sincères remerciements à Monsieur **Prosper ZOHOUNGBOGBO**, ingénieur en génie civil et ingénieur d'État, qui a accepté de m'accueillir au sein de son entreprise ACS Sarl, et dont la disponibilité et l'assistance technique ont suscité en moi une admiration et une détermination pour ce travail.

Je remercie tout le personnel de l'entreprise ACS qui m'ont permis d'intégrer un cadre de travail agréable.

Je remercie Monsieur **Roland BOSSA**, l'architecte qui m'a beaucoup aidé à établir les plans architecturaux de ce projet malgré ses multiples occupations.

Je remercie chaleureusement le **Corps Professoral du Département de Génie Civil de l'EPAC**, qui m'a formé et accompagné avec bienveillance durant mes études, me préparant

ainsi à relever les défis de ce projet. Leur engagement constant, leurs conseils avisés et leur dévouement à transmettre des connaissances de qualité ont été des piliers fondamentaux dans ma formation d'ingénieur.

Je tiens à dédier une mention spéciale à mes collègues de la 18^e promotion de l'EPAC, pour leur soutien et leur camaraderie, qui ont rendu ce parcours académique aussi enrichissant qu'inoubliable.

Je tiens à remercier chaleureusement toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce mémoire. Leur aide précieuse, même si elle n'est pas nommée ici, a été grandement appréciée et a joué un rôle dans l'aboutissement de ce projet.

HOMMAGES

Excellence Monsieur le Président du Jury, nous sommes très sensibles à l'honneur que vous nous faites en acceptant de présider le jury de validation de notre mémoire. Votre expertise et votre regard critique apporteront une grande valeur à l'évaluation de ce travail.

Honorables Membres du Jury, vous nous faites un grand honneur en acceptant de juger ce travail. Nous sommes persuadés que vos remarques et suggestions ne feront qu'améliorer la qualité scientifique de cette œuvre.

Hommages respectueux !

SAMBA Jean

LISTE DES ABRÉVIATIONS ET SIGLES

AFNOR : Association Français de Normalisation

ACS : Acier, Conseil et Service

A : Air de la section du matériau considéré

A_s : section d'armature

a : Distance reliant le centre de la section du matériau considéré à l'axe neutre

a : Coefficient sans dimension

b : épaisseur d'élément

BA : Béton Armé

C_s : Charge surfacique

c_{dir} : Coefficient de direction

c_{season} : coefficient de saison

$C_r(z)$: *coefficient de rugosité*

$C_o(z)$: *coefficient d'orographie*

C_{pe} : Coefficient de pression extérieures

C_{pi} : coefficient de Pression intérieure

C : Charge d'exploitation

DTU : Documents Techniques Unifiés

EC : Eurocode

ELU : Etats Limite Ultime

ELS : Etats Limite de Service

EPAC : Ecole Polytechnique d'Abomey Calavi

EAMAU : Ecole Africaine des Métiers de l'Architecture et de l'Urbanisme

E : Module d'élasticité moyen du matériau considéré sous chargement court terme

E_{final} : Module d'élasticité du matériau considéré sous chargement long terme

$f_{m,d}$: Contrainte de flexion

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du Béton à 28 jours

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours

f_{bu} : contrainte ultime du béton en compression

f_e : Limite élastique d'un acier

$f_{v,d}$: *contrainte de cisaillement*

$f_{h,k}$: *portance locale de la tige*

$f_{u,b}$: résistance caractéristique en traction du boulon

GIMR : Génie de l'Imagerie Médicale et de la Radiologie

GBH : Génie de la Biologie Humaine

GTA : Génie de la Technologie Alimentaire

GIT : Génie Informatique et Télécommunication

GC : Génie Civil

GME : Génie Mécanique et Energétique

GE : Génie Electrique

GC-P : Génie Chimique et Procédés

GEn : Génie de l'Environnement

G : Charge de structure

h : hauteur d'élément

h_{sa} : *hauteur au $\frac{2}{3}$ du sabot*

$I_v(z)$: L'intensité du vent

I : Moment d'inertie de la section du matériau considérée

k_{mod} : *facteur ou coefficient modifiatif*

K_u : Rigidité de connexion au ELU

K_{ser} : Rigidité de connexion aux ELS

k_{sys} : Coefficient d'effet du système

$k_{c,z}$: Coefficient réducteur

k_h : Facteur d'effet des dimensions

$k_{c,z}$: Coefficient réducteur

k_{crit} : Coefficient d'instabilité

k_{def} : *coefficient de fluage*

l_{ef} : *longueur de flambement*

L : Portée

l_{sa} : *largeur du sabot à 2 mm à près*

m : masse d'élément

$M_{y,Rk}$: Moment plastique des boulons

MBH : Maintenance Biomédicale et Hospitalière

M : moment fléchissant

N : effort normal

N_{ulim} : L'effort limite ultime

PSA : Production et Santé Animales

PP : Poutre Principale

PS : Poutre Secondaire

q_b : Pression dynamique de base ou de référence

$q_p(z)$: Pression dynamique de pointe

s_t : *espacement entre armature*

V : effort tranchant

V_b : *la vitesse de référence du vent*

$v_m(z)$: Vitesse du vent moyen

W : *charge du vent*

$W_{inst}(Q)$: Flèche instantanée

W_{creep} : flèche différée

$W_{net,fin}$: flèche nette finale

W : Modules de résistance

Z : *hauteur totale à la faiture du bâtiment*

z : Bras de levier du couple de flexion

γ_M : *coefficient de dispersion du matériau égal à 1.25*

γ_s : coefficient partiel de sécurité sur l'acier

γ_b : coefficient partiel de sécurité sur le béton

γ : Coefficient de pondération de la quantité de rigidité en flexion apportée par la section du matériau considéré

σ_{sol} : *contrainte du sol calculée*

$\overline{\sigma_{sol}}$: *contrainte admissible du sol de fondation*

$\sigma_{m,d}$: Contrainte de flexion

$\sigma_{t,0,d}$: *contrainte de traction axiale*

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

η = coefficient de fissuration prit à 1.6

$\emptyset$ ou d : diamètre boulons ou armature en mm

ϕ_t : *diamètre armature transversale*

λ_{rel} : L'élancement relatif

ρ : *Masse volumique de l'air*

$\tau_{v,d}$: *taux de cisaillement*

ω_f : Le pourcentage des armatures de flexion

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1. 1: Surfaces des pièces au RDC	6
Tableau 1. 2: Surfaces des pièces au RDC(suite1).....	7
Tableau 1. 3: Surfaces des pièces au RDC(suite2 et fin)	8
Tableau 1. 4: Surfaces des pièces au R+1	8
Tableau 1. 5: Surfaces des pièces au R+1(suite et fin).....	9
Tableau 1. 6: Surfaces des pièces au R+2	10
Tableau 1. 7: Surfaces des pièces au R+3	11
Tableau 1. 8: Fonctionnalité des pièces au RDC	12
Tableau 1. 9: Fonctionnalité des pièces au RDC(suite et fin).....	13
Tableau 1. 10: Fonctionnalité des pièces au R+1	14
Tableau 1. 11: Fonctionnalité des pièces au R+2.....	14
Tableau 1. 12: Fonctionnalité des pièces au R+2(suite et fin)	15
Tableau 1. 13: Fonctionnalité des pièces au R+3.....	15
Tableau 2. 1: Différences principales entre les conifères et les feuillus	20
Tableau 2. 2: Mode d'emploi du bois en fonction de son degré d'humidité.....	21
Tableau 2. 3: Qualification du bois en fonction de son coefficient de rétractabilité.....	22
Tableau 2. 4: Les différentes densités	23
Tableau 2. 5: Conductivité des différents matériaux.....	23
Tableau 2. 6: Plage des dimensions courantes des poutres en lamellé-collé	32
Tableau 2. 7: Epaisseur des panneaux commercialisés.....	34
Tableau 2. 8 :Effet environnemental des matériaux de construction	41
Tableau 2. 9: fe en fonction du type de l'acier	49
Tableau 3. 1: Classement au feu.....	71
Tableau 3. 2: Textes règlementaire des différents types d'actions	73
Tableau 3. 3: Valeurs des charges d'exploitation en fonction de l'usage du bâtiment	73
Tableau 3. 3: Valeurs des charges d'exploitation en fonction de l'usage du bâtiment(suite et fin)	74
Tableau 3. 4: Charges d'exploitations des cloisons	74
Tableau 3. 5: Coefficients partiels de majoration des actions pour les charges considérées selon EN 1995-1-1 : 1994.....	75
Tableau 3. 6: Valeurs des coefficients de simultanéité d'action selon EN 1991-1-1 article 2-2- 2-3.....	76
Tableau 4. 1: Catégories et paramètres de terrain	79

Tableau 4. 2: Valeurs de Cpe pour les murs verticaux.....	82
Tableau 4. 3: Valeurs de Cpe pour chaque zone vent pignon	82
Tableau 4. 4: Valeurs de Cpe pour chaque zone sur vent long pan	84
Tableau 4. 5: Valeurs de Cpe pour les toitures à quatre versants.....	86
Tableau 4. 6: Valeurs de Cpe de chaque zone vent pignon pour l'inclinaison de 25°.....	86
Tableau 4. 7: Valeurs de Cpe de chaque zone vent long pan pour l'inclinaison de 25°.....	87
Tableau 4. 8: Valeurs de Cpi	88
Tableau 4. 9: Valeurs de la pression du vent finale sur chaque face suivant la direction du vent	89
Tableau 5. 1 : Chargement des éléments de la charpente.....	90
Tableau 5. 2 : Chargement des éléments de la charpente(suite et fin)	91
Tableau 5. 3: Mode de sollicitation des éléments de la charpente	91
Tableau 5. 4: Valeurs caractéristiques du bois lamellé-collé GL24h.....	92
Tableau 5. 5: Valeur du kmod du bois massif, du bois lamellé-collé, du lamibois (LVL) et du contreplaqué	92
Tableau 5. 6: Valeur du γ_M en fonction de la dispersion du matériau.....	93
Tableau 5. 7: Valeur des facteurs ψ_i	93
Tableau 5. 8: Toitures de catégorie H: charges d'exploitation	94
Tableau 5. 9: Valeurs des charges d'exploitation	94
Tableau 5. 10: Calcul des charges linéaires des lattes à 10%.....	96
Tableau 5. 11: Evaluation de la combinaison défavorable à l'ELU des lattes 10%.....	97
Tableau 5. 12: Calcul des charges linéaires lattes	99
Tableau 5. 13: Evaluation de la combinaison défavorable à l'ELU des lattes.....	100
Tableau 5. 14: Evaluation de la combinaison défavorable à l'EIS-INST des lattes.....	100
Tableau 5. 15: Evaluation de la combinaison défavorable à l'EIS-FIN des lattes	101
Tableau 5. 16: Valeurs de k _{lef}	104
Tableau 5. 17: Calcul des charges linéaires des chevrons à 10%.....	108
Tableau 5. 18: Evaluation de la combinaison défavorable à l'ELU des chevrons au 10%....	108
Tableau 5. 19: Calcul des charges linéaires chevrons	111
Tableau 5. 20: Evaluation de la combinaison défavorable à l'ELU des chevrons.....	111
Tableau 5. 21: Evaluation de la combinaison défavorable à l'EIS-INST des chevrons.....	112
Tableau 5. 22: Evaluation de la combinaison défavorable à l'EIS-FIN des chevrons	112
Tableau 5. 23: Calcul des charges linéaires des pannes à 10%.....	120
Tableau 5. 24: Evaluation de la combinaison défavorable à l'ELU des pannes au 10%	121

Tableau 5. 25: Calcul des charges linéaires sur les pannes	123
Tableau 5. 26: Evaluation de la combinaison défavorable à l'ELU des pannes	124
Tableau 5. 27: Evaluation de la combinaison défavorable à l'EIS-INST des pannes	124
Tableau 5. 28: Evaluation de la combinaison défavorable à l'EIS-FIN des pannes	125
Tableau 5. 29: Descente des charges sur la ferme.....	130
Tableau 5. 30: Evaluation de la combinaison défavorable à l'ELU de la ferme.....	131
Tableau 5. 31: Evaluation de la combinaison défavorable à l'EIS-INST de la ferme	131
Tableau 5. 32: Evaluation de la combinaison défavorable à l'EIS-FIN de la ferme.....	132
Tableau 5. 33: Récapitulatif des efforts maximaux dans les barres	133
Tableau 5. 34: Sections des éléments de la toiture retenue	142
Tableau 5. 35: Propriétés des OSB définies par NF P 21-400 (panneaux conformes à NF EN 300), pour calculs avec CB 71	143
Tableau 5. 36: Surcharges surfacique du plancher	143
Tableau 5. 37: Charges permanentes et d'exploitation linéaires du plancher mixte.....	144
Tableau 5. 38: Caractéristiques des connecteurs à ergot et crampons CTL MAXI	146
Tableau 5. 39: Descente sur la poutre	157
Tableau 5. 40: Charges permanentes et d'exploitation linéaires de la poutre.....	157
Tableau 5. 41: Dimensions des Poteaux de rive et d'angle.....	165
Tableau 5. 42: Dimensions des Poteaux de centre	165
Tableau 5. 43: Evaluation des charges et surcharges	166
Tableau 5. 44: Les paramètres de calcul de l'effort normal ultime limite du voile	168
Tableau 5. 45: Ferrailage vertical et horizontal du voile.	173
Tableau 5. 46: Portance locale dans le bois et ses dérivés.	184
Tableau 5. 47: Caractéristiques du pied de poteau.....	185

LISTE DES FIGURES

Figure 1. 1: Vue sur l'Université d'Abomey Calavi (UAC)	4
Figure 1. 2: Lieu d'implantation de la bibliothèque encadré en bleue	5
Figure 2. 1: Le renouveau de la construction bois	17
Figure 2. 2: Bois dans les 5000 dernières années.....	17
Figure 2. 3: Bois dans les 1000 dernières années (2)	17
Figure 2. 4: Tour Mjosa, en Norvège (3)	18
Figure 2. 5: Coupe transversale d'un arbre	18
Figure 2. 6: Angiospermes et Gymnosperme	20
Figure 2. 7: Teneur en humidité d'équilibre du bois.....	24
Figure 2. 8: Compression axiale ou parallèle au fil.....	26
Figure 2. 9: Compression transversale ou perpendiculaire au fil	26
Figure 2. 10: Compression parallèle/perpendiculaire au fil	26
Figure 2. 11: Traction perpendiculaire aux fibres	27
Figure 2. 12: Traction transversale ou perpendiculaire au fil.....	27
Figure 2. 13: Bois travaillant en flexion.....	28
Figure 2. 14: Bois travaillant au cisaillement.....	28
Figure 2. 15: Comparaison entre les résistances	29
Figure 2. 16: Rupture en traction/ compression et en flexion d'un échantillon sans défaut	30
Figure 2. 17: Diagramme de répartition	30
Figure 2. 18: Anisotropie du bois.....	31
Figure 2. 19: Bois lamellé-collé	33
Figure 2. 20: Bois massif reconstitué	33
Figure 2. 21: Bois massif abouté	34
Figure 2. 22: Panneau OSB	36
Figure 2. 23: Les panneaux de fibres	37
Figure 2. 24: Le panneau de fibres médium MDF	38
Figure 2. 25: Construction à ossature bois	39
Figure 2. 26: Construction poteaux-poutres	39
Figure 2. 27: Construction en Panneaux massifs	40
Figure 2. 28: Construction en bois massif empilé	40
Figure 2. 29: Energie nécessaire à la fabrication d'une tonne de matériau	42
Figure 2. 30: Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton	45
Figure 2. 31: Diagramme Contrainte-Déformation du béton à l'ELU.....	46

Figure 2. 32: Diagramme Contrainte-Déformation du béton à l'ELS.....	46
Figure 2. 33: Diagramme Contrainte-Déformation de l'acier.....	49
Figure 2. 34: Différents assemblages selon la géométrie et le type d sollicitation à transmettre (d'après Natterer et al., 1987).....	51
Figure 2. 35: Courbes théoriques de charge-déformation pour différents types d'assemblages (d'après Natterer et al., 1987).....	51
Figure 2. 36: Différents types d'assemblages	52
Figure 2. 37: Différents types de connecteurs métalliques	52
Figure 2. 38: Assemblages mécaniques	52
Figure 2. 39: Assemblages bois-bois.....	53
Figure 2. 40: Assemblages collés	53
Figure 2. 41: Fixation entre arbalétrier-arbalétrier et entre entrain-entrain	54
Figure 2. 42: Fixation entre demi-ferme et ferme principale par LEA	54
Figure 2. 43: Fixation entre demi-ferme et ferme principale par ETC.....	54
Figure 2. 44: Fixation panne-arbalétrier.....	55
Figure 2. 45: Fixation chevron-panne et latte-chevron	55
Figure 2. 46: Fixation poutre-poutre et poutre-poteau (4).....	56
Figure 2. 47: Fixation poteau en bois sur béton	56
Figure 3. 1: Composition mur extérieur	59
Figure 3. 2: Schéma de principe d'un plancher mixte en bois-béton. (5)	60
Figure 3. 3: Etat de contraintes sans connecteur et avec connecteur dans un plancher mixte en bois-béton.	60
Figure 3. 4: Structure non connectée déformable Figure 3. 5: Structure connectée rigide ..	60
Figure 3. 6: Fixation des connecteurs CTL BASE et CTL MAXI.....	62
Figure 3. 7: Connecteur CTL BASE	62
Figure 3. 8: Connecteur CTL MAXI.....	63
Figure 3. 9: Escalier	65
Figure 3. 10: Ascenseurs	66
Figure 3. 11: Monte-charges.	66
Figure 3. 12: Escalier mécanique	67
Figure 3. 13: Vis SSH pour assemblage acier-bois	72
Figure 3. 14: Vis THD pour assemblage acier-béton.....	72
Figure 4. 1: Direction du vent pignon	80
Figure 4. 2: Dimensions de chaque zone pour vent pignon	81

Figure 4. 3: Dimensions et valeurs de Cpe de chaque zone pour vent pignon.....	82
Figure 4. 4: Valeur équivalente de C(pe,ABC) pour vent pignon.....	83
Figure 4. 5: Direction du vent long pan	83
Figure 4. 6: Dimensions de chaque zone pour vent long pan	84
Figure 4. 7: Dimensions et valeurs de Cpe de chaque zone pour vent long pan.....	84
Figure 4. 8: Valeur équivalente de C(pe,AB) pour vent long pan.....	85
Figure 4. 9: Direction du vent pignon faisant un angle de 90°.....	85
Figure 4. 10: Dimensions de chaque zone pour vent pignon faisant un angle de 90°.....	85
Figure 4. 11: Valeurs de Cpe de chaque zone pour vent pignon faisant un angle de 90°	86
Figure 4. 12: Direction du vent long pan faisant un angle de 0°	87
Figure 4. 13: Dimensions de chaque zone pour vent long pan faisant un angle de 0°.....	87
Figure 4. 14: Valeurs de Cpe de chaque zone pour vent long pan faisant un angle de 0°	88
Figure 5. 1: Répartition des lattes suivant la portée	99
Figure 5. 2: Schéma statique des lattes	101
Figure 5. 3: Orientation des charges au niveau des lattes	101
Figure 5. 4: Répartition des chevrons sur 1m.....	110
Figure 5. 5: Schéma statique des chevrons	112
Figure 5. 6: Répartition des pannes suivant la portée	123
Figure 5. 7: Schéma statique des pannes.....	125
Figure 5. 8: Représentation du demi-ferme.....	130
Figure 5. 9: Schéma statique de la ferme	132
Figure 5. 10: Répartition des charges par Robot sur la ferme.....	133
Figure 5. 11: Schéma du plancher mixte bois-béton.....	143
Figure 5. 12: Schéma statique de la solive	144
Figure 5. 13: Dimensions du plancher mixte bois-béton	146
Figure 5. 14: Distribution schématique des contraintes dans un plancher mixte en bois-béton	148
Figure 5. 15: Schéma de la poutre.....	156
Figure 5. 16: Schéma statique de la poutre	158
Figure 5. 17: Valeurs de lef d'un poteau.....	161
Figure 5. 18: Représentation surface d'influence sur le poteau.....	163
Figure 5. 19: Représentation ascenseur.....	165
Figure 5. 20: Coupe de voile en élévation.....	167
Figure 5. 21: Coupes de voiles en plan pour différents cas.....	167

Figure 5. 22: Dimensions des potelets de rives du voile V1.	170
Figure 5. 23: Représentation escalier	178
Figure 5. 24: Les sabots GBE et GBI pour lamellé-collé ail intérieur et extérieur	182
Figure 5. 25: Orientation des efforts sur un sabot	183
Figure 5. 26: Géométrie du pied de poteaux	185

LISTE DES EQUATIONS

(équation 2. 1)	45
(équation 2. 2)	45
(équation 2. 3)	45
(équation 2. 4)	45
(équation 2. 5)	45
(équation 2. 6)	45
(équation 2. 7)	46
(équation 2. 8)	47
(équation 2. 9)	47
(équation 2. 10)	47
(équation 2. 11)	47
(équation 2. 12)	48
(équation 2. 13)	49
(équation 2. 14)	49
(équation 2. 15)	50
(équation 3. 1)	75
(équation 4. 1)	78
(équation 4. 2)	78
(équation 4. 3)	79
(équation 4. 4)	79
(équation 5. 1)	102
(équation 5. 2)	113
(équation 5. 3)	113
(équation 5. 4)	114
(équation 5. 5)	114
(équation 5. 6)	115
(équation 5. 7)	116
(équation 5. 8)	133
(équation 5. 9)	167
(équation 5. 10)	170
(équation 5. 11)	171
(équation 5. 12)	171
(équation 5. 13)	171

(équation 5. 14)	172
(équation 5. 15)	173
(équation 5. 16)	174
(équation 5. 17)	175
(équation 5. 18)	175
(équation 5. 19)	175
(équation 5. 20)	175
(équation 5. 21)	177
(équation 5. 22)	179
(équation 5. 23)	180
(équation 5. 24)	180
(équation 5. 25)	181
(équation 5. 26)	182
(équation 5. 27)	184
(équation 5. 28)	184
(équation 5. 29)	184
(équation 5. 30)	184
(équation 5. 31)	184
(équation 5. 32)	184
(équation 5. 33)	185

RÉSUMÉ

Ce mémoire de fin de formation présente la conception et le dimensionnement d'une bibliothèque moderne de type R+3 en ossature bois destinée à l'École Polytechnique d'Abomey-Calavi. L'objectif principal est de démontrer la faisabilité technique et durable d'un bâtiment multi-étages en bois dans le contexte climatique, architectural et réglementaire du Bénin.

L'étude suit une démarche méthodique commençant par l'analyse du site, la définition du programme architectural et le choix d'un système porteur en bois lamellé-collé GL24h. À la suite de ce choix, une étude complète de l'action du vent est menée conformément à l'Eurocode 1, incluant la détermination de la vitesse de référence, des pressions dynamiques, des coefficients aérodynamiques et des effets globaux du vent sur le bâtiment.

Sur cette base, le dimensionnement structurel est réalisé de manière séquentielle. La charpente fait l'objet d'une analyse détaillée, notamment à travers le calcul de la ferme en bois (arbalétriers, entrain, poinçon, pannes), vérifiée selon les prescriptions de l'Eurocode 5. Les éléments porteurs (planchers mixtes bois-béton, solives, poutres maîtresses, poteaux et voiles de contreventement) sont dimensionnés conformément aux Eurocodes 1, 2 et 5, en intégrant les combinaisons d'actions, les états limites ultimes et de service.

Le mémoire intègre également le calcul des assemblages structuraux : sabots métalliques, connecteurs bois-béton, ancrages et fixations. Ils sont dimensionnés selon l'Eurocode 5 et les catalogues techniques des fabricants, avec vérification de la résistance, du glissement, de la ductilité et du comportement au feu.

Les analyses effectuées (actions gravitaires, exploitation, vent, stabilité globale, comportement dynamique et sécurité des assemblages) confirment la robustesse, la fiabilité et la pertinence environnementale d'une ossature bois pour la construction d'une bibliothèque moderne et durable sur le campus d'Abomey-Calavi.

Mots clés : Ossature bois, bois lamellé-collé, vent, ferme en bois, assemblages.

ABSTRACT

This final-year thesis presents the design and structural analysis of a modern four-storey timber-frame library intended for the Polytechnic School of Abomey-Calavi. The main objective is to demonstrate the technical feasibility and long-term sustainability of a multi-storey timber building within the climatic, architectural and regulatory context of Benin.

The study follows a rigorous methodology beginning with site analysis, architectural programming and the selection of a glued-laminated timber (GL24h) structural system. Following this choice, a comprehensive wind study is carried out in accordance with Eurocode 1, including the determination of the reference wind speed, dynamic pressure, aerodynamic coefficients and the global effects of wind on the building.

Based on these actions, the structural design is conducted sequentially. The roof structure is analysed in detail, particularly through the calculation of the timber truss (rafters, tie beam, king post and purlins), verified according to the requirements of Eurocode 5. The main load-bearing elements (composite timber-concrete floors, joists, primary beams, columns and bracing walls) are designed in accordance with Eurocodes 1, 2 and 5, integrating load combinations as well as ultimate and serviceability limit states.

The thesis also includes the design of structural connections, such as metal hangers, timber-to-concrete connectors, anchors and fasteners. These elements are dimensioned according to Eurocode 5 and manufacturers' technical guidelines, with verification of strength, slip, ductility and fire behaviour.

The analyses performed (gravity loads, live loads, wind actions, global stability, dynamic behaviour and connection safety) confirm the robustness, reliability and environmental relevance of a timber-frame structural solution for the construction of a modern and durable library on the Abomey-Calavi campus.

Keywords: Timber frame, glued-laminated timber, wind, Timber truss, onnections.

SOMMAIRES

Dédicace	vi
Remerciements	vii
Hommages.....	ix
Liste des abréviations et sigles	x
Liste des tableaux	xv
Liste des figures	xviii
Liste des équations	xxii
SOMMAIRES	xxvi
Introduction générale.....	1
Chapitre I : Conception architecturale	4
Introduction	4
Chapitre II : Généralités, Analyses et choix des matériaux	16
Introduction	16
Chapitre III : Solutions constructives, hypothèses et critères de dimensionnement	57
Introduction	57
Chapitre IV : Etude de l'action du vent.....	78
Introduction	78
Chapitre V : Dimensionnement des éléments structuraux	90
Introduction	90
Chapitre VI : Devis descriptif	186
Introduction	186
Conclusion et perspectives	193
Bibliographie	195
Annexes	202

INTRODUCTION GÉNÉRALE

1- Contexte et justification du projet

L'évolution rapide des techniques de construction et les exigences croissantes en matière de durabilité, d'efficacité énergétique et d'impact environnemental ont profondément transformé les approches architecturales et structurelles contemporaines. Dans ce contexte, le bois s'impose aujourd'hui comme un matériau de choix dans le domaine du bâtiment, non seulement pour ses qualités mécaniques, mais aussi pour ses avantages écologiques, esthétiques et économiques.

Au Bénin, et particulièrement à l'Université d'Abomey-Calavi (UAC), les besoins en infrastructures universitaires modernes, fonctionnelles et durables se font de plus en plus pressants. La création d'une bibliothèque moderne à plusieurs niveaux (R+3), destinée à l'École Polytechnique d'Abomey-Calavi (EPAC), s'inscrit dans cette dynamique de développement académique et scientifique. Cette infrastructure vise à offrir un cadre propice à l'étude, à la recherche et à l'innovation, tout en mettant en avant une architecture responsable et respectueuse de l'environnement.

L'utilisation d'une ossature bois pour un bâtiment de type R+3 représente une innovation majeure dans le contexte béninois, où la construction traditionnelle repose essentiellement sur le béton armé. Ce choix s'explique par les performances mécaniques du bois lamellé-collé, sa légèreté, sa rapidité de mise en œuvre et sa capacité à stocker le carbone, contribuant ainsi à la réduction de l'empreinte écologique du projet.

2- Problématique

Malgré les nombreux avantages du bois en construction, son emploi dans les bâtiments de grande hauteur ou à plusieurs niveaux reste peu exploré dans le contexte tropical et béninois. Les principaux défis résident dans :

- la maîtrise du comportement structural d'un bâtiment en ossature bois soumis aux charges permanentes, d'exploitation et climatiques (vent, humidité, température) ;
- la durabilité du matériau dans un environnement chaud et humide ;
- l'adaptation des règles de calcul de l'Eurocode 5 au contexte local ;
- et la mise en œuvre d'assemblages fiables entre les différents éléments (poteaux, poutres, planchers mixtes bois-béton, contreventements, etc.).

Dès lors, comment concevoir et dimensionner correctement une structure en bois lamellé-collé répondant à la fois aux exigences architecturales, fonctionnelles et réglementaires, tout en garantissant la sécurité, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage ?

3- Objectifs du mémoire

3-1 Objectif général :

Concevoir selon les Eurocodes une bibliothèque R+3 en ossature bois à l'EPAC, intégrant des solutions structurelles modernes et écologiques.

3-2 Objectifs spécifiques :

- Élaborer le programme architectural du bâtiment avec définition des surfaces et fonctions ;
- Proposer un système constructif en ossature bois adapté au climat et au contexte local ;
- Déterminer la charge du vent éventuelle agissant sur le bâtiment ;
- Effectuer le dimensionnement des éléments structuraux (poteaux, poutres, planchers mixtes, fermes de toiture, contreventements, assemblages, etc.) selon les Eurocodes ;
- Vérifier la stabilité globale du bâtiment sous les charges verticales et horizontales (vent)

4- Méthodologie adoptée

La démarche suivie repose sur une approche intégrée entre analyse architecturale, modélisation numérique et calcul normatif :

- Collecte documentaire : consultation des documents normatifs à savoir : les Eurocodes (EN 1991, EN 1995), le document A24-620 NDC Costebelle(1), le document AD115839_V2 (1) (2), le document FormulaireEC5-23-24, le document guides FCBA et d'études similaires ;
- Conception architecturale : établissement des plans, façades et coupes à partir du programme fonctionnel ;
- Dimensionnement : application des règles de l'Eurocode 5 (EN 1995-1-1) pour le bois, de l'Eurocode 2 (EN 1992-1-1) pour la partie béton, le document (DG_PRECO_MOB_internet, SIMPSON_Connexions) pour les assemblages et de l'Eurocode 1 (EN 1991) pour les actions ;
- Vérification des états limites (ELU, ELS) et vérification de la flèche, de la stabilité et de la vibration des planchers.

5- Intérêt et portée du projet

Ce projet vise à valoriser l'utilisation du bois local et du bois lamellé-collé dans la construction moderne au Bénin, en démontrant sa capacité à répondre aux exigences de sécurité et de confort des bâtiments de grande envergure.

Il constitue également une référence pédagogique et technique pour la formation des futurs ingénieurs et architectes, contribuant ainsi à la transition vers des constructions durables et respectueuses de l'environnement.

6- Structure du mémoire

Le présent mémoire s'articule autour des chapitres suivants :

- Chapitre I : Conception architecturale ;
- Chapitre II : Généralités, analyses des matériaux ;
- Chapitre III : Solutions constructives, hypothèses et critères de dimensionnement ;
- Chapitre IV : Etude du vent ;
- Chapitre V : Dimensionnement des éléments structuraux ;
- Chapitre VI : Devis descriptif.

Chapitre I : Conception architecturale

Introduction

Ce chapitre présente le cadre général de notre projet de bibliothèque moderne R+3 en ossature bois à implanter à l'Université d'Abomey-Calavi. Il regroupe d'une part les informations essentielles sur le site : localisation, caractéristiques physiques, contraintes environnementales et atouts du terrain ; d'autre part, il expose la conception architecturale retenue ainsi que l'organisation fonctionnelle du bâtiment. Cette approche intégrée permet de comprendre les choix spatiaux, techniques et constructifs effectués en fonction des exigences du programme, des besoins des usagers et des spécificités du site d'implantation. Elle constitue ainsi la base fondamentale ayant guidé tout le processus de conception et de dimensionnement structurel présenté dans les chapitres suivants.

1.1 Présentation de l'ouvrage

Le projet consiste en la construction d'une bibliothèque moderne à structure R+3 (rez-de-chaussée plus trois niveaux) en deux bâtiments en forme L antisymétrique, reposant sur une ossature principale en bois lamellé-collé, complétée par un système de planchers mixtes bois-béton. Elle a tous ses éléments de la fondation en béton armé.

La bibliothèque en question sera construite sur un terrain d'une emprise de 6000 m² contenant l'emprise au sol de dimensions (74.80m × 80.15m).

1.2 Situation géographique

La Bibliothèque sera implantée en République du Bénin dans l'enceinte de l'Université d'Abomey Calavi.



Figure 1. 1: Vue sur l'Université d'Abomey Calavi (UAC)

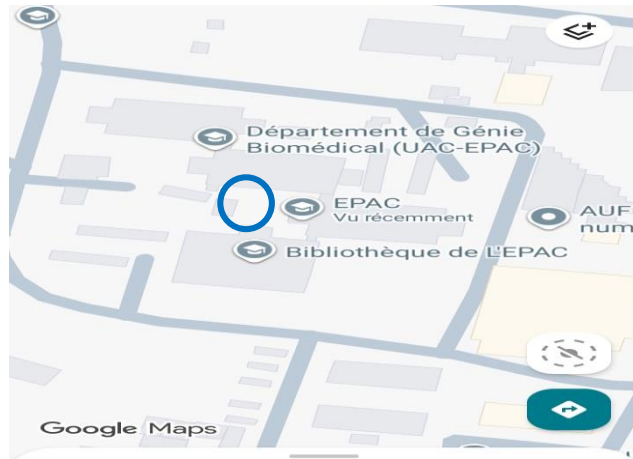


Figure 1. 2: Lieu d'implantation de la bibliothèque encerclé en bleue

Source : Google maps

1.3 Caractéristique du site

Le site est une zone couverte par des sols ferrallitiques argilo-sableux profonds, bien adaptés aux infrastructures et relativement homogène et stable en saison sèche. Ainsi le site comporte une bonne aptitude à recevoir des ouvrages avec une contrainte admissible de $\sigma = 2.5 \text{ N/mm}^2$. Le site s'insère dans une pente généralement moyenne de 0 à 5% ($p < 5\%$) en direction du sud du Bénin.

1.4 Justification du choix du site

Le choix du site à l'EPAC résulte d'une analyse à la fois fonctionnelle, environnementale et institutionnelle :

- Proximité des usagers : l'implantation sur le campus favorise l'accès des étudiants, enseignants et chercheurs.
- Disponibilité du foncier : le site dispose d'une parcelle large, plane et adaptée à la construction d'un bâtiment de grande capacité.
- Insertion dans le plan directeur de développement du campus, visant à moderniser les infrastructures éducatives.
- Valorisation du bois local : l'EPAC, centre de formation en génie civil et en construction durable, constitue un lieu idéal pour promouvoir une architecture exemplaire en bois.
- Accessibilité et sécurité : présence d'accès routiers, alimentation électrique, et réseau d'eau à proximité.

Ainsi, le choix du site n'est pas uniquement géographique, mais aussi symbolique et pédagogique, car il s'intègre dans une démarche d'innovation constructive et de durabilité.

1.5 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

1.5.1 Dimensions en élévation

- Hauteur du rez-de-chaussée : 3.20 m
- Hauteur des étages courants 1 et 2 : 3.20 m
- Hauteur de l'étage courant 3 : 4 m
- Hauteur totale de la Bibliothèque : 13.6 m

1.5.2 Dimension en plan

La bibliothèque a une forme en L antisymétrique dont chacune des L à une :

- Longueur L = 54.00 m
- Largeur l = 21.25 m

1.6 Programme architectural

1.6.1 Répartition des surfaces des pièces au RDC

Tableau 1. 1: Surfaces des pièces au RDC

RDC			
Désignation	Nombre de Pièces	Surface par pièce (m ²)	Surface totale (m ²)
Magasin	2	46.35	91.36
		45.01	
Stock documents	3	43.25	141.25
		49	
		49	
Réception /service d'entrée	1	40	40
Data service	1	12.5	12.5
Atelier de microfilm et numérisation	1	38.8	38.8

Tableau 1. 2: Surfaces des pièces au RDC(suite1)

Désignation	Nombre de Pièces	Surface par pièce (m ²)	Surface totale (m ²)
Local Technique(LT)	1	15	15
Local serveur	1	16	16
Reprographie/impression	1	56	56
Atelier de préparation des ouvrages et reliure	1	38.8	38.8
Restaurant	1	62.8	62.8
Salle de traitement	1	38.8	38.8
Salle de Catalogage	1	38.8	38.8
Salle de Publication	1	38.8	38.8
Salle de diffusion	1	36	36
Salle de vidéo surveillance	1	21.4	21.4
Espace vidéo surveillance	1	8.84	8.84
Café/restaurant	1	276.95	276.95
ChFr	1	7.7	7.7
Plonge	1	7.7	7.7
Cuisine	1	34.93	34.93
Dégagement	1	12.7	12.7
VF	1	14.89	14.89
VH	1	14.9	14.9
Galerie commerciale	7	22.5	157.5
Hall d'exposition	1	228.26	228.26
Rangement de la salle d'exposition	1	19.21	19.21
Toilette femmes et hommes	2	13.4	34.84
	2	7.15	
	1	14.29	

Tableau 1. 3: Surfaces des pièces au RDC(suite2 et fin)

Désignation	Nombre de Pièces	Surface par pièce (m ²)	Surface totale (m ²)
Toilette handicapés de vidéo surveillance et autres	2	4.42	26.24
	1	4	
	1	13.4	
Espace lave main	1	19.24	48.94
	1	18	
	1	11.7	
Salle de projection / conférence	1	464.5	464.5
Cage d'escalier	2	28.6	86.72
	1	29.52	
Cage d'ascenseur	5	5	25
Cage monte-charges	1	1.41	1.41
Cage escalier mécanique	1	32.87	32.87
Passerelle	2	27	54
Surface totale des pièces de RDC			1806.66

1.6.2 Répartition des surfaces des pièces au R+1

Tableau 1. 4: Surfaces des pièces au R+1

R+1			
Désignation	Nombre de Pièces	Surface par pièce (m ²)	Surface totale (m ²)
Salle de lecture GME	1	259.73	259.73
Salle de lecture GE	1	243.27	243.27
Salle de lecture GC-P	1	220	220
Salle de lecture sciences humaines, sociales, politiques et juridiques	1	212.3	329.41
Salle de lecture GC	1	415.82	329.41

Tableau 1. 5: Surfaces des pièces au R+1(suite et fin)

Désignation	Nombre de Pièces	Surface par pièce (m ²)	Surface totale (m ²)
Local Technique(LT)	1	15	15
Livre de référence/périodiques	1	83.5	83.5
Bureau comptable	1	22.13	22.13
Bureau secrétaire	1	22.13	22.13
Toilette femmes et hommes	2	13.4	20.55
	2	7.15	
Toilette handicapés	1	13.8	17.8
	1	4	
Espace lave main	1	3.7	21.7
	1	18	
Bureau Documentaliste	1	22.5	22.5
Bureau DRH	1	22.5	22.5
Bureau Responsable	1	29.75	29.75
Cage d'escalier	2	28.6	86.72
	1	29.52	
Cage d'ascenseur	5	5	25
Cage monte-charges	1	1.41	1.41
Cage escalier mécanique	1	32.87	32.87
Passerelle	2	27	54
Surface totale des pièces de R+1			2175.5

1.6.3 Répartition des surfaces des pièces au R+2

Tableau 1. 6: Surfaces des pièces au R+2

R+2			
Désignation	Nombre de Pièces	Surface par pièce (m²)	Surface totale (m²)
Salle de lecture GIT	1	259.73	259.73
Salle de lecture GEn	1	243.27	243.27
Salle de lecture GIMR	1	220	220
Salle de lecture PSA	1	329.41	329.41
Salle de lecture GBH	1	329.41	329.41
Local Technique(LT)	1	15	15
Bibliothèque pour lecture enfants	1	83.5	83.5
Rangement surveillance	1	3.7	3.7
Salle de formation	2	67.6	135.2
Toilette femmes et hommes	2	13.4	20.55
	2	7.15	
Toilette handicapés	1	13.8	17.8
	1	4	
Espace lave main	1	19.24	37.24
	1	18	
Salle de projection / conférence	1	464.5	464.5
Cage d'escalier	2	28.6	86.72
	1	29.52	
Cage d'ascenseur	5	5	25
Cage monte-charges	1	1.41	1.41
Cage escalier mécanique	1	32.87	32.87
Passerelle	2	27	54
Surface totale des pièces de R+2			2379.86

1.6.4 Répartition des surfaces des pièces au R+3

Tableau 1. 7: Surfaces des pièces au R+3

R+3			
Désignation	Nombre de Pièces	Surface par pièce (m²)	Surface totale (m²)
Salle de lecture GTA	1	259.73	259.73
Salle de lecture Maths	1	243.27	243.27
Salle de lecture littérature /Arts	1	220	220
Local Technique(LT)	1	15	15
Salle de Banque	1	83.5	83.5
rangement	1	3.7	3.7
Salle de jeux	1	212.3	212.3
Salle polyvalente	1	464.5	464.5
Auditorium avec gradin	1	661.52	661.52
Toilette femme et homme	2	13.4	41.1
	2	7.15	
Toilette handicapés(H+F)	1	13.8	17.8
	1	4	
Espace de lave main	1	19.24	37.24
	1	18	
Salle de projection/conférence	1	464.5	464.5
Cage d'escalier	2	28.6	86.72
	1	29.52	
Cage d'ascenseur	5	5	25
Cage de monte-charge	1	1.41	1.41
Cage d'escalier Méca	1	32.87	32.87
Passerelle	2	27	54
Surface totale des pièces de R+3			2924.16

1.7 Fonctionnalité de la bibliothèque

1.7.1 Fonctionnalité des pièces au RDC

Tableau 1. 8: Fonctionnalité des pièces au RDC

Fonctions	Description
Galleries commerciales	Elles servent à accueillir des commerces, la commercialisation des ouvrages disponibles.
Hall d'exposition	Il sert à présenter des expositions temporaires ou permanentes (livres rares, œuvres d'art, archives, innovations), à valoriser le patrimoine culturel et à attirer et sensibiliser le public au-delà de la simple consultation des ouvrages.
Café/restaurant	Il sert à offrir un espace de détente et de convivialité, permettant aux usagers de se restaurer, échanger et prolonger leur séjour dans un cadre agréable
Hall d'accueil	Il sert de point d'entrée et d'orientation, où les usagers sont reçus, informés et guidés vers les différents services et espaces.
Magasins	Ils servent à stocker et conserver les collections (livres, archives, documents) dans de bonnes conditions de sécurité et de préservation.
Stockage de documents	Il permet de conserver, protéger et organiser les documents pour garantir leur durabilité et accessibilité.
Local serveur	Il sert à héberger et sécuriser les équipements informatiques assurant la gestion des données, réseaux et services, numériques.
Réception / service entrée	Elle sert à accueillir, orienter et contrôler l'accès des usagers, tout en assurant les services d'entrée et de sortie.
Quai de déchargement	Il sert à faciliter la réception, le déchargement et l'acheminement des livres et matériels en toute sécurité.
Data service	Il sert à gérer, stocker et traiter les données numériques, facilitant l'accès aux ressources électroniques et aux services en lignes.
Local technique	Il sert à abriter et gérer les équipements techniques (électricité, climatisation, sécurité) assurant le bon fonctionnement du bâtiment.

Tableau 1. 9: Fonctionnalité des pièces au RDC(suite et fin)

Fonctions	Description
Atelier de micro filmage et numérisation	Il sert à préserver les documents et à les convertir en formats numériques pour assurer leur conservation et accessibilité.
Traitement	Il sert à cataloguer, classer et préparer les documents avant leur mise à disposition du public.
Catalogage	Il sert à enregistrer, décrire et classer les documents pour faciliter leur recherche et accessibilité.
Salle de Publication	Elle sert à produire, éditer et diffuser des contenus (revus, bulletins, travaux scientifiques) pour valoriser les ressources et recherches.
Salle de Diffusion	Elle sert à présenter et partager des informations ou contenus (conférence, projections, annonces) aux usagers.
Salle vidéo surveillance	Elle sert à contrôler et sécuriser les espaces pour protéger les usagers et les collections.
Accueil /Retour-prêt	Il sert à enregistrer les emprunts et retours de documents et orienter les usagers vers les services appropriés.
Salle de restauration	Elle sert à permettre aux usagers de se restaurer et se détendre dans un espace adapté.
Atelier de préparation des ouvrages et reliures	Il sert à préparer, réparer et relier les livres pour assurer leur durabilité et bonne présentation.
Reprographie/Impression	Sert à copier, imprimer et reproduire des documents pour les usagers et le personnel.
Passerelles	Elles servent à circuler entre les deux bâtiments en forme L de la bibliothèque.
Patio-Jardin de lecture	Sert à offrir un cadre calme et agréable pour lire, se détendre et profiter de la lumière et de la nature.

1.7.2 Fonctionnalité des pièces au R+1

Tableau 1. 10: Fonctionnalité des pièces au R+1

Fonctions	Description
Salle de Postes de recherche	Elle sert à permettre aux usagers d'accéder à des ordinateurs et ressources numériques pour effectuer leurs recherches et travaux documentaires.
Salle de Génie Civil	Représente la salle de lecture des étudiants de la filière de Génie Civil pouvant contenir jusqu'à 120 personnes.
Salle de réunion	Elle sert à organiser les rencontres, ateliers ou discussions pour les personnels.
Salle de Génie Mécanique et Énergétique	Représente la salle de lecture des étudiants de la filière de Génie Mécanique et Énergétique pouvant contenir jusqu'à 60 personnes.
Salle de Génie Électrique	Représente la salle de lecture des étudiants de la filière de Génie Mécanique et Énergétique pouvant contenir jusqu'à 60 personnes.
Salle de science humaine, sociale, juridique et politique	Représente la salle de lecture des étudiants de la filière de science et droit pouvant contenir jusqu'à 60 personnes.
Salle de Génie Mécanique et Énergétique	Représente la salle de lecture des étudiants de la filière de Génie Chimique et Procédé pouvant contenir jusqu'à 60 personnes.
Salle de livres de référence/Périodiques	Sert à consulter des documents spécialisés et des publications régulières pour information et recherche.

1.7.3 Fonctionnalité des pièces au R+2

Tableau 1. 11: Fonctionnalité des pièces au R+2

Fonctions	Description
Salle de Projection /Conférence	Sert à organiser des présentations, projections et conférences pour informer, former ou sensibiliser les usagers.
Salle de formation	Sert à enseigner, former et accompagner les usagers à l'utilisation des ressources et outils documentaires.
Bibliothèque lecture prêt enfants	Sert à offrir un espace adapté pour lire, emprunter et découvrir des livres destinés aux jeunes usagers pouvant contenir 30 personnes environs.
Salle de Génie Informatique	Représente la salle de lecture des étudiants de la filière de Génie informatique pouvant contenir jusqu'à 60 personnes.

Tableau 1. 12: Fonctionnalité des pièces au R+2(suite et fin)

Fonctions	Description
Salle Génie de l'environnement	Représente la salle de lecture des étudiants de la filière de Génie de l'environnement pouvant contenir jusqu'à 60 personnes.
Salle Génie de l'imagerie médicale	Représente la salle de lecture des étudiants de la filière de Génie de l'imagerie médicale pouvant contenir jusqu'à 60 personnes.
Salle Production et Santé Animales	Représente la salle de lecture des étudiants de la filière Production et Santé Animales pouvant contenir jusqu'à 80 personnes.
Salle de Génie de la Biologie Humaine	Représente la salle de lecture des étudiants de la filière Génie de la Biologie Humaine pouvant contenir jusqu'à 80 personnes.

1.7.4 Fonctionnalité des pièces au R+3

Tableau 1. 13: Fonctionnalité des pièces au R+3

Fonctions	Description
Salle Génie de la Technologie Alimentaire	Représente la salle de lecture des étudiants de la filière de Génie de la Technologie Alimentaire pouvant contenir jusqu'à 60 personnes.
Salle Mathématiques et Physiques	Représente la salle de lecture des étudiants de la filière de Mathématiques et Physiques pouvant contenir jusqu'à 60 personnes.
Salle de la littérature et Arts	Représente la salle de lecture des étudiants des filières de la littératures pouvant contenir jusqu'à 60 personnes.
Salle de Banquet	Sert à accueillir des réceptions, événements ou repas officiels liés aux activités de la bibliothèque.
Salle de jeux	Sert à offrir un espace ludique pour stimuler l'apprentissage et le divertissement des enfants et jeunes usagers.
Salle polyvalente	Sert à accueillir diverses activités comme ateliers, expositions, réunions ou événements culturels.
Salle Auditorium avec gradin	Sert à accueillir des spectacles pour un public nombreux.

Chapitre II : Généralités, Analyses et choix des matériaux

Introduction

La réussite d'un ouvrage dépend en grande partie du choix judicieux des matériaux qui le composent. Dans ce deuxième chapitre, il s'agit d'analyser les propriétés mécaniques, physiques et environnementales des matériaux retenus pour la structure principale de la bibliothèque. L'accent est mis sur le bois lamellé-collé de classe GL24h, sélectionné pour ses performances mécaniques, sa stabilité dimensionnelle et son excellente résistance spécifique.

Le chapitre abordera également les matériaux complémentaires (béton, acier, les solutions constructives des planchers et leurs caractéristiques, des revêtements, des éléments de circulation) ainsi que les critères de durabilité, de résistance au feu et de compatibilité environnementale. Ces éléments serviront à définir les paramètres de calcul et les hypothèses de conception selon les normes de référence (Eurocode 5 et Eurocode 2).

2.1 Matériaux utilisés

2.1.1 Le bois

2.1.1.1 Historique du bois

A travers le monde, les premiers abris, cabanes en bois font leur apparition avant -300 000 ans av JC (figure 2.1, 2.2 et 2.3). Les premières huttes de nomades en bois remontent à -35000 ans av JC. Lorsque l'homme devient sédentaire c'est aussi le bois qui va constituer les premiers villages. Ce n'est qu'à partir du 19^e siècle, avec la révolution industrielle, que le bois est relégué au second rang au profit de l'acier et du béton. Ces modes constructif (maison bois) vont pratiquement disparaître en Europe centrale, mais les pays du Nord de l'Europe (régions fortement boisées en résineux et froide), depuis tout temps on construit en bois (chalets notamment).

Dès 1960, la tendance s'inverse, la construction bois revient, du fait des problèmes environnementaux et des techniques nouvelles dans l'assemblages du bois massif (lamellé collé, croisée ...), la demande pour les constructions à base de bois s'est considérablement amplifiée. Dans les pays d'Amérique du Nord (États-Unis, Canada), la construction bois s'est très vite développée. En effet, le système plate-forme (ossature bois) issue de la technique des bois courts permet d'avoir aujourd'hui plus de 90% des constructions réalisées en bois. Ainsi qu'au Japon, 50% des maisons sont en bois car la zone est très sismique. Aujourd'hui la tour Mjosa, en Norvège (figure 2.4) est l'un des plus hauts édifices fait en bois du monde avec une hauteur de 85.4m.

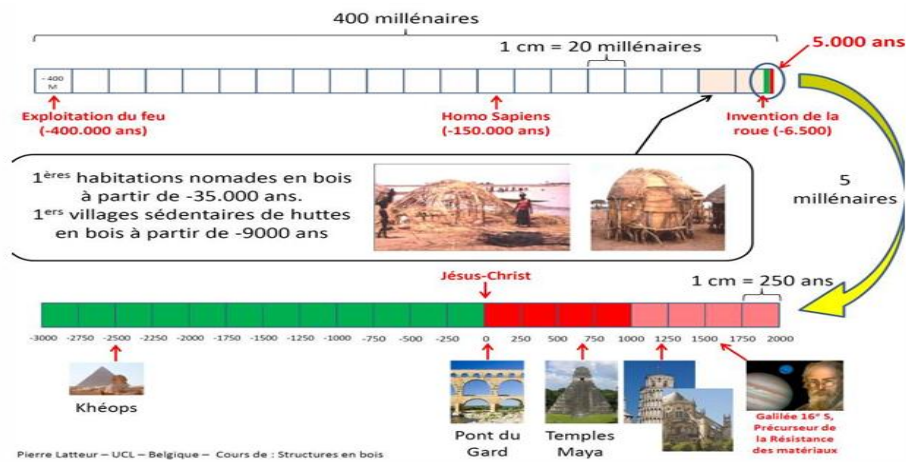


Figure 2. 1: Le renouveau de la construction bois

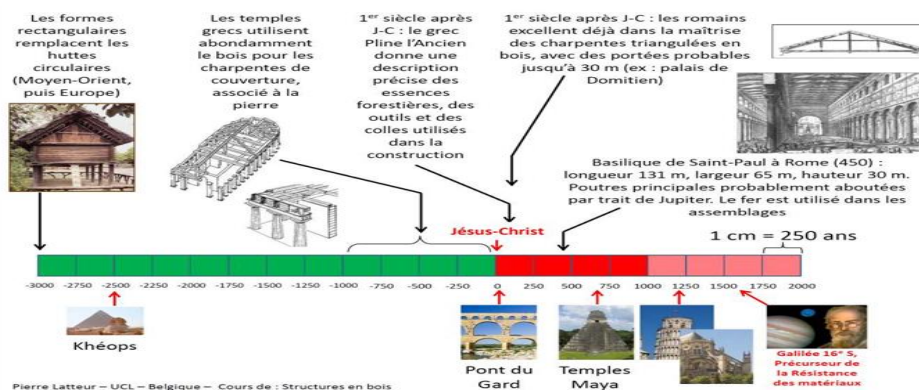


Figure 2. 2: Bois dans les 5000 dernières années

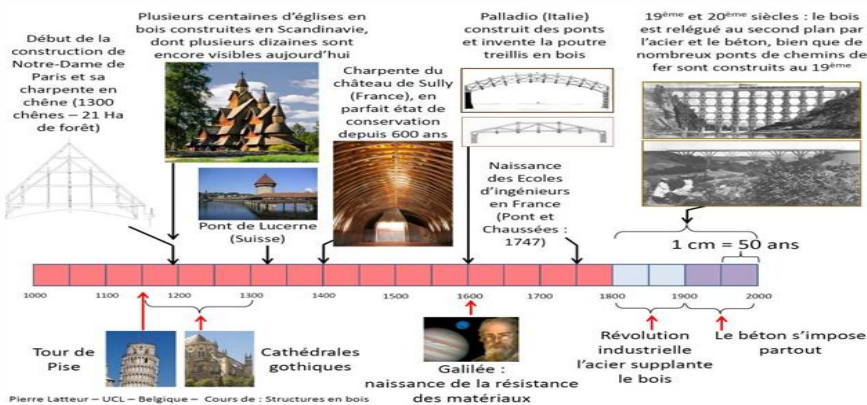


Figure 2. 3: Bois dans les 1000 dernières années [1]



Figure 2. 4: Tour Mjosa, en Norvège [2]

Source : GC-4A-Bois-CM4

2.1.1.2 Définition du bois

Le bois est un matériau naturel d'origine végétale et écologique donc tout à fait adapter au nouvel enjeu du « bâtir durable ». Il possède des propriétés chimiques et mécaniques remarquable qui permettent son utilisation courante dans la construction des maisons.

Le bois est un matériau naturel complexe, présentant une structure composite à plusieurs échelles. Il présente, en particulier dans la direction du fil, un excellent rapport propriété mécanique par rapport à sa masse volumique. Cette caractéristique provient de sa structure anatomique à la fois et hautement hiérarchisée. Plus que tout autre, le matériau bois évoque le temps et l'âge : le temps parce que sa production est assurée par la croissance des arbres qui deviennent récoltable après une période assez longue, variable selon l'espèce et la station ; l'âge, parce qu'il est, dans l'histoire, celui qui est utilisé par l'homme depuis le plus longtemps.

2.1.1.3 Composition du bois

Le bois a pour origine l'arbre et le matériau qui nous intéresse le plus particulièrement est celui tiré du tronc (figure2.5).

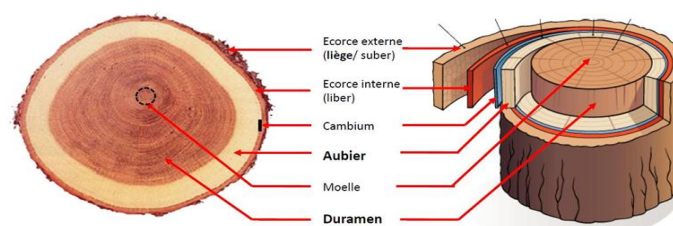


Figure 2. 5: Coupe transversale d'un arbre

Pris dans son ensemble, le tronc comprend :

- **Le rhytidome** : est la partie externe de l'écorce. Il protège l'arbre contre les attaques biologiques (insectes), contre les gelures, contre le dessèchement (coup de soleil) et contre les blessures (chutes de pierres).
- **Le liber** : est la partie interne de l'écorce. C'est l'appareil conducteur de la sève élaborée (descendante) formée de glucose transformé en amidon. C'est pourquoi une blessure du liber (gravure au couteau de poche) peut freiner ou stopper la croissance de toute une partie de l'arbre.
- **Le cambium** : est le tissu de croissance de l'arbre. Les cellules vivantes du cambium se multiplient par division, croissent jusqu'à leur taille définitive, se rigidifient (croissance des parois cellulaires) et meurent. Ces vaisseaux cessent peu à peu d'alimenter l'arbre après quelques années. Ils se bouchent et s'imprègnent de différentes substances : tanins, résines, etc. Dans notre climat, la croissance du cambium est périodique.
- **L'aubier** : représente le système conducteur de la nourriture de l'arbre, des racines à la couronne. Il transforme la sève brute (montante), un mélange de sel nutritif dissous dans l'eau que les racines prélèvent du sol. L'aubier reprend aussi l'effort principal des charges mécaniques (en traction et en compression) dus aux vents, à la neige et au poids propre de la couronne.
- **Le bois de cœur (ou le bois parfait ou duramen)** : est l'élément de soutien central de l'arbre. En revanche, il ne remplit plus de fonction conductrice des substances nutritives. Le centre du tronc, la moelle, peut, à partir d'un certain âge, être creuse.

2.1.1.4 Les essences du bois les plus utilisés

Les arbres se divisent en deux grandes catégories : les conifères de feuille en forme d'aiguille, communément appelés << résineux >>, en raison de la résine qu'ils sécrètent, et les arbres feuilles larges au feuillage caduc ou persistant, communément appelés << feuillus >>. La répartition des bois n'est pas homogène sur la surface du globe. Les bois résineux proviennent des régions tempérées, principalement de l'hémisphère Nord. Les essences de bois de feuillus généralement plus résistants se développent sur tous les continents particulièrement dans les régions tropicales. Au cours de l'évolution, le règne des plantes ligneuses formant des arbres s'est divisé en résineux (gymnospermes) plus anciens, et feuillus (angiospermes) plus jeunes et de structure plus complexe.

On retrouve entre autres dans cette catégorie des feuillus : le chêne, le frêne, l'érable, le hêtre, Bilingua, Padouk d'Afrique, Movingui, l'Azobé et le Makoré etc.

Quelques-uns des bois résineux : épicéa, pin, mélèze, arole, douglas, sapin, épinette, pin blanc, pin sylvestre, bossé, Acajou d'Afrique, Iroko etc.

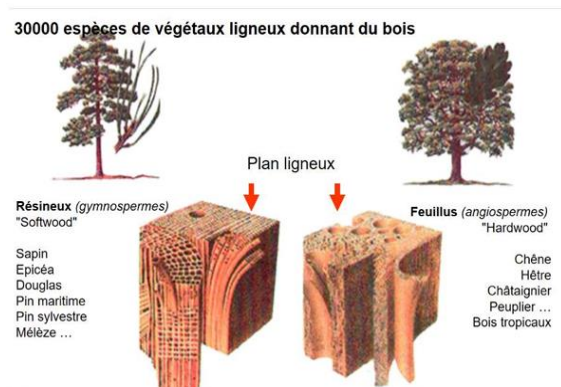


Figure 2. 6: Angiospermes et Gymnosperme

Au Bénin, les essences du bois les plus utilisés sont : Khaya spp, Afzelia africana, Isoberlinia spp, Pterocarpus erinaceus, Milicia excelsa, Tectona grandis.

Le tableau ci-dessous résume la différence entre les conifères(résineux) et les feuillus.

Tableau 2. 1: Différences principales entre les conifères et les feuillus

	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

Ces bois proviennent des arbres issus de certaines forêts. On distingue deux grands types de forêt :

- Les forêts naturelles

- Les forêts secondaires

2.1.1.5 Les propriétés du bois

2.1.1.5.1 Les propriétés physiques du bois

1- Humidité

Elle tient à :

- L'eau de constitution qui disparaît avec la destruction du bois.
- L'eau d'imprégnation contenue dans les membranes des cellules.
- L'eau libre qui remplit les vides cellulaires.

Tableau 2. 2: Mode d'emploi du bois en fonction de son degré d'humidité

Degré d'humidité	Qualification du bois	Emploi des bois
Au-dessus de 30%	Vert	Constructions hydrauliques
30 à 23%	Mi-sec	Constructions exposées à la pluie Local ouvert
22 à 18%	Commercialement sec	
17 à 13%	Sec à l'air	
Au-dessous de 13%	Desséché	Constructions dans un local très chauffé
0%	Anhydre	Constructions dans un local très chauffé Pas utilisé

Le degré d'humidité est évalué avec un hygromètre

2- Rétractabilité

C'est la propriété du bois de diminuer de volume lorsque son degré d'humidité s'abaisse au-dessous du point de saturation.

Lorsque le bois :

- perd de l'humidité, ses dimensions diminuent ; il prend du retrait,
- absorbe de l'humidité, son volume augmente.

La rétractabilité du bois est en rapport avec :

- la densité. Un bois dur peut connaître un retrait important.
- La largeur des cernes. La largeur des cernes. Par ex : un chêne avec des cernes larges est plus nerveux et présente un retrait plus important qu'un chêne à accroissement fins.

On distingue ainsi :

- La rétractabilité axiale $\beta_a \leq 0.01$

- La rétractabilité radiale $0.06 \leq \beta_r \leq 0.3$
- La rétractabilité tangentielle $0.17 \leq \beta_t \leq 0.4$

La rétractabilité volumique est définie à partir des précédentes telle que :

$$\beta = \beta_a + \beta_r + \beta_t$$

Tableau 2. 3: Qualification du bois en fonction de son coefficient de rétractabilité

Valeur du coefficient de rétractabilité	Qualification des bois	Utilisation
0,55 à 1%	Très nerveux	Bois à débiter sur quartier
0,36 à 0,55%	Nerveux	Bois de qualité charpente
0,15 à 0,35	Peu nerveux	Bois de qualité menuiserie et ébénisterie

- $\beta < 0.35$, le bois est dit « Peu Nerveux »
- $0.35 \leq \beta \leq 0.55$, le bois est dit « Nerveux »
- $\beta > 0.55$, le bois est dit « Très Nerveux »

3- Densité

C'est le rapport de la masse volumique du bois à celle de l'eau. Elle dépend de l'essence, du climat et des conditions de croissance, de l'endroit de prélèvement dans l'arbre, de l'état hygrométrique, de la texture du bois. La densité de référence est calculée avec un pourcentage de 12% d'humidité. Nous distinguons cinq types de densité :

- Densité à H (%)
- Densité de la matière ligneuse : $1,54 \text{ g / cm}^3$
- Densité à 12 %
- Densité anhydre
- Infradensité

La densité varie suivant :

- la largeur des cernes
 - chez les résineux avec des cernes fins et réguliers, la densité est forte ; des cernes larges, elle est plus faible.

- Chez les feuillus homogène, la densité est indépendante de la largeur des cernes ; hétérogènes, elle augmente avec l'épaisseur du bois d'été.
- la partie de l'arbre :
- le bois de la patte de l'arbre est dense,
 - le bois des branches de résineux est plus dense que celui du tronc ; de feuillus est moins dense que celui du tronc.

Tableau 2. 4: Les différentes densités

CLASSES DENSITE	DENSITE
Bois très lourds et très durs	> 0,85
Bois lourds et durs	0,70 à 0,85
Bois mi-lourds et mi-durs	0,56 à 0,70
Bois légers et tendres	0,45 à 0,55
Bois très légers et très tendres	< 0,45

4- Conductibilité thermique

La conductibilité ou la conductivité thermique (λ) d'un corps est l'aptitude de ce corps à transmettre de la chaleur à l'inverse d'un corps isolant, qui résiste à la transmission de chaleur. La conductibilité du bois varie avec la direction du flux de chaleur par rapport aux fibres, avec la densité, avec le taux d'extractibles, avec les défauts et surtout avec l'humidité. La conductivité du bois est fortement anisotrope et la conductivité dans le sens des fibres vaut environ 2.5 la conductivité dans le sens perpendiculaire. Ce classement permet au professionnel de constater que le bois est le matériau de structure le moins conducteur.

Le bois est un mauvais conducteur de la chaleur à cause :

- de sa structure cellulaire qui emprisonne de l'air,
- de sa composition cellulosique.

Tableau 2. 5: Conductivité des différents matériaux

Matériaux	Aluminium	Acier	Béton	Plâtre	Résineux	Isolant	Laine de roche
λ w/m°C	230	60	1.75	0.5	0.15	0.04	0.053

La valeur moyenne pour le bois est : $\lambda = 0.12$ w/m°C.

5- Conductibilité phonique

Le bois et ses dérivés sont intéressants pour amoindrir les phénomènes d'écho et de résonance.

6- Conductibilité électrique

Le bois est un mauvais conducteur électrique.

Sa résistance électrique croît avec sa densité. Elle est plus élevée pour les essences résineuses que feuillues. Elle est 2 à 4 fois plus importante dans le sens axial que dans le sens transversal, plus forte tangentiellement que radicalement.

7- La combustibilité

C'est l'aptitude du bois à brûler.

Elle dépend de la teneur en eau, de la partie de l'arbre, des dimensions et de la densité.

Le pouvoir calorifique du bois augmente avec la densité. Le bois s'enflamme vers 270°C.

8- Le retrait et le gonflement du bois

Le matériau bois peut contenir de l'eau sous trois formes :

- l'eau libre (eau capillaire) dans les vides à l'intérieur des cellules,
- l'eau liée (eau hygroscopique/eau absorbée) par les parois cellulaires et
- l'eau de constitution (eau chimiquement liée) qui est invisible.

Lorsque la teneur en humidité du bois est maximale, l'eau est présente sous ces deux formes (eau libre et eau liée). En séchant, le bois perd d'abord l'eau libre à l'intérieur des cavités et, ensuite, l'eau absorbée par les parois cellulaires. Le point de saturation des fibres (PSF) est la teneur en humidité limite pour laquelle il n'y a plus d'eau libre dans les vides alors que l'eau absorbée dans les parois cellulaires est maximale. Le PSF se situe à une teneur en humidité autour de 30 % pour la plupart des essences de bois.

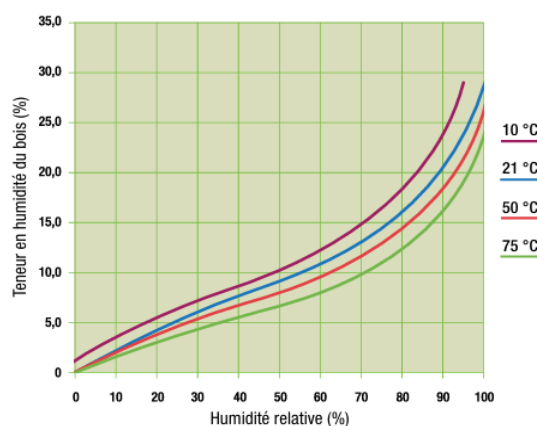


Figure 2. 7: Teneur en humidité d'équilibre du bois

C'est aussi un phénomène physique qui est conditionné par le taux d'humidités du bois. A un taux d'humidités inférieur à 30%, aucun gonflement ne peut se produire dans le bois car son volume reste constant. Par contre lorsqu'on passe à un taux d'humidité supérieur, le gonflement est remarquable et son volume augmente.

Le bois présente un taux de retrait anisotrope et son taux de retrait sera estimé à l'état anhydride. Soient :

- α_L = Taux de retrait dans la direction longitudinale
- α_R = Taux de retrait dans la direction radiale
- α_T = Taux de retrait dans la direction transversale
- α_V = Taux de retrait volumique

α_V : varie entre 10% et 15%

$$\alpha_L = 0$$

$$\alpha_T \approx 2 \alpha_R$$

2.1.1.5.2 Les propriétés mécaniques du bois

Elles sont influencées par la densité et l'humidité du bois.

Les propriétés mécaniques du bois décrivent le comportement du bois lorsqu'il est soumis à diverses sollicitations (effort, couples...). Une particularité technologique du bois est sa très forte anisotropie mécanique. En effet, la plupart des matériaux de construction sont isotropes : les caractéristiques mécaniques de ceux-ci sont identiques, quelle que soit la direction de sollicitation. Pour le bois par contre, ce n'est pas le cas. En effet, la résistance ne sera pas la même selon que l'effort est parallèle ou perpendiculaire aux fibres, ce qui ajoute une grande contrainte pour le dimensionnement et les vérifications à faire lors de la conception d'un bâtiment en bois.

1- Résistance à la compression

- Compression axiale dite en « bout ».

Les pièces courtes : Leur longueur ne dépasse pas cinq fois la largeur de leur petit côté. Sous une charge, ces pièces éclatent selon un plan de faible résistance (plan radial).

En effet, la compression se manifeste sur une pièce courte par un raccourcissement suivi d'un écrasement par glissement et cisaillement des fibres. Tandis que sur une pièce longue, il apparaît un raccourcissement suivi d'un flambage. Le bois offre une très bonne résistance dans cette direction.

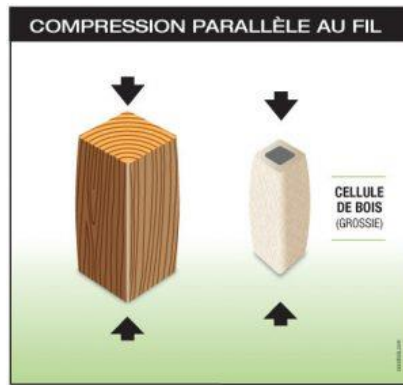


Figure 2. 8: Compression axiale ou parallèle au fil

- Compression transversale dite de « flanc »

La compression perpendiculaire aux fibres du bois est de trois à cinq fois inférieure à la résistance à la compression axiale. Elle se manifeste par un écrasement des fibres et une déformation de la pièce. Dans cette direction la résistance du bois est beaucoup plus faible.

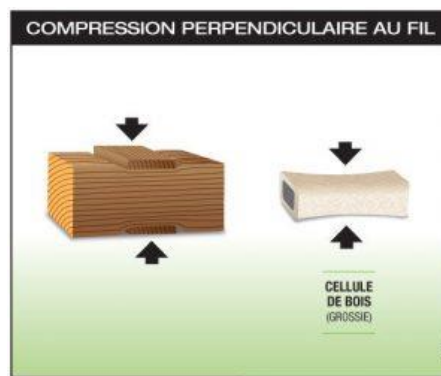


Figure 2. 9: Compression transversale ou perpendiculaire au fil

La résistance à la compression exercée perpendiculairement au fil (figure 2.10) est inférieure à celle appliquée parallèlement au fil. Elle est principalement causée par la présence de charge concentrées ou par les contraintes exercées aux appuis des éléments fléchis.

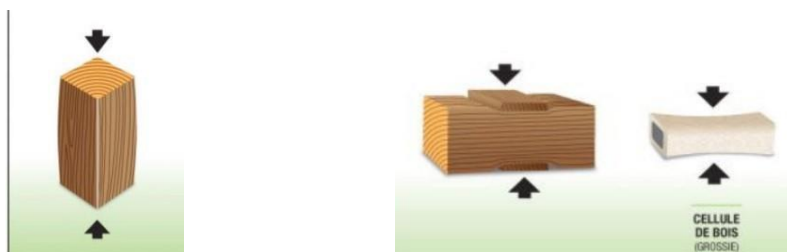


Figure 2. 10: Compression parallèle/perpendiculaire au fil

- 2- Résistance à la traction

- Traction axiale

La rupture des pièces a lieu toujours aux liaisons qui doivent être exécutées et renforcées soigneusement. Dans cette direction on note un très faible allongement des fibres. Le bois offre une grande résistance dans cette direction.

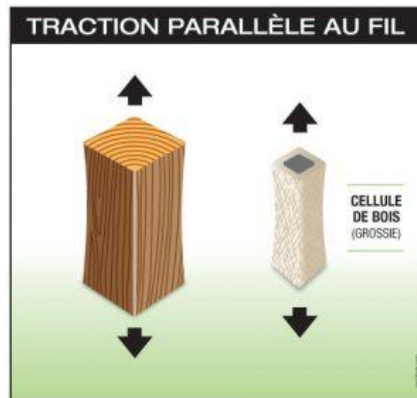


Figure 2. 11: Traction perpendiculaire aux fibres

Les fibres du bois résistent très bien à la traction transversale, mais non les matières qui les unissent (colles). En effet, elle se traduit par une rupture rapide par décollement des fibres. Le bois offre une très mauvaise résistance dans cette direction.

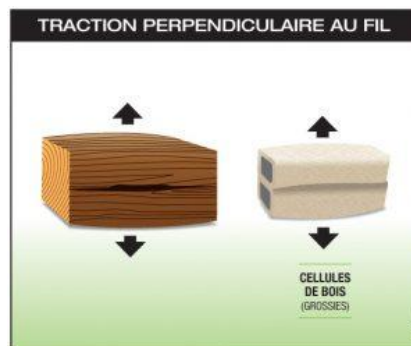


Figure 2. 12: Traction transversale ou perpendiculaire au fil

3- Résistance à la flexion

Cette forme de sollicitation est très courante dans la construction. C'est le cas des pannes ; chevrons, solives et poutres. Selon des principes de base d'ingénierie, un couple de flexion est le résultat d'efforts de compression et/ou de traction excentriques par rapport à l'axe neutre d'un élément. Puisqu'il résiste très bien à la compression et à la tension axiale, le bois est donc également efficace en flexion.

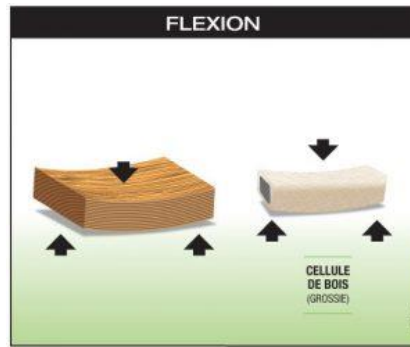


Figure 2. 13: Bois travaillant en flexion

4- La fissilité

C'est l'aptitude des matériaux fibreux au fendage, à se diviser dans le sens longitudinal, sous l'action d'une force.

Le décollement des éléments du bois se produit suivant des surfaces peu résistantes, ex : les rayons ligneux. L'adhérence des fibres dépend de la structure du bois et des conditions de vie de l'arbre.

Le bois humide est moins fissile que le bois sec.

5- Résistance au cisaillement.

La résistance au cisaillement longitudinale est plus forte que la résistance au cisaillement transversale et sera donc la seule considérée (Principe de réciprocité des contraintes tangentielles, cours de mécanique des structures : l'une ne peut exister sans l'autre).

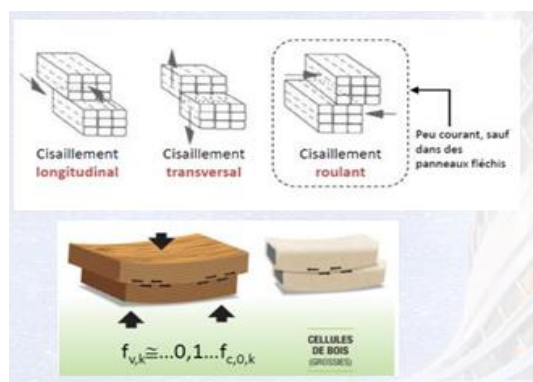


Figure 2. 14: Bois travaillant au cisaillement

$$f_{m,k} > f_{c,0,k} > f_{t,0,k} > f_{c,90,k} > f_{v,k} > f_{t,90,k} \approx f_{r,k}$$

6- Fluage

Il est connu des utilisateurs du bois que dans certains cas, celui-ci se déforme d'une manière continue lorsque pendant de longues durées des charges appliquées. C'est l'influence des charges permanentes qui amène ces phénomènes particuliers.

7- Influence de l'humidité sur la propriété mécanique

L'humidité réagit fortement sur la résistance à la compression. C'est une des résistances les plus sensibles à ce facteur.

8- Influence de la température

Les températures très basses sont loin de nuire à la qualité mécanique du bois. Au contraire elles correspondent à une forte augmentation des résistances. Une élévation de température amène au contraire une baisse des résistances. Jusque vers 160° le bois continue à se comporter normales ; au-delà commence la destruction chimique.

9- La fatigue

Le bois est un matériau qui résiste très bien aux charges cycliques comme celles dues au vent ou au séismes. L'analyse fait sur les différents essais nous montre que le bois possède une meilleure résistance en flexion et non pas en traction.

Pour les résistances perpendiculaires aux fibres, la traction est supérieure à la compression, mais ces valeurs sont bien inférieures à celles parallèlement aux fibres. C'est pourquoi lors de la conception il faut prendre cet élément en considération et limiter les efforts perpendiculaires aux fibres.

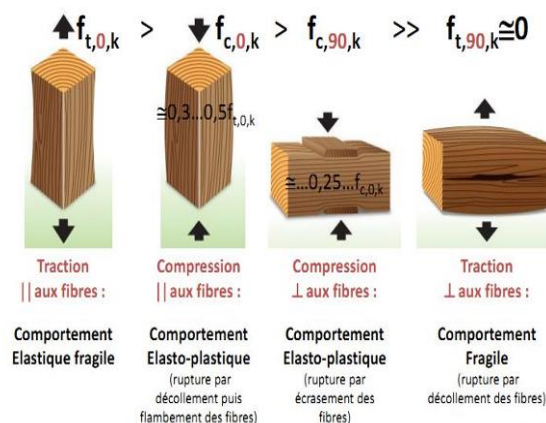


Figure 2. 15: Comparaison entre les résistances

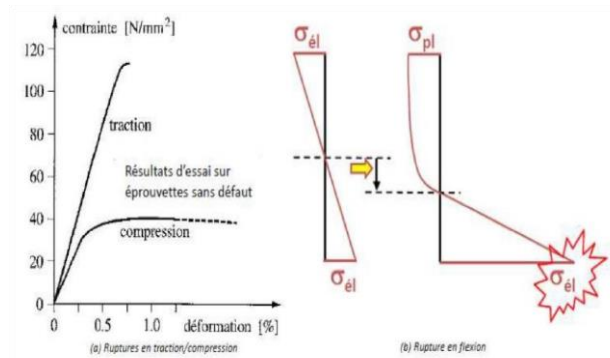


Figure 2.16: Rupture en traction/ compression et en flexion d'un échantillon sans défaut

En flexion, la rupture sera mixte : une phase plastique dans la partie comprimée de la section qui va entraîner une augmentation de la hauteur comprimée (descente de l'axe neutre) et par conséquent une réduction de la partie en traction qui va entraîner la ruine de la section par rupture des fibres. Cette rupture est illustrée sur la Figure 2.16.

Pour ce qui est de la flexion composée, les résistances avec de la traction et de la compression se situent entre la valeur parallèle aux fibres et celle perpendiculaire, et ce en fonction de l'angle dans lequel se trouve la force.

2.1.1.5.3 Les propriétés chimiques du bois

La composition chimique élémentaire de la matière organique du bois varie très peu d'une essence à l'autre. En moyenne elle se répartit, en pourcentage du poids anhydre, de la façon suivante :

- carbone 50% ; hydrogène 6% ; oxygène 43 % ; azote 1% ; cendre(trace)

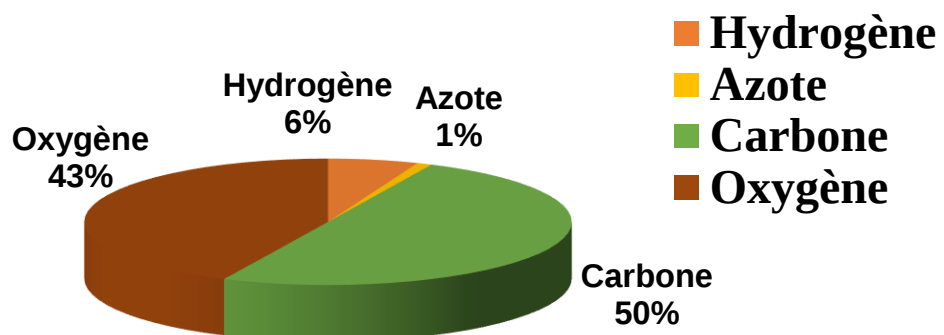


Figure 2.17: Diagramme de répartition

La constitution du bois varie suivant sa nature ; il comprend les constituants suivants

- cellulose 40/50% environ

La cellulose est un hydrate de carbone de formule $(C_6H_{10}O_5)_n$, plus condensé que l'amidon ; il y a dans le bois différentes celluloses, de propriétés variables, qui constituent l'essentiel des parois des cellules.

- lignine 25/30%

La lignine est une matière complexe qui s'apparente aux tannins et à l'alcool coniférylique. C'est une substance dure et colorée qui « incruste » les parois des cellules ; on dit que ces parois se « lignifient ». Celluloses et lignine forment les membranes ou les parois des éléments cellulaires et, en particulier, des « fibres » du bois.

Ces éléments sont collés les uns aux autres par la « lamelles moyenne » constituée par de la lignine souvent associée à des hydrates de carbone moins condensés que la cellulose et sont, appelés hémicelluloses.

1- Anatomie du bois

Le bois est une matière ligneuse (composée à 25/30% de lignine et de 40/50% de cellulose).

Le bois est un matériau :

- Hétérogène : Ses cellules sont de nature et de forme différentes et des singularités de croissance différencient chaque élément.
- Anisotrope : Sa structure cellulaire est orientée selon trois directions mises en évidence sur la (figure 2.18) ci-contre : longitudinale, radiale et tangentielle ;
- Hygroscopique : Il est susceptible de perdre ou de gagner de l'humidité en fonction des conditions de l'air ambiant.

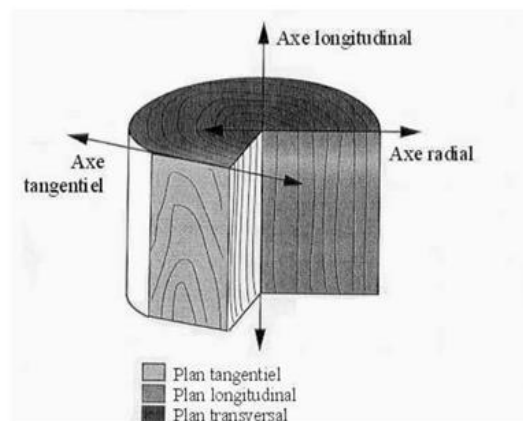


Figure 2. 18: Anisotropie du bois

Dans le plan transverse, les propriétés mécaniques sont semblables suivant les directions tangentielle et transversale.

2.1.1.6 Les dérivés du bois

Les bois et dérivés utilisables en structure de charpente peuvent se présenter sous de nombreuses formes et sont issus de procédés de fabrication plus ou moins complexes : bois lamellé-collé, bois massif reconstitué, bois massifs aboutés, les panneaux contreplaqués, les panneaux OSB, les panneaux de particules et les panneaux MDFs. Les paragraphes qui suivent donnent les éléments nécessaires à la connaissance des produits pour son utilisation en structure.

1- Bois lamellé-collé

Le BLC ou le bois lamellé-collé est une technologie révolutionnaire, vieille d'un siècle déjà. Convoité pour la réalisation des portiques supportant la couverture des grands bâtiments tertiaires, des poteaux ou des traverses de charpente, cet élément structurel est obtenu par l'aboutage et le collage de lamelles de bois, à fil généralement parallèle. On distingue le bois lamellé-collé horizontal qui a les plans de collages perpendiculaires à la hauteur de la poutre et le bois lamellé-collé vertical qui a les plans de collages perpendiculaire à l'épaisseur de la poutre.

Les sections en bois lamellé collé sont majoritairement utilisées pour les bâtiments de grandes dimensions, là où le bois massif a des caractéristiques mécaniques trop faibles pour être mis en œuvre ; ou pour les architectures nécessitant des éléments courbes ou a section variable. La plage de dimensions courantes des éléments est reprise dans le tableau 2.6 suivant.

Tableau 2. 6: Plage des dimensions courantes des poutres en lamellé-collé

Largueur	60 à 240 mm
Hauteur	100 à 600 mm
Portée	Jusqu'à 40 m
Humidité moyenne	11 à 12%

Grâce à ses plis horizontaux, le lamellé-collé est très malléable : il est possible de le cintrer, ouvrant à de nouvelles formes architecturales. Produit d'ingénierie totalement maîtrisé et très stable mécaniquement, le lamellé-collé est considéré comme un matériau « dur », montrant une forte résistance au feu. De nombreuses essences peuvent être utilisées, telles que le chêne, le

châtaignier, le pin maritime ou le robinier. Les plus répandues restent le sapin, le douglas, l'épicéa, le pin sylvestre, et le mélèze.



Figure 2. 19: Bois lamellé-collé

2- Bois massif reconstitué

Le bois massif reconstitué (BMR) connaît depuis une quinzaine d'années une ascension fulgurante en Europe. Appelé « Duo-Trio » ou « contrecollé », il tend à remplacer le bois massif traditionnel, en raison de sa plus forte stabilité mécanique. Il se compose de deux à cinq lames à force épaisseur de (45 à 80 mm) collées entre elles, aboutées ou non, et à fil parallèle.

Le taux d'humidité des lames non traitées ou traitées en surface est compris entre 8 et 15 %, et entre 11 et 15 % pour les éléments traités par injection.

Les essences les plus répandues sont le sapin, l'épicéa, le pin sylvestre, le douglas et le mélèze. Parmi les autres espèces rencontrées : le châtaignier, le chêne, le robinier, le western red cedar, le doussié, le merbau, ou encore l'Iroko.

Les dimensions courantes sont :

- Largeur : de 260 mm
- Longueur : jusqu'à 13.00 m,



Figure 2. 20: Bois massif reconstitué

3- Bois massif abouté

Le bois massif abouté ou (BMA), est de section rectangulaire. Assemblées dans le sens de la longueur, les pièces de bois dont il est composé sont préalablement purgées de leurs singularités. Il ne doit y avoir ni nœuds, ni fentes, ni pente de fil élevée à l'intérieur même de l'aboutage. Ce dernier s'effectue par entures multiples, lesquelles s'emboîtent par collage. L'humidité moyenne des lamelles est de 11 à 12 %. Les essences les plus couramment utilisées sont le sapin, l'épicéa et le pin sylvestre.



Figure 2. 21: Bois massif abouté

4- Les panneaux contreplaqués

Le contreplaqué est un panneau constitué par la superposition croisée de couches de placage déroulé. Ces plis sont toujours en nombres impairs et croisés à 90°. Les plis peuvent être en pin, en bouleau, en hêtre, mais principalement en peuplier ou en okoumé. Ils ont une épaisseur comprise entre 0,8 et 3 mm Les plis sont collés avec des résines thermodurcissables. La composition peut varier en fonction de la classe du panneau souhaité. Les variations dimensionnelles (retrait volumique total) du contreplaqué sont de 0,15 % dans le sens de la longueur et de la largeur, et de 4 % en épaisseur. La masse volumique est d'environ 500 kg/m³.

Tableau 2. 7: Epaisseur des panneaux commercialisés

Nombre de plis	3	5	7	9	13
Épaisseur en mm	3, 4, 5, 6	8, 10, 12	15, 18	22, 25	30

Formats : 2 500 × 1 220 mm ou 3 100 × 1 530 mm. Le fil apparent du pli extérieur est dans le sens de la longueur.

Les contreplaqués sont définis dans la norme NF EN 636. Suivant le choix de la colle et de l'essence de bois utilisée, le contreplaqué peut avoir une meilleure résistance à l'humidité.

5- Le panneau OSB

L'OSB (Oriented Strand Board) est un panneau à lamelles minces longues et orientées. La fabrication de l'OSB utilise exclusivement du bois frais de coupe. En Europe, ce sont les résineux qui sont le plus souvent employés. L'addition d'une autre essence (bouleau, peuplier) est courante, mais en faible proportion.

Les variations dimensionnelles de l'OSB sont de 0,2 % dans le sens de la longueur, de 0,3 % en largeur et de 6 % en épaisseur. La masse volumique est d'environ 650 kg/m³.

- Dimensions des panneaux commercialisés

- Épaisseurs : 8, 10, 12, 15, 18 et 22 mm
- Formats : 2 500 × 1 250 mm, 5 000 × 1 250 mm et 5 000 × 2 500 mm

Pour l'utilisation de l'OSB en plancher ou en support de couverture, les dimensions sont différentes et les rives sont usinées avec deux rainures et deux languettes.

- Classement

Les panneaux OSB sont définis dans la norme NF EN 300.

Quatre types de panneaux sont déterminés :

- OSB 1 : panneau pour l'agencement intérieur, utilisé en milieu sec,
- OSB 2 : panneau travaillant (plancher, étagère, emballage) utilisé en milieu sec,
- OSB 3 : panneau travaillant (plancher, support de couverture, contreventement de constructions bois, poutre en I, emballage) utilisé en milieu humide,
- OSB 4 : panneau travaillant sous contrainte élevée (construction de maison ossature bois), utilisé en milieu humide.



Figure 2. 22: Panneau OSB

6- Les panneaux de particules

Ils sont appelés également agglomérés, les panneaux de particules sont fabriqués à partir de rondins et de produits provenant de l'industrie de la première transformation du bois (déchets et chutes lors du débit des bois). Les bois sont fragmentés en fins copeaux (beaucoup plus fins que les panneaux OSB) puis séchés à l'air chaud, avant d'être triés en deux catégories (panneau trois couches) :

- Les plus fines servent à composer les deux couches extérieures du panneau, pour lui donner un aspect lisse.
- Les plus larges servent à composer l'âme du panneau pour lui donner sa résistance.

Les lamelles sont orientées dans tous les sens. Ensuite, elles sont encollées avec des résines liquides à base d'urée-formol. La composition peut varier en fonction de la classe du panneau souhaité. Les variations dimensionnelles du panneau de particules sont de 0,3 % dans les deux sens (longueur et largeur) et de 6 % en épaisseur. La masse volumique est d'environ 700 kg/m³.

- Dimensions des panneaux commercialisés

- Épaisseurs : 6, 8, 10, 12, 15, 19, 22, 25 et 30 mm
- Formats : 3 050 × 1 850 mm, 4 100 × 1 850 mm et 2 800 × 2 070 mm

Pour l'utilisation du panneau de particules en plancher, les dimensions sont différentes et les rives sont usinées avec deux rainures et deux languettes.

- Classement

Les panneaux de particules sont définis dans la norme NF EN 312.

Six types de panneaux sont déterminés :

- P1 : panneau pour l'usage général, utilisé en milieu sec,
- P2 : panneau pour l'agencement et le mobilier, utilisé en milieu sec,
- P3 : panneau pour l'agencement intérieur exposé à l'humidité (salle de bain),
- P4 : appelé CTB-S, panneau travaillant (plancher et cloison), également pour l'agencement et le mobilier. Mais utilisé en milieu sec,
- P5 : appelé CTB-H, panneau travaillant (plancher, cloison, support de couverture), également pour l'agencement. Utilisé en milieu humide, la marque CTB-H est matérialisée par un marquage à l'encre verte,
- Ignifugé M1 et M2 : les particules de bois sont traitées au cours de la fabrication du panneau, lui permettant de résister un certain temps au feu,
- Le panneau de particules plaqué : les faces sont recouvertes d'un placage de bois à but décoratif.

Les panneaux de particules ne peuvent pas être utilisés en milieu humide confiné ou en exposition directe aux intempéries.



Figure 2. 23: Les panneaux de fibres

Ce type de panneau est assez récent. Plusieurs types de densité des fibres existent :

- tendre (SB),
- médium (MDF),
- et dur (HB).

Mais l'utilisation est la commercialisation du panneau MDF (Medium Density Fiberboard) est en constante expansion. Avec de nouvelles innovations telles que le médium teinté dans la masse, il est de plus en plus utilisé en agencement et en fabrication de mobilier.

7- Le panneau de fibres médium MDF

Le MDF est fabriqué par le procédé dit « à sec » : les billons de bois sont fragmentés en plaquettes. Puis, sous l'action de la vapeur d'eau qui ramollit le bois, les plaquettes sont défibrées par des broyeurs. Les fibres de bois obtenues sont d'environ 1,5 mm.

Les variations dimensionnelles du panneau de fibres sont de 0,3 % dans le sens de la longueur et de largeur et de 6 % en épaisseur. La masse volumique est d'environ 750 kg/m³.

Les panneaux MDF bruts sont définis dans la norme NF EN 316 et EN 622-1.

Dimensions des panneaux MDF standards commercialisés

- Épaisseurs : 3, 5, 6, 10, 12, 16, 19, 22, 25, 30, 35, 40, 45 et 50 mm
- Formats : 2 800 × 1 850 mm, 3 700 × 1 850 mm et 2 800 × 2 070 mm



Figure 2. 24: Le panneau de fibres médium MDF

2.1.1.7 Les différents systèmes constructifs

Nous avons quatre types de systèmes constructifs à savoir :

- Ossature bois
- Poteaux-Poutres
- Panneaux massifs
- Bois massifs empilés

D'autres systèmes vernaculaires, tels que le colombage (pan de bois) sont plutôt restreints à la rénovation des bâtisses.

1- L'ossature bois

Ce système constructif est, de très loin, le plus répandu dans le monde. Une trame de montants de bois, espacés de 40 à 60 cm, est habillée de panneaux de particules à base de bois. L'isolant thermique s'insère entre ces panneaux.

La construction est ainsi très rapide. Les murs en ossature bois sont de faible épaisseur (20 cm environ) : ils offrent donc plus de surface habitable que les solutions dites classiques (environ 8% de plus qu'en parpaings).

L'ossature bois est adaptée à toutes les tailles et styles architecturaux de maisons.



Figure 2. 25: Construction à ossature bois

2- Poteaux-poutres

Le système poteaux-poutres consiste à créer un squelette, constitué de poteaux et de poutres en bois massif ou lamellé-collé plus ou moins espacés selon la section (de 2 à 6m environ). Le gros avantage de ce système est de pouvoir adapter les espaces ainsi créés selon ses désirs : parois pleines, vitrages. Les grands espaces créés permettent une grande liberté dans la conception et on obtient facilement des volumes spacieux et ouverts. Ce système constructif représente 10% de l'habitat.



Figure 2. 26: Construction poteaux-poutres

3- Panneaux massifs

Les panneaux CLT (Cross Laminated Timber), en français bois lamellé croisé, sont un système constructif en bois massif. Des lames de bois sont assemblées entre elles, puis clouées ou collées à plis croisés (3, 5, 7 ou plus en fonction des charges à reprendre) pour former des parois qui peuvent être utilisées horizontalement et verticalement (mur extérieur, mur intérieur, plancher, toiture). Le CLT permet d'avoir de grandes portées et des porte-à-faux.



Figure 2. 27: Construction en Panneaux massifs

4- Bois massif empilé

C'est une des techniques les plus anciennes, surtout présente en montagne. La structure est réalisée à l'aide de pièces de bois rondes (rondins ou fustes) ou rectangulaires (madriers) empilées horizontalement les unes au-dessus des autres : grâce aux gros diamètres des bois, on peut se passer d'un isolant rapporté.



Figure 2. 28: Construction en bois massif empilé

2.1.1.8 Avantages du bois

L'architecture et les acteurs de la construction retrouvent aujourd'hui avec le bois un matériau tout à la fois traditionnel, résolument contemporain et pleinement futuriste : c'est un matériau de toujours. Il présente de nombreux avantages, on peut citer entre autre :

2.1.1.8.1 Disponibilité :

Le bois est une ressource naturelle qui est largement disponible partout dans le monde. Avec une gestion appropriée, l'approvisionnement du bois et autres matériaux dérivés est potentiellement inépuisable. Il permet dans la plupart des cas un approvisionnement de proximité. De plus, son transport présente un risque minimal ;

3.1.1.8.2 Protection de l'environnement :

La fabrication du bois ne génère pas de gaz carbonique, elle en consomme en effet, le bois est composé d'environ 50 % de carbone, 43 % d'oxygène, 6 % d'hydrogène et 1 % d'azote. Tout le carbone contenu dans le bois provient du CO₂ atmosphérique utilisé par l'arbre par photosynthèse. Construire en bois, c'est stocker du carbone. Un mètre cube de bois mis en œuvre (700 kg), c'est 350 kg de carbone en moins dans l'atmosphère ou encore plus de 1 200 kg de CO₂. Cependant il est recommandé d'utiliser les arbres arriver à maturité afin de stocker le carbone qui est déjà séquestré au cours de leur croissance.

Tableau 2. 8 : Effet environnemental des matériaux de construction

Matériaux	Masse Volumique (Kg/m ³)	Procédé de fabrication et de mise en œuvre	
		Dégagement de CO ₂ (Kg/m ³)	Fixation de CO ₂ (Kg/m ³)
Acier	7200	5000	0
Béton	2300	375	0
Ciment	1600	2500	0
Bois (feuillus)	700	200 (avec la prise en compte des procédés industriels)	1000

(1) Le bois est constitué de C = 50 %, O = 43 %, H = 6 %, N = 1 % : 700 kg de bois contiennent 350 kg de C ;
1 mole de C = 12 g ; 1 mole de O₂ = 32 g ; 1 mole de CO₂ = 44 g ; Pour 350 kg de C :
(350/12) * 44 = 1283 kg de CO₂ arrondi à **1 tonne de CO₂ par m³ de bois utilisé.**

2.1.1.8.3 Respect du cycle de carbone :

Le bois, comme toutes les matières organiques naturelles, est biodégradable. Quelle que soit l'essence considérée, le bois sera à plus ou moins long terme réintégré dans le cycle naturel du carbone. C'est là un avantage incontestable du matériau. Il s'inscrit dans le fonctionnement

naturel de la biosphère : toute matière organique naturelle est amenée à disparaître pour permettre la réutilisation perpétuelle des éléments.

2.1.1.8.4 Faible cout énergétique :

La transformation du bois nécessite moins d'énergie que celle d'autres matériaux. Par exemple : la production d'une tonne de bois de construction nécessite 10 à 50 fois moins d'énergie que celle d'une tonne d'acier et de 50 à 100 fois moins que celle d'une tonne d'aluminium ; -la transformation du bois nécessite moins d'eau que celle d'autres matériaux

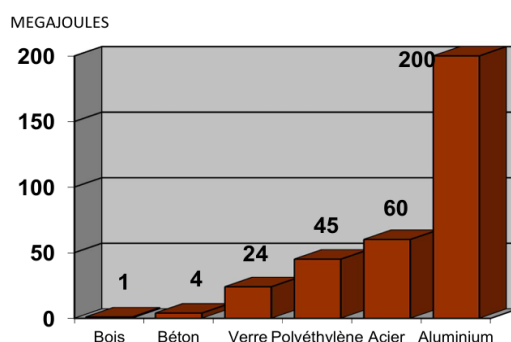


Figure 2. 29: Energie nécessaire à la fabrication d'une tonne de matériau

2.1.1.8.5 Intérêts économiques

Les principales raisons de la construction à ossature bois furent le délai et les couts. Un bâtiment bois peut être livré très rapidement, du fait, d'une construction entièrement préfabriquée en usine et livrée sur site, ne nécessitant pas de temps de séchage, moins onéreuse en ce qui concerne les matériaux, comparativement à une conception en béton ou le temps de construction est élevé et immobilise plus de frais. Entre le démarrage des travaux et la livraison du bâtiment, moins de cinq mois peuvent s'écouler.

De plus le déroulement d'un chantier de construction en ossature bois est plus rapide donc va nécessiter moins de main d'œuvre et d'usage de matériels lourd, source également d'économies.

La maison à ossature bois est considérée comme économique si l'on compare le rapport prix/temps de construction.

2.1.1.9 Inconvénients du bois

Le bois malgré ses multiples avantages, présente certains inconvénients. Nous avons entre autre :

- Entretien coûteux : le plus grand désavantage du bois reste sa vulnérabilité aux termites.
- Faible inertie thermique : la chaleur entre vite dans la maison et s'infiltré partout car le bois emmagasine la chaleur.
- Faible isolation acoustique : contrairement à la pierre, le bois n'étouffe pas les bruits

2.1.1.13 Les différentes classes de service du bois

Nous avons trois classes de service pour le matériau bois :

- Classe 1 : structure en milieu sec : utilisé en intérieur à l'abri de l'humidité ayant une humidité moyenne stabilisée de 7 à 13% ;
- Classe 2 : milieu humide : utilisé en intérieur avec une humidité maximale de 85 % et une humidité moyenne stabilisée de 13 à 20% ;
- Classe 3 : milieu extérieur : nommé CTB-X, utilisé en extérieur aux intempéries même prolongées ayant une humidité au-dessus de 20%.

2.1.2 Le Béton

2.1.2.1 Définition du béton

Le béton est un matériau composite obtenu par un mélange de granulats (sable et gravillons), d'un liant (ciment ou chaux) et des adjuvants (accélérateurs de prise ou retardateurs de prise) qui durcit en présence de l'eau.

2.1.2.2 Composition du béton :

On appelle béton un matériau constitué par un mélange, dans des proportions convenables de ciment, de granulats (sable et pierrailles) et d'eau.

- 1- Ciment : Le ciment se présente sous la forme d'une poudre fine de couleur grise ou blanche. La dimension des grains de ciment est caractérisée par la valeur de la finesse Blaine qui mesure la surface totale des grains contenus dans 1 gramme ; la finesse Blaine des ciments est de l'ordre de 3 500 à 4 500 cm²/g. La dimension caractéristique des grains de ciment est d'environ 30 à 50 µm Obtenu par cuisson à 1450°C d'un mélange homogène de calcaire et d'argile, dans la proportion 80 %/20.
- 2- Granulats : Les granulats rocheux sont constitués par les sables, les gravillons et les cailloux. Ils forment le squelette du béton.
- 3- Sables : Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir davantage de gros grains que de petits.

- 4- Graviers : ils sont constitués par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm. Ils doivent être durs, propres et non gélives. Ils peuvent être extraits du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenus par concassage de roches dures (matériaux concassés)
- 5- L'eau : dite eau de gâchage, doit présenter les propriétés d'une eau potable.
- 6- Les adjuvants : Les adjuvants sont des produits chimiques incorporés en faibles quantités au béton frais afin d'en améliorer certaines propriétés. Ils représentent entre 1 et 3 % du poids du ciment. Leur rôle et leur efficacité dépendent de la nature du produit chimique et de l'homogénéité de leur répartition dans la masse du béton frais.

2.1.2.3 Dosage du béton

Le dosage du béton est lié au poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton. Pour mener cette étude, le béton est dosé à 350 kg de ciment par m³. Ce dosage est destiné à offrir les garanties de résistance escomptées et à présenter une protection efficace de l'armature.

Dans un mètre cube de béton, on a les proportions suivantes :

- 350 kg de ciment (CPA 325).
- 800 kg de sable ($0 < D_g < 5\text{mm}$).
- 1050 kg de granulats
 - Gravillons ($5 < D_g < 15\text{mm}$).
 - Gravier ($15 < D_g < 25\text{mm}$).
- 175 L d'eau de gâchage.

Les classes de béton les plus utilisées sont C20/25, C25/30 et C30/37.

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre 2200 kg/m^3 et 2500 kg/m^3

2.1.2.4 Résistance caractéristique du béton

2.1.2.4.1 Résistance caractéristique en compression f_{cj} :

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté « f_{c28} »). Cette résistance est obtenue à partir d'un grand nombre d'essais de compression jusqu'à la rupture sur une éprouvette cylindrique normalisée de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur. Le durcissement étant progressif, f_{cj} est fonction de l'âge du béton.

Aussi, la valeur conventionnellement retenue pour le calcul des ouvrages est :

Pour $j < 28$ jours :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \text{ Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \quad (\text{équation 2. 1})$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} \text{ Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \quad (\text{équation 2. 2})$$

Pour $28 \leq j < 60$:

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad (\text{équation 2. 3})$$

Pour $j \geq 60$:

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28} \quad (\text{équation 2. 4})$$

f_{cj} : Résistance caractéristique à j jours,

f_{c28} : Résistance caractéristique à 28 jours

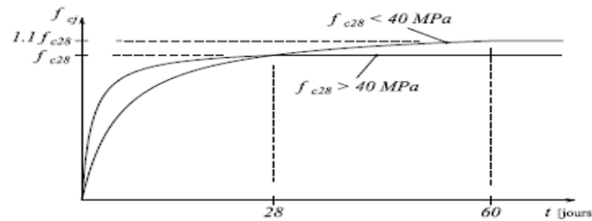


Figure 2. 30: Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

Pour 1m^3 de béton courant dosé à 350kg de ciment portland artificiel (CPA325), la résistance moyenne f_{c28} est comprise entre 22 et 25 MPa.

2.1.2.4.2 Résistance à la traction f_{tj} :

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate, on a recours à deux modes opératoires différents :

- Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées.
- Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien)

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \text{ si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.} \quad (\text{équation 2. 5})$$

$$f_{tj} = 0,275 f_{cj} \text{ si } f_{c28} > 40 \text{ MPa.} \quad (\text{équation 2. 6})$$

Pour j=28 jours : $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$.

2.1.2.4.3 Contraintes limites :

1- Contrainte limite ultime de compression :

Pour le calcul à l'ELU, on adopte le diagramme parabole- rectangle suivant :

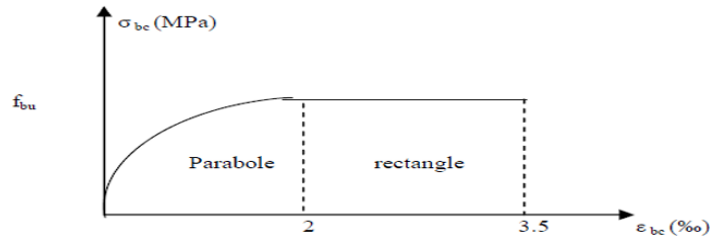


Figure 2. 31: Diagramme Contrainte-Déformation du béton à l'ELU

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{cj}}{\theta\gamma_b} \quad (\text{équation 2. 7})$$

$\theta = 0.85$ pour $t \leq 1h$; $\theta = 0.90$ pour $1h < t \leq 24h$ et $\theta = 1$ pour $t > 24h$

t : durée de chargement

γ_b : coefficient de sécurité ;

$\gamma_b = 1,5$ cas général ; $\rightarrow f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$

$\gamma_b = 1,15$ situation accidentelle ; $\rightarrow f_{bu} = 18.48 \text{ MPa}$

f_{bu} : contrainte ultime du béton en compression.

2- Contrainte limite de service de compression

Dans le cas de l'ELS, on suppose que le diagramme parabole-rectangle reste dans le domaine élastique linéaire. La contrainte du béton est définie par son module d'élasticité.

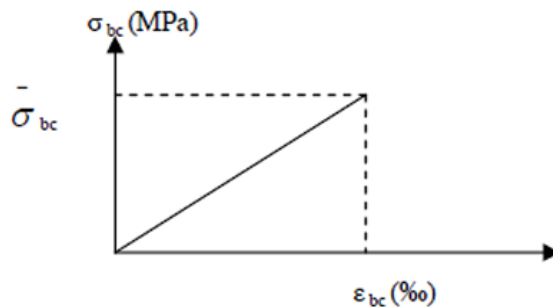


Figure 2. 32: Diagramme Contrainte-Déformation du béton à l'ELS

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} \dots \dots \dots A\ 28\ jours; \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times 25 = 15\ MPa$$

3- Contrainte ultime de cisaillement

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau \leq \tau_{adm}$

$$\tau_{adm} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\ MPa\right) \dots \dots \dots \text{Pour une fissuration peu nuisible (équation 2. 8)}$$

$$\tau_{adm} = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\ MPa\right) \dots \dots \text{Pour une fissuration préjudiciable et très préjudiciable (équation 2. 9)}$$

Dans notre cas, $f_{c28} = 25\ MPa$ et $\gamma_b = 1,5$ cas général, donc :

$$\tau_{adm} = 3.33\ MPa \rightarrow \text{fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{adm} = 2.5\ MPa \rightarrow \text{fissuration préjudiciable}$$

2.1.2.4.4 Déformation longitudinale du béton :

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton : le module de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} .

1- Le module de déformation longitudinale instantané :

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » : jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à : $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} ; (f_{cj} = f_{c28} = 25\ MPa)$: d'ou $E_{i28} = 32164\ MPa$.

2- Le module de déformation longitudinale différé :

Sous des chargements de longue durée (cas courant), le module de déformation longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton (prenant en compte le fluage du béton) est donné par la formule :

$$E_{vj} = \frac{1}{3} E_{ij} \text{ (équation 2. 10)}$$

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (équation 2. 11)}$$

Pour les vérifications courantes : $j > 28$ jours on a :

Pour $f_{c28} = 25\ MPa$:

- $E_{v28} = 10721,40\ MPa$
- $E_{v28} = 32164,20\ MPa$

3- Le module de déformation transversale :

$$G = \frac{E}{2(\nu+1)} \text{ (Module de glissement). } \text{ (équation 2. 12)}$$

Avec :

E : module de Young

$$G_{ELS} = 18493,45 \text{ MPa}$$

ν : Coefficient de poisson

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson ν par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$$

$$\nu = \frac{\Delta d/d_0}{\Delta L/L_0} = \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_l} \text{ (équation 2. 13)}$$

Avec :

ε_t : déformation limite transversale

ε_l : déformation limite longitudinale.

Pour le calcul des sollicitations (à l'ELU), le coefficient de poisson est pris égal à 0.

Pour le calcul des déformations (à l'ELU), le coefficient de poisson est pris égal à 0,2.

2.1.3 Les Aciers

2.1.3.1 Définition

C'est un alliage métallique constitué principalement de fer et de carbone. C'est essentiellement la teneur en carbone qui confère à l'alliage les propriétés de l'acier. Dans le béton armé, le béton reprend les charges de compression tandis que l'acier reprend celle en traction.

C'est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression. Sa bonne adhérence au béton en constitue un matériau homogène.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est égal à : $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$.

2.1.3.2 Résistance caractéristique de l'acier

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité f_e

Principales armatures utilisées

Tableau 2. 9: f_e en fonction du type de l'acier

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
Désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
f_e (MPa)	215	235	400	500	500	500

2.1.3.2.1 Contrainte limite

1- Etat limite ultime :

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte- déformation suivant :

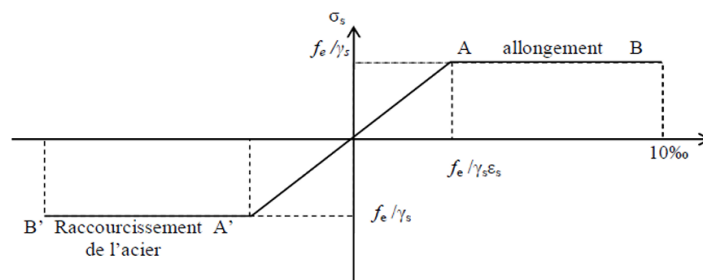


Figure 2. 33: Diagramme Contrainte-Déformation de l'acier

$$\varepsilon_s = \frac{f_e / \gamma_s}{E_s} \quad (\text{équation 2. 14})$$

$$E_s = 200.000 \text{ MPa}$$

γ_s = coefficient de sécurité ayant les valeurs suivantes :

- $\gamma_s = 1.15$: dans le cas général
- $\gamma_s = 1$: pour les combinaisons accidentelles

2- Etat limite de service :

Nous avons pour cet état :

- Fissuration peu nuisible : Pas de précaution nécessaire
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_{s1} = \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e ; \text{Max} \left(\frac{1}{2} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right]$ (équation 2. 15)

- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_{s2}} = 0.8\overline{\sigma_{s1}}$ (équation 2. 16)

f_e = limite élastique ;

f_{tj} = résistance caractéristique du béton à la traction en MPa à j jours d'âge

η = coefficient de fissuration

$\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses

$\eta = 1,6$ pour les aciers à haute adhérence

$\eta = 1,3$ pour les fils de diamètre < 6mm

2.1.3.3 Protections des armatures (Art A.7-2.4 CBA93)

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets d'intempérie et des agents agressifs. On doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- $C \geq 5$ cm : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3$ cm : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations)
- $C \geq 1$ cm : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations..

2.1.4 Les assemblages

2.1.4.1 Définition générale

Un assemblage est l'opération qui consiste à lier entre eux deux ou plusieurs éléments de structure afin de transmettre les efforts mécaniques (traction, compression, cisaillement, moment fléchissant, etc.) et de garantir la continuité de l'ouvrage.

Autrement dit, c'est le mode de connexion entre les pièces qui composent une structure (ex. : poutres, poteaux, poutrelles, arbalétriers, entrails...).

2.1.4.2 Rôle des assemblages

Les assemblages jouent un rôle essentiel dans le comportement des charpentes en bois. La performance d'un assemblage est tout d'abord caractérisée par sa résistance mécanique, sa rigidité et sa ductilité qui assurent un comportement adéquat sous les charges statiques ou dynamiques. De plus, la stabilité dimensionnelle et la résistance à la dégradation des assemblages garantissent la pérennité des constructions en bois. Un assemblage désigne toute

façon de solidarisation d'éléments rigides, de façon stable, ferme et durable. Un assemblage de bois ou de pièces métalliques peut être démontable ou au contraire définitif.

2.1.4.3 Critère de choix des assemblages

Le choix d'un assemblage est fait en fonction du type et de l'intensité du chargement auquel il sera soumis. Selon le cas, un assemblage doit être en mesure de transmettre des efforts de compression, de traction, de cisaillement et/ou de flexion. Le choix du type d'assemblage se fera aussi en fonction de la géométrie des pièces à assembler (nombre de pièces et angles entre chaque pièce).

TYPE D'EFFORT GÉOMÉTRIE	compression	traction	cisaillement	flexion

Figure 2. 34: Différents assemblages selon la géométrie et le type d sollicitation à transmettre (d'après Natterer et al., 1987)

On pourra ajouter comme critère de choix le type de section des barres à lier (rectangulaire, circulaire, etc.), des considérations esthétiques (assemblage visible ou non) et des exigences de montages (place disponible, facilité du montage, . . .). [3] [4]

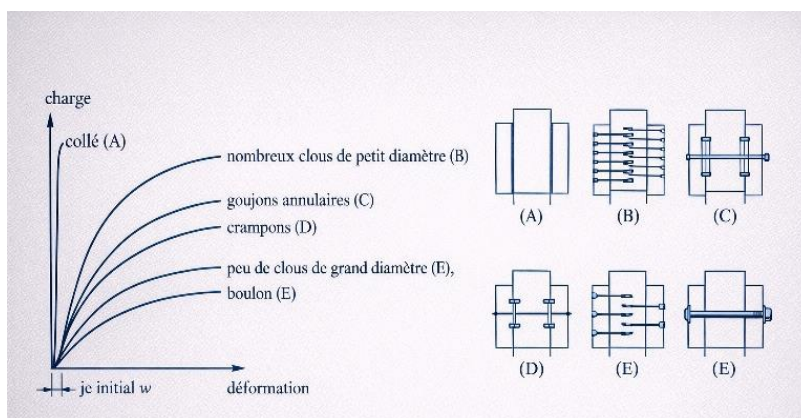


Figure 2. 35: Courbes théoriques de charge-déformation pour différents types d'assemblages (d'après Natterer et al., 1987)

2.1.4.4 Les moyens d'assemblages

Il existe de nombreux moyens d'assemblage. On distinguera

- les assemblages traditionnels, tels que les tenons-mortaises, les embrèvements. Ce sont des assemblages travaillant principalement par contact entre deux pièces de bois, donc en compression.

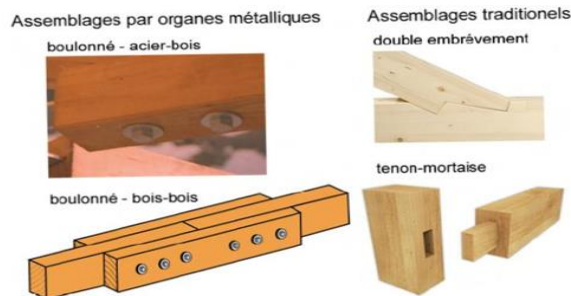


Figure 2. 36: Différents types d'assemblages

- les assemblages par organe métallique. Ces assemblages utilisent un connecteur métallique pour joindre les pièces de bois entre elles. Ces connecteurs peuvent être des pointes (clous), des agrafes, des boulons, des tire-fonds, des goujons, des crampons, des anneaux, . . . (voir la Figure 2.37)

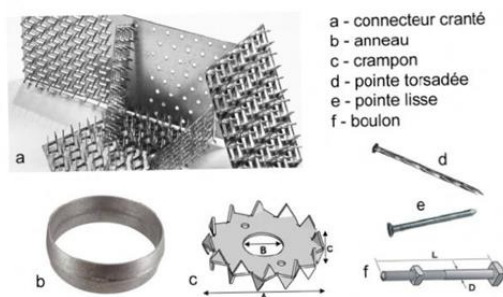


Figure 2. 37: Différents types de connecteurs métalliques

2.1.4.5 Les catégories d'assemblages

- Les assemblages mécaniques (avec de l'acier : plaques, boulons, vis, clou etc)



Figure 2. 38: Assemblages mécaniques

- Les assemblages bois-bois (plus traditionnels)



Figure 2. 39: Assemblages bois-bois

- Les assemblages collés, utilisés principalement pour l'aboutage (et aussi pour les châssis, meubles, panneaux. etc.)



Figure 2. 40: Assemblages collés

Les assemblages mécaniques à connecteurs métalliques seront les plus utilisés dans notre projet pour les liaisons entre les éléments de notre ferme et les éléments structuraux de notre bâtiment. Ces assemblages sont les plus courants dans la construction moderne en bois lamellé collé et les structures à plusieurs étages. Ils utilisent des éléments métalliques de liaison permettant la transmission des efforts mécaniques par frottement, cisaillement ou ancrage.

Pour les éléments de notre projet, nous avons les liaisons de surface

1. Fixation des éléments de la ferme

Si les fermes avec joint de transport (en deux parties) sont souvent utilisées pour des problématiques de transport (trop longue ou trop haute), leur assemblage sur chantier doit être réalisé avec soin pour que les performances correspondent à celles attendues.

- Fixation arbalétrier-arbalétrier et entrain-entrait

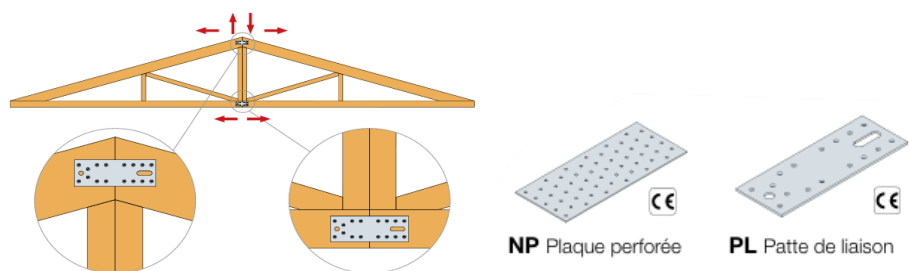


Figure 2. 41: Fixation entre arbalétrier-arbalétrier et entre entrain-entrain

- Fixation croupe (demi-ferme au ferme principale)

Lors de la réalisation de croupe à l'aide d'arêtiers à 45°, des empannons doivent être fixés sur ceux-ci. Ils sont souvent fixés eux-mêmes à 45° par rapport aux arêtiers.

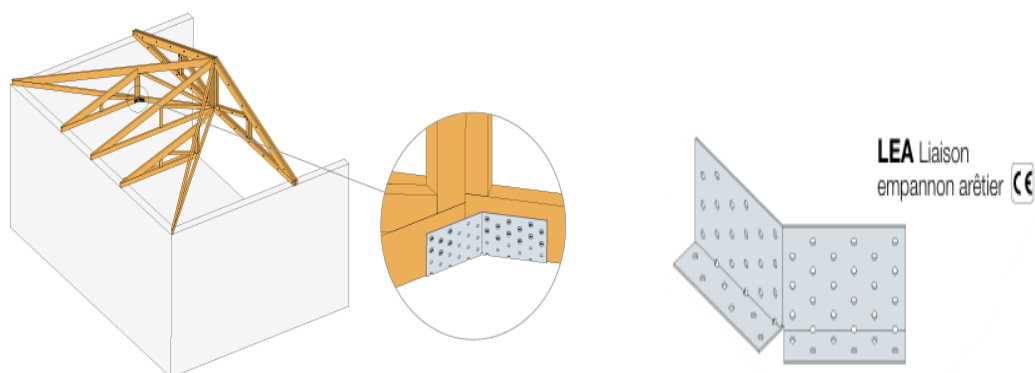


Figure 2. 42: Fixation entre demi-ferme et ferme principale par LEA

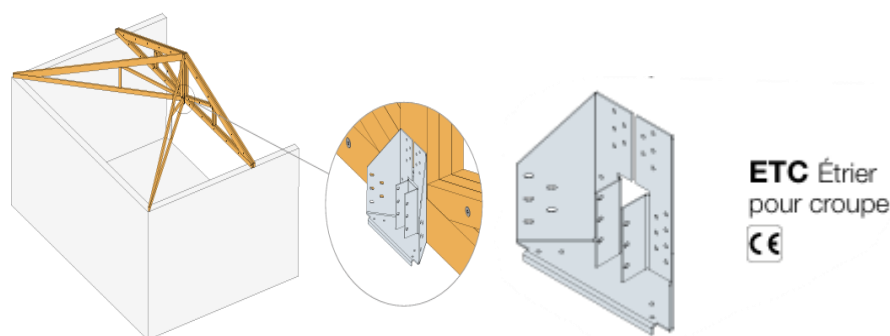


Figure 2. 43: Fixation entre demi-ferme et ferme principale par ETC

- Fixation panne-arbalétrière

Deux solutions sont possibles pour la fixation des pannes sur les arbalétriers. La première consiste à fixer celles-ci dans la hauteur de l'arbalétrier. Cela permet de gagner de la place et de réduire l'épaisseur de la charpente.

Lorsque les pannes sont fixées dans la hauteur de l'arbalétrier, les sabots peuvent être déversés. Ils sont donc soumis à une charge descendante mais aussi à une charge latérale. Dans le cadre

d'une sollicitation latérale, la hauteur du sabot doit couvrir au minimum $\frac{3}{4}$ de la hauteur de la solive.

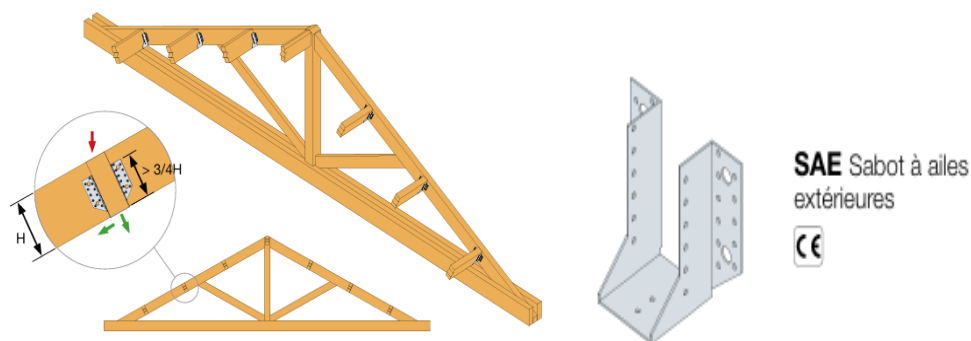


Figure 2. 44: Fixation panne-arbalétrier

- Fixation chevrons-pannes et lattes-chevrons

La solution consiste à poser les chevrons sur les pannes et par la suite poser les lattes sur les chevrons.

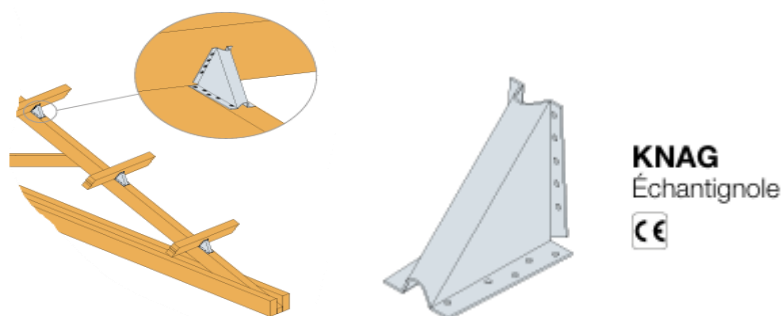


Figure 2. 45: Fixation chevron-panne et latte-chevron

2. Fixation des éléments de la structure

- Fixation poutre-poutre ou poutre-poteau

Lors de l'assemblage de deux poutres bois pour un solivage, les solives sont généralement assemblées entre elles perpendiculairement. La solive du plancher est fixée sur l'élément porteur, qu'il soit en bois ou rigide (béton, maçonnerie, etc.). Elle doit être maintenue latéralement pour éviter le déversement et l'élément de fixation doit reprendre les efforts dans les différentes directions de sollicitation.

Le flanc du sabot doit couvrir au minimum les $\frac{2}{3}$ de la hauteur de l'élément porté afin d'éviter le déversement de la poutre portée.

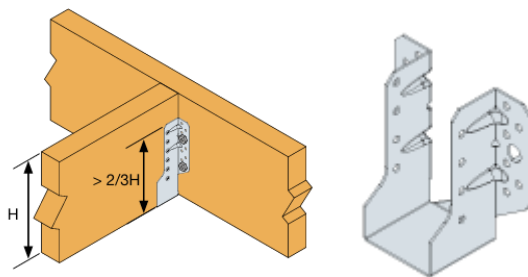


Figure 2. 46: Fixation poutre-poutre et poutre-poteau [5]

- Fixation poteau en bois sur un support rigide (dalle ou massif en béton)

L'image ci-dessous représente un pied de poteau en acier galvanisé à platine, aussi appelé support de poteau carré/rectangulaire à encastrement ou pied de poteau à enveloppe.

C'est un connecteur métallique utilisé pour fixer un poteau en bois sur un support rigide (souvent une dalle ou un massif en béton), tout en le protégeant de l'humidité et en assurant la stabilité mécanique.



Figure 2. 47: Fixation poteau en bois sur béton

Source : DG_PRECO_MOB_internet

Chapitre III : Solutions constructives, hypothèses et critères de dimensionnement

Introduction

Ce chapitre présente la démarche technique adoptée pour la conception et le dimensionnement de la bibliothèque moderne R+3 à ossature bois située sur le site de l'Université d'Abomey-Calavi (EPAC).

Il expose dans un premier temps la solution constructive retenue, en mettant en évidence les principes structuraux et les choix techniques, puis les hypothèses de calcul adoptées pour la modélisation du comportement mécanique. Enfin, il définit les critères de dimensionnement conformes aux prescriptions des Eurocodes et aux exigences de durabilité, de stabilité et de sécurité du projet.

3.1 Solution constructive

La structure du bâtiment est conçue selon un système à ossature bois lamellé-collé (GL24h), choisi pour sa légèreté, sa résistance spécifique élevée et sa durabilité.

Conforme à la norme EN 14080 et à l'Eurocode 5 (EN 1995-1-1), le bois lamellé-collé GL24h offre une résistance à la flexion caractéristique de 24 MPa et un module d'élasticité d'environ 11 000 MPa, assurant une grande capacité portante et une rigidité structurelle adaptée aux éléments principaux (poteaux, poutres, planchers etc.). Le système en ossature bois choisi favorise une construction rapide, modulable et durable, tout en intégrant des solutions d'isolation performantes pour le confort thermique et acoustique.

La structure repose sur une trame régulière constituée de poteaux, poutres et planchers mixtes bois-béton, reliés par des assemblages métalliques assurant la continuité des efforts.

Le système combine les avantages du bois, du béton et de l'acier :

- le bois pour sa flexibilité, sa performance mécanique et son esthétique ;
- le béton pour sa rigidité, sa résistance à la compression et sa capacité à la stabilité globale ;
- l'acier pour la précision et la résistance des connexions.

Cette association forme un système mixte, performant et durable, parfaitement adapté à un bâtiment R+3 soumis à des sollicitations importantes.

3.1.1 Éléments structuraux principaux

3.1.1.1 Les éléments verticaux

1. Poteaux

Les poteaux en bois lamellé-collé assurent la reprise des charges verticales issues des planchers et de la toiture.

Ils sont ancrés sur les semelles en béton armé à l'aide de pieds de poteaux métalliques galvanisés réglables, garantissant un détachement du bois du sol et une protection contre l'humidité.

2. Les voiles de contreventement

Les voiles en béton armé disposés dans les noyaux d'ascenseur et de monte-charge assurent la stabilité transversale et longitudinale du bâtiment. Ces voiles garantissent la rigidité latérale et la résistance aux efforts horizontaux(vent). Ils empêchent le déversement, le flambement global et les déplacements excessifs du bâtiment et ils servent aussi de gaine techniques.

3. Les murs

a) Murs extérieurs

C'est le mur principal du bâtiment qui constitue son enveloppe. Il est constitué d'un remplissage ossature bois. Mécaniquement, il contribue à la stabilité de l'ouvrage face aux différentes sollicitations horizontales. Il est constitué de :

- Bardage en bois massif ;
- Panneaux de contreventement ;
- Montants ;
- Isolant ;
- Placo plâtre BA13

Plusieurs options s'offrent à nous pour le choix de l'isolant : les isolants naturels (la laine de mouton, le liège, la paille...), les isolants minéraux (la laine de verre, la laine de roche...) et les isolants synthétiques (le polystyrène, la mousse phénolique...). On a donc fait le choix du polystyrène extrudé qui offre une isolation de qualité et est manufacturé localement.

Pour ces performance ignifuge, thermique et mécanique.

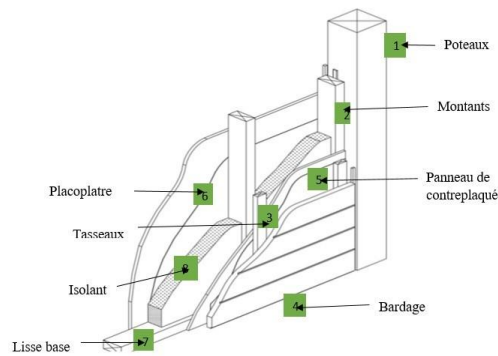


Figure 3. 1: Composition mur extérieur

b) Murs intérieurs

En effet ces derniers n'ont pas de fonction structurelle, ils doivent rester assez modulables. Les paramètres restent les mêmes que pour les murs extérieurs, à l'exception du contreventement ici qui sera assuré par des croix de saint André ou des étrésillons entre les montants et on aura des plaques de BA13 de part et d'autre du mur.

3.1.1.2 Les éléments horizontaux

1. Les Poutres principales et secondaires

Les poutres principales et secondaires sont en bois lamellé-collé et disposées selon les axes porteurs. Elles transmettent les charges vers les poteaux et assurent le contreventement dans le plan horizontal par le plancher mixte.

2. Les Planchers mixtes bois-béton

Un plancher mixte bois-béton est un système structural composite associant une ossature porteuse en bois (poutres, solives ou panneaux CLT) et une dalle de compression en béton armé, reliées entre elles par des connecteurs métalliques assurant la transmission des efforts de cisaillement. Le principe de la connexion bois-béton a pour effet majeur d'augmenter la rigidité du plancher, réduisant sensiblement la flèche sous charges d'exploitation et d'empêcher le glissement à l'interface des deux matériaux, pour permettre de calculer une section mixte homogénéisée et utiliser son inertie totale dans les calculs.

Cette liaison mécanique permet aux deux matériaux de travailler conjointement : le bois résiste principalement en traction, tandis que le béton travaille en compression, formant ainsi une section composite plus rigide et plus résistante qu'un plancher purement bois ou béton.

Ce système combine les avantages mécaniques, thermiques et écologiques des deux matériaux, offrant une solution légère, performante et durable, particulièrement adaptée aux bâtiments à ossature bois de plusieurs niveaux, tels que la bibliothèque moderne R+3 de l'EPAC.

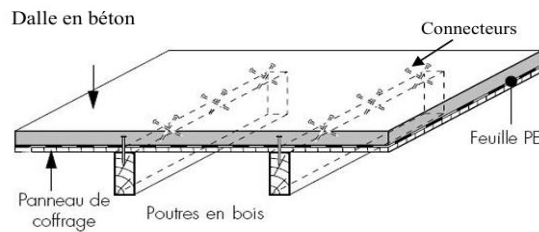


Figure 3. 2: Schéma de principe d'un plancher mixte en bois-béton. [6]

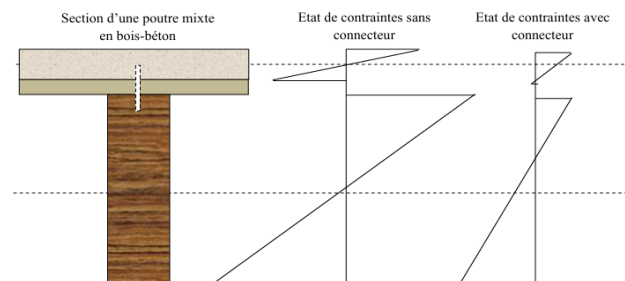


Figure 3. 3: Etat de contraintes sans connecteur et avec connecteur dans un plancher mixte en bois-béton.

L'importance des connecteurs est montrée par les figures ci-dessous : [7]

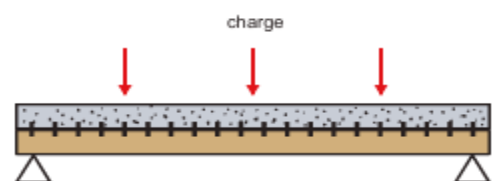
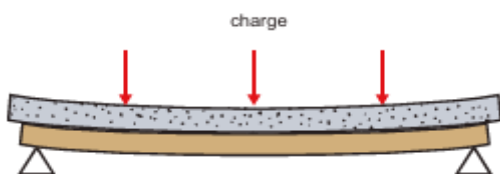


Figure 3. 4: Structure non connectée déformable Figure 3. 5: Structure connectée rigide

a) Les caractéristiques d'un plancher mixte bois-béton

i. Solives

Les éléments bois ont une section rectangulaire de largeur minimale de 8 cm et de hauteur minimale de 10 cm. Dans le cas de poutre bois de section ronde, le diamètre minimum est de 13 cm avec un méplat supérieur de 8 cm. Les bois doivent avoir une humidité de mise en œuvre

inférieur à 20% et le plus proche possible de l'humidité finale. Entre 7 et 13% pour une utilisation en classe de service 1 et entre 13 et 20% pour la classe de service 2.

Les solives utilisées constituant le système de plancher mixte sont de type :

- Bois lamellé collé (dont les caractéristiques devront satisfaire les exigences de la norme NF EN 14080) avec une classe de résistance minimale GL 20h ;
- Bois massif avec une résistance mécanique d'au moins C18 (résineux) ou D24 (feuillus) selon la norme NF EN 14081 ;
- LVL (lamibois), feuillus ou résineux, structural utilisés à chant avec tous les plis parallèles dans le sens longitudinal et ayant une résistance en flexion au minimum $f_{m,0,chant,k} = 27 \text{ N/mm}^2$, une résistance en traction $f_{m,0,,k} = 24 \text{ N/mm}^2$, un module moyen $E_{0,moy} = 10000 \text{ N/mm}^2$ et une masse volumique caractéristique $\rho_k = 410 \text{ kg/m}^3$. Les LVL s'utilisent uniquement en poutre, posé sur chant (les connecteurs sont vissés sur le chant des poutres).

ii. Connecteurs

Dans les structures mixtes bois-béton, le bon comportement du plancher dépend fortement de la qualité de la liaison entre le bois et le béton. Pour assurer cette collaboration, des connecteurs métalliques spécifiques sont utilisés. Parmi les dispositifs les plus performants, on retrouve les connecteurs à ergots et crampons CTL BASE et CTL MAXI, qui garantissent une transmission efficace des efforts de cisaillement et une solidarisation durable entre les deux matériaux.

L'interposition de connecteurs à ergot et crampons entre les poutres en bois et la dalle béton est nécessaire pour permettre à ces matériaux de collaborer entre eux. Ceci permet de créer une structure solidaire où, sous l'action des charges verticales, le béton agit essentiellement en compression et le bois en traction.

Les connecteurs à ergot et crampons TECNARIA ont été conçus et rigoureusement testés afin de permettre un assemblage optimal du bois et du béton.

L'efficacité du connecteur est garantie par la solide plaque de base qui supporte l'ergot. Cette plaque support comporte quatre crampons qui assurent une adhérence au bois optimale et absorbent au mieux les contraintes de cisaillement. Les nombreux essais de laboratoire ont démontré l'efficacité absolue de cette solution qui permet d'éliminer les inévitables phénomènes de jeux lorsque le renforcement n'est assuré que par de simples vis ou clous.

Les connecteurs TECNARIA sont uniquement fixés mécaniquement donc sans additifs ni résines chimiques. Ceci rend le processus de connexion rapide, économique, propre et réversible. Nous avons les connecteurs CTL BASE et CTL MAXI.

Le connecteur de type CTL BASE se fixe en général directement au contact de la poutre en bois et le type CTL MAXI sur le platelage.

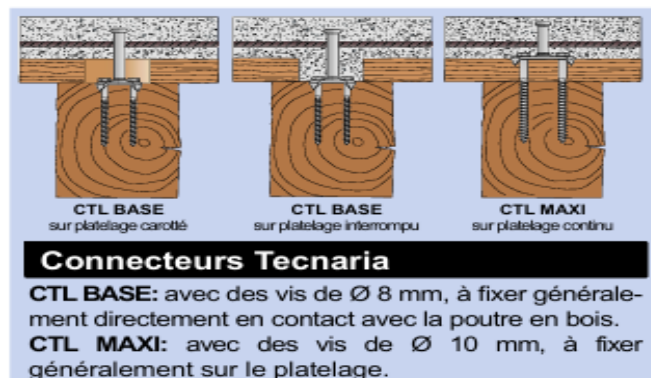


Figure 3. 6: Fixation des connecteurs CTL BASE et CTL MAXI

- Connecteurs à ergot et crampons CTL BASE : : avec des vis de Ø 8 mm, à fixer généralement directement en contact avec la poutre en bois. Plaque de base 50x50 mm vis Ø 8 mm

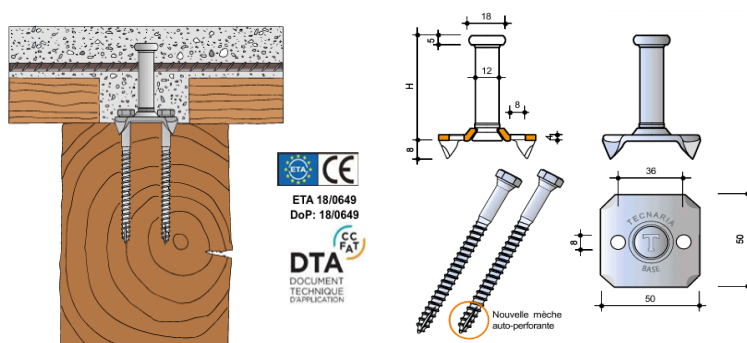


Figure 3. 7: Connecteur CTL BASE

- Connecteurs à ergot et crampons CTL MAXI : avec des vis de Ø 10 mm, à fixer généralement sur le platelage. Plaque de base 75 X 50 mm vis Ø 10 mm

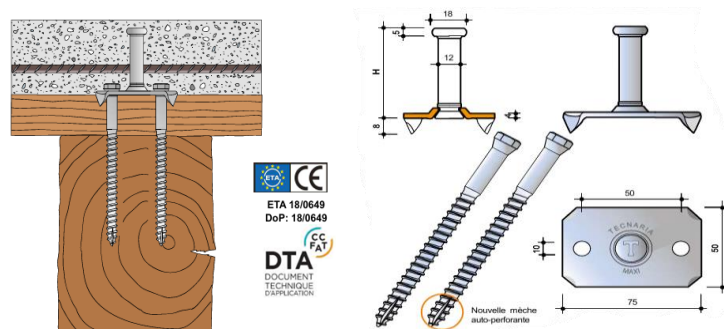


Figure 3. 8: Connecteur CTL MAXI

iii. Béton

Le béton utilisé est conforme à la norme NF EN 206/CN et au code de calcul NF EN 1992-1-1 (Eurocode 2). L'épaisseur de la dalle béton est comprise entre 7 et 10 cm. Une épaisseur supérieure à 10 cm est envisageable sous certaines conditions détaillées dans le chapitre 2.4.3.2.2 de AD115839_V2 (1) (2). Pour des petites portées et quand il n'y a pas de risque de poinçonnement de dalle (pas de charge ponctuelle ou linéaire), l'épaisseur de la dalle béton peut être réduite à 6 cm.

La classe de résistance de la dalle béton est au minimum C25/30 suivant la norme NF EN 206/CN avec des granulats de diamètre maximum $D_{max} = 16$ mm. Le rapport eau/ciment doit être le plus faible possible (dans la limite de la norme NF EN 206/CN) et la classe de consistance S2, S3, S4 ou S5 pour bien couler entre les connecteurs.

iv. Armatures

Les armatures de la dalle en béton armée seront conforme à la famille des treillis soudés ST de la norme NF A 35-016, et seront dimensionnées suivant la norme NF EN 1992-1-1.

Des renforts d'armatures sont à prévoir dans le cas de trémies, de plancher sur plusieurs appuis ou en porte à faux. La liaison périphérique de la dalle béton armé à la structure support béton se fera par les fers prévus à cet effet.

v. Panneaux de coffrage

Les panneaux de coffrage utilisés sont de type :

- Matériaux structuraux faisant parti de la dalle béton comme des prédalles béton, ou un bac acier collaborant ;
- Des panneaux d'OSB selon la norme NF EN 300 (octobre 2003) ;

- Des panneaux de contreplaqué selon la norme NF EN 636 (décembre 2003) ;
- Des panneaux en bois massif conformes à la norme NF EN 14081 ;
- Des panneaux de particules P4/5/6/7 suivant la norme NF EN 312 (Novembre 2010).
- Fond de coffrage réemployable entre solives.

Ces fonds de coffrage peuvent être continus sur les solives à condition d'être incompressibles et de ne pas avoir une épaisseur supérieure à 50 mm, ou ils peuvent être coupés et intercalés entre les solives connectées.

Dans le cas d'un fond de coffrage sensible à une reprise d'humidité par la laitance du béton ou de panneaux bois non résistant à l'humidité, prévoir un film d'étanchéité de type feuilles en plastique de 0.2 mm en PE (polyéthylène), bien faire se chevaucher les joints, les scotcher si nécessaire afin de protéger le panneau des intempéries et de la laitance du béton.

vi. Film de protection

Le film utilisé afin de protéger les solives bois de l'humidité du béton est de type Polyéthylène d'épaisseur 200 µm minimum soit 0.2mm.

3. La fondation

Les fondations d'un ouvrage assurent la transmission et la répartition des charges (poids propre et surcharges d'utilisation) de cet ouvrage sur le sol. Le choix de fondation sera établi suivant le type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

Nous distinguons plusieurs types de fondations. La nature du terrain détermine en grande partie le type de fondation à utiliser.

- Les fondations sur semelles : utilisées lorsque le sol sur lequel doit être posée la fondation n'est pas en profondeur.
- Les fondations profondes (sur pieux ou puits) : elles sont utilisées lorsque le sol d'assise est trop profonde ;
- Le radier (dalle flottante) : appliqué dans des zones gorgées d'eau tout comme les fondations profondes lorsque le sol d'assise est trop profond.

Etant donné sol d'assise n'est pas à une grande profondeur (+/- 1, 5 m), la fondation sera en semelle isolée et les longrines en moellons.

3.1.1.3 Les éléments de circulation verticale

1. Les escaliers

Les escaliers sont des éléments en gradins qui facilitent les déplacements verticaux entre les étages. La bibliothèque présente un seul type d'escalier : l'escaliers droits à deux volées par niveau avec palier intermédiaire conforme aux normes NF P 01-001 et EN 1991. Dans notre projet, nos escaliers sont en bois.

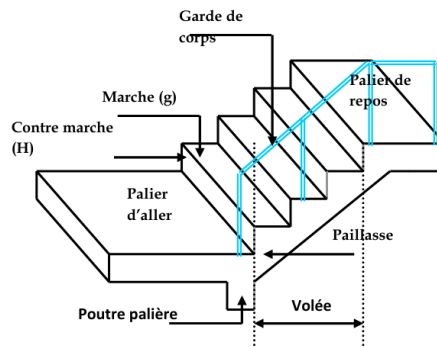


Figure 3. 9: Escalier

Un escalier est caractérisé par :

- G : largeur de marche (giron) au niveau de la ligne de foulée.
- h : hauteur de la contre marche.
- n : nombre de marche.
- L : largeur de la volée.

2. Les ascenseurs

Un ascenseur est un appareil de levage mécanique destiné au transport vertical de personnes ou de charges entre différents niveaux d'un bâtiment. Dans notre projet, ils sont

Caractéristiques générales :

- Il est constitué d'une cabine se déplaçant dans une gaine verticale, guidée par des rails.
- Le mouvement est assuré par un système de traction (câbles + contrepoids, machine gearless, vis sans fin) ou par un système hydraulique.
- Il est commandé automatiquement depuis la cabine et les paliers par des boutons d'appel et de commande.
- Il est doté de dispositifs de sécurité : parachute de cabine, limiteur de vitesse, verrouillage des portes, système d'arrêt d'urgence, alimentation de secours.

Ils assurent plusieurs rôles dont nous avons entre autre :

- Il assure l'accessibilité universelle : Permet l'accès aux 4 niveaux pour les personnes à mobilité réduite, personnes âgées, femmes enceintes, etc. (doit respecter les prescriptions PMR).
- Il permet la circulation publique fluide : Réduit les temps de déplacement et la congestion aux heures de pointe (cours, examen, conférences). etc.



Figure 3. 10: Ascenseurs

3. Monte-charge

Le monte-charge est un outil de logistique interne qui garantit efficacité, sécurité et rapidité dans la gestion des ouvrages et matériels de la bibliothèque. Il permet :

- Transport vertical des livres et documents : il facilite le déplacement rapide des ouvrages entre les différents niveaux, évitant l'effort manuel et les pertes de temps.
- Optimisation du travail du personnel : les bibliothécaires et agents n'ont pas à porter de charges lourdes dans les escaliers.
- Accessibilité logistique : permet l'acheminement de cartons, mobilier, matériel informatique ou équipements techniques entre étages.
- Sécurité : limite les risques de chute et de troubles musculo-squelettiques liés au port manuel.



Figure 3. 11: Monte-charges.

4. L'escalier mécanique

Un escalier mécanique sert à fluidifier le déplacement massif des usagers et à offrir confort et modernité, tout en restant un complément aux circulations principales (escaliers fixes et ascenseurs)

Il a pour rôle principal de :

- Faciliter la circulation fluide : il permet un flux continu et rapide d'utilisateur entre deux niveaux, surtout aux heures de pointe.
- Améliorer l'accessibilité et le confort : utile pour les personnes valides transportant des charges légères (livres, sacs), réduisant l'effort physique.
- Compléter les ascenseurs et escaliers fixes : il réduit la pression sur les ascenseurs, réservés aux PMR et charges lourdes, et sur les escaliers classiques.
- Renforcer l'attractivité du bâtiment : il donne une image moderne et fonctionnelle à la bibliothèque, adaptée aux standards internationaux.
- Assurer une sécurité contrôlée : conçu avec détecteurs, garde-corps, dispositifs d'arrêt d'urgence, conformément aux normes EN 115-1 (sécurité des escaliers mécaniques et trottoirs roulants).

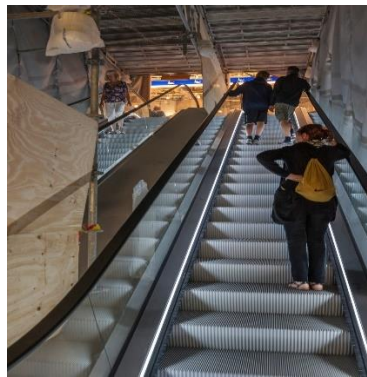


Figure 3. 12: Escalier mécanique

3.1.1.4 Les éléments de couverture

1. La toiture

La toiture constitue l'élément supérieur du bâtiment et assure la protection contre les intempéries, tout en jouant un rôle important dans la stabilité, le confort thermique et la durabilité de l'ouvrage. Dans le cadre de notre projet, le choix s'est porté sur une toiture à quatre versants, caractérisée par une inclinaison uniforme de 25° (soit une pente de 46.6%) et débordé de part et d'autre du bâtiment de 50cm.

La toiture est composée d'une couverture et des éléments de support de couverture tels-que (les ferme, les pannes, les chevrons et les lattes).

La couverture

La couverture correspond à l'ensemble des éléments placés au-dessus de la toiture pour assurer la protection finale du bâtiment contre les intempéries. Elle constitue la peau extérieure de la toiture et joue un rôle essentiel dans l'étanchéité, la durabilité et les performances thermiques du bâtiment.

Les couvertures peuvent se classer en deux catégories :

les couvertures à petits éléments :

- tuiles plates, canal, à emboîtement ou à glissement
- ardoise
- bardeaux bitumés (shingle)

les couvertures à grands éléments :

- plaques métalliques plates, ondulées ou nervurées
- feuilles et bandes

Son rôle :

- La couverture doit remplir plusieurs fonctions :
- imperméabilité à l'eau
- résistance mécanique : charges climatiques (neige, vent) chocs (grêle) charges d'exploitation (entretien)
- ventilation (passage d'air sous la couverture)
- esthétique (intégration dans l'architecture locale)
- tenue au vieillissement (couleur, garantie des propriétés...)
- sécurité incendie
- résistance aux agents chimiques (air marin, ville, zone industrielle)

Ses matériaux constitutifs :

Les matériaux utilisés peuvent être rustiques (pierres (appelées lauzes), chaume, bois) mais ces matériaux sont aujourd'hui devenus très marginaux du fait de manque de main d'œuvre qualifiée

et du coût élevé de leur mise en œuvre. De nos jours ils sont en ardoise, en terre cuite, en béton, en bardeaux bitumés, en fibres-ciment ou en métal.

Critères de choix :

Le choix d'une technologie de couverture dépend :

- des techniques autorisées par le PLU (Ex. POS)
- du choix fait par l'architecte (critères esthétiques)
- de la structure de la charpente (support de couverture, pentes des versants)

Nous utiliserons les couvertures tuile en terre cuite (les tuiles mécaniques) ayant un poids compris entre 0.35-0.45 kN/m².

Les tuiles en terre cuite sont aujourd'hui les plus utilisées pour la couverture des bâtiments car elle possède plusieurs points forts :

- solide et durable
- non combustible
- résiste aux pollutions de l'air
- la couleur ne s'altère pas, mais se patine dans le temps
- elle s'adapte à tous les environnements
- plus économique et disponible
- compatible avec une pente de 25°
- respect les normes NF DTU 40.21 et NF 1304

Les tuiles font en général 20 à 22 cm de large côté grand cornet et 50 cm de long.

i. Classe de service

Conformément à l'Eurocode 5, §2.3.1.3, la classe de service 2 est retenue pour ce projet.

Cette classe correspond à des conditions ambiantes où le bois ou les produits dérivés du bois peuvent atteindre une humidité moyenne correspondant à une température ambiante supérieure à 20 °C et une humidité relative moyenne de l'air dépassant occasionnellement 85 %.

Elle est donc adaptée aux bâtiments fermés, bien ventilés mais soumis à une légère humidité, comme les salles de lecture, bureaux, zones de circulation et locaux techniques de la bibliothèque.

Ce choix garantit la durabilité du matériau, limite les risques de déformation et de fissuration, et assure un comportement mécanique stable dans le temps.

En somme, l'association du bois lamellé-collé GL24h avec un système constructif en ossature bois de classe de service 2 répond pleinement aux objectifs du projet :

- Performance structurelle et stabilité de l'édifice R+3,
- Durabilité et résistance dans le climat tropical humide,
- Esthétique naturelle et modernité architecturale,
- Respect des principes de construction durable et écologique promus par l'Université d'Abomey-Calavi.

3.1.2 La sécurité au feu

Le bois est certes combustible, mais il offre une excellente tenue au feu par rapport aux autres matériaux de construction. Il a notamment une forte capacité à conserver ses propriétés mécaniques sous les effets d'un incendie, ce qui permet d'assurer une grande stabilité des ouvrages. En outre, contrairement à de nombreuses autres matières, le bois dégage 1500 fois moins de gaz toxiques. En cas d'incendie, de par sa faible conductivité thermique, le bois transmet 12 fois moins vite la chaleur que le béton, 250 fois moins vite que l'acier et 1 500 fois moins vite que l'aluminium. Par conséquent, le cœur des éléments en bois est protégé de l'incendie plus longtemps, ainsi que leurs assemblages métalliques.

Le bois est donc idéal pour les bâtiments collectifs : maisons de retraite, écoles, crèches, gymnases, immeubles d'habitation.

3.1.2.1 Résistance au feu

La résistance au feu représente le temps pendant lequel les éléments de construction continuent à remplir leur fonction malgré l'action de l'incendie. Elle concerne les éléments porteurs (poteaux, poutres, structures de toitures, planchers), ainsi que les éléments de séparation ou de protection (cloisons, portes, plafonds, conduit...).

Pour les pièces structurelles de section importante, le matériau bois a un bon comportement au feu, car la vitesse de combustion est inversement proportionnelle à la masse volumique et la massivité (section/périmètre) de l'élément en bois. Les pièces de forte section (épaisseur supérieure à 6 cm) brûlent lentement, de l'ordre de 0.7 mm/min par face exposée au feu. Car la couche externe de charbon de bois ralentissant encore la

combustion. Pour Le bois massif ou lamellé-collé brûle à raison de 1 cm par face et par quart d'heure et les panneaux bois à raison de 1,5 cm par face et par quart d'heure.

3.1.2.2 La réaction au feu

La réaction au feu représente la propension d'un produit à participer au développement du feu du fait de son caractère plus ou moins combustible. Lors de la combustion, il se forme en surface des éléments en bois une couche carbonisée qui, étant huit fois plus isolante que le bois lui-même, freine la combustion. De ce fait, le bois se consume donc lentement, le bois craque et de ce fait prévient. Pour les petites sections en bois, plus vulnérables, différentes protections peuvent être appliquées pour limiter l'attaque du feu, comme le plâtre, une peinture ou un vernis intumescent. La réglementation relative à la sécurité incendie, très stricte, est la même pour toutes les constructions, qu'elles soient en bois, béton, brique.

Tableau 3. 1: Classement au feu

Classement des matériaux au feu suivant NF		
Béton ; ciment ; chaux ; fer, acier, verre ; verre céramique ; produits en pierre naturelle, tuiles.	non combustibles	M0
bois massif non résineux	Inflammables	M3 si épaisseur $\geq$ 14 mm M4 si épaisseur <14 mm
bois massif résineux ; panneaux dérivés du bois : contreplaqués, lattés, particules, fibres	Inflammables	M3 si épaisseur $\geq$ 18 M4 si épaisseur <18 mm
Plaque de plâtre cartonées	Non inflammables	M1

3.2 Hypothèses de calcul

Les hypothèses de modélisation sont établies en se basant sur les Eurocodes et les conditions réelles de service du bâtiment.

3.2.1 Hypothèses matériaux et matérielles

- Bois lamellé-collé de classe GL24h (EN 14080) ;
- Béton armé de classe C25/30 pour les planchers et fondations.

Ce béton est dosé à 350 kg/m³ avec ses caractéristiques $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$.

- Acier Haute adhérence FeE400 avec fissuration préjudiciable pour tous les éléments en béton armé.
- Connecteurs CTL MAXI au niveau de nos planchers mixtes ;
- Pour l'assemblage des éléments bois, nous allons utiliser :



Figure 3. 13: Vis SSH pour assemblage acier-bois

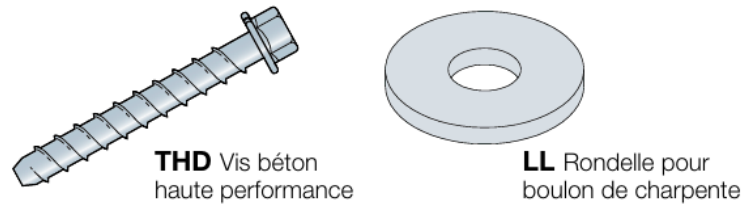


Figure 3. 14: Vis THD pour assemblage acier-béton

3.2.2 Hypothèses de chargement

Les charges appliquées sont définies conformément à l'Eurocode 1 (EN 1991), le NFP 06-001 de Juin 1986, le NFP 06-004 de mai 1997 :

- Charges permanentes (G) : poids propre des matériaux, revêtements, cloisons ;
- Charges d'exploitation (Q) : 2.5 à 5 kN/m² selon les espaces (salles, bureau etc) ;
- Charges climatiques (vent) : évaluées selon les conditions du site de Cotonou/Abomey-Calavi.

3.2.3 Conditions de modélisation

La modélisation est effectuée sur CBS et Robot Structural Analysis, en considérant :

- des liaisons articulées ou encastrees suivant la configuration des assemblages ;
- un comportement linéaire élastique des matériaux ;
- une analyse statique linéaire avec combinaisons d'actions définies par l'Eurocode 0.

3.3 Critère de dimensionnement

3.3.1 Les actions

Les actions sont un ensemble de forces appliquées à la structure. Le poids propre d'une structure sera une action permanente nommée G. Les charges d'exploitations et les effets du vent seront les actions variables nommées Q. Le feu, les chocs de véhicules, le risque d'explosions, la remontée exceptionnelle de la nappe phréatique sont des exemples d'action accidentelles nommée A. Enfin, le risque de tremblement de terre (que nous n'allons pas tenir compte : car pas de tremblement au Bénin) est inclus dans les actions sismiques nommée A_E. Le tableau ci-dessous associe les textes réglementaires aux différents types d'actions.

Tableau 3. 2: Textes réglementaire des différents types d'actions

Symboles	Type	désignation	Norme-règlement
G	Actions permanentes	Poids propres de la structure	NF P 06-004 de mai 1977
		Poids propre des équipements	
Q	Actions variables	Charges d'exploitation	NF P 06-001 de Juin 1986 et NV 65
A	Actions accidentelles	Explosions, chocs Action sismiques	NF EN 1998

3.3.1.1 Les actions permanentes *G*

Les actions permanentes (*G*) sont essentiellement composées du poids propre de la structure et d'éventuels équipements fixes. Les actions permanentes sont définies par les sections du bois que constitue la ferme, le plancher, les platelages en bois servant de prédalle (coffrage perdu), la dalle en béton armé que constitue la dalle de compression, plancher mixte bois-béton la chape et les carreaux qui sont les éléments de finition.

3.3.1.2 Les actions variables *Q*

Les charges variables sont essentiellement composées des charges d'exploitations et des actions climatiques.

3.3.1.2.1 Les charges d'exploitation selon NF P06-001 de Juin 1986 [8]

Suivant les pièces du bâtiment

La valeur courante de la charge d'exploitation en fonction de la catégorie du bâtiment définie par l'euro code 1 est définie dans le tableau ci-dessous.

Tableau 3. 3: Valeurs des charges d'exploitation en fonction de l'usage du bâtiment

Catégories	$q_k(kN/m^3)$
salle de restauration	2.5
Bureaux	2.5
Salle de réunion	2.5
hall	4
Salle d'exposition	3.5

Tableau 3. 4: Valeurs des charges d'exploitation en fonction de l'usage du bâtiment(suite et fin)

Catégories	$q_k(kN/m^3)$
Salle d'auditorium	6
Salle de conférences	4
Salle de lecture	4
balcon	3.5
escalier	2.5
Salle de reprographie	2.5
Plancher accessible	1.5
Plancher inaccessible	1

- Pour les cloisons

Lorsque le plancher permet une distribution des charges, le poids propre des cloisons peut être pris en compte par une charge uniformément répartie q_k à ajouter aux charges d'exploitation.

Tableau 3. 5: Charges d'exploitations des cloisons

Poids propre (par mètre de longueur de cloison)	Charges répartie (équivalente)
$\leq 1,0 \text{ kN/m}$	$0,5 \text{ kN/m}^2$
$\leq 2,0 \text{ kN/m}$	$0,8 \text{ kN/m}^2$
$\leq 3,0 \text{ kN/m}$	$1,2 \text{ kN/m}^2$

Pour les cloisons plus lourdes, il faut effectuer un calcul prenant en compte l'emplacement et l'orientation des cloisons.

- Les effets du vent

Les effets du vent sont définis dans l'Eurocode 1 parties 1-4 et 2-4. Pendant une période de transition, il est possible de conserver les Règles NV 65 en augmentant de 20 % les valeurs obtenues.

3.3.2 Combinaison des actions

Il faudra vérifier la tenue de la structure suivant les différents état limite sous l'effet simultané de différentes actions visant la sécurité de la structure.

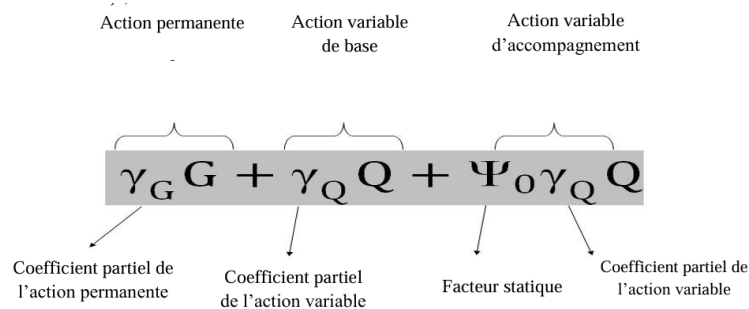
On distingue les combinaisons pour les ELU et ELS.

3.3.2.1 Combinaison pour les ELU

Les ELU, État Limite Ultime vise la résistance et la stabilité de la structure on distinguera :

La vérification (STR) correspondant à la résistance de la structure dont la combinaison est la suivante :

$$\gamma_G G + \gamma_Q Q + \Psi_0 \gamma_Q Q \quad (\text{équation 3. 1})$$



- Combinaison pour action durable et transitoire (combinaison fondamentale)

ψ_i = Les facteurs qui reflètent la probabilité que les actions variables se produisent simultanément.

Tableau 3. 6: Coefficients partiels de majoration des actions pour les charges considérées selon EN 1995-1-1 : 1994.

Coefficient partiel de majoration en fonction du type d'action	Bâtiment
Durée indicative d'utilisation du bâtiment	50 ans
Action permanente (STR) : $\gamma_{G,sup}$	1.35
Action permanente (STR) : $\gamma_{G,inf}$	1
Action permanente (EQU) : $\gamma_{G,inf}$	0.9
Action variable(STR) : γ_Q	1.5

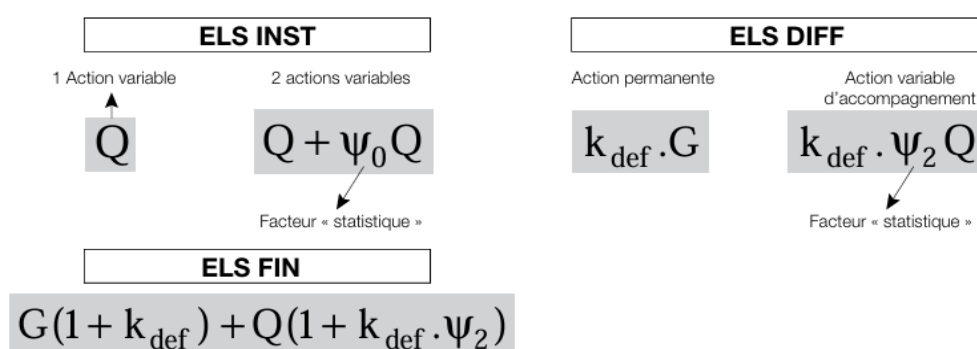
Les coefficients de majorations suivante permettent de faire face au dépassement des actions pendant l'exécution du projet et met l'ouvrage à l'abri de la ruine.

- $\gamma_{G,sup}$ = Valeur du coefficient de majoration pour les actions permanentes défavorable à L'ELU

- $\gamma_{G,inf}$ = Valeur du coefficient de majoration pour les actions permanentes favorable à L'ELU
- Q_f = Valeur du coefficient de majoration pour les actions variables

3.3.2.2 Combinaison pour les ELS

L'état limite de service permet de vérifier l'état de service de la structure ; le confort des utilisateurs en limitant les déformations préjudiciables pour les équipements (décollage des carreaux, déformation des cadres de baies etc.) suivant les normes prescrites par l'euro code



Note qu'il y a trois combinaisons sont possibles à l'ELS :

Combinaison caractéristique $\sum_{j>1} G_{kj} + Q_{k1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

Combinaison fréquente : $\sum_{j>1} G_{kj} + \psi_{1,1} Q_{k1} + \sum_{i>1} \psi_{1,i} Q_{k,i}$

Combinaison quasi permanente $\sum_{j>1} G_{kj} + \psi_{2,1} Q_{k1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$

Tableau 3. 7: Valeurs des coefficients de simultanéité d'action selon EN 1991-1-1 article 2-2-2-3

Action variable		ψ_0 action variable d'accompagnement	ψ_1 combinaison accidentelle (incendie)	ψ_2 fluage et combinaison accidentelle
	Charge d'exploitation des bâtiments			
Catégorie A : habitations résidentielles		0.6	0.2	0.0

Ce tableau présente les coefficients de simultanéité des actions variables qui expriment la probabilité que les actions se produisent simultanément en fonction de la catégorie du bâtiment. Ce sont les facteurs variables d'accompagnement.

3.3.3 Les normes et standards utilisés.

- Règles de calcul du béton armé aux états limites BAEL91/révisée 99
- CBA 93
- DG_PRECO_MOB_internet, SIMPSON_Connexions
- Eurocode 0
- Eurocode 1 pour l'étude du vent
- Eurocode 2 pour calcul des structures en béton
- Eurocode 5 pour calcul des structures en bois
- NF P 21-205-2 Mai 1995 DTU 31-3
- NF P 21-203-(DTU 31.1) : Charpente et escaliers en bois
- NF P 21-204-(DTU 31.2) construction de maisons et bâtiments à ossature en bois
- NF P 21-205-(DTU 31.3) charpentes en bois assemblées par connecteurs métalliques ou goussetss

3.3.4 Logiciels

- Le logiciel d'analyse des structures (Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2015)
- CBS 2015
- Word 2010
- Excel 2010
- SketchUp
- Auto CAD 2021

Chapitre IV : Etude de l'action du vent

Introduction

L'action du vent constitue un facteur déterminant dans le dimensionnement des structures légère ayant une hauteur totale supérieure à 10m notamment en ossature bois en raison de leur faible masse et de leur sensibilité aux sollicitations horizontales. Notre bâtiment R+3 (la bibliothèque moderne implantée à l'EPAC d'Abomey-Calavi) a une hauteur totale égale à $18.55m > 10m$ donc il est indispensable d'évaluer correctement les efforts dus au vent afin d'assurer la stabilité globale, la rigidité du contreventement, la résistance des assemblages et la sécurité des usagers. [9]

Ce chapitre présente la méthode de détermination des pressions du vent conformément aux normes applicables, en prenant en compte la rugosité du site, la géométrie du bâtiment et les coefficients aérodynamiques. Il permet ainsi de définir les charges du vent à appliquer pour un dimensionnement fiable et conforme aux exigences de performance et de durabilité.

La hauteur totale à la faitière de notre bâtiment est $Z = 13.6m + 4.955m = 18.556 m > 10m$

4.1 Calcul de la pression dynamique de base ou de référence q_b en N/m^2

$$q_b = 1/2\rho V_b^2 \quad (\text{équation 4. 1})$$

ρ : Masse volumique de l'air égale à 1.225 kg/m^3

V_b : la vitesse de référence du vent en m/s qui dépendant de la région du bâtiment

Cette vitesse v_b peut-être corrigée par les coefficients de direction c_{dir} et de saison c_{season} et prend donc la formule ci-dessous :

$$\text{Soit } V_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot V_{b0} \quad (\text{équation 4. 2})$$

Généralement on prend $C_{dir} = C_{season} = 1$ (Eurocode 1) et donc $V_b = V_{b0}$

4.1.1 Détermination de v_{b0}

D'après les Sources suivantes sur la vitesse du vent :

https://fr.scribd.com/document/648996311/Memoire-SINTONDI-Noemie-Maeva-Egidia-Oyinda-compressed?utm_source=chatgpt.com,.....page48 ;

https://fr.scribd.com/document/573414237/Memoire-Bidosessi-Fernand-MONTCHO-compressed?utm_source=chatgpt.compage 60 ; on a:

La vitesse maximale du vent au Bénin est de 32m/s. par conséquent $V_{b0} = 32 \text{ m/s}$

$$V_{b0} = 32 \text{ m/s or } V_b = V_{b0} \text{ donc } V_b = 32 \text{ m/s}$$

$$\rho = 1.225 \text{ kg/m}^3$$

$$V_b = 32 \text{ m/s}$$

$$q_b = 1/2 \rho V_b^2 = \frac{1}{2} \times 1.225 \times (32)^2 \times 10^{-3} = 0.627 \text{ kN/m}^2 \text{ soit :}$$

$$q_b = 0.627 \text{ kN/m}^2$$

4.2 Calcul de la pression dynamique de pointe $q_p(z)$

$$q_p(z) = [1 + 7 \times I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m(z)^2 = C_e(z) \cdot q_b(z) \quad (\text{équation 4. 3})$$

4.2.1 Calculons la vitesse du vent moyen $v_m(z)$

$$V_m(z) = C_r(z) \cdot C_o(z) \cdot v_b \quad (\text{équation 4. 4})$$

$C_r(z)$: coefficient de rugosité

$C_o(z)$: coefficient d'orographie (relief) = 1. (Pente moyenne du terrain $< 3^\circ$)

$$v_b = 32 \text{ m/s}$$

Le terrain de la zone de l'EPAC où sera implanté le bâtiment est un terrain de banlieue ou zone urbaine avec des arbres(vergers). Soit une pente moyenne du terrain $< 3^\circ$. D'après ce tableau tiré de l'Eurocode 1 ci-dessous la catégorie du terrain de notre bâtiment est de type IIIb.

Tableau 4. 1: Catégories et paramètres de terrain

Catégories de terrain	z_0 (en m)	z_{min} (en m)	k_r	k_t ($c_s = 1$)
0 – Mer, ou zone côtière, exposée aux vents de mer ; lacs et plans d'eau parcourus par le vent sur une distance d'au moins 5 km	0,005	1	0,162	1
II – Rase campagne, avec, ou non, quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments,...) séparés les uns des autres de plus de 40 fois leur hauteur	0,05	2	0,190	0,995
IIIa – Campagne avec des haies ; vignobles ; bocage ; habitat dispersé	0,20	5	0,209	0,970
IIIb – Zones urbanisées ou industrielles ; bocage dense ; vergers	0,5	9	0,223	0,923
IV – Zones urbaines, dont au moins 15 % de la surface est recouvert de bâtiments dont la hauteur moyenne est supérieure à 15 m	1,0	15	0,234	0,854

De ce tableau, nous avons donc les valeurs suivantes :

$$Z_0 = 0.5 \text{ m} ; Z_{min} = 9 \text{ m} ; K_r = 0.223 ; K_t = 0.923 \text{ et } Z_{max} = 200 \text{ m}$$

Z : La hauteur totale de la Bibliothèque au niveau faitage

$$Z = 3.2 \times 3 + 4 + \frac{21.25}{2} \tan 25^\circ = 18.555 \text{ m soit :}$$

$$\mathbf{Z = 18.555 \text{ m}}$$

D'après l'Eurocode 1 :

$$C_r(z) = K_r \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \text{ si } Z_{\min} \leq Z \leq Z_{\max} \text{ et } C_r(z) = C_r(Z_{\min}) \text{ si } Z \leq Z_{\min}$$

$9 \text{ m} < 18.555 \text{ m} < 200 \text{ m}$ donc $Z_{\min} \leq Z \leq Z_{\max}$ par conséquent, on a :

$$C_r(z) = K_r \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) = 0.223 \times \ln\left(\frac{18.55}{0.5}\right) = 0.806 \text{ soit :}$$

$$\mathbf{C_r(z) = 0.844}$$

Alors, on a : $V_m(z) = 0.806 \times 1 \times 32 = 25.792 \text{ m/s}$

$$\mathbf{V_m(z) = 25.792 \text{ m/s}}$$

4.2.2 Calcul de l'intensité $I_v(z)$ du vent

$$I_v(z) = \frac{K_I}{C_o(z) \cdot \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} = \frac{0.923}{1 \times \ln\left(\frac{18.555}{0.5}\right)} = 0.255 \text{ prenons } I_v(z) = 0.255 \text{ soit :}$$

$$\mathbf{I_v(z) = 0.255}$$

Donc on a :

$$q_p(z) = [1 + 7 \times 0.255] \times \frac{1}{2} \times 1.225 \times 25.792^2 \times 0.001 = 1.135 \text{ kN/m}^2$$

$$\mathbf{q_p(z) = 1134.753 \text{ N/m}^2}$$

4.3 Calcul des coefficients de pression extérieure

4.3.1 Calculons les coefficients de pression extérieure sur les parois verticales

4.3.1.1 Vent sur Pignon

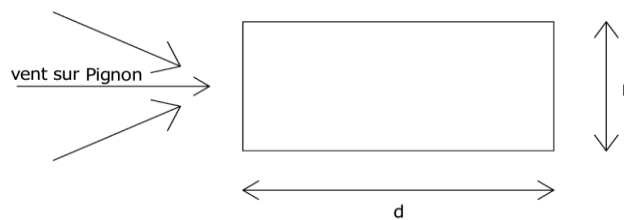


Figure 4. 1: Direction du vent pignon

Nous allons étudier dans un premier temps la direction du vent sur les murs verticaux.

La distance b est toujours perpendiculaire à la direction du vent d'après l'EC 1.

Dans ce cas sur pignon, $b = 21.25$ m, $d = 54.00$ m et $h = Z = 18.555$ m (la hauteur la plus haute du bâtiment).

Calculons e

$$\text{Soit } e = \min(b ; 2h) = \min(21.25 ; 2 \times 18.555) = \min(21.25 ; 37.11) = 21.52 \text{ m}$$

$$e = 21.25 \text{ m}$$

Comparaisons e et d

$$21.52 \text{ m} < 54.00 \text{ m} \Rightarrow e < d$$

D'après l'Eurocode 1 lorsque $e < d$, on divise la zone de la partie parallèle au vent en trois différentes sous zones telles que A, B et C. D sera la zone frappée par le vent et E la zone opposée.

D'après l'eurocode :

$$A \text{ est à } \frac{e}{5} = \frac{21.25}{5} = 4.25 \text{ m}$$

$$B \text{ est à } \frac{4.e}{5} = 4 \times \frac{21.25}{5} = 17 \text{ m}$$

$$C \text{ est à } d - e = 54.00 - 21.25 = 32.75 \text{ m}$$

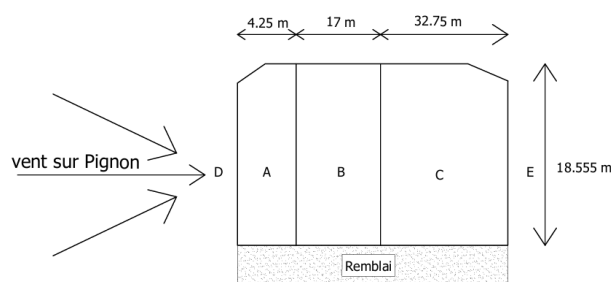


Figure 4. 2: Dimensions de chaque zone pour vent pignon

4.3.1.1.1 Calculons les coefficient de pressions extérieures C_{pe} de chaque zone

La surface de nos sous zones sont supérieures à 10 m^2 ($A > 10 \text{ m}^2$). Par conséquent nous n'aurons qu'à considérer que les pressions extérieures $C_{pe.10}$.

Les pressions $C_{pe.10}$ sont déterminer grâce au tableau ci-dessous de l'eurocode 1:

Tableau 4. 2: Valeurs de C_{pe} pour les murs verticaux

Zones	A		B		C		D		E	
h/d	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

Une interpolation linéaire peut être appliquée pour des valeurs intermédiaires de h/d .

Calculons h/d

$$\frac{h}{d} = \frac{18.555}{54.00} = 0.344$$

$0.25 < 0.344 < 1$, par conséquent, faisons une interpolation

L'interpolation ne se fera pas entre les valeurs de A, de B ni de C car leurs valeurs sont identiques. Les valeurs seront maintenues à ces niveaux.

Alors considérons les valeurs de 0.25. Voir tableau ci-dessous :

Tableau 4. 3: Valeurs de C_{pe} pour chaque zone vent pignon

Zones	A	B	C	D	E
h/d	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
0,344	-1,2	-0,8	-0,5	+0,713	-0,325

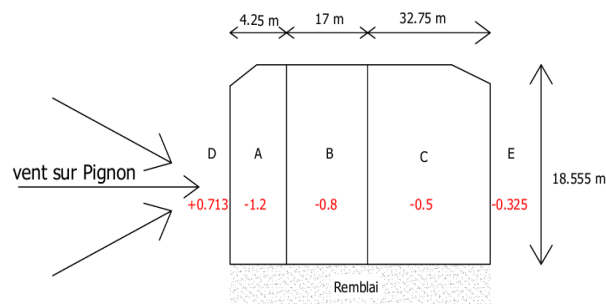


Figure 4. 3: Dimensions et valeurs de C_{pe} de chaque zone pour vent pignon

Calculons le C_{pe} équivalent de la zone ABC:

$$C_{pe,ABC} = \frac{-1.2 \times 4.25 - 0.8 \times 17 - 0.5 \times 32.75}{54} = -0.65$$

$$C_{pe,ABC} = -0.65$$

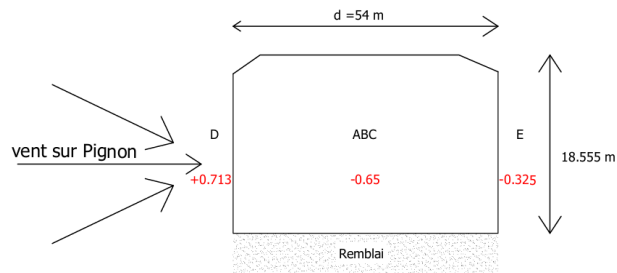


Figure 4. 4: Valeur équivalente de $C(pe,ABC)$ pour vent pignon

4.3.1.2 Vent sur Long pan

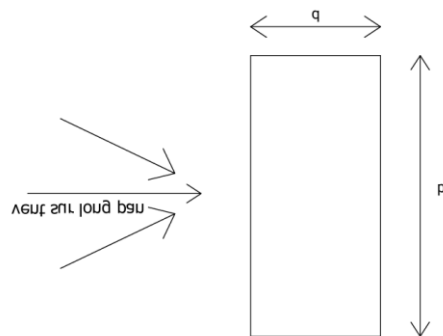


Figure 4. 5: Direction du vent long pan

Dans ce cas sur long pan, $b = 54.00$ m, $d = 21.25$ m et $h = 18.555$ m (la hauteur la plus haute du bâtiment).

Calculons e

$$\text{Soit } e = \min(b ; 2h) = \min(54.00 ; 2 \times 18.555) = \min(54.00 ; 37.11) = 37.11 \text{ m}$$

$$\mathbf{e = 37.11 \text{ m}}$$

Comparaisons e et d

$$37.11 \text{ m} > 21.25 \text{ m} \Rightarrow \mathbf{e > d}$$

D'après l'eurocode 1 lorsque $e > d$, on divise la zone de la partie parallèle au vent en deux différentes sous zones telles que A et B. D sera la zone frappée par le vent et E la zone opposée.

D'après l'eurocode :

$$A \text{ est à } \frac{e}{5} = \frac{37.11}{5} = 7.422 \text{ m}$$

$$B \text{ est à } d - \frac{e}{5} = 21.25 - \frac{37.11}{5} = 13.828 \text{ m}$$

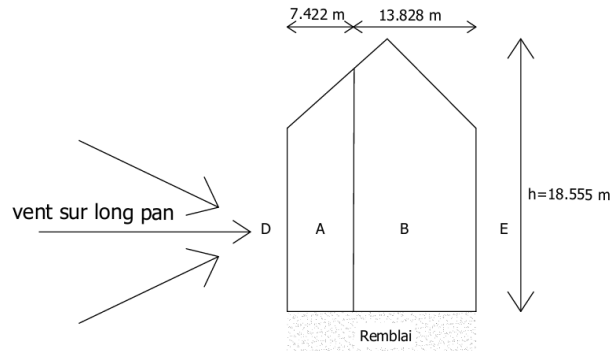


Figure 4. 6: Dimensions de chaque zone pour vent long pan

Calculons h/d

$$\frac{h}{d} = \frac{18.555}{21.25} = 0.873$$

$0.25 < 0.873 < 1$, par conséquent, faisons une interpolation entre 0.25 et 1

L'interpolation ne se fera pas entre les valeurs de A ni de B et D car leurs valeurs sont identiques. Les valeurs seront maintenues à ces niveaux.

Tableau 4. 4: Valeurs de C_{pe} pour chaque zone sur vent long pan

Zones	A	B	D	E
h/d	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
0,873	-1,2	-0,8	+0,783	-0,466

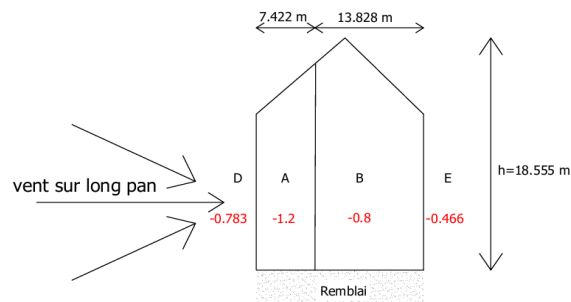


Figure 4. 7: Dimensions et valeurs de C_{pe} de chaque zone pour vent long pan

Calculons le C_{pe} équivalent de la zone AB:

$$C_{pe,AB} = \frac{-1.2 \times 7.422 - 0.8 \times 13.828}{21.25} = -0.940$$

$$C_{pe,AB} = -0.940$$

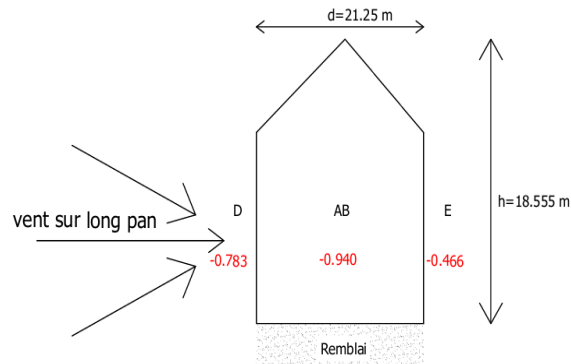


Figure 4. 8: Valeur équivalente de $C(pe, AB)$ pour vent long pan

4.3.2 Calculons les coefficients de pression extérieure sur la toiture

Notre bâtiment à une toiture à quatre versants incliné d'un angle de 25°

4.3.2.1 Vent sur Pignon

Sur les murs pignons, la direction du vent fait un angle de 90° . Nous avons donc :

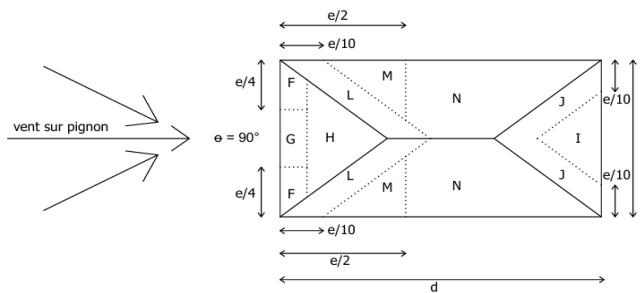


Figure 4. 9: Direction du vent pignon faisant un angle de 90°

Soient $b = 21.25$ m, $d = 54.00$ m et $h = 18.555$ m (la hauteur la plus haute du bâtiment).

Calculons e

$$\text{Soit } e = \min(b ; 2h) = \min(21.25 ; 2 \times 18.555) = \min(21.25 ; 37.11) = 21.52 \text{ m}$$

$$e = 21.25 \text{ m}$$

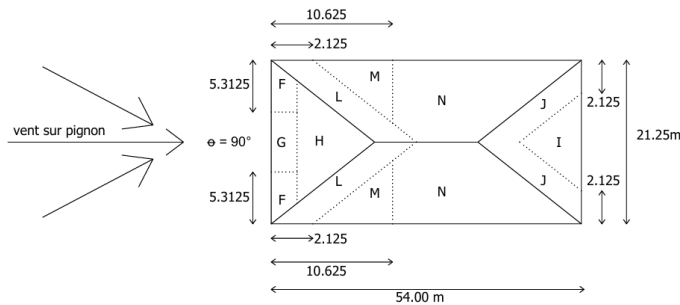


Figure 4. 10: Dimensions de chaque zone pour vent pignon faisant un angle de 90°

4.3.2.1.1 Calculons les pressions extérieures C_{pe} de chaque zone pour vent pignon

La surface de nos sous zones sont supérieures à 10 m^2 ($A > 10 \text{ m}^2$). Par conséquent nous n'aurons qu'à considérer que les pressions extérieures $C_{pe,10}$.

Les pressions $C_{pe,10}$ sont déterminées grâce au tableau ci-dessous de l'eurocode 1 :

Tableau 4. 5: Valeurs de C_{pe} pour les toitures à quatre versants

Angles de pente θ_0 pour $\theta = 0^\circ$ α_{90} pour $\theta = 90^\circ$	Zones pour la direction du vent $\theta = 0^\circ$ et $\theta = 90^\circ$															
	F		G		H		I	J		K		L		M		N
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-0,3	-0,6	-0,6	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-0,4	-0,4	-0,4
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3	-0,3	-0,5	-1,0	-1,5	-1,2	-2,0	-1,4	-2,0	-0,6	-1,2	-0,3
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2	-0,2	-0,4	-0,7	-1,2	-0,5	-1,4	-2,0	-0,8	-1,2	-0,2	-0,2
45°	-0,0	-0,0	-0,0	-0,0	-0,0	-0,0	-0,3	-0,6	-0,3	-1,3	-2,0	-0,8	-1,2	-0,2	-0,2	-0,2
60°	+0,7	+0,7	+0,7	+0,7	+0,7	+0,7	-0,3	-0,6	-0,3	-1,2	-2,0	-0,4	-0,4	-0,2	-0,2	-0,2
75°	+0,8	+0,8	+0,8	+0,8	+0,8	+0,8	-0,3	-0,6	-0,3	-1,2	-2,0	-0,4	-0,4	-0,2	-0,2	-0,2

Tableau 4. 6: Valeurs de C_{pe} de chaque zone vent pignon pour l'inclinaison de 25°

Angles de pente $\alpha_{90} = 25^\circ$	Zone pour la direction du vent $\theta = 90^\circ$							
	F	G	H	I	J	L	M	N
25°	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
	-0,633	-0,6	-0,233	-0,433	-0,8	-1,4	-0,733	-0,233
	+0,4	+0,8	+0,333					

Répartition sur la figure nous donne :

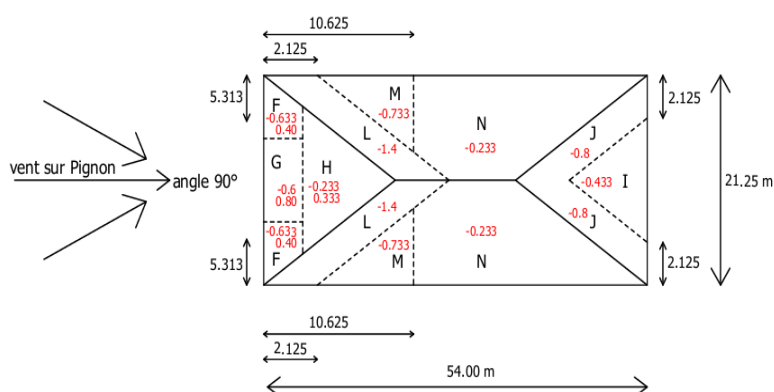


Figure 4. 11: Valeurs de C_{pe} de chaque zone pour vent pignon faisant un angle de 90°

4.3.2.2 Vent sur Long pan

Sur les longs pans, la direction du vent fait un angle de 0° . Nous avons donc :

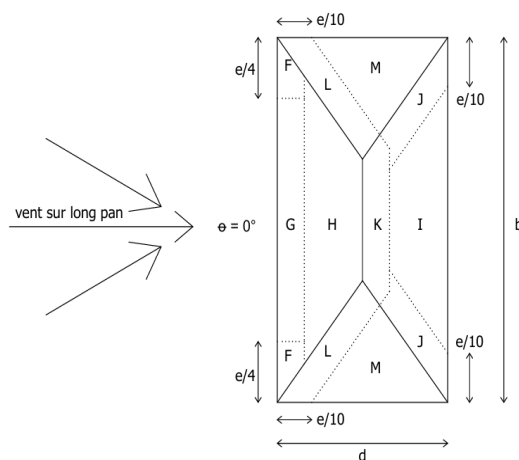


Figure 4. 12: Direction du vent long pan faisant un angle de 0°

Soient $b = 54.00$ m, $d = 21.25$ m et $h = 18.555$ m (la hauteur la plus haute du bâtiment).

Calculons e

$$\text{Soit } e = \min(b ; 2h) = \min(54.00 ; 2 \times 18.555) = \min(54.00 ; 37.11) = 37.11 \text{ m}$$

$$e = 37.11 \text{ m}$$

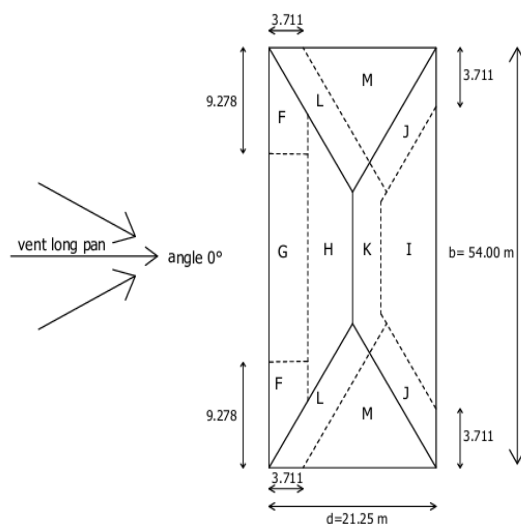


Figure 4. 13: Dimensions de chaque zone pour vent long pan faisant un angle de 0°

4.3.2.2.1 Calculons les pressions extérieures C_{pe} de chaque zone vent long pan

D'après le tableau 5.6 précédent, nous avons les valeurs suivantes :

Tableau 4. 7: Valeurs de C_{pe} de chaque zone vent long pan pour l'inclinaison de 25°

Angles de pente $\alpha_{90} = 25^\circ$	Zone pour la direction du vent $\theta = 0^\circ$							
	F	G	H	I	J	K	L	M
25°	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
	-0,633	-0,6	-0,233	-0,433	-0,8	-0,733	-1,4	-0,733
	+0,4	+0,8	+0,333					

Répartition sur la figure nous donne :

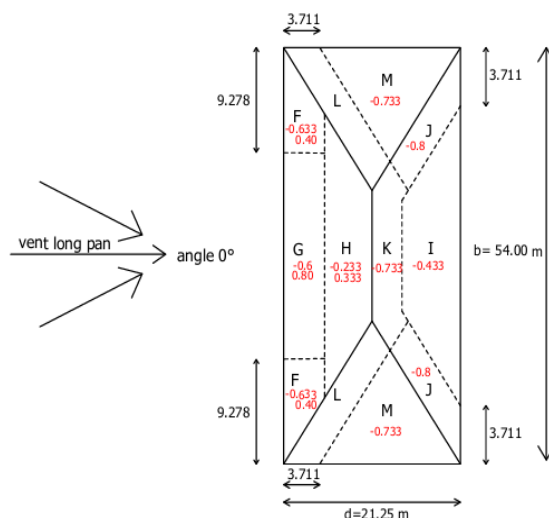


Figure 4. 14: Valeurs de C_{pe} de chaque zone pour vent long pan faisant un angle de 0°

4.4 Calcul des coefficients de pression intérieure

Les valeurs recommandées lorsqu'on ne veut pas considérer la perméabilité des parois du bâtiment (note 2 paragraphes 7.2.9 NF EN 1991-1-4), sont les valeurs suivantes :

- Pression intérieure : $C_{pi} = +0.2$
- Dépression intérieure : $C_{pi} = -0.3$

Tableau 4. 8: Valeurs de C_{pi}

NOTE 1

Ceci s'applique aux façades et aux toitures des bâtiments avec et sans cloisons intérieures.

NOTE 2 Lorsqu'il se révèle impossible ou lorsqu'il n'est pas considéré justifié d'évaluer μ pour un cas particulier, il convient alors de donner à C_{pi} la valeur la plus sévère de + 0,2 et - 0,3.

Détermination des charges de vent par partie sachant que :

$$W = q_p(C_{pe} - C_{pi})$$

Tableau 4. 9: Valeurs de la pression du vent finale sur chaque face suivant la direction du vent

		$q_p(KN/m^2)$	Vent pignon			Vent long pan				
			C_{pe}	C_{pi}	$W(KN/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$W(KN/m^2)$		
Parois verticales	D	1,135	0,713	0,2	0,582	-0,783	0,2	-1,116		
				-0,3	1,15		-0,3	-0,548		
	E		-0,325	0,2	-0,596	-0,466	0,2	-0,756		
				-0,3	-0,028		-0,3	-0,188		
	ABC ou AB		-0,65	0,2	-0,965	-0,94	0,2	-1,294		
				-0,3	-0,397		-0,3	-0,726		
Toiture à 4 versant	F		-0,633	0,2	-0,945	-0,633	0,2	-0,945		
				-0,3	-0,378		-0,3	-0,378		
			0,4	0,2	0,227	0,4	0,2	0,227		
				-0,3	0,795		-0,3	0,795		
	G		-0,6	0,2	-0,908	-0,5	0,2	-0,908		
				-0,3	-0,341		-0,3	-0,341		
			0,8	0,2	0,681	0,7	0,2	0,681		
				-0,3	1,249		-0,3	1,249		
	H		-0,233	0,2	-0,491	-0,2	0,2	-0,491		
				-0,3	0,076		-0,3	0,076		
			0,333	0,2	0,151	0,4	0,2	0,151		
				-0,3	0,718		-0,3	0,718		
	I		-0,433	0,2	-0,718	-0,4	0,2	-0,718		
				-0,3	-0,151		-0,3	-0,151		
	J		-0,8	0,2	-1,135	-0,7	0,2	-1,135		
				-0,3	-0,568		-0,3	-0,568		
	K							-0,733	0,2	-1,059
						-0,3	-0,491			
	L		-1,4	0,2	-1,816	-1,4	0,2	-1,816		
				-0,3	-1,249		-0,3	-1,249		
	M		-0,733	0,2	-1,059	-0,8	0,2	-1,059		
				-0,3	-0,491		-0,3	-0,491		
	N		-0,233	0,2	-0,491					
-0,3		0,076								

Pour les parois verticales

Nous avons deux types de vent :

- Vent en pression $W_p = 1.150 \text{ kN/m}^2$ obtenir sur la paroi D
- Vent en dépression $W_d = -1.294 \text{ kN/m}^2$ obtenu sur la paroi AB

Pour la toiture à quatre versants

Nous avons deux types de vent :

- Vent en pression $W_p = 1.249 \text{ kN/m}^2$ obtenu sur la paroi G
- Vent en dépression $W_d = -1.816 \text{ kN/m}^2$ obtenu sur la paroi L

Chapitre V : Dimensionnement des éléments structuraux

Introduction

Le dimensionnement des éléments structuraux constitue l'étape centrale de la conception d'un bâtiment, car il garantit sa stabilité, sa résistance et sa durabilité. Pour notre ouvrage R+3 en ossature bois, chaque composant des fondations jusqu'à la toiture doit être vérifié conformément aux exigences des normes en vigueur afin d'assurer un comportement fiable sous les différentes actions (charges permanentes, charges d'exploitation, vent, feu, etc.) auxquelles il est soumis. Ce chapitre présente la méthodologie de calcul adoptée ainsi que les vérifications réalisées sur les principaux éléments porteurs, afin d'aboutir à une structure optimisée, sécurisée et performante. [10]

5.1 Prédimensionnement des éléments de la toiture

5.1.1 Cas des lattes, chevrons et pannes

La toiture est inclinée d'un angle de 25° . Elle est composée de fermes, de pannes, de chevrons, de lattes et d'une couverture.

HYPOTHESES DE CALCUL

- La couverture : L'élément de couverture sera des tuiles de section $50 \times 20 \text{ cm}^2$ disposée avec recouvrement de 12 cm. D'après le 576462196-5-Couverture.
- Les lattes seront espacées de 50 cm ; $50 \text{ cm} \in [40 \text{ cm} ; 60 \text{ cm}]$.
- Les chevrons seront espacés de 50 cm ;
- Les pannes seront espacées de 120 cm ; $120 \text{ cm} \in [100 \text{ cm} ; 150 \text{ cm}]$
- Les fermes sont de portées et de hauteurs variables et seront espacées de 3 m ; $3 \text{ m} \leq 5 \text{ m}$

5.1.1.1 Les différentes charges sur les éléments de la charpente

Tableau 5. 1 : Chargement des éléments de la charpente

Les éléments de la charpente	Les charges
Les lattes	- Charge de vent - Charge d'exploitation - Charge des tuiles - Leur poids propre

Tableau 5. 2 : Chargement des éléments de la charpente(suite et fin)

Les éléments de la charpente	Les charges
Les Chevrons	- Charge de vent - Charge d'exploitation - Charge des tuiles - Poids des lattes - Leur poids propre
Les Pannes	- Charge de vent - Charge d'exploitation - Charge des tuiles - Poids des lattes - Poids des chevrons - Leur poids propre
Les éléments de la ferme	- Charge de vent - Charge d'exploitation - Charge des tuiles - Poids des lattes - Poids des chevrons - Poids des pannes - Leur poids propre

5.1.1.2 Mode de sollicitations des différents éléments de la charpente

D'après l'EC5, les différents types de sollicitation des éléments d'une charpente sont les suivantes :

Tableau 5. 3: Mode de sollicitation des éléments de la charpente

Elément de la charpente	Mode de sollicitation
Lattes	Flexion déviée
Chevrons	Flexion composée
Pannes	Flexion déviée
Eléments de la ferme	Traction / Compression

Comme précédemment, tous nos éléments sont en bois lamellé-collé GL14h. Pour notre ferme, nos entrails ont une portée totale de 21.25 m et nos arbalétriers une longueur totale :

$$l_{arbalétrier} = \frac{21.25/2}{\cos 25^\circ} = 11.723 \text{ m.}$$

5.1.1.3 Les caractéristiques du bois lamellé-collé GL24h

Tableau 5. 4: Valeurs caractéristiques du bois lamellé-collé GL24h

Symbole	Désignation	Unité	Lamellés-collés homogènes				Lamellés-collés panachés			
			GL24h	GL28h	GL32h	GL36h	GL24c	GL28c	GL32c	GL36c
$f_{m,g,k}$	Contrainte de flexion	N/mm ²	24	28	32	36	24	28	32	36
$f_{t,0,g,k}$	Contrainte de traction axiale	N/mm ²	16,5	19,5	22,5	26,0	14,0	16,5	19,5	22,5
$f_{t,90,g,k}$	Contrainte de traction perpendiculaire	N/mm ²	0,40	0,45	0,50	0,60	0,35	0,40	0,45	0,50
$f_{c,0,g,k}$	Contrainte de compression axiale	N/mm ²	24	26,5	29	31	21	24	26,5	29
$f_{c,90,g,k}$	Contrainte de compression perpendiculaire	N/mm ²	2,7	3,0	3,3	3,6	2,4	2,7	3,0	3,3
$f_{v,g,k}$	Contrainte de cisaillement	N/mm ²	2,7	3,2	3,8	4,3	2,2	2,7	3,2	3,8
$E_{0,g,mean}$	Module moyen axial	kN/mm ²	11,6	12,6	13,7	14,7	11,6	12,6	13,7	14,7
$E_{0,g,05}$	Module axial au 5 ^e percentile	kN/mm ²	9,4	10,2	11,1	11,9	9,4	10,2	11,1	11,9
$E_{90,g,mean}$	Module moyen transversal	kN/mm ²	0,39	0,42	0,46	0,49	0,32	0,39	0,42	0,46
$G_{g,mean}$	Module de cisaillement	kN/mm ²	0,75	0,78	0,85	0,91	0,59	0,72	0,78	0,85
$\rho_{g,k}$	Masse volumique caractéristique	kg/m ³	380	410	430	450	350	380	410	430

1- Détermination des résistances de calcul

Pour le calcul de la résistance de calcul de cette essence de bois. Nous avons alors utilisé les formules ci-après de façon simplifiée :

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} \cdot k_h \cdot k_{mod} \text{ pour la flexion et la traction sinon on prend : } f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} \cdot k_{mod}$$

2- Détermination de k_{mod}

La valeur de k_{mod} est en fonction de la durée de la charge et de la classe de service. Nous allons considérer la classe de service 2.

Tableau 5. 5: Valeur du k_{mod} du bois massif, du bois lamellé-collé, du lamibois (LVL) et du contreplaqué

Durée de chargement		Classe de service		
Classe de durée	Exemple	1 Hbois < 13 % (local chauffé)	2 13 % < Hbois < 20 % (sous abri)	3 Hbois > 20 % (extérieur)
Permanente (> 10 ans)	Charge de structure	0,6	0,6	0,5
Long terme (6 mois à 10 ans)	Stockage	0,7	0,7	0,55
Moyen terme (1 semaine à 6 mois)	Charges d'exploitation Neige Altitude > 1 000 m	0,8	0,8	0,65
Court terme (< 1 semaine)	Neige Altitude < 1 000 m	0,9	0,9	0,7
Instantanée	Vent, neige exceptionnelle	1,1	1,1	0,9

La valeur de k_{mod} sera pris suivant les combinaisons qui seront définies dans la suite du projet.

3- Détermination de γ_M

Le coefficient γ_M (matériau) entraîne une diminution de la résistance des matériaux. Sa valeur est donnée dans le tableau ci-dessous :

Tableau 5. 6: Valeur du γ_M en fonction de la dispersion du matériau

États limites ultimes		
Combinaisons fondamentales		
Matériaux	Bois	1,3
	Lamellé-collé	1,25
	Lamibois (LVL), OSB	1,2
Assemblages (p. 171)		1,3
Combinaisons accidentelles		1,0
États limites de service		1,0

Nous avons ici du bois lamellé-collé alors : $\gamma_M = 1.25$ à l'ELU et $\gamma_M = 1.0$ à l'ELS.

4- Détermination de k_{def}

$k_{def} = 0.80$ (d'après L'EC 5 page 27 tableau 19)

5- Détermination de ψ_2

Tableau 5. 7: Valeur des facteurs ψ_i

Action Variable	ψ_0 action variable d'accompagnement	ψ_1 Combinaison accidentelle (incendie)	ψ_2 Fluage et Combinaison accidentelle
Charges d'exploitation des bâtiments			
Catégorie A : habitations résidentielles	0,7	0,5	0,3
Catégorie B : bureaux	0,7	0,5	0,3
Catégorie C : lieux de réunion	0,7	0,7	0,6
Catégorie D : commerce	0,7	0,7	0,6
Catégorie E : stockage	1	0,9	0,8
Catégorie H : toits	0	0	0
Charges de neige			
Altitude > 1 000 m	0,7	0,5	0,2
Altitude ≤ 1 000 m	0,5	0,3	0
Action du vent			
	0,6	0,2	0

5.1.2 Analyse structurale de la charpente

5.1.2.1 Evaluation des actions

Les actions agissant sur notre structure sont de trois types :

- Les charges d'exploitations.
- Les charges dues au vent
- Les charges permanentes constituées des poids propres des éléments.

5.1.2.1.1 Les charges d'exploitations

Charge d'exploitation de la toiture

La toiture de notre bâtiment est inaccessible, sauf pour l'entretien et les réparations courantes. Elle relève donc de la catégorie H. De plus, la pente de notre toiture est supérieure à 15 %. D'après l'EN 1991-1-1, la charge d'entretien à retenir est de 0 kN/m².

Tableau 5. 8: Toitures de catégorie H: charges d'exploitation

• Le tableau 6.10 de la norme européenne EN 1991-1-1 :2002 est remplacé par le tableau suivant :

Type de la toiture	q_k [kN/m²]	Q_k [kN]
Toiture de pente inférieure à 15 % recevant une étanchéité	0,8	1,5
Autres toitures	0	1,5

Tableau 6.10 (NF) - Toitures de catégorie H : charges d'exploitation

- La charge répartie q_k couvre une aire rectangulaire de 10m², dont la forme et la localisation sont à choisir de la façon la plus défavorable pour la vérification à effectuer (sans toutefois que le rapport entre longueur et largeur dépasse la valeur 2).
- Ces charges d'exploitation ne valent que pour la justification des éléments au regard de leur rôle comme éléments structuraux de la toiture.
- Ces charges d'exploitation tiennent compte du matériel spécifique d'exploitation, ainsi que des effets dynamiques.
- La charge répartie et la charge ponctuelle ne sont pas à appliquer simultanément.
- Ces charges d'exploitation ne sont pas prises en compte simultanément avec les charges de neige ou les actions du vent.

Mais pour les raisons d'entretien de notre toiture, basons-nous sur l'hypothèse ci-dessous.

Les charges gravitaires sont variables et directement liées à l'exploitation de l'ouvrage (poids des personnes et des équipements, charges pendant la construction ou charges de manutention). Le tableau ci-dessous nous permet de déterminer les charges d'exploitations relatives aux toitures non accessibles et non en fonction de la pente de la toiture.

Tableau 5. 9: Valeurs des charges d'exploitation

Catégorie	Type de surface	$q_k(kN/m^2)$	$Q_k(kN)$
Planchers , toiture accessibles	A Général	2	2
	Escaliers	3	2
	Balcons	4	2
	B Général	3	2
	Escaliers, balcons	4	3
	C Général	5	4
	Zone avec tables	3	4
	Zone avec sièges fixes	4	4
		5	7

	Possibilités de concentration	5	4
	D Boutiques	5	7
	Grands magasins	5	7
	E Général		
Toiture non accessible	H <i>pen</i> te < 20°	0.75	1.5
	> 40°	0	1.5

Notre toiture étant non accessible et incliné d'un angle de 25°, catégorie H alors on a :

Soient :

$$20^\circ \rightarrow 0.75 \text{ kN/m}^2$$

$$40^\circ \rightarrow 0.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$25^\circ \in [20^\circ ; 40^\circ]$$

$$20^\circ \rightarrow 0.75 \text{ kN/m}^2$$

$$25^\circ \rightarrow ? \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \frac{25^\circ - 20^\circ}{? - 0.75} = \frac{40^\circ - 20^\circ}{0 - 0.75} \Rightarrow \frac{5^\circ}{? - 0.75} = -26.6667 \rightarrow ? = \frac{5^\circ}{-26.6667} + 0.75 = 0.562$$

$$40^\circ \rightarrow 0.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Par interpolation, nous avons : $q_k = 0.563 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \approx 0.6 \text{ kN/m}^2$

$$q_k = 0.6 \text{ kN/m}^2$$

Surcharges dues au vent

La charge du vent précédemment calculée au niveau de notre toiture est de deux types :

- Vent en pression $W_p = 1.249 \text{ kN/m}^2$
- Vent en dépression $W_d = -1.816 \text{ kN/m}^2$

Surcharges due à la neige

Il ne neige pas ici au Bénin. Donc $s = s_a = 0 \text{ kN/m}^2$

5.1.3 Prédimensionnement des lattes

5.1.3.1 Calcul des charges linéaires des lattes par les 10%

- Supposons que le poids propre des lattes représente 10% des autres charges permanentes ; c'est-à-dire la charge permanente de la tuile et que son épaisseur $b = 0.3h$ et que $h < 600mm$. Soit S_L l'espacement entre deux lattes qui est égal à 0,5 m.
- Notre couverture à une charge de 0.4 kN/m^2
- $q_k = 0.6 \text{ kN/m}^2$

Tableau 5. 10: Calcul des charges linéaires des lattes à 10%

Eléments	Charge en kN/m^2	Entraxe entre latte (m)	Charge en kN/ml	Charge totale kN/ml
Tuile	0.4	0.5	0.2	0.22
Poids propre latte	$\frac{10 \times 0.4}{100} = 0.04$		0.02	
Charge d'entretien/ d'exploitation	0.6		0.3	0.3
Charge vent en pression	1.249		0.625	0.625
Charge vent en dépression	-1.816		-0.908	- 0.908

Soient :

- Charge de structure $G = 0.22 \text{ kN/ml}$;
- Charge d'exploitation $Q = 0.3 \text{ kN/m}$;
- Vent en pression $W_p = 0.625 \text{ kN/ml}$
- Vent en dépression $W_d = -0.908 \text{ kN/ml}$

Evaluation de la combinaison la plus défavorable sur les lattes

Tableau 5. 11: Evaluation de la combinaison défavorable à l'ELU des lattes 10%

Combinaisons	Détail de la combinaison	Valeurs charge en kN/ml	K_{mod} classe 2	γ_M	Charge équivalente $charge \cdot \frac{\gamma_M}{k_{mod}}$
C1	1.35G	0.297	0.6	1.25	0.619
C2	1.35G+1.5Q	0.747	0.8	1.25	1.167
C3	1.35G+1.5 W_p	1.235	1.1	1.25	1.403
C4	1.35G+1.5 W_d	-1.065	1.1	1.25	-1.210

La combinaison la plus défavorable est C3 soit la valeur C3 = 1.235 kN/ml

Faisons une vérification uniquement suivant l'axe y en utilisant un taux de travail $\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} < 1$

$$q_{uy} = q_u \times \sin 25^\circ = 1.235 \times \sin 25^\circ = 0.522 \text{ kN/ml}$$

Calculons le moment fléchissant M_{uy}

$$M_{uy} = \frac{q_{uy} \cdot l^2}{8} = \frac{0.522 \times 0.5^2}{8} = 0.016 \text{ kN.m}$$

Calculons le Modules de résistance W_{uy} et $b = 0.3h$

$$W_y = \frac{I_y}{Z} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{bh^2}{6} = \frac{0.3hx^2}{6} = 0.05h^3 \text{ mm}^3 = 5 \cdot 10^{-11} h^3 \text{ m}^3$$

Calculons la contrainte de flexion $\sigma_{m,y,d}$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{uy}}{W_y} = \frac{0.016}{5 \cdot 10^{-11} h^3} = \frac{32 \times 10^7 \text{ KN}}{h^3} \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2} = \frac{32 \times 10^{10}}{h^3} \text{ N/m}^2$$

Calculons $f_{m,y,d}$

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

- $k_{mod} = 1.1$ (en se basant sur la combinaison la plus défavorable)
- $f_{m,k} = 24 \text{ MPa}$
- Facteur d'effet des dimensions k_h :

- Pour le bois massif

$$k_h = \min \left(1.3 ; \left(\frac{150}{h} \right)^{0.2} \right) \text{ si } h < 150 \text{ mm}$$

$$k_h = 1 \text{ si } h \geq 150 \text{ mm}$$

- Pour du lamellé collé

$$k_h = \min \left(1.1 ; \left(\frac{600}{h} \right)^{0.1} \right) \text{ si } h < 600 \text{ mm}$$

$$k_h = 1 \text{ si } h \geq 600 \text{ mm}$$

Nous avons du bois lamellé-collé GL24h et $h < 600 \text{ mm}$. Donc :

$$k_h = \min \left(1.1 ; \left(\frac{600}{h} \right)^{0.1} \right). \text{ Prenons pour hypothèse } k_h = 1.1$$

- Coefficient d'effet du système k_{sys}

$$k_{sys} = 1 \text{ d'après l'eurocode 5 car chaque latte travaille individuellement}$$

Alors

$$f_{m,y,d} = f_{m,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot k_{sys} \cdot k_h = 24 \times \frac{1.1}{1.25} \times 1 \times 1.1 = 23.232 \text{ MPa}$$

$$f_{m,y,d} = 23.232 \text{ MPa} = 23.232 \times 10^6 \text{ N/m}^2$$

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} < 1 \Rightarrow \frac{\frac{32 \times 10^{10}}{h^3}}{23.232 \times 10^6} < 1 \Rightarrow h^3 > 13774.10468$$

$$h > 23.971 \text{ mm. Prenons } h = 40 \text{ mm}$$

$$h = 40 \text{ mm} \Rightarrow b = 0.3h = 12 \text{ mm Prenons } b = 30 \text{ mm}$$

Soit donc une latte de section 30x40mm.mm.

5.1.3.2 Vérifions la stabilité

5.1.3.2.1 Calcul de la charge surfacique C_{sl} des lattes

Les lattes sont réparties sous la toiture au-dessus des chevrons perpendiculairement avec un espacement de 0,5 m. Sur une longueur de 12.85 m on retrouve :

Calcul du nombre de lattes

$$\frac{11.723}{0.5} = 23.446 \approx \text{prenons } 24$$

Donc nous prenons **24 lattes**. En supposant que ces lattes sont de 1 m de longueur et de section 60×80 mmxmm on obtient la représentation ci-après :

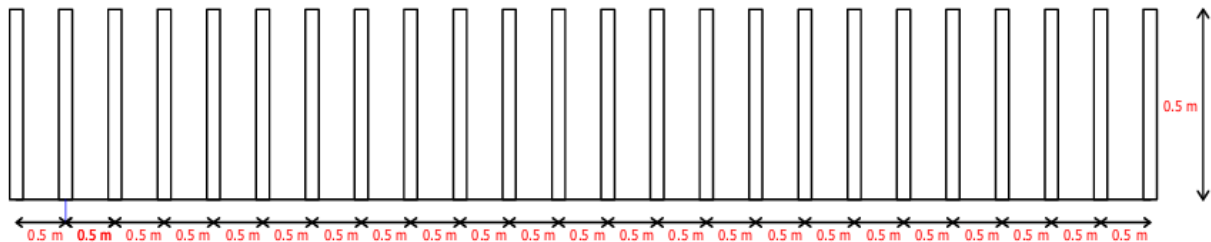


Figure 5. 1: Répartition des lattes suivant la portée

Calculons la charge surfacique des lattes. Soit C_{sl}

- Soit S_r la surface de répartition des lattes. Soit $S_r = 11.723 \times 0.5 = 5.862 \text{ m}^2$
- Soit V_l le volume d'une latte. Soit $V_l = 30 \times 40 \times 0.5 \times 10^{-6} = 0.0006 \text{ m}^3$
- Soit m_l la masse d'une latte. Soit $m_l = \rho \cdot V_l = 380 \times 0.0006 = 0.228 \text{ kg}$
- Soit P_l le poids d'une latte. Soit $P_l = m_l \cdot g = 0.228 \times 10 = 2.28 \text{ N}$
- Soit m_{tl} la masse totale des lattes. Soit $m_{tl} = 24 \cdot P_l = 24 \times 2.28 = 54.72 \text{ N}$

$$C_{sl} = \frac{m_{tl}}{S_r} = \frac{54.72}{5.862} = 9.335 \text{ N/m}^2$$

Tableau 5. 12: Calcul des charges linéaires lattes

Eléments	Charge en kN/m^2	Entraxe entre latte (m)	Charge en kN/ml	Charge totale kN/ml
Tuile	0.4	0.5	0.2	0.205
Poids propre latte	0.00933		0.00467	
Charge d'entretien/ d'exploitation	0.6		0.3	0.3
Charge vent en pression	1.249		0.625	0.625
Charge vent en dépression	-1.816		-0.908	- 0.908

Soient :

- Charge de structure $G = 0.205 \text{ kN/ml}$;
- Charge d'exploitation $Q = 0.3 \text{ kN/m}$;
- Vent en pression $W_p = 0.625 \text{ kN/ml}$
- Vent en dépression $W_d = -0.908 \text{ kN/ml}$

Evaluation de la condition la plus défavorable sur les lattes

Tableau 5. 13: Evaluation de la combinaison défavorable à l'ELU des lattes

Combinaisons	Détail de la combinaison	Valeurs charge en kN/ml	K_{mod} classe 2	γ_M	Charge équivalente charge $\cdot \frac{\gamma_M}{K_{mod}}$
C1	1.35G	0.277	0.6	1.25	0.577
C2	1.35G+1.5Q	0.727	0.8	1.25	1.136
C3	1.35G+1.5 W_p	1.214	1.1	1.25	1.380
C4	1.35G+1.5 W_d	-1.085	1.1	1.25	-1.233

La combinaison la plus défavorable est C3 soit la valeur C3 = 1.214 kN/ml

Tableau 5. 14: Evaluation de la combinaison défavorable à l'ELS-INST des lattes

Combinaisons	Détail de la combinaison	Valeurs charge en kN/ml
C1	Q	0.3
C2	W_p	0.625
C3	W_d	-0.908
C4	$Q+0.6W_p$	0.675
C5	$Q+0.6W_d$	-0.245

La combinaison la plus défavorable est la C4 = 0.675 kN/ml

Tableau 5. 15: Evaluation de la combinaison défavorable à l'ELS-FIN des lattes

$$k_{def} = 0.8 \text{ et } \psi_2(\text{vent}) = 0 \text{ car toit ou vent}$$

Combinaisons	Détail de la combinaison	Valeurs charge en kN/ml
C1	$G(1 + k_{def})$	0.369
C2	$G(1 + k_{def}) + W_p(1 + \psi_2)k_{def}$	0.869
C3	$G(1 + k_{def}) + W_d(1 + \psi_2)k_{def}$	-0.357

La combinaison la plus défavorable est la **C2 = 0.869 kN/ml**

5.1.3.2.2 Calcul à l'ELU

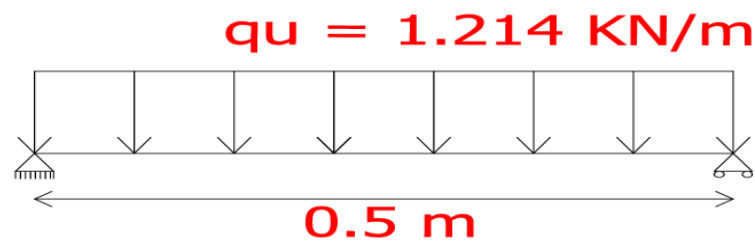


Figure 5. 2: Schéma statique des lattes

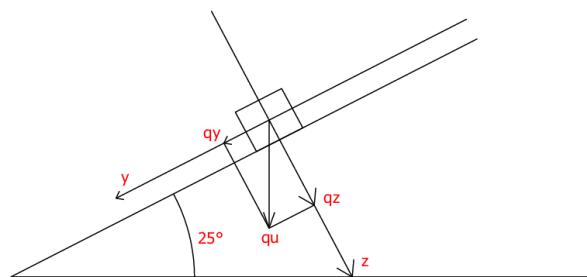


Figure 5. 3: Orientation des charges au niveau des lattes

Calcul de la valeur des charges

$$q_{uy} = q_u \times \sin 25^\circ = 1.214 \times \sin 25^\circ = 0.513 \text{ kN/ml}$$

$$q_{uz} = q_u \times \cos 25^\circ = 1.214 \times \cos 25^\circ = 1.100 \text{ kN/ml}$$

Valeur de calcul des sollicitations

- Moment fléchissant M_{uy} et M_{uz}

$$M_{uy} = \frac{q_{uy} \cdot l^2}{8} = \frac{0.513 \times 0.5^2}{8} = 0.016 \text{ kN.m}$$

$$M_{uz} = \frac{q_{uz} \cdot l^2}{8} = \frac{1.100 \times 0.5^2}{8} = 0.034 \text{ kN.m}$$

- Effort tranchant V_{uy} et V_{uz}

$$V_{uy} = \frac{q_{uy} \cdot l}{2} = \frac{0.513 \times 0.5}{2} = 0.128 \text{ kN}$$

$$V_{uz} = \frac{q_{uz} \cdot l}{2} = \frac{1.100 \times 0.5}{2} = 0.275 \text{ kN}$$

Les efforts normaux sont nuls. Les moments fléchissant et les efforts tranchants étant non nuls, les lattes sont alors sollicitées en flexion déviée.

- Modules de résistance W_{uy} et W_{uz}

$$W_y = \frac{I_y}{Z} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{h/2} = \frac{bh^2}{6} = \frac{30 \times 40^2}{6} = 8000 \text{ mm}^3 = 8 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$W_z = \frac{I_z}{Y} = \frac{\frac{hb^3}{12}}{b/2} = \frac{hb^2}{6} = \frac{40 \times 30^2}{6} = 6000 \text{ mm}^3 = 6 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

Vérification à la flexion déviée

La vérification est effectuée d'après l'Eurocode 5, et nous avons :

$$k_m \times \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} < 1 \quad \text{et} \quad \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \times \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} < 1 \quad (\text{équation 5. 1})$$

Calcul des contraintes de flexion $\sigma_{m,y,d}$ et $\sigma_{m,z,d}$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{uy}}{W_y} = \frac{0.016}{8 \cdot 10^{-6}} = 2000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 2000000 \text{ N/m}^2$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{M_{uz}}{W_z} = \frac{0.034}{6 \cdot 10^{-6}} = 5666.667 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 5666666.667 \text{ N/m}^2$$

$$f_{m,y,k} = f_{m,z,k} = 24 \text{ MPa}$$

$K_m = 0.7$: section rectangulaire, $K_m = 1$: section quelconque

Latte de section $30 \times 40 \text{ mm}^2$, alors $K_m = 0.7$

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

- $k_{mod} = 1.1$ (en se basant sur la combinaison la plus défavorable)
- Facteur d'effet des dimensions k_h :
- Pour du lamellé collé

$$k_h = \min \left(1.1 ; \left(\frac{600}{h} \right)^{0.1} \right) \text{ si } h < 600 \text{ mm}$$

$$k_h = 1 \text{ si } h \geq 600 \text{ mm}$$

Nous avons du bois lamellé-collé GL24h et $h = 40 \text{ mm} < 600 \text{ mm}$ alors :

$$k_h = \min \left(1.1 ; \left(\frac{600}{h} \right)^{0.1} \right) \text{ si } h < 600 \text{ mm}$$

$$k_h = \min \left(\left(\frac{600}{40} \right)^{0.1} ; 1.1 \right) = \min(1.311; 1.1) = 1.1$$

- Coefficient d'effet du système k_{sys}

$k_{sys} = 1$ d'après l'eurocode 5 car chaque liteaux travaille individuellement

Alors

$$f_{m,y,d} = f_{m,z,d} = f_{m,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot k_{sys} \cdot k_h = 24 \times \frac{1.1}{1.25} \times 1 \times 1.1 = 23.232 \text{ MPa}$$

$$f_{m,y,d} = f_{m,z,d} = 23.232 \text{ MPa} = 23.232 \times 10^6 \text{ N/m}^2$$

Par conséquent :

$$k_m \times \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0.7 \times \frac{2000000}{23.232 \times 10^6} + \frac{5666666.667}{23.232 \times 10^6} = 0.304$$

$$k_m \times \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0.304 < 1, \textbf{OK}$$

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \times \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{2000000}{23.232 \times 10^6} + 0.7 \times \frac{5666666.667}{23.232 \times 10^6} = 0.257$$

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \times \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0.257 < 1, \textbf{OK}$$

$$\text{Taux de travail} = \max \left(k_m \times \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} ; \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \times \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \right) < 1$$

$$\text{Taux de travail} = \max(0.304; 0.257) = 0.304 < 1 ; \textbf{OK}$$

Les lattes de section 30x40 mm² résistent à la flexion déviée pour les hypothèses prises ci-dessus. Il n'y a donc pas nécessité de redimensionnement.

Vérification au déversement

- Contrainte critiques de déversement

Nous avons du bois lamellé-collé de section rectangulaire, pas besoin de $\sigma_{m,crit}$. Mais pour raison de sécurité, nous allons la calculer.

Soit $\sigma_{m,crit}$ la contrainte de flexion critique

$$\sigma_{m,crit} = \frac{0.78 \times b^2 \times E_{0,05}}{h \cdot l_{ef}}$$

$$E_{0,05} = 9.4 \frac{KN}{mm^2} = 9400 N/mm^2$$

Tableau 5. 16: Valeurs de k_{lef}

Type de poutre	Type de chargement	l_{ef}/l ^{a)}
Sur appuis simples	Moment constant	1.0
	Charge répartie constante	0.9
	Charge concentrée au milieu de la portée	0,8
Porte à faux	Charge répartie constante	0,5
	Charge concentrée à l'extrémité libre	0,8

^{a)} **Note :** Le rapport entre la longueur efficace l_{ef} et la portée l est valable pour une poutre dont les appuis sont limités en torsion, et chargée en son centre de gravité. Si la charge est appliquée sur la fibre comprimée de la poutre, l_{ef} doit être augmentée de $2h$ et peut être diminuée de $0,5h$ pour une charge appliquée sur la fibre tendue de la poutre

$$l_{ef} = L \cdot k_{lef}, \text{ d'après l'EC5 page 71}$$

Nos lattes sont sur appuis simple et sont chargées sur leur fibre comprimée

$$\text{Donc } k_{lef} = 0.9 \text{ alors } l_{ef} = L \cdot k_{lef} + 2h$$

$$L = 0.5 \text{ m} = 500 \text{ mm} :$$

- Suivant z-z, $h = 40 \text{ mm}$ et $b = 30 \text{ mm}$, donc :

$$\sigma_{m,crit,z} = \frac{0.78 \times b^2 \times E_{0,05}}{h \cdot l_{ef}} = \frac{0.78 \times 30^2 \times 9400}{40 \times (500 \times 0.9 + 2 \times 40)} = 311.264 N/mm^2$$

- Suivant y-y, $h = 30 \text{ mm}$ et $b = 40 \text{ mm}$, donc :

$$\sigma_{m,crit,y} = \frac{0.78 \times b^2 \times E_{0,05}}{h \cdot l_{ef}} = \frac{0.78 \times 40^2 \times 9400}{30 \times (500 \times 0.9 + 2 \times 30)} = 766.745 \text{ N/mm}^2$$

Calcul de l'élanement relatif

$$\lambda_{rel} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}}$$

Suivant y-y, on a :

$$\lambda_{rel,y} = \sqrt{\frac{f_{m,y,k}}{\sigma_{m,y,crit}}} = \sqrt{\frac{24}{766.745}} = 0.177$$

Suivant z-z, on a :

$$\lambda_{rel,z} = \sqrt{\frac{f_{m,z,k}}{\sigma_{m,z,crit}}} = \sqrt{\frac{24}{311.264}} = 0.278$$

$\lambda_{rel,z} = 0.278 < 0.75$, Pas de présence de risque de déversement suivant z – z

$\lambda_{rel,y} = 0.177 < 0.75$, Pas de présence de risque de déversement suivant y – y

Vérification au cisaillement

Le cisaillement est une sollicitation rencontrée dans les poutres travaillant en flexion. Nos lattes ne sont pas entaillées. Donc on a :

$$\text{taux de travail} = \frac{\tau_{v,d}}{f_{v,d}} \leq 1$$

$$\tau_{v,d} = \frac{k_f \times F_{V,d}}{b \times h_{ef}} \text{ et}$$

$$- \quad k_f = \begin{pmatrix} \frac{3}{2} \text{ pour section rectangulaire} \\ \frac{4}{3} \text{ pour une section circulaire} \end{pmatrix} ; \text{ dans notre cas ici } 30 \times 40 \text{ mm}^2$$

$$\text{donc } k_f = 3/2$$

- $F_{V,d}$: effort tranchant en N

Calcul des contraintes de cisaillement sur les axes

- Axe y-y

$$\tau_{v,y,d} = \frac{3/2 \times V_{uy}}{h^2} = \frac{3}{2} \times \frac{0.128}{40^2} = 0.00012 \frac{kN}{mm^2} = 0.12 N/mm^2$$

- Axe z-z

$$\tau_{v,z,d} = \frac{3/2 \times V_{uz}}{b^2} = \frac{3}{2} \times \frac{0.273}{30^2} = 0.000455 \frac{kN}{mm^2} = 0.455 N/mm^2$$

$$\tau_{v,d} = \sqrt{\tau_{v,y,d}^2 + \tau_{v,z,d}^2} = \sqrt{0.12^2 + 0.455^2} = 0.471 N/mm^2$$

$$f_{v,d} = f_{v,k} \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 2.7 \times \frac{1.1}{1.25} = 2.376 N/mm^2$$

Vérification

$$\text{taux de travail} = \frac{\tau_{v,d}}{f_{v,d}} = \frac{0.471}{2.376} = 0.198 < 1 \text{ ok}$$

5.1.3.2.3 Calcul à L'ELS

Vérification de la déformée

Calcul de la flèche instantanée $W_{inst}(Q)$

La flèche instantanée est calculée avec la combinaison ELS (INST (Q))

Soit $q_u = 0.675 \text{ kN/ml}$

$$q_{uy} = q_u \times \sin 25^\circ = 0.675 \times \sin 25^\circ = 0.285 \text{ kN/ml} = 0.285 N/mm$$

$$q_{uz} = q_u \times \cos 25^\circ = 0.675 \times \cos 25^\circ = 0.612 \frac{kN}{ml} = 0.612 N/mm$$

$$W_{inst,y}(Q) = \frac{5 \cdot q_{uy} \cdot L^4}{384 \cdot E_{0,mean} \cdot I} = \frac{5 \cdot q_{uy} \cdot L^4 \cdot 12}{384 \cdot E_{0,mean} \cdot b h^3} = \frac{5 \times 0.285 \times 500^4 \times 12}{384 \times 11600 \times 30 \times 40^3} = 0.125 \text{ mm}$$

$$W_{inst,z}(Q) = \frac{5 \cdot q_{uz} \cdot L^4}{384 \cdot E_{0,mean} \cdot I} = \frac{5 \cdot q_{uz} \cdot L^4 \cdot 12}{384 \cdot E_{0,mean} \cdot b h^3} = \frac{5 \times 0.612 \times 500^4 \times 12}{384 \times 11600 \times 40 \times 30^3} = 0.477 \text{ mm}$$

La flèche totale est égale à la somme vectorielle de la flèche sur y et z

$$W_{inst,totale}(Q) = \sqrt{W_{inst,y}(Q)^2 + W_{inst,z}(Q)^2} = \sqrt{(0.125)^2 + (0.477)^2} = 0.493 \text{ mm}$$

$$W_{inst,totale}(Q) = 0.493 \text{ mm}$$

Calcul de la flèche différée W_{creep} et de la flèche nette finale $W_{net,fin}$

$$W_{net,fin} = W_{inst,totale}(Q) \left(1 + \frac{k_{def}(G+\psi_2.Q)+G}{Q} \right); G = 0.40933 \text{ kN/m}^2; w_p = Q = 1.249 \text{ kN/m}^2$$

$$= 0.493 \times \left(1 + \frac{0.8(0.40933+0 \times 1.249)+0.40933}{1.249} \right) = 0.784 \text{ mm}$$

$$W_{net,fin} = 0.784 \text{ mm}$$

Justification

$$W_{inst,limite}(Q) = \frac{l}{300} = \frac{500}{300} = 1.667 \text{ mm}$$

$$W_{net,fin,limite} = \frac{l}{200} = \frac{500}{200} = 2.5 \text{ mm}$$

Vérification

$$\frac{W_{inst,totale}(Q)}{W_{inst,limite}(Q)} = \frac{0.493}{1.667} = 0.296 < 1, \text{ ok}$$

$$\frac{W_{net,fin}}{W_{net,fin,limite}} = \frac{0.784}{2.5} = 0.314 < 1, \text{ ok}$$

Les lattes de section 30x40 mmxmm résistent à la déformation.

On retient donc définitivement des lattes de section 30x40 mmxmm.

5.1.4 Prédimensionnement des chevrons

5.1.4.1 Calcul des charges linéaires des chevrons par les 10%

- Supposons que le poids propre des chevrons représente 10% des autres charges permanentes ; c'est-à-dire la charge permanente de la tuile, des lattes et que son épaisseur $b = 0.3h$ et que $h < 600 \text{ mm}$. Soit S l'espace entre deux chevrons qui est égal à 0.5 m.
- Notre couverture à une charge de 0.4 kN/m^2
- $q_k = 0.6 \text{ kN/m}^2$

Les chevrons travaillent en flexion composée, c'est-à-dire flexion + compression

Tableau 5. 17: Calcul des charges linéaires des chevrons à 10%

Eléments	Charge en kN/m ²	Entraxe entre latte (m)	Charge en kN/ml	Charge totale kN/ml
Tuile	0.4	0.5	0.2	0.225
Poids propre latte	0.00933		0.004665	
Poids propre chevrons	$\frac{10 \times (0.00933 + 0.4)}{100}$ = 0.0409		0.0205	
Charge d'entretien/ d'exploitation	0.6		0.3	0.3
Charge vent en pression	1.249		0.6245	0.625
Charge vent en dépression	-1.816		-0.908	- 0.908

Soient :

- Charge de structure $G = 0.225 \text{ kN/ml}$;
- Charge d'exploitation $Q = 0.3 \text{ kN/m}$;
- Vent en pression $W_p = 0.625 \text{ kN/ml}$
- Vent en dépression $W_d = -0.908 \text{ kN/ml}$

Evaluation des combinaisons

Tableau 5. 18: Evaluation de la combinaison défavorable à l'ELU des chevrons au 10%

Combinaisons	Détail de la combinaison	Valeurs charge en kN/ml	K_{mod} classe 2	γ_M	Charge équivalente $charge \cdot \frac{\gamma_M}{K_{mod}}$
C1	1.35G	0.304	0.6	1.25	0.633
C2	1.35G+1.5Q	0.754	0.8	1.25	1.178
C3	1.35G+1.5 W_p	1.241	1.1	1.25	1.411
C4	1.35G+1.5 W_d	-1.058	1.1	1.25	-1.203

La combinaison la plus défavorable est C3 soit la $C3 = 1.241 \text{ kN/ml}$

Faisons une vérification uniquement suivant l'axe y-y en considérant la partie en flexion du taux de travail c'est-à-dire : $\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit}f_{m,d}} < 1$.

$$q_{uy} = q_u \times \sin 25^\circ = 1.241 \times \sin 25^\circ = 0.524 \text{ kN/ml}$$

Calculons le moment fléchissant M_{uy}

$$M_{uy} = \frac{q_{uy} \cdot l^2}{8} = \frac{0.524 \times 1.2^2}{8} = 0.0943 \text{ kN.m}$$

Calculons le Modules de résistance W_{uy} et $b = 0.3h$

$$W_y = \frac{bh^2}{6} = \frac{0.3h \times h^2}{6} = 0.05h^3 \text{ mm}^3 = 5 \cdot 10^{-11} h^3 \text{ m}^3$$

Calculons la contrainte de flexion $\sigma_{m,y,d}$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{uy}}{W_y} = \frac{0.0943}{5 \cdot 10^{-11} h^3} = \frac{1886400000}{h^3} \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} = \frac{1.8864 \times 10^{12}}{h^3} \text{ N/m}^2$$

Calculons $f_{m,y,d}$

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

- $k_{mod} = 1.1$ (en se basant sur la combinaison la plus défavorable)
- $f_{m,k} = 24 \text{ MPa}$
- Facteur d'effet des dimensions k_h :
 - Pour du lamellé collé

$$k_h = \min \left(1.1 ; \left(\frac{600}{h} \right)^{0.1} \right) \text{ si } h < 600 \text{ mm}$$

$$k_h = 1 \text{ si } h \geq 600 \text{ mm}$$

Nous avons du bois lamellé-collé GL24h et $h < 600 \text{ mm}$. Donc :

$$k_h = \min \left(1.1 ; \left(\frac{600}{h} \right)^{0.1} \right). \text{ Prenons pour hypothèse } k_h = 1.1$$

- Coefficient d'effet du système k_{sys}

$k_{sys} = 1.1$ Ce coefficient d'effet système est égal à 1,1. Il apparaît lorsque plusieurs éléments porteurs de même nature et de même fonction sont sollicités par un même type de chargement uniformément réparti.

Alors

$$f_{m,y,d} = f_{m,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot k_{sys} \cdot k_h = 24 \times \frac{1.1}{1.25} \times 1.1 \times 1.1 = 25.555 \text{ MPa}$$

$$f_{m,y,d} = 25.555 \text{ MPa} = 25.555 \times 10^6 \text{ N/m}^2$$

- Supposons qu'il n'y a pas risque de déversement et que $k_{c,z} = 1$

$$\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit} f_{m,d}} < 1 \Rightarrow \frac{\frac{1.8864 \times 10^{12}}{h^3}}{25.555 \times 10^6} < 1 \Rightarrow h^3 > 73817.2569$$

$$h > 41.949 \text{ mm. Prenons } h = 60 \text{ mm}$$

$$h = 60 \text{ mm} \Rightarrow b = 0.3h = 18 \text{ mm Prenons } b = 50 \text{ mm}$$

Soit donc un chevron de section 50x60 mm.mm.

5.1.4.2 vérification de la stabilité

5.1.4.2.1 Calcul de la charge surfacique C_{sc} des chevrons

Les chevrons sont répartis sous la toiture juste au-dessus des pannes de façon perpendiculaire avec un espacement de 0,5 m. Sur une longueur de 1 m on retrouve 2 chevrons.

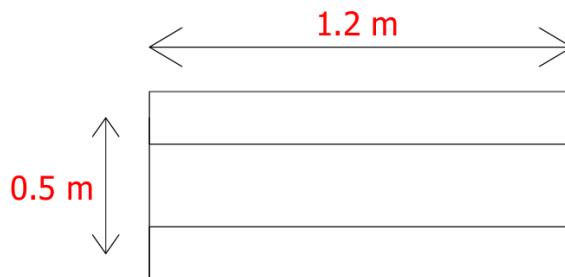


Figure 5. 4: Répartition des chevrons sur 1m

- Soit S_r la surface de répartition des chevrons . Soit $S_r = 1.2 \times 1 = 1.2 \text{ m}^2$
- Soit V_c le volume d'un chevron . Soit $V_c = 50 \times 60 \times 1.2 \times 10^{-6} = 0.0036 \text{ m}^3$
- Soit m_c la masse d'un chevron. Soit $m_c = \rho \cdot V_c = 380 \times 0.0036 = 1.368 \text{ kg}$
- Soit P_c le poids d'un chevron. Soit $P_c = m_c \cdot g = 1.368 \times 10 = 13.68 \text{ N}$
- Soit m_{tc} la masse totale des pannes. Soit $m_{tc} = 2 \cdot P_c = 2 \times 13.68 = 27.36 \text{ N}$
-

$$C_{sc} = \frac{m_{tc}}{S_r} = \frac{27.36}{1.2} = 22.8 \text{ N/m}^2$$

Tableau 5. 19: Calcul des charges linéaires chevrons

Eléments	Charge en kN/m ²	Entraxe entre latte (m)	Charge en kN/ml	Charge totale kN/ml
Tuile	0.4		0.2	
Poids propre latte	0.00933		0.004665	0.216
Poids propre chevrons	0.0228	0.5	0.0114	
Charge d'entretien/d'exploitation	0.6		0.3	0.3
Charge vent en pression	1.249		0.6245	0.625
Charge vent en dépression	-1.816		-0.908	- 0.908

Soient :

- Charge de structure $G = 0.216 \text{ kN/ml}$;
- Charge d'exploitation $Q = 0.3 \text{ kN/m}$;
- Vent en pression $W_p = 0.625 \text{ kN/ml}$
- Vent en dépression $W_d = -0.908 \text{ kN/ml}$

Evaluation des combinaisons

Tableau 5. 20: Evaluation de la combinaison défavorable à l'ELU des chevrons

Combinaisons	Détail de la combinaison	Valeurs charge en kN/ml	K_{mod} classe 2	γ_M	Charge équivalente charge. $\frac{\gamma_M}{k_{mod}}$
C1	1.35G	0.292	0.6	1.25	0.608
C2	1.35G+1.5Q	0.742	0.8	1.25	1.159
C3	1.35G+1.5 W_p	1.229	1.1	1.25	1.397
C4	1.35G+1.5 W_d	-1.070	1.1	1.25	-1.216

La combinaison la plus défavorable est C3 soit la $C3 = 1.229 \text{ kN/ml}$

Tableau 5. 21: Evaluation de la combinaison défavorable à l'ELS-INST des chevrons

Combinaisons	Détail de la combinaison	Valeurs charge en kN/ml
C1	Q	0.3
C2	W_p	0.625
C3	W_d	-0.908
C4	$Q+0.6W_p$	0.675
C5	$Q+0.6W_d$	-0.245

La combinaison la plus défavorable est la $C2 = 0.675 \text{ kN/ml}$

Tableau 5. 22: Evaluation de la combinaison défavorable à l'ELS-FIN des chevrons

$$k_{\text{def}} = 0.8 \text{ et } \psi_2(\text{vent}) = 0$$

Combinaisons	Détail de la combinaison	Valeurs charge en kN/ml
C1	$G(1 + k_{\text{def}})$	0.389
C2	$G(1 + k_{\text{def}}) + W_p(1 + \psi_2)k_{\text{def}}$	0.889
C3	$G(1 + k_{\text{def}}) + W_d(1 + \psi_2)k_{\text{def}}$	-0.337

La combinaison la plus défavorable est la $C2 = 0.889 \text{ kN/ml}$

5.1.4.2.2 Calcul à l'ELU

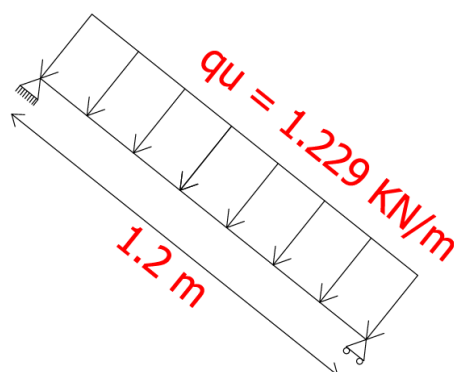


Figure 5. 5: Schéma statique des chevrons

Calcul de la valeur des charges

$$q_{uy} = q_u \times \sin 25^\circ = 1.229 \times \sin 25^\circ = 0.519 \text{ kN/ml}$$

$$q_{uz} = q_u \times \cos 25^\circ = 1.229 \times \cos 25^\circ = 1.114 \text{ kN/ml}$$

Valeur de calcul des sollicitations

- Moment fléchissant M_{uy} et M_{uz}

$$M_{uy} = \frac{q_{uy} \cdot l^2}{8} = \frac{0.519 \times 1.2^2}{8} = 0.093 \text{ kN.m} \text{ et } M_{uz} = \frac{q_{uz} \cdot l^2}{8} = \frac{1.114 \times 1.2^2}{8} = 0.201 \text{ kN.m}$$

- Effort tranchant V_{uy} et V_{uz}

$$V_{uy} = \frac{q_{uy} \cdot l}{2} = \frac{0.519 \times 1.2}{2} = 0.311 \text{ kN} \text{ et } V_{uz} = \frac{q_{uz} \cdot l}{2} = \frac{1.114 \times 1.2}{2} = 0.668 \text{ kN}$$

Les efforts normaux sont nuls. Les moments fléchissant et les efforts tranchants étant non nuls, les lattes sont alors sollicitées en flexion déviée.

- Modules de résistance W_{uy} et W_{uz}

$$W_y = \frac{I_y}{Z} = \frac{bh^2}{6} = \frac{50 \times 60^2}{6} = 30000 \text{ mm}^3 = 0.00003 \text{ m}^3$$

$$W_z = \frac{I_z}{Y} = \frac{hb^2}{6} = \frac{60 \times 50^2}{6} = 25000 \text{ mm}^3 = 2.5 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3$$

Vérification de la Flexion composée

$$\text{taux de travail} = \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,zf_{c,0,d}}} + \left(\frac{\sigma_{m,d}}{k_{critf_{m,d}}} \right)^2 \leq 1 \quad (\text{équation 5. 2})$$

- Calcul des contraintes de flexion $\sigma_{m,y,d}$ et $\sigma_{m,z,d}$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{uy}}{W_y} = \frac{0.093}{0.00003} = 3100 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 3100000 \text{ N/m}^2$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{M_{uz}}{W_z} = \frac{0.201}{2.5 \cdot 10^{-5}} = 8040 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 8040000 \text{ N/m}^2$$

$$f_{m,y,k} = f_{m,z,k} = 24 \text{ MPa} \text{ et } K_m = 0.7$$

$$f_{m,y,d} = f_{m,z,d} = f_{m,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot k_{sys} \cdot k_h \quad (\text{équation 5. 3})$$

- $k_{mod} = 1.1$ (en se basant sur la combinaison la plus défavorable)

- Facteur d'effet des dimensions

Nous avons du lamellé-collé, et :

$$k_h = \min \left(1.1 ; \left(\frac{600}{h} \right)^{0.1} \right) \text{ si } h < 600 \text{ mm}$$

$$k_h = 1 \text{ si } h \geq 600 \text{ mm}$$

$h = 60 \text{ mm} < 600 \text{ mm}$ alors :

$$k_h = \min \left(1.1 ; \left(\frac{600}{h} \right)^{0.1} \right) \text{ et } h < 600 \text{ mm}$$

$$k_h = \min \left(\left(\frac{600}{60} \right)^{0.1} ; 1.1 \right) = \min(1.259; 1.1) = 1.1$$

- Coefficient d'effet du système k_{sys}

$k_{sys} = 1.1$. Ce coefficient d'effet système est égal à 1,1. Il apparaît lorsque plusieurs éléments porteurs de même nature et de même fonction sont sollicités par un même type de chargement uniformément réparti.

Alors

$$f_{m,y,d} = f_{m,z,d} = f_{m,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot k_{sys} \cdot k_h = 24 \times \frac{1.1}{1.25} \times 1.1 \times 1.1 = 25.555 \text{ MPa}$$

$$f_{m,y,d} = f_{m,z,d} = 25.555 \text{ MPa} = 25.555 \times 10^6 \text{ N/m}^2$$

La compression est provoquée par l'action de la liaison pivot sur le chevron. Elle est maximale au niveau de la liaison. Sa valeur est :

$$N = q_u \times \sin 25^\circ \times L \quad (\text{équation 5. 4})$$

$$N = q_u \times \sin 25^\circ \times L = 1.229 \times \sin 25^\circ \times 1.2 = 0.623 \text{ kN}$$

Vérification de l'élancement

Notre chevron est de 50x60 mm², donc une section rectangulaire.

$$\lambda_y = \frac{m l_g \sqrt{12}}{h} \quad \text{et} \quad \lambda_z = \frac{m l_g \sqrt{12}}{b} \quad (\text{équation 5. 5})$$

- m : coefficient permettant de définir la longueur de flambement en fonction des liaisons aux extrémités de la barre, soit un appui simple et un pivot, la rotation au niveau des appuis est possible, $m = 1$.
- l_g : longueur du chevron en mm. $l_g = 1200 \text{ mm}$

- b et h : épaisseur et hauteur de la pièce en mm.
- Elancement sur l'axe y-y

$$\lambda_y = \frac{ml_g \sqrt{12}}{h} = \frac{1 \times 1200 \times \sqrt{12}}{60} = 69.282$$

- Elancement sur l'axe z-z

$$\lambda_z = \frac{ml_g \sqrt{12}}{b} = \frac{1 \times 1200 \times \sqrt{12}}{50} = 83.138$$

Les usages professionnels limitent l'élancement à 120 (EC5)

$$\lambda_y = 69.282 < 120, ok \text{ et } \lambda_z = 83.138 < 120, ok$$

L'élancement est plus important suivant l'axe z-z.

Risque de flambage si l'élancement relatif $\lambda_{rel,max} > 0.3$

$$\lambda_{max} = \max(\lambda_y ; \lambda_z) = \max(69.282 ; 83.138) = 83.138$$

$$\lambda_{rel,max} = \frac{\lambda_z}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}}$$

$$\lambda_{rel,max} = \frac{\lambda_z}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{83.138}{\pi} \sqrt{\frac{24}{9400}} = 1.337$$

Donc il y a risque de flambement car $1.337 > 0.3 \Rightarrow \lambda_{rel,max} > 0.3$

Calcul du coefficient $k_{c,z}$ réducteur de la résistance du bois :

$$k_{c,z} = \frac{1}{(k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,max}^2})} \quad (\text{équation 5. 6})$$

$k_z = 0.5[1 + \beta_c(\lambda_{rel,max} - 0.3) + \lambda_{rel,max}^2]$; $\beta_c = 0,1$ pour le bois lamellé –

collé. Alors, nous avons : $k_z = 0.5[1 + \beta_c(\lambda_{rel,max} - 0.3) + \lambda_{rel,max}^2] = 0.5[1 + 0.1(1.337 - 0.3) + 1.337^2] = 1.446$

$$k_z = 1.446$$

Par conséquent :

$$k_{c,z} = \frac{1}{(1.446 + \sqrt{1.446^2 - 1.337^2})} = 1.117$$

$$k_{c,z} = 1.117$$

Calcul de la contrainte induite par la charge

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N}{A} \quad (\text{équation 5. 7})$$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N}{A} = \frac{623}{50 \times 60} = 0.208$$

$$\sigma_{c,0,d} = \mathbf{0.208 \text{ MPa}}$$

Calcul de la contrainte de résistance en compression axiale

$$f_{c,0,d} = f_{c,0,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M}$$

$$f_{c,0,d} = f_{c,0,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 24 \times \frac{1.1}{1.25} = 21.12 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,0,d} = 21.12 \text{ N/mm}^2$$

Coefficient d'instabilité k_{crit} provenant du déversement

Calcul de la contrainte critique $\sigma_{m,crit}$, contrainte à partir de laquelle apparaît le déversement

$$\sigma_{m,crit} = \frac{0.78 \times b^2 \times E_{0,05}}{h \cdot l_{ef}}; \quad E_{0,05} = 9.4 \frac{KN}{mm^2} = 9400 \text{ N/mm}^2$$

$$k_{lef} = 0.9 \text{ alors } l_{ef} = L \cdot k_{lef} = L \cdot k_{lef} + 2h$$

L= 1.2 m = 1200 mm :

- Suivant z-z, h = 60 mm et b = 50 mm, donc :

$$\sigma_{m,crit,z} = \frac{0.78 \times b^2 \times E_{0,05}}{h \cdot l_{ef}} = \frac{0.78 \times 50^2 \times 9400}{60 \times (1200 \times 0.9 + 2 \times 60)} = 254.583 \text{ N/mm}^2$$

- Suivant y-y, h = 50 mm et b=60 mm, donc :

$$\sigma_{m,crit,y} = \frac{0.78 \times b^2 \times E_{0,05}}{h \cdot l_{ef}} = \frac{0.78 \times 60^2 \times 9400}{50 \times (1200 \times 0.9 + 2 \times 50)} = 447.376 \text{ N/mm}^2$$

Calcul de l'élancement relatif

$$\lambda_{rel} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}}$$

- Suivant y-y, on a :

$$\lambda_{rel,y} = \sqrt{\frac{f_{m,y,k}}{\sigma_{m,y,crit}}} = \sqrt{\frac{24}{447.376}} = 0.232$$

- Suivant z-z, on a :

$$\lambda_{rel,z} = \sqrt{\frac{f_{m,z,k}}{\sigma_{m,z,crit}}} = \sqrt{\frac{24}{254.583}} = 0.307$$

$\lambda_{rel,z} = 0.307 < 0.75$, Pas de présence de risque de déversement suivant z – z

$\lambda_{rel,y} = 0.232 < 0.75$, Pas de présence de risque de déversement suivant y – y

soit donc $k_{crit} = 1$

Vérification du taux de travail

$$\text{taux de travail} = \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z}f_{c,0,d}} + \left(\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit}f_{m,d}} \right)^2$$

- Suivant axe y-y

$$\text{taux de travail} = \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z}f_{c,0,d}} + \left(\frac{\sigma_{m,y,d}}{k_{crit}f_{m,y,d}} \right)^2 = \frac{0.208}{1.117 \times 21.12} + \left(\frac{3100000}{1 \times 25.555 \times 10^6} \right)^2$$

$$\text{taux de travail} = 0.0235 < 1, \text{ok}$$

- Suivant axe z-z

$$\text{taux de travail} = \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z}f_{c,0,d}} + \left(\frac{\sigma_{m,z,d}}{k_{crit}f_{m,z,d}} \right)^2 = \frac{0.208}{1.117 \times 21.12} + \left(\frac{8040000}{1 \times 25.555 \times 10^6} \right)^2$$

$$\text{taux de travail} = 0.108 < 1, \text{ok}$$

Vérification au cisaillement

Le cisaillement est une sollicitation rencontrée dans les poutres travaillant en flexion. Nos chevrons ne sont pas entaillés. Donc on a :

$$\text{taux de travail} = \frac{\tau_{v,d}}{f_{v,d}} \leq 1$$

$$\tau_{v,d} = \frac{k_f \times F_{V,d}}{b \times h_{ef}} \text{ et } k_f = 3/2$$

- $F_{V,d}$: effort tranchant en N

Calcul des contraintes de cisaillement sur les axes

- Axe y-y

$$\tau_{v,y,d} = \frac{3/2 \times V_{uy}}{h^2} = \frac{3}{2} \times \frac{0.311}{60^2} = 1.296 \times 10^{-4} \frac{kN}{mm^2} = 0.1296 N/mm^2$$

- Axe z-z

$$\tau_{v,z,d} = \frac{3/2 \times V_{uz}}{b^2} = \frac{3}{2} \times \frac{0.668}{50^2} = 0.0004008 \frac{kN}{mm^2} = 0.4008 N/mm^2$$

$$\tau_{v,d} = \sqrt{\tau_{v,y,d}^2 + \tau_{v,z,d}^2} = \sqrt{0.1296^2 + 0.4008^2} = 0.421 N/mm^2$$

$$f_{v,d} = f_{v,k} \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 2.7 \times \frac{1.1}{1.25} = 2.376 N/mm^2$$

Vérification

$$\text{taux de travail} = \frac{\tau_{v,d}}{f_{v,d}} = \frac{0.421}{2.376} = 0.177 < 1 \text{ ok}$$

5.1.4.2.3 vérification à L'ELS

Calcul de la flèche instantanée $W_{inst}(Q)$

La flèche instantanée est calculée avec la combinaison ELS (INST (Q))

Soit $q_u = 0.675 \text{ kN/ml}$

$$q_{uy} = q_u \times \sin 25^\circ = 0.675 \times \sin 25^\circ = 0.285 \text{ kN/ml} = 0.285 N/mm$$

$$q_{uz} = q_u \times \cos 25^\circ = 0.675 \times \cos 25^\circ = 0.612 \frac{kN}{ml} = 0.612 N/mm$$

$$W_{inst,y}(Q) = \frac{5 \cdot q_{uy} \cdot L^4}{384 \cdot E_{0,mean} \cdot I} = \frac{5 \cdot q_{uy} \cdot L^4 \cdot 12}{384 \cdot E_{0,mean} \cdot b h^3} = \frac{5 \times 0.285 \times 1200^4 \times 12}{384 \times 11600 \times 50 \times 60^3} = 0.737 \text{ mm}$$

$$W_{inst,z}(Q) = \frac{5.q_{uz}.L^4}{384.E_{0,mean}.I} = \frac{5.q_{uz}.L^4.12}{384.E_{0,mean}.hb^3} = \frac{5 \times 0.612 \times 1200^4 \times 12}{384 \times 11600 \times 60 \times 50^3} = 2.279 \text{ mm}$$

La flèche totale est égale à la somme vectorielle de la flèche sur y et z

$$W_{inst,totale}(Q) = \sqrt{W_{inst,y}(Q)^2 + W_{inst,z}(Q)^2} = \sqrt{(0.737)^2 + (2.279)^2} = 2.395 \text{ mm}$$

$$W_{inst,totale}(Q) = 2.395 \text{ mm}$$

Calcul de la flèche différée W_{creep} et de la flèche nette finale $W_{net,fin}$

$$W_{net,fin} = W_{inst,totale}(Q) \left(1 + \frac{k_{def}(G+\psi_2.Q)+G}{Q} \right); G = 0.432 \text{ kN/m}^2; w_p = Q = 1.249 \text{ kN/m}^2$$

$$= 2.395 \times \left(1 + \frac{0.8(0.432+0 \times 1.249)+0.432}{1.249} \right) = 3.886 \text{ mm}$$

$$W_{net,fin} = 3.886 \text{ mm}$$

Justification

$$W_{inst,limite}(Q) = \frac{l}{300} = \frac{1200}{300} = 4 \text{ mm}$$

$$W_{net,fin,limite} = \frac{l}{200} = \frac{1200}{200} = 6 \text{ mm}$$

Vérification

$$\frac{W_{inst,totale}(Q)}{W_{inst,limite}(Q)} = \frac{2.395}{4} = 0.599 < 1, \text{ ok}$$

$$\frac{W_{net,fin}}{W_{net,fin,limite}} = \frac{3.886}{6} = 0.648 < 1, \text{ ok}$$

Les chevrons de section 50x60 mmxmm résistent à la déformation.

On retient donc définitivement des chevrons de section 50x60 mmxmm

5.1.5 Prédimensionnement des pannes

Les pannes travaillent en flexion déviée comme les lattes.

5.1.5.1 Calcul des charges linéaires des pannes par les 10%

- Supposons que le poids propre des pannes représente 10% des autres charges permanentes ; c'est-à-dire la charge permanente de la tuile, des lattes, des chevrons et

que son épaisseur $b = 0.3h$ et $h < 600mm$. Soit S_t l'espace entre deux pannes qui est égal à 1.2 m.

- Notre couverture à une charge de 0.4 kN/m^2
- $q_k = 0.6 \text{ kN/m}^2$

Tableau 5. 23: Calcul des charges linéaires des pannes à 10%

Eléments	Charge en kN/m^2	Entraxe entre latte (m)	Charge en kN/ml	Charge totale kN/ml
Tuile	0.4	1.2	0.48	0.570
Poids propre latte	0.00933		0.011196	
Poids propre chevrons	0.0228		0.02736	
Poids propre pannes	$\frac{10 \times (0.4 + 0.00933 + 0.0228)}{100} = 0.0432$		0.05184	
Charge d'entretien/ d'exploitation	0.6		0.72	0.72
Charge vent en pression	1.249		1.4988	1.499
Charge vent en dépression	-1.816		-2.179	- 2.179

Soient :

- Charge de structure $G = 0.570 \text{ kN/ml}$;
- Charge d'exploitation $Q = 0.72 \text{ kN/m}$;
- Vent en pression $W_p = 1.499 \text{ kN/ml}$
- Vent en dépression $W_d = -2.179 \text{ kN/ml}$

Evaluation des combinaisons

Tableau 5. 24: Evaluation de la combinaison défavorable à l'ELU des pannes au 10%

Combinaisons	Détail de la combinaison	Valeurs charge en kN/ml	K_{mod} classe 2	γ_M	Charge équivalente $charge \cdot \frac{\gamma_M}{k_{mod}}$
C1	1.35G	0.770	0.6	1.25	1.603
C2	1.35G+1.5Q	1.850	0.8	1.25	2.890
C3	1.35G+1.5 W_p	3.018	1.1	1.25	3.430
C4	1.35G+1.5 W_d	-2.499	1.1	1.25	-2.840

La combinaison la plus défavorable est C3 soit la **C3 = 3.018 kN/ml**

Faisons une vérification uniquement suivant l'axe y-y en utilisant un taux de travail $\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} < 1$

$$q_{uy} = q_u \times \sin 25^\circ = 3.018 \times \sin 25^\circ = 1.275 \text{ kN/ml}$$

Calculons le moment fléchissant M_{uy}

$$M_{uy} = \frac{q_{uy} \cdot l^2}{8} = \frac{1.275 \times 3^2}{8} = 1.434 \text{ kN.m}$$

Calculons le Modules de résistance W_{uy} et $b = 0.3h$

$$W_y = \frac{I_y}{Z} = \frac{bh^2}{6} = \frac{0.3hxh^2}{6} = 0.05h^3 \text{ mm}^3 = 5 \cdot 10^{-11} h^3 \text{ m}^3$$

Calculons la contrainte de flexion $\sigma_{m,y,d}$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{uy}}{W_y} = \frac{1.434}{5 \cdot 10^{-11} h^3} = \frac{2.869 \times 10^{10}}{h^3} \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} = \frac{2.869 \times 10^{13}}{h^3} \text{ N/m}^2$$

Calculons $f_{m,y,d}$

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

- $k_{mod} = 1.1$ (en se basant sur la combinaison la plus défavorable)
- $f_{m,k} = 24 \text{ MPa}$
- Facteur d'effet des dimensions k_h :
 - Pour du lamellé collé

$$k_h = \min \left(1.1 ; \left(\frac{600}{h} \right)^{0.1} \right) \text{ si } h < 600 \text{ mm}$$

$$k_h = 1 \text{ si } h \geq 600 \text{ mm}$$

Nous avons du bois lamellé-collé GL24h et $h < 600 \text{ mm}$. Donc :

$$k_h = \min \left(1.1 ; \left(\frac{600}{h} \right)^{0.1} \right). \text{ Prenons pour hypothèse } k_h = 1.1$$

- Coefficient d'effet du système k_{sys}

$k_{sys} = 1$ d'après l'eurocode 5 car chaque latte travaille individuellement

Alors

$$f_{m,y,d} = f_{m,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot k_{sys} \cdot k_h = 24 \times \frac{1.1}{1.25} \times 1 \times 1.1 = 23.232 \text{ MPa}$$

$$f_{m,y,d} = 23.232 \text{ MPa} = 23.232 \times 10^6 \text{ N/m}^2$$

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} < 1 \Rightarrow \frac{\frac{2.869 \times 10^{13}}{h^3}}{23.232 \times 10^6} < 1 \Rightarrow h^3 > 1234826.963$$

$$h > 107.284 \text{ mm.}$$

$$h = 120 \text{ mm} \Rightarrow b = 0.3h = 36 \text{ mm Prenons } b = 80 \text{ mm}$$

Soit donc une panne de section 150x200 mmxmm.

5.1.5.2 vérification de la stabilité

5.1.5.2.1 Calcul de la charge surfacique C_{sp} des pannes

Les pannes sont réparties sous la toiture avec un espacement de 1,2 m. Sur une longueur de 11.723 m on retrouve :

Calcul du nombre de pannes

$$\frac{11.723}{1.2} = 9.769 \approx 10$$

Prenons 11 pannes. Ces pannes ont une longueur de 3 m = espacement entre les fermes et de section 150x200 mm² on obtient la représentation ci-après :

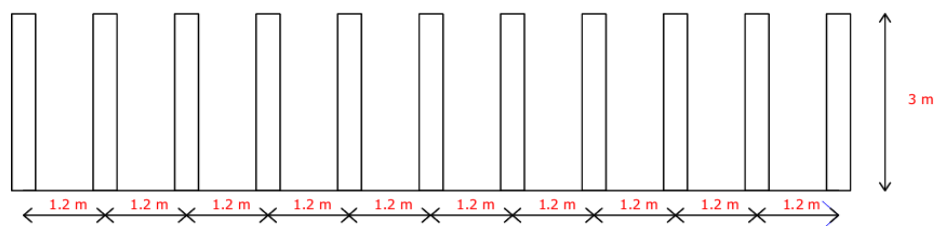


Figure 5. 6: Répartition des pannes suivant la portée

- Soit S_r la surface de répartition des pannes. Soit $S_r = 11.723 \times 3 = 35.169 \text{ m}^2$
- Soit V_p le volume d'une panne. Soit $V_p = 150 \times 200 \times 3 \times 10^{-6} = 0.09 \text{ m}^3$
- Soit m_p la masse d'une panne. Soit $m_p = \rho \cdot V_p = 380 \times 0.09 = 34.2 \text{ kg}$
- Soit P_p le poids d'une panne. Soit $P_p = m_p \cdot g = 34.2 \times 10 = 342 \text{ N}$
- Soit m_{tp} la masse totale des pannes. Soit $m_{tp} = 11 \cdot P_p = 11 \times 342 = 3762 \text{ N}$

$$C_{sp} = \frac{m_{tp}}{S_r} = \frac{3762}{35.169} = 106.969 \text{ N/m}^2$$

Tableau 5. 25: Calcul des charges linéaires sur les pannes

Eléments	Charge en kN/m^2	Entraxe entre latte (m)	Charge en kN/ml	Charge totale kN/ml
Tuile	0.4	1.2	0.48	0.647
Poids propre latte	0.00933		0.011196	
Poids propre chevrons	0.0228		0.02736	
Poids propre pannes	0.1070		0.12836	0.72
Charge d'entretien/ d'exploitation	0.6		0.72	
Charge vent en pression	1.249		1.4988	
Charge vent en dépression	-1.816		-2.179	- 2.179

Soient :

- Charge de structure $G = 0.647 \text{ kN/ml}$;

- Charge d'exploitation $Q = 0.72 \text{ kN/m}$;
- Vent en pression $W_p = 1.499 \text{ kN/ml}$
- Vent en dépression $W_d = -2.179 \text{ kN/ml}$

Evaluation des combinaisons

Tableau 5. 26: Evaluation de la combinaison défavorable à l'ELU des pannes

Combinaisons	Détail de la combinaison	Valeurs charge en kN/ml	K_{mod} classe 2	γ_M	Charge équivalente $charge \cdot \frac{\gamma_M}{K_{mod}}$
C1	1.35G	0.873	0.6	1.25	1.820
C2	1.35G+1.5Q	1.953	0.8	1.25	3.052
C3	1.35G+1.5 W_p	3.122	1.1	1.25	3.548
C4	1.35G+1.5 W_d	-2.395	1.1	1.25	-2.722

La combinaison la plus défavorable est C3 soit la C3 = 3.122 kN/ml

Tableau 5. 27: Evaluation de la combinaison défavorable à l'EIS-INST des pannes

Combinaisons	Détail de la combinaison	Valeurs charge en kN/ml
C1	Q	0.72
C2	W_p	1.499
C3	W_d	-2.179
C4	$Q+0.6W_p$	1.619
C5	$Q+0.6W_d$	-0.587

La combinaison la plus défavorable est la C4 = 1.619 kN/ml

Tableau 5. 28: Evaluation de la combinaison défavorable à l'ELS-FIN des pannes

$$k_{def} = 0.8 \text{ et } \psi_2(\text{vent}) = 0$$

Combinaisons	Détail de la combinaison	Valeurs charge en kN/ml
C1	$G(1 + k_{def})$	1.165
C2	$G(1 + k_{def}) + W_p(1 + \psi_2)k_{def}$	2.364
C3	$G(1 + k_{def}) + W_d(1 + \psi_2)k_{def}$	-0.578

La combinaison la plus défavorable est la **C2 = 2.364 kN/ml**

5.1.5.2.2 Calcul à l'ELU

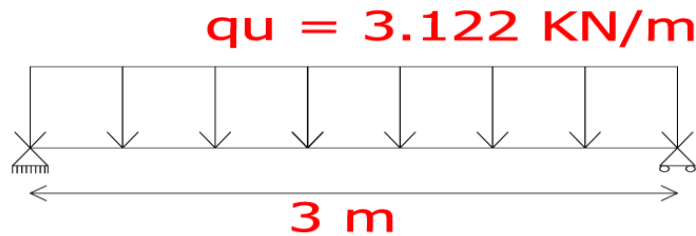


Figure 5. 7: Schéma statique des pannes

Calcul de la valeur des charges

$$q_{uy} = q_u \times \sin 25^\circ = 3.122 \times \sin 25^\circ = 1.319 \text{ kN/ml}$$

$$q_{uz} = q_u \times \cos 25^\circ = 3.122 \times \cos 25^\circ = 2.829 \text{ kN/ml}$$

Valeur de calcul des sollicitations

- Moment fléchissant M_{uy} et M_{uz}

$$M_{uy} = \frac{q_{uy} \cdot l^2}{8} = \frac{1.319 \times 3^2}{8} = 1.484 \text{ kN.m} \text{ et } M_{uz} = \frac{q_{uz} \cdot l^2}{8} = \frac{2.829 \times 3^2}{8} = 3.183 \text{ kN.m}$$

- Effort tranchant V_{uy} et V_{uz}

$$V_{uy} = \frac{q_{uy} \cdot l}{2} = \frac{1.319 \times 3}{2} = 1.979 \text{ kN} \text{ et } V_{uz} = \frac{q_{uz} \cdot l}{2} = \frac{2.829 \times 3}{2} = 4.244 \text{ kN}$$

Les efforts normaux sont nuls. Les moments fléchissant et les efforts tranchants étant non nuls, les lattes sont alors sollicitées en flexion déviée.

- Modules de résistance W_{uy} et W_{uz}

$$W_y = \frac{bh^2}{6} = \frac{150 \times 200^2}{6} = 1000000 \text{ mm}^3 = 0.001 \text{ m}^3$$

$$W_z = \frac{hb^2}{6} = \frac{200 \times 150^2}{6} = 750000 \text{ mm}^3 = 0.00075 \text{ m}^3$$

Vérification à la flexion déviée comme celle des lattes

- Moment fléchissant $\sigma_{m,y,d}$ et $\sigma_{m,z,d}$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{uy}}{W_y} = \frac{1.484}{0.001} = 1484 \frac{kN}{m^2} = 1484000 \text{ N/m}^2$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{M_{uz}}{W_z} = \frac{3.183}{0.00075} = 4244 \frac{kN}{m^2} = 4144000 \text{ N/m}^2$$

$$f_{m,y,k} = f_{m,z,k} = 24 \text{ MPa et } K_m = 0.7$$

- $k_{mod} = 1.1$ (en se basant sur la combinaison la plus défavorable)
- Facteur d'effet des dimensions k_h . il s'agit du bois lamellé-collé

$$k_h = \min\left(1.1 ; \left(\frac{600}{h}\right)^{0.1}\right) \text{ si } h < 600 \text{ mm}$$

$$k_h = 1 \text{ si } h \geq 600 \text{ mm}$$

$h = 200 \text{ mm} < 600 \text{ mm}$ alors :

$$k_h = \min\left(1.1 ; \left(\frac{600}{h}\right)^{0.1}\right) = \min\left(1.1 ; \left(\frac{600}{200}\right)^{0.1}\right) = \min(1.1; 1.116) = 1.1$$

$$k_h = 1.1$$

- Coefficient d'effet du système k_{sys}

$k_{sys} = 1$ d'après l'eurocode 5 car chaque liteaux travaille individuellement

Alors

$$f_{m,y,d} = f_{m,z,d} = f_{m,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot k_{sys} \cdot k_h = 24 \times \frac{1.1}{1.25} \times 1 \times 1.1 = 23.232 \text{ MPa}$$

$$f_{m,y,d} = f_{m,z,d} = 23.232 \text{ MPa} = 23.232 \times 10^6 \text{ N/m}^2$$

Par conséquent :

$$k_m \times \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0.7 \times \frac{1484000}{23.232 \times 10^6} + \frac{4144000}{23.232 \times 10^6} = 0.223$$

$$k_m \times \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0.223 < 1, \textbf{OK}$$

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \times \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{1484000}{23.232 \times 10^6} + 0.7 \times \frac{4144000}{23.232 \times 10^6} = 0.189$$

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \times \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0.189 < 1, \textbf{OK}$$

$$Taux\ de\ travail = \max(k_m \times \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} ; \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \times \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}}) < 1$$

$$Taux\ de\ travail = \max(0.223; 0.189) = 0.223 < 1 ; \textbf{OK}$$

Les pannes de section 150x200 mm.mm résistent à la flexion déviée. Il n'y a donc pas nécessité de redimensionnement.

Vérification au déversement

- Contrainte critiques de déversement

Nous avons du bois feuillu D30 de section rectangulaire, pas besoin de $\sigma_{m,crit}$. Mais pour raison de sécurité, nous allons la calculer.

Soit $\sigma_{m,crit}$ la contrainte de flexion critique

Nos pannes sont sur appuis simple et sont chargées sur leur fibre comprimée

$$\text{Donc } k_{lef} = 0.9 \text{ alors } l_{ef} = L. k_{lef} + 2h$$

L= 3 m = 3000 mm, h= 200 mm, donc :

- Suivant z-z, h = 200 mm et b= 150 mm, donc :

$$\sigma_{m,crit,z} = \frac{0.78 \times b^2 \times E_{0,05}}{h. l_{ef}} = \frac{0.78 \times 150^2 \times 9400}{200 \times (3000 \times 0.9 + 2 \times 200)} = 266.081 \text{ N/mm}^2$$

- Suivant y-y, h = 150mm et b= 200 mm, donc :

$$\sigma_{m,crit,y} = \frac{0.78 \times b^2 \times E_{0,05}}{h. l_{ef}} = \frac{0.78 \times 200^2 \times 9400}{150 \times (3000 \times 0.9 + 2 \times 150)} = 651.733 \text{ N/mm}^2$$

Calcul de l'élanement relatif

- Suivant y-y, on a :

$$\lambda_{rel,y} = \sqrt{\frac{f_{m,y,k}}{\sigma_{m,y,crit}}} = \sqrt{\frac{24}{651.733}} = 0.192$$

- Suivant z-z, on a :

$$\lambda_{rel,z} = \sqrt{\frac{f_{m,z,k}}{\sigma_{m,z,crit}}} = \sqrt{\frac{24}{266.081}} = 0.3$$

$\lambda_{rel,z} = 0.3 < 0.75$, Pas de présence de risque de déversement suivant z – z

$\lambda_{rel,y} = 0.192 < 0.75$, Pas de présence de risque de déversement suivant y – y

Vérification au cisaillement

Le cisaillement est une sollicitation rencontrée dans les poutres travaillant en flexion. Nos pannes ne sont pas entaillées. Donc on a :

$$\text{taux de travail} = \frac{\tau_{v,d}}{f_{v,d}} \leq 1$$

$$\tau_{v,d} = \frac{k_f \times F_{V,d}}{b \times h_{ef}} \text{ et } k_f = 3/2$$

Calcul des contraintes de cisaillement sur les axes

- Axe y-y

$$\tau_{v,y,d} = \frac{3/2 \times V_{uy}}{h^2} = \frac{3}{2} \times \frac{1.979}{200^2} = 7.42125 \times 10^{-5} \frac{kN}{mm^2} = 0.0742125 \text{ N/mm}^2$$

- Axe z-z

$$\tau_{v,z,d} = \frac{3/2 \times V_{uz}}{b^2} = \frac{3}{2} \times \frac{4.244}{150^2} = 2.82933 \times 10^{-4} \frac{kN}{mm^2} = 0.282933 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{v,d} = \sqrt{\tau_{v,y,d}^2 + \tau_{v,z,d}^2} = \sqrt{0.0742125^2 + 0.282933^2} = 0.293 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{v,d} = f_{v,k} \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 2.7 \times \frac{1.1}{1.25} = 2.376 \text{ N/mm}^2$$

Vérification

$$\text{taux de travail} = \frac{\tau_{v,d}}{f_{v,d}} = \frac{0.293}{2.376} = 0.123 < 1 \text{ ok}$$

5.1.5.2.3 vérification à L'ELS

Vérification de la déformée

Calcul de la flèche instantanée $W_{inst}(Q)$

La flèche instantanée est calculée avec la combinaison ELS (INST (Q))

Soit $q_u = 1.619 \text{ kN/ml}$

$$q_{uy} = q_u \times \sin 25^\circ = 1.619 \times \sin 25^\circ = 0.684 \text{ kN/ml} = 0.684 \text{ N/mm}$$

$$q_{uz} = q_u \times \cos 30^\circ = 1.619 \times \cos 25^\circ = 1.467 \frac{\text{kN}}{\text{ml}} = 1.467 \text{ N/mm}$$

$$W_{inst,y}(Q) = \frac{5 \cdot q_{uy} \cdot L^4}{384 \cdot E_{0,mean} \cdot I} = \frac{5 \cdot q_{uy} \cdot L^4 \cdot 12}{384 \cdot E_{0,mean} \cdot b h^3} = \frac{5 \times 0.684 \times 3000^4 \times 12}{384 \times 11600 \times 150 \times 200^3} = 0.622 \text{ mm}$$

$$W_{inst,z}(Q) = \frac{5 \cdot q_{uz} \cdot L^4}{384 \cdot E_{0,mean} \cdot I} = \frac{5 \cdot q_{uz} \cdot L^4 \cdot 12}{384 \cdot E_{0,mean} \cdot b h^3} = \frac{5 \times 1.467 \times 3000^4 \times 12}{384 \times 11600 \times 200 \times 150^3} = 2.371 \text{ mm}$$

La flèche totale est égale à la somme vectorielle de la flèche sur y et z

$$W_{inst,totale}(Q) = \sqrt{W_{inst,y}(Q)^2 + W_{inst,z}(Q)^2} = \sqrt{(0.622)^2 + (2.371)^2} = 2.451 \text{ mm}$$

$$W_{inst,totale}(Q) = 2.451 \text{ mm}$$

Calcul de la flèche différée W_{creep} et de la flèche nette finale $W_{net,fin}$

$$W_{net,fin} = W_{inst,totale}(Q) \left(1 + \frac{k_{def}(G + \psi_2 \cdot Q) + G}{Q} \right); G = 0.539 \text{ KN/m}^2; w_p = Q = 1.249 \text{ kN/m}^2$$

$$= 2.451 \times \left(1 + \frac{0.8(0.539 + 0 \times 1.249) + 0.539}{1.249} \right) = 4.355 \text{ mm}$$

$$W_{net,fin} = 4.355 \text{ mm}$$

Justification

$$W_{inst,limite}(Q) = \frac{l}{300} = \frac{3000}{300} = 10 \text{ mm}$$

$$W_{net,fin,limite} = \frac{l}{200} = \frac{3000}{200} = 15 \text{ mm}$$

Vérification

$$\frac{W_{inst,totale}(Q)}{W_{inst,limite}(Q)} = \frac{2.451}{10} = 0.2451 < 1, \text{ ok}$$

$$\frac{W_{net,fin}}{W_{net,fin,limite}} = \frac{4.355}{15} = 0.290 < 1, \text{ ok}$$

Les pannes résistent à la déformation.

On retient finalement les pannes de section 150x200 mm.mm

5.1.6 La ferme

Nous allons travailler sur une demie-partie de la ferme et tous nos éléments sont en bois lamellé-collé. Notre est symétrique de pas et d'autre. [11]

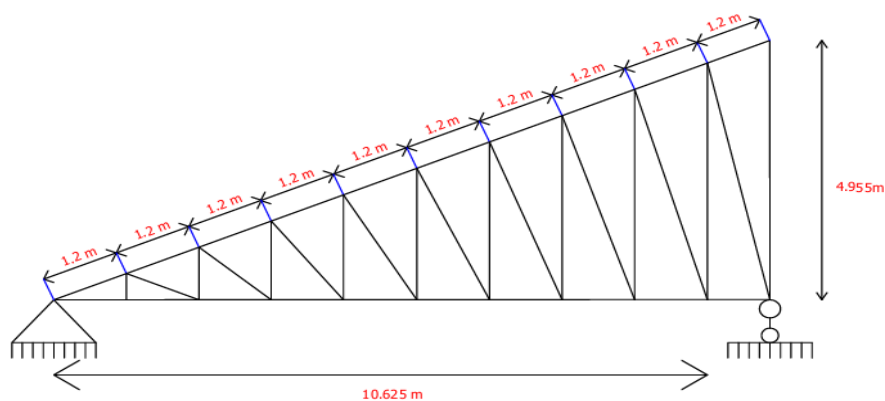


Figure 5. 8: Représentation du demi-ferme

Les éléments de notre ferme travaillent en compression simple et en traction simple.

Tableau 5. 29: Descente des charges sur la ferme

Eléments	Charge en kN/m^2	Entraxe entre latte (m)	Charge en kN/ml	Charge totale kN/ml
Tuile	0.4	3	1.2	3.117
Poids propre latte	0.00933		0.02799	
Poids propre chevrons	0.0228		0.0684	
Poids propre pannes	0.1070		0.321	
Poids propre ferme	0.25		0.75	
Faux plafond	0.25		0.75	
Charge d'entretien/ d'exploitation	0.6	3	1.8	1.8
Charge vent en pression	1.249		3.747	3.747
Charge vent en dépression	-1.816		-5.448	- 5.448

Soient :

- Charge de structure $G = 3.117 \text{ kN/ml}$;
- Charge d'exploitation $Q = 1.8 \text{ kN/m}$;
- Vent en pression $W_p = 3.747 \text{ kN/ml}$
- Vent en dépression $W_d = -5.448 \text{ kN/ml}$

Evaluation des combinaisons

Tableau 5. 30: Evaluation de la combinaison défavorable à l'ELU de la ferme

Combinaisons	Détail de la combinaison	Valeurs charge en kN/ml	K_{mod} classe 2	γ_M	Charge équivalente $charge \cdot \frac{\gamma_M}{k_{mod}}$
C1	1.35G	4.208	0.6	1.25	8.767
C2	1.35G+1.5Q	6.908	0.8	1.25	10.794
C3	1.35G+1.5 W_p	9.828	1.1	1.25	11.169
C4	1.35G+1.5 W_d	-3.964	1.1	1.25	-4.505

La combinaison la plus défavorable est C3 soit la C3 = 9.828 kN/ml

Tableau 5. 31: Evaluation de la combinaison défavorable à l'ELS-INST de la ferme

Combinaisons	Détail de la combinaison	Valeurs charge en kN/ml
C1	Q	1.8
C2	W_p	3.747
C3	W_d	-5.448
C4	$Q+0.6W_p$	4.048
C5	$Q+0.6W_d$	-1.469

La combinaison la plus défavorable est la C2 = 4.048 kN/ml

Tableau 5. 32: Evaluation de la combinaison défavorable à l'EIS-FIN de la ferme

$$k_{\text{def}} = 0.8 \text{ et } \psi_2(\text{vent}) = 0$$

Combinaisons	Détail de la combinaison	Valeurs charge en kN/ml
C1	$G(1 + k_{\text{def}})$	5.611
C2	$G(1 + k_{\text{def}}) + W_p(1 + \psi_2)k_{\text{def}}$	8.608
C3	$G(1 + k_{\text{def}}) + W_d(1 + \psi_2)k_{\text{def}}$	1.253

La combinaison la plus défavorable est la C2 = 8.608 kN/ml

Calculons les poids sur l'élément.

Calcul des charges

$$q_{uy} = q_u \times \sin 25^\circ = 9.828 \times \sin 25^\circ = 4.153 \text{ kN/ml}$$

$$q_{uz} = q_u \times \cos 25^\circ = 9.828 \times \cos 25^\circ = 8.907 \text{ kN/ml}$$

$$P1 = q_{uz} \times \frac{1.2}{2} = 5.344 \text{ kN}$$

$$P2 = q_{uz} \times \frac{1.2 + 1.2}{2} = 10.688 \text{ kN}$$

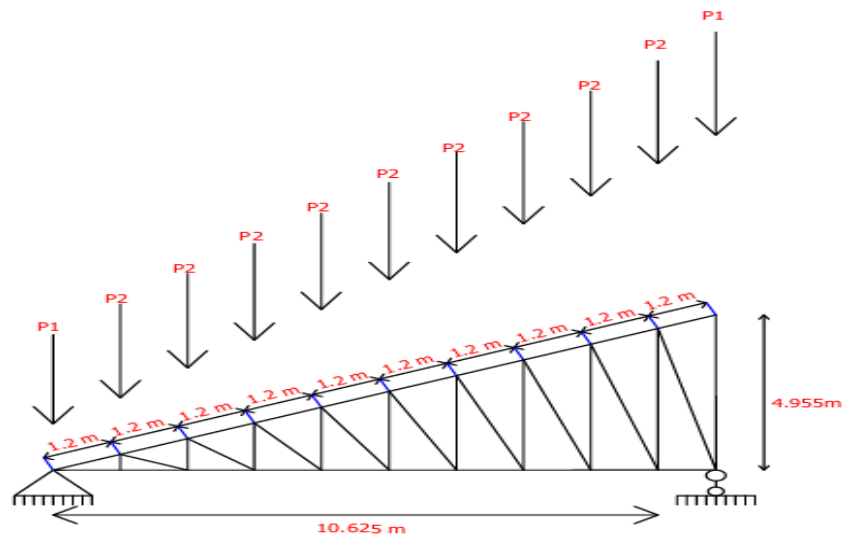


Figure 5. 9: Schéma statique de la ferme

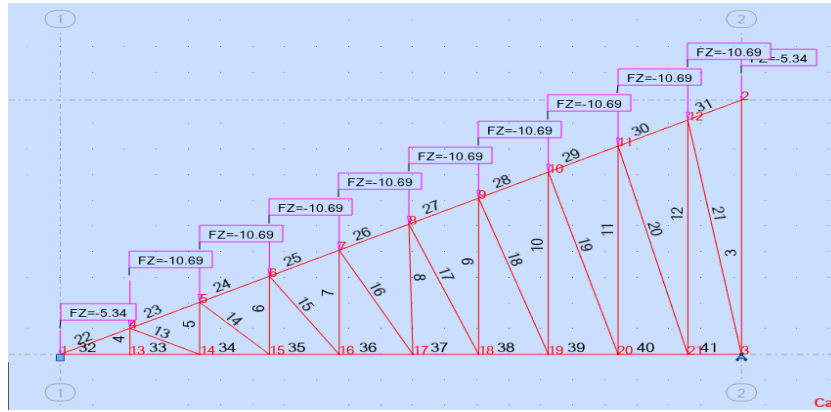


Figure 5. 10: Répartition des charges par Robot sur la ferme

Tableau 5. 33: Récapitulatif des efforts maximaux dans les barres

Eléments	Valeurs de l'effort maximal (kN)	Nature de l'effort
Arbalétrier	114.88	Compression
Poinçon	5.60	Traction
Montant	44.77	Traction
Entraits	104.12	Traction
Diagonale	52.20	Compression

5.1.6.1 Prédimensionnement de l'arbalétrier

Les arbalétriers sont soumis à la compression axiale.

Effort de compression maximal : $N_{max} = 114.88 \text{ kN}$

- Supposons que son épaisseur $b = 0.3h$ et $h < 600 \text{ mm}$. Qu'il n'y a pas risque de déversement et que $k_{c,z} = 1$. Soit $l = 1.2 \text{ m}$ la longueur de l'arbalétrier.

Déterminons ses dimensions par le taux de travail : $\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} < 1$

Calcul de la contrainte induite par la charge

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{max}}{A} = \frac{114.88}{b \cdot h} = \frac{114.88}{0.3h \cdot h} = \frac{114880}{0.3h^2} \text{ N/mm}^2$$

Calcul de la contrainte de résistance en compression axiale

$$f_{c,0,d} = f_{c,0,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \quad (\text{équation 5. 8})$$

$$f_{c,0,d} = f_{c,0,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 24 \times \frac{1.1}{1.25} = 21.12 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,0,d} = 21.12 \text{ N/mm}^2$$

Taux de travail

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} < 1 \Rightarrow \frac{114880}{0.3xh^2 \cdot 21.12} < 1 \Rightarrow h^2 > 18131.31313$$

$$h > 134.653 \text{ mm. Prenons } h = 150 \text{ mm}$$

$$h = 150 \text{ mm te } b = 0.3h = 45 \text{ mm. Prenons } b = 100 \text{ mm}$$

Soit donc un arbalétrier de section 100x150 mm.mm.

5.1.6.1.1 vérification de la stabilité

$$\text{taux de travail} = \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} < 1$$

Détermination du risque de flambement

Calcul de l'élancement relatif

$$\lambda_{rel} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{c,crit}}} \text{ et } \sigma_{c,crit} = \frac{\pi^2 E_{0,05}}{\lambda^2} \text{ alors } \lambda_{rel} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}}$$

Notre chevron est de 100x150 mm², donc une section rectangulaire.

$$\lambda_y = \frac{ml_g \sqrt{12}}{h} \text{ et } \lambda_z = \frac{ml_g \sqrt{12}}{b}$$

- m : L'arbalétrier étant supposé articulé à ses deux extrémités, on m = 1
- l_g : longueur de l'arbalétrier en mm. l_g = 1200 mm
- b et h : épaisseur et hauteur de la pièce en mm.

➤ Elancement sur l'axe y-y

$$\lambda_y = \frac{ml_g \sqrt{12}}{h} = \frac{1 \times 1200 \times \sqrt{12}}{150} = 27.713$$

➤ Elancement sur l'axe z-z

$$\lambda_z = \frac{ml_g \sqrt{12}}{b} = \frac{1 \times 1200 \times \sqrt{12}}{100} = 41.569$$

Les usages professionnels limitent l'élanement à 120 (EC5)

$$\lambda_y = 27.713 < 120, ok \text{ et } \lambda_z = 41.569 < 120, ok$$

Il y a risque de flambage lorsque l'élanement relatif $\lambda_{rel,max} > 0.3$

Prenons uniquement sur l'axe z-z :

$$\lambda_{rel,max} = \frac{\lambda_z}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{41.569}{\pi} \sqrt{\frac{24}{9400}} = 0.669$$

Donc il y a risque de flambement car $0.669 > 0.3 \Rightarrow \lambda_{rel,max} > 0.3$

Calcul du coefficient $k_{c,z}$ réducteur de la résistance du bois :

$$k_{c,z} = \frac{1}{(k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,max}^2})}$$

$k_z = 0.5[1 + \beta_c(\lambda_{rel,max} - 0.3) + \lambda_{rel,max}^2]$; $\beta_c = 0,1$ pour le bois lamellé –

collé. Alors, nous avons : $k_z = 0.5[1 + \beta_c(\lambda_{rel,max} - 0.3) + \lambda_{rel,max}^2] = 0.5[1 + 0.1(0.669 - 0.3) + 0.669^2] = 0.742$

$$k_z = 0.742$$

Par conséquent :

$$k_{c,z} = \frac{1}{(0.742 + \sqrt{0.742^2 - 0.669^2})} = 0.941$$

$$k_{c,z} = 0.941$$

Calcul de la contrainte induite par la charge

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{max}}{A} = \frac{114880}{100 \times 150} = 7.659 \text{ donc on a : } \sigma_{c,0,d} = 7.659 \text{ MPa}$$

Calcul de la contrainte de résistance en compression axiale

$$f_{c,0,d} = f_{c,0,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 24 \times \frac{1.1}{1.25} = 21.12 \text{ N/mm}^2 \text{ soit } f_{c,0,d} = 21.12 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{taux de travail} = \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} = \frac{7.659}{0.941 \times 21.12} = 0.385 < 1, ok$$

On retient finalement les arbalétriers de section 100x150 mm.mm

5.1.6.2 Prédimensionnement des entrails

Ils sont globalement sollicités en traction axiale.

Effort de traction maximal : $N_{max} = 104.12 \text{ kN}$

- Supposons que son épaisseur $b = 0.3h$ et $h < 600 \text{ mm}$. Et supposons que $k_h = 1.1$.
- Déterminons ses dimensions par le taux de travail : $\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} < 1$

Calculons de la contrainte induite par la charge

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{N_{max}}{A} = \frac{104.12}{b \times h} = \frac{104.12}{0.3h \times h} = \frac{104120}{0.3h^2} \text{ N/mm}^2$$

Calcul de la contrainte de résistance en traction axiale

$$f_{t,0,d} = f_{t,0,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot k_h = 16.5 \times \frac{1.1}{1.25} \times 1.1 = 15.972 \text{ MPa}$$

Taux de travail

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} < 1 \Rightarrow \frac{\frac{104120}{0.3h^2}}{15.972} < 1 \Rightarrow h^2 > 21729.69363$$

$$h > 147.410 \text{ mm. Prenons } h = 150 \text{ mm}$$

$$h = 150 \text{ mm et } b = 0.3h = 45 \text{ mm. Prenons } b = 100 \text{ mm}$$

Soit donc un entrail de section 100x150 mm.mm.

5.1.6.2.1 vérification de la stabilité

$$\text{taux de travail} = \frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} < 1$$

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{N_{max}}{A} = \frac{104120}{100 \times 150} = 6.941 \text{ soit } \sigma_{t,0,d} = 6.941 \text{ MPa}$$

$$f_{t,0,d} = f_{t,0,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot k_h$$

- Facteur d'effet des dimensions k_h :
- Pour le lamellé collé :

$$k_h = \min \left(1.1 ; \left(\frac{600}{h} \right)^{0.1} \right) \text{ si } h < 600 \text{ mm}$$

$$k_h = 1 \text{ si } h \geq 600 \text{ mm}$$

$h = 150 \text{ mm} < 600 \text{ mm}$ alors :

$$k_h = \min\left(1.1 ; \left(\frac{600}{h}\right)^{0.1}\right) = \min\left(1.1 ; \left(\frac{600}{150}\right)^{0.1}\right) = \min(1.1 ; 1.149) \text{ alors } k_h = 1.1$$

$$f_{t,0,d} = f_{t,0,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot k_h = 16.5 \times \frac{1.1}{1.25} \times 1.1 = 15.972 \text{ MPa}$$

$$\text{Taux de travail} = \frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} = \frac{6.941}{15.972} = 0.435 < 1, \text{ ok}$$

On retient finalement les entrants de section 100x150 mm.mm.

5.1.6.3 Prédimensionnement des montants

Ils sont globalement sollicités en traction.

Effort de traction maximal : $N_{max} = 44.77 \text{ kN}$

- Supposons que son épaisseur $b = 0.3h$ et $h < 600 \text{ mm}$. Et supposons que $k_h = 1.1$.
- Déterminons ses dimensions par le taux de travail : $\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} < 1$

Calculons de la contrainte induite par la charge

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{N_{max}}{A} = \frac{44.77}{b \times h} = \frac{44.77}{0.3h \times h} = \frac{44770}{0.3h^2} \text{ N/mm}^2$$

Calcul de la contrainte de résistance en traction axiale

$$f_{t,0,d} = f_{t,0,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot k_h = 16.5 \times \frac{1.1}{1.25} \times 1.1 = 15.972 \text{ MPa}$$

Taux de travail

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} < 1 \Rightarrow \frac{\frac{44770}{0.3h^2}}{15.972} < 1 \Rightarrow h^2 > 9343.434343$$

$$h > 96.661 \text{ mm. Prenons } h = 100 \text{ mm}$$

$$h = 100 \text{ mm et } b = 0.3h = 30 \text{ mm. Prenons } b = 50 \text{ mm}$$

Soit donc un montant de section 50x100 mm.mm.

5.1.6.3.1 vérification de la stabilité

$$\text{taux de travail} = \frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} < 1$$

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{N_{max}}{A} = \frac{44770}{50 \times 100} = 8.954 \text{ soit } \sigma_{t,0,d} = 8.954 \text{ MPa}$$

- Facteur d'effet des dimensions k_h :

$h = 100 \text{ mm} < 600 \text{ mm}$ alors :

$$k_h = \min\left(1.1 ; \left(\frac{600}{h}\right)^{0.1}\right) = \min\left(1.1 ; \left(\frac{600}{100}\right)^{0.1}\right) = \min(1.1 ; 1.196) \text{ alors } k_h = 1.1$$

$$f_{t,0,d} = f_{t,0,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot k_h = 16.5 \times \frac{1.1}{1.25} \times 1.1 = 15.972 \text{ MPa}$$

$$\text{taux de travail} = \frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} = \frac{8.954}{16.876} = 0.531 < 1, \text{ ok}$$

On retient finalement les montants de section 50x100 mm.mm

5.1.6.4 Prédimensionnement des poinçons

Ils sont globalement sollicités en traction.

Effort de traction maximal : $N_{max} = 5.60 \text{ kN}$

- Supposons que son épaisseur $b = 0.3h$ et $h < 600 \text{ mm}$. Et supposons que $k_h = 1.1$.
- Déterminons ses dimensions par le taux de travail : $\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} < 1$

Calculons de la contrainte induite par la charge

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{N_{max}}{A} = \frac{5.60}{b \times h} = \frac{5.60}{0.3h \times h} = \frac{5600}{0.3h^2} \text{ N/mm}^2$$

Calcul de la contrainte de résistance en traction axiale

$$f_{t,0,d} = f_{t,0,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot k_h = 16.5 \times \frac{1.1}{1.25} \times 1.1 = 15.972 \text{ MPa}$$

Taux de travail

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} < 1 \Rightarrow \frac{\frac{5600}{0.3h^2}}{15.972} < 1 \Rightarrow h^2 > 1168.712$$

$$h > 34.186 \text{ mm. Prenons } h = 100 \text{ mm}$$

$$h = 100 \text{ mm et } b = 0.3h = 30 \text{ mm. Prenons } b = 50 \text{ mm}$$

Soit donc un poinçon de section 50x100 mm².

5.1.6.4.1 vérification de la stabilité

$$\text{taux de travail} = \frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} < 1$$

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{N_{max}}{A} = \frac{5600}{50 \times 100} = 1.12 \text{ soit } \sigma_{t,0,d} = 1.12 \text{ MPa}$$

$$f_{t,0,d} = f_{t,0,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot k_h$$

- Facteur d'effet des dimensions k_h :

$h = 100 \text{ mm} < 600 \text{ mm}$ alors :

$$k_h = \min\left(1.1 ; \left(\frac{600}{h}\right)^{0.1}\right) = \min\left(1.1 ; \left(\frac{600}{100}\right)^{0.1}\right) = \min(1.1 ; 1.196) \text{ alors } k_h = 1.1$$

$$f_{t,0,d} = f_{t,0,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot k_h = 16.5 \times \frac{1.1}{1.25} \times 1.1 = 15.972 \text{ MPa}$$

$$\text{taux de travail} = \frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} = \frac{1.12}{15.972} = 0.10 < 1, \text{ ok}$$

On retient finalement les poinçons de section 50x100 mm.mm.

5.1.6.5 Prédimensionnement des diagonales

Les éléments diagonaux sont soumis à la compression axiale.

Effort de compression maximal : $N_{max} = 52.20 \text{ kN}$

- Supposons que son épaisseur $b = 0.3h$ et $h < 600 \text{ mm}$. Qu'il n'y a pas risque de déversement et que $k_{c,z} = 1$. Soit $l = 1.2 \text{ m}$ la longueur de la diagonale.

Déterminons ses dimensions par le taux de travail : $\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} < 1$

Calculons de la contrainte induite par la charge

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{max}}{A} = \frac{52.20}{b \times h} = \frac{52.20}{0.3h \times h} = \frac{52200}{0.3h^2} \text{ N/mm}^2$$

Calcul de la contrainte de résistance en compression axiale

$$f_{c,0,d} = f_{c,0,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 24 \times \frac{1.1}{1.25} = 21.12 \text{ N/mm}^2 \text{ soit } f_{c,0,d} = 21.12 \text{ N/mm}^2$$

Taux de travail

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} < 1 \Rightarrow \frac{52200}{0.3xh^2} < 1 \Rightarrow h^2 > 8238.36364$$

$h > 90.766 \text{ mm}$. Prenons $h = 100 \text{ mm}$

$h = 100 \text{ mm}$ et $b = 0.3h = 45 \text{ mm}$. Prenons $b = 100 \text{ mm}$

Soit donc une diagonale de section 100x100 mm.mm.

5.1.6.5.1 vérification de la stabilité

Détermination du risque de flambement

Calcul de l'élancement relatif

Les diagonales ont une section de 100x100 mm², donc une section rectangulaire.

$$\lambda_y = \frac{ml_g \sqrt{12}}{h} \quad \text{et} \quad \lambda_z = \frac{ml_g \sqrt{12}}{b}$$

- m : la diagonale étant supposé articulé à ses deux extrémités, on $m = 1$
- l_g : longueur de la diagonale le plus chargé mm. $l_g = 1200 \text{ mm}$
- b et h : épaisseur et hauteur de la pièce en mm.

➤ Elancement sur l'axe y-y

$$\lambda_y = \frac{ml_g \sqrt{12}}{h} = \frac{1 \times 1200 \times \sqrt{12}}{100} = 41.569$$

➤ Elancement sur l'axe z-z

$$\lambda_z = \frac{ml_g \sqrt{12}}{b} = \frac{1 \times 1200 \times \sqrt{12}}{100} = 41.569$$

Les usages professionnels limitent l'élancement à 120 (EC5)

$$\lambda_y = \lambda_z = 41.569 < 120, \text{ ok}$$

Il y a risque de flambement lorsque l'élancement relatif $\lambda_{rel,max} > 0.3$

Prenons uniquement sur l'axe z-z :

$$\lambda_{rel,max} = \frac{\lambda_z}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}}$$

$$\lambda_{rel,max} = \frac{\lambda_z}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{41.569}{\pi} \sqrt{\frac{24}{9400}} = 0.669$$

Donc il y a risque de flambement car $0.669 > 0.3 \Rightarrow \lambda_{rel,max} > 0.3$

Calcul du coefficient $k_{c,z}$ réducteur de la résistance du bois :

$$k_{c,z} = \frac{1}{(k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,max}^2})}$$

$k_z = 0.5[1 + \beta_c(\lambda_{rel,max} - 0.3) + \lambda_{rel,max}^2]$; $\beta_c = 0,1$ pour le bois lamellé – collé. Alors, nous avons : $k_z = 0.5[1 + \beta_c(\lambda_{rel,max} - 0.3) + \lambda_{rel,max}^2] = 0.5[1 + 0.1(0.669 - 0.3) + 0.669^2] = 0.742$

$$k_z = 0.742$$

Par conséquent :

$$k_{c,z} = \frac{1}{(0.742 + \sqrt{0.742^2 - 0.669^2})} = 0.941$$

$$k_{c,z} = 0.941$$

Calcul de la contrainte induite par la charge

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{max}}{A} = \frac{52200}{100 \times 100} = 5.22 \text{ soit } \sigma_{c,0,d} = 5.22 \text{ MPa}$$

Calcul de la contrainte de résistance en compression axiale

$$f_{c,0,d} = f_{c,0,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 24 \times \frac{1.1}{1.25} = 21.12 \text{ N/mm}^2 \text{ soit } f_{c,0,d} = 21.12 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{taux de travail} = \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}}$$

$$\text{taux de travail} = \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} = \frac{5.22}{0.941 \times 21.12} = 0.263 < 1, \text{ ok}$$

On retient finalement les diagonales de section 100x100 mm²

La ferme supporte l'ensemble des charges qui lui sont appliquées.

POINT DES SECTIONS RETENUES DE LA TOITURE

Tableau 5. 34: Sections des éléments de la toiture retenue

N°	Désignation	Section (mmxmm)
1	Lattes	30x40
2	Chevrans	50x60
3	Pannes	150x200
4	Entraits	100x150
5	Montants	50x100
6	Diagonales	100x100
7	Arbalétriers	100x150
8	Poinçons	50x100

5.2 Dimensionnement des éléments structuraux

5.2.1 Pré dimensionnement des solives

Nos solives sont en bois lamellé-collé GL24h selon NF EN 14080

$$\frac{L_{max}}{20} \leq h \leq \frac{L_{max}}{18} \text{ et } \frac{h}{3} \leq b \leq \frac{h}{2}$$

L_{max} : longueur de la solive maximale entre nus d'appuis

h : hauteur du solive

$$\text{soit } L_{max} = 6.21 \text{ m} = 621 \text{ cm}$$

$$\frac{621}{20} \leq h \leq \frac{621}{18} \Rightarrow 31.05 \text{ cm} \leq h \leq 34.5 \text{ cm soit } h = 34 \text{ cm donc } h = 340 \text{ mm}$$

$$\frac{h}{3} \leq b \leq \frac{h}{2} \Rightarrow 113.33 \text{ mm} \leq b \leq 170 \text{ mm prenons } b = 160 \text{ mm}$$

$$31.05 \text{ cm} \leq h \leq 34.5 \text{ cm} : 31.05 \text{ cm} \leq 34 \text{ cm} \leq 34.5 \text{ cm}; OK$$

$$11.333 \text{ mm} \leq b \leq 17 \text{ cm} : 11.333 \text{ mm} \leq 16 \text{ cm} \leq 17 \text{ cm}; OK$$

Soit les solives de section 160x340 mm.mm.

5.2.2 Prédimensionnement du plancher mixte bois-béton [12]

Hypothèses

Le plancher est composé des poutres principales sur lesquelles reposent des solives, qui à leur tour supportent des panneaux OSB/3 (1220mmx2440mm) de 22 mm d'épaisseur qui serviront de coffrage pour un béton armé de 70 mm. Sous le béton, sera posé un film polyane. Le revêtement est fait des carreaux en céramique de 12 mm, posés sur un mortier de 20 mm.

Tableau 5. 35: Propriétés des OSB définies par NF P 21-400 (panneaux conformes à NF EN 300), pour calculs avec CB 71

Symbole	Désignation	Unité	OSB 2 (sec)		OSB 3 (humide)		OSB 4 (humide)	
			10<e≤18	18<e≤25	10<e≤18	18<e≤25	10<e≤18	18<e≤25
σ_{fl}	Contrainte en flexion fil du bois parallèle	N / mm ²	6.3	5.7	5.3	4.8	7.5	6.9
σ_{fl}	Contrainte en flexion fil du bois perpendiculaire	N / mm ²	3.2	2.9	2.6	2.4	4.0	3.7
τ_v	Contrainte en cisaillement dans le plan (de voile)	N / mm ²	2.6		2.2		2.3	
τ_r	Contrainte en cisaillement roulant	N / mm ²	0.4		0.3		0.4	
E_{fl}	Module axial fil du bois parallèle	kN / mm ²	4.93		4.93		6.78	
E_{fl}	Module axial fil du bois fil du bois perpendiculaire	kN / mm ²	1.98		1.98		2.68	
E_G	Module de cisaillement	kN / mm ²	1.08		1.08		1.09	
ρ_{moy}	Masse volumique moyenne	kg/m ³	550		550		550	

$$\rho_{OSB} = 550 \frac{kg}{m^3} = 5.5 kN/m^2 (NFEN300)$$

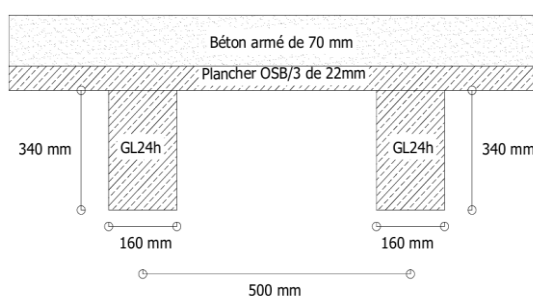


Figure 5. 11: Schéma du plancher mixte bois-béton

Tableau 5. 36: Surcharges surfacique du plancher

Désignation	Epaisseur en mm	Densité en kN/m ³ NFP 06-004 de mai 1977	Poids surfacique kN/m ²
Carrelage	0.012	-	0.5
Chape en mortier de ciment	0.02	20	0.4
Béton armé	0.07	25	1.75
Plancher OSB/3	0.022	5.5	0.121
solive	0.16	3.8	0.608
Plâtre	0.02	10	0.2
Total	-	-	3.579

$G_{\text{total}} = 3.579 \text{ kN/m}^2$ et soit $G' = 1 \text{ kN/m}^2$ les surcharges éventuelles

$$G_{\text{plancher mixte}} = 3.579 \text{ kN/m}^2 \text{ et } Q = 6 \text{ kN/m}^2$$

Tableau 5. 37: Charges permanentes et d'exploitation linéaires du plancher mixte

Charges permanentes		Entraxe en m	Charge en kN/ml
G total	3.579 kN/m ²	0.5	1.7895
G' surcharge éventuelle	1 kN/m ²		0.5
Charges d'exploitation			
Q	Q = 6 kN/m ²		3

$$G_{\text{total plancher mixte}} = 2.290 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{\text{plancher mixte}} = 3 \text{ kN/ml}$$

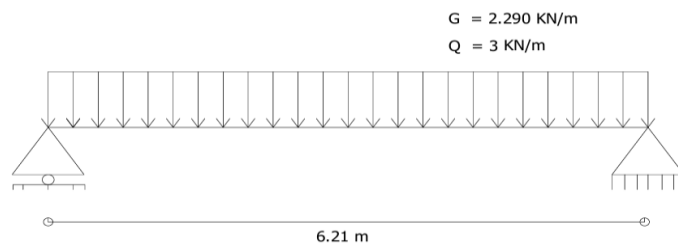


Figure 5. 12: Schéma statique de la solive

Evaluation des charges

- Charges permanentes $G = 2.290 \text{ kN/m}$
- Charge d'exploitation $Q = 3 \text{ kN/m}$

Combinaisons d'actions

- A l'ELU $\Rightarrow p_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 2.290 + 1.5 \times 3 = 7.592 \text{ kN/m}$
- A l'ELS $\Rightarrow p_{ser} = G + Q = 2.290 + 3 = 5.29 \text{ kN/m}$

Calcul des sollicitations sur 6.21 m de portée

- Moment fléchissant : $M_u = \frac{p_u \cdot l^2}{8} = \frac{7.592 \times 6.21^2}{8} = 36.597 \text{ kN.m} = 36597.331 \text{ N.m}$
- Effort tranchant : $V_u = \frac{p_u \cdot l}{2} = \frac{7.592 \times 6.21}{2} = 23.725 \text{ kN} = 23725.45 \text{ N}$

5.2.2.1 Dalle de 7cm d'épaisseur en béton armé

Calcul des sollicitations sur la dalle de 1m de long

- A l'ELU $\Rightarrow M_u = \frac{p_u \cdot l^2}{8} = \frac{7.592 \times 1^2}{8} = 0.949 \text{ kN.m} = 949 \text{ N.m}$
- A l'ELS $\Rightarrow M_{ser} = \frac{p_{ser} \cdot l^2}{8} = \frac{5.29 \times 1^2}{8} = 0.66125 \text{ kN.m} = 661.25 \text{ N.m}$

Calcul de l'armature

Evaluons d (hauteur utile) $d = h - 2 \text{ cm}$ (2cm est l'enrobage)

$$d = h - 2 \text{ cm} = 7 - 2 = 5 \text{ cm}$$

Calcul de μ

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

$b = 1000 \text{ mm}$ et $d = 5 \text{ cm} = 50 \text{ mm}$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

À $j = 90$ jours :

$$f_{cj} = f_{c28} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow f_{cj} = 25 = 25 \text{ MPa}$$

$\theta = 1$ avec $t > 1 \text{ h}$ et $\gamma_b = 1.5$ cas général . Donc :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.167 \text{ MPa}$$

$$\text{Alors on a : } \mu = \frac{949000}{1000 \times 50^2 \times 14.167} = 0.0268 < 0.392 \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0340$$

Bras de levier

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 50(1 - 0.4 \times 0.0340) = 49.320 \text{ mm}$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z f_{su}} = \frac{949000}{49.320 \times 347.826} = 55.32 \text{ mm}^2$$

Calculons le diamètre de l'armature soit $\emptyset$

$$\emptyset = \sqrt{\frac{4A_s}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 55.32}{\pi}} = 8.39 \text{ mm} \text{ prenons } \emptyset = 10 \text{ mm}$$

Nous allons opter pour les armatures de 10 mm de diamètre.

Ecartement des barres

- Fissuration préjudiciable

$$s_t \leq \min(2h ; 25cm) \text{ avec } h = 5cm \text{ on a : } s_t = 10cm = 100mm$$

Nous allons utiliser dans notre cas les connecteurs à ergot et crampons CTL MAXI plaque de base 75 X 50 mm vis Ø 10 mm.

Descriptif du CCTP: connecteur à ergot composé d'une plaque de base 75x50x4 mm, modélisée à crampons, ayant deux trous pour le passage des tire-fond de Ø10 mm, avec dessous de tête en forme conique, ergot en acier galvanisé Ø12 mm, uni à la plaque par calquage à froid. Hauteurs tige disponibles: 30, 40, 60, 70, 80, 105, 125, 150, 175 et 200 mm Longueur de vis disponibles: 100, 120 et 140 mm. Certifié CE.

Tableau 5. 38: Caractéristiques des connecteurs à ergot et crampons CTL MAXI

Performances mécaniques des connecteurs					
Connectore	Tavolato	Legno	Résistance caractéristique F_v, R_k	Module de glissement pour l'Etat Limite de Service K_{ser}	Module de glissement pour l'Etat Limite Ultime K_u
	cm		kN	kN/mm	kN/mm
MAXI	0	C16, GL24 e+	19,30	18,60	10,40
	0	D30 e+	24,50	21,20	13,60
	2	C16, GL24, D30 e+	15,00	7,68	4,35
	4	C16, GL24, D30 e+	11,30	3,06	2,66

5.2.2.2 Caractéristiques de la section homogénéisée

Les caractéristiques de la section homogénéisée varient en fonction de la durée d'application de la charge.

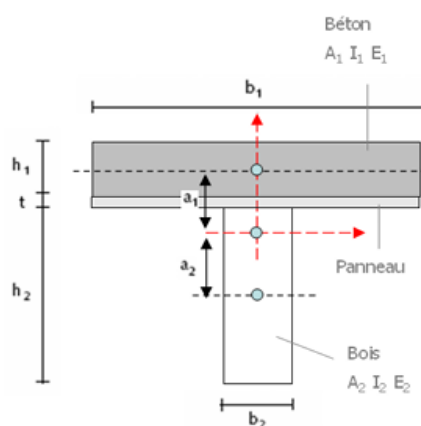


Figure 5. 13: Dimensions du plancher mixte bois-béton

5.2.2.2.1 A L'ELU

Calcul de la rigidité équivalente en flexion à court terme

La rigidité équivalente se calcule selon le point B.2 de l'annexe B de l'Eurocode 5-1-1 et vaut :

$$(EI)_{eff} = E_1 I_1 + \gamma_1 E_1 A_1 a_1^2 + E_2 I_2 + \gamma_2 E_2 A_2 a_2^2$$

Soient 1 : béton (b)

2 : bois (b0)

Calcul de γ_1 et γ_2

$$\gamma_1 = \left(1 + \frac{\pi^2 E_1 A_1 S_t}{K_u L^2} \right)^{-1} = \left(1 + \frac{\pi^2 \times 31000 \times (70 \times 500) \times 100}{4350 \times 6210^2} \right)^{-1} = 0.135$$

$$\gamma_2 = 1$$

Calculons a_1 et a_2

$$a_2 = \frac{\gamma_1 E_1 A_1 \left(\frac{h_1}{2} + t + \frac{h_2}{2} \right)}{\gamma_1 E_1 A_1 + \gamma_2 E_2 A_2}$$

$$a_2 = \frac{0.135 \times 31000 \times 70 \times 500 \times \left(\frac{70}{2} + 22 + \frac{340}{2} \right)}{0.135 \times 31000 \times 70 \times 500 + 1 \times 11600 \times 340 \times 160} = 42.764 \text{ mm}$$

$$a_1 = \frac{h_1}{2} + t + \frac{h_2}{2} - a_2$$

$$a_1 = \frac{70}{2} + 22 + \frac{340}{2} - 40.421 = 184.236 \text{ mm}$$

$$\text{Alors : } (EI)_{eff} = E_1 I_1 + \gamma_1 E_1 A_1 a_1^2 + E_2 I_2 + \gamma_2 E_2 A_2 a_2^2$$

$$(EI)_{eff} = 31000 \times \frac{500 \times 70^3}{12} + 0.135 \times 31000 \times 70 \times 500 \times 184.236^2 + 11600 \times \frac{160 \times 340^3}{12} + 1 \times 11600 \times 340 \times 160 \times 42.764^2$$

$$(EI)_{eff} = 1.265 \times 10^{13} \text{ N.mm}^2$$

Calcul des contraintes de flexion à court terme

Les contraintes de flexion se calculent selon le point B.2 de l'annexe B de l'Eurocode 5-1-1 en se basant sur l'équation de Navier :

$$\sigma = \frac{M}{I} z$$

Ces contraintes sont déterminées en additionnant, d'une part, les contraintes normales de flexion sans collaboration dans le béton $\sigma_{1,M}$ et dans le bois $\sigma_{2,M}$

- en utilisant la rigidité efficace de la section
- et, d'autre part, les contraintes normales de flexion introduites par la collaboration ($\sigma_{1,N}$, $\sigma_{2,N}$). Les deux composantes sont illustrées à la figure 6.14.

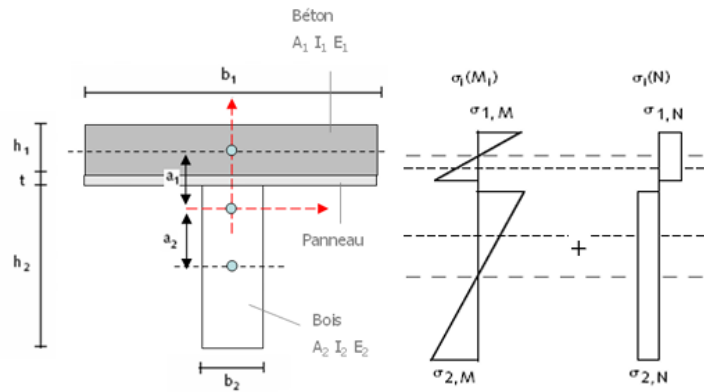


Figure 5. 14: Distribution schématique des contraintes dans un plancher mixte en bois-béton

Dans le béton :

$$\sigma_{1,M} = \frac{1}{2} \frac{E_1 h_1 M_u}{(EI)_{eff}} = \frac{0.5 \times 31000 \times 70 \times 36597331}{1.265 \times 10^{13}} = 3.139 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{1,N} = \gamma_1 \frac{E_1 a_1 M_u}{(EI)_{eff}} = \frac{0.135 \times 31000 \times 184.236 \times 36597331}{1.265 \times 10^{13}} = 2.231 \text{ N/mm}^2$$

Dans le bois :

$$\sigma_{2,M} = \frac{1}{2} \frac{E_2 h_2 M_u}{(EI)_{eff}} = \frac{0.5 \times 11600 \times 340 \times 36597331}{1.265 \times 10^{13}} = 5.705 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{2,N} = \gamma_2 \frac{E_2 a_2 M_u}{(EI)_{eff}} = \frac{1 \times 11600 \times 42.764 \times 36597331}{1.265 \times 10^{13}} = 1.435 \text{ N/mm}^2$$

Vérification du taux de contrainte dans les matériaux béton et bois sous flexion positive à court terme

Le principe de calcul consiste à additionner respectivement, dans les deux fibres extrêmes de la section du plancher, les contraintes normales de flexion calculées précédemment. La

vérification des contraintes normales dans le bois et dans le béton peut alors être réalisée comme ci-après.

- Compression maximale dans le béton (fibre supérieure) : $\sigma_{c,d} = \sigma_{1,M} + \sigma_{1,N} \leq f_{c,d}$

$$\sigma_{c,d} = 3.139 + 2.231 = 5.37 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,d} = \frac{f_{c,k}}{\gamma_c} = \frac{25}{1.5} = 16.667 \text{ N/mm}^2$$

$$5.37 \text{ N/mm}^2 < 16.667 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \sigma_{c,d} < f_{c,d}, \textbf{OK}$$

- Traction maximale dans le béton (fibre inférieure du béton) $\sigma_{t,d} = \sigma_{1,M} - \sigma_{1,N} \leq f_{t,d}$

$$\sigma_{t,d} = 3.139 - 2.231 = 0.908 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{t,d} = \frac{f_{c,t,m}}{\gamma_c} = \frac{2.6}{1.5} = 1.733 \text{ N/mm}^2$$

$$0.908 \text{ N/mm}^2 < 1.733 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \sigma_{t,d} < f_{t,d}, \textbf{OK}$$

- Flexion composée dans le bois : $\frac{\sigma_{2,N}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{2,M}}{f_{m,d}} \leq 1$

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

- $k_{mod} = 0.8$ (en se basant sur la combinaison la plus défavorable Q)
- Facteur d'effet des dimensions k_h : $340 \text{ mm} < 600 \text{ mm}$ donc k_h sera calculé
- Pour du lamellé collé

$$k_h = \min \left(1.1 ; \left(\frac{600}{h} \right)^{0.1} \right) \text{ si } h < 600 \text{ mm}$$

$$k_h = 1 \text{ si } h \geq 600 \text{ mm}$$

Nous avons du GL24h et $h = 340 \text{ mm} < 600 \text{ mm}$ alors :

$$k_h = \min \left(1.1 ; \left(\frac{600}{h} \right)^{0.1} \right)$$

$$k_h = \min \left(\left(\frac{600}{340} \right)^{0.1} ; 1.1 \right) = \min(1.058; 1.1) = 1.058$$

- Coefficient d'effet du système k_{sys}

$k_{sys} = 1.1$. Ce coefficient d'effet système est égal à 1,1. Il apparaît lorsque plusieurs éléments porteurs de même nature et de même fonction sont sollicités par un même type de chargement uniformément réparti.

Alors

$$f_{m,d} = f_{m,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot k_{sys} \cdot k_h = 24 \times \frac{0.8}{1.25} \times 1.1 \times 1.058 = 17.876 \text{ MPa}$$

$$f_{m,d} = 17.876 \text{ MPa}$$

$$f_{t,0,d} = f_{t,0,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot k_h = 16.5 \times \frac{0.8}{1.25} \times 1.058 = 11.172 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{2,N}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{2,M}}{f_{m,d}} = \frac{1.435}{11.172} + \frac{5.705}{17.876} = 0.448 < 1, \text{ OK}$$

Vérification du taux de contrainte dans les matériaux béton et bois sous flexion positive à long terme

Le calcul est le même que pour la vérification à court terme, à cette différence près que l'on remplace les modules d'élasticité du bois et du béton par des modules d'élasticité finaux prenant en compte le fluage des deux matériaux dans le temps, et que l'on adapte le module de glissement (voir Eurocode 5-1-1, § 2.3.2.2), soit :

Hypothèse :

$\varphi_{\infty,t0}$: le coefficient de fluage du béton varie entre 1.5 et 2.5. Prenons 2.5

$$E_{1,final} = \frac{E_1}{1+\varphi_{\infty,t0}} = \frac{31000}{1+2.5} = 8857.143 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{2,final} = \frac{E_2}{1+\Psi_2 k_{def}} = \frac{11600}{1+0.6 \times 0.8} = 7837.838 \text{ N/mm}^2$$

$$K_{u,final} = \frac{k_u}{1+\Psi_2 k_{def,connexion}} = \frac{4350}{1+0.6 \times 0.3} = 3686.441 \text{ N/mm}^2$$

Remarque : le coefficient Ψ_2 est un coefficient pondérateur qui permet de calculer la valeur quasi-permanente de l'action générant la plus grande contrainte eu égard à la résistance (si cette action est une action permanente, il convient de remplacer Ψ_2 par 1) – voir Eurocode 5-1-1 (2004) - § 2.3.2.2. Les valeurs de ce coefficient sont données dans l'Eurocode 0 (2002).

$$\gamma_1 = \left(1 + \frac{\pi^2 E_{1,fin} A_1 S_t}{K_{u,fin} L^2} \right)^{-1} = \left(1 + \frac{\pi^2 \times 8857.143 \times (70 \times 500) \times 100}{3686.441 \times 6210^2} \right)^{-1} = 0.317$$

$$\gamma_2 = 1$$

Calculons a_1 et a_2

$$a_2 = \frac{\gamma_1 E_1 A_1 \left(\frac{h_1}{2} + t + \frac{h_2}{2} \right)}{\gamma_1 E_1 A_1 + \gamma_2 E_2 A_2}$$

$$a_2 = \frac{0.317 \times 8857.143 \times 70 \times 500 \times \left(\frac{70}{2} + 22 + \frac{340}{2} \right)}{0.317 \times 8857.143 \times 70 \times 500 + 1 \times 7837.838 \times 340 \times 160} = 42.519 \text{ mm}$$

$$a_1 = \frac{h_1}{2} + t + \frac{h_2}{2} - a_2$$

$$a_1 = \frac{70}{2} + 22 + \frac{340}{2} - 42.519 = 184.481 \text{ mm}$$

La valeur de la rigidité équivalente vaut donc :

$$(EI)_{eff} = E_1 I_1 + \gamma_1 E_1 A_1 a_1^2 + E_2 I_2 + \gamma_2 E_2 A_2 a_2^2$$

$$(EI)_{eff,fin} = 8857.143 \times \frac{500 \times 70^3}{12} + 0.317 \times 8857.143 \times 70 \times 500 \times 184.481^2 + 7837.838 \times \frac{160 \times 340^3}{12} + 1 \times 7837.838 \times 340 \times 160 \times 42.519^2$$

$$(EI)_{eff,fin} = 8.349 \times 10^{12} \text{ N.mm}^2$$

Calcul des contraintes de flexion à long terme

Dans le béton :

$$\sigma_{1,M,fin} = \frac{1}{2} \frac{E_{1,fin} h_1 M_u}{(EI)_{eff,fin}} = \frac{0.5 \times 8857.143 \times 70 \times 36597331}{8.349 \times 10^{12}} = 1.359 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{1,N,fin} = \gamma_1 \frac{E_{1,fin} a_{1,fin} M_u}{(EI)_{eff,fin}} = \frac{0.317 \times 8857.143 \times 184.481 \times 36597331}{8.349 \times 10^{12}} = 2.270 \text{ N/mm}^2$$

Dans le bois :

$$\sigma_{2,M,fin} = \frac{1}{2} \frac{E_{2,fin} h_2 M_u}{(EI)_{eff,fin}} = \frac{0.5 \times 7837.838 \times 340 \times 36597331}{8.349 \times 10^{12}} = 5.841 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{2,N,fin} = \gamma_2 \frac{E_{2,fin} a_{2,fin} M_u}{(EI)_{eff,fin}} = \frac{1 \times 7837.838 \times 42.519 \times 36597331}{8.349 \times 10^{12}} = 1.461 \text{ N/mm}^2$$

Vérification du taux de contrainte dans les matériaux béton et bois sous flexion positive à long terme

- Compression maximale dans le béton (fibre supérieure) : $\sigma_{c,d} = \sigma_{1,M,fin} + \sigma_{1,N,fin} \leq f_{c,d}$

$$\sigma_{c,d} = 1.359 + 2.270 = 3.629 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,d} = \frac{f_{c,k}}{\gamma_c} = \frac{25}{1.5} = 16.667 \text{ N/mm}^2$$

$$3.629 \text{ N/mm}^2 < 16.667 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \sigma_{c,d} < f_{c,d}, \textbf{OK}$$

- Traction maximale dans le béton (fibre inférieure du béton) $\sigma_{t,d} = \sigma_{1,M,fin} - \sigma_{1,N,fin} \leq f_{t,d}$

$$\sigma_{t,d} = 1.359 - 2.270 = -0.911 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{t,d} = \frac{f_{c,t,m}}{\gamma_c} = \frac{2.6}{1.5} = 1.733 \text{ N/mm}^2$$

$$-0.911 \text{ N/mm}^2 < 1.733 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \sigma_{t,d} < f_{t,d}, \textbf{OK}$$

- Flexion composée dans le bois : $\frac{\sigma_{2,N}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{2,M}}{f_{m,d}} \leq 1$

$$\frac{\sigma_{2,N}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{2,M}}{f_{m,d}} = \frac{1.461}{11.172} + \frac{5.841}{17.876} = 0.458 < 1, \textbf{OK}$$

Vérification de l'effort tranchant dans le bois à court et à long terme

On considère que la totalité de l'effort tranchant est reprise par le matériau bois. Il convient de vérifier que la contrainte de cisaillement vertical de calcul $\tau_{z,d}$ ne dépasse pas la résistance de calcul au cisaillement du bois $f_{v,d}$, soit :

$$\tau_{z,d} = \frac{3}{2} \frac{V_u}{A_2} < f_{v,d}$$

$$\tau_{z,d} = \frac{3}{2} \times \frac{16425.45}{340 \times 160} = 0.453 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{v,d} = f_{v,k} \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 2.7 \times \frac{0.8}{1.25} = 1.728 \text{ N/mm}^2$$

Vérification

$$\text{taux de travail} = \frac{\tau_{v,d}}{f_{v,d}} = \frac{0.453}{1.728} = 0.2262 < 1 \textbf{ ok}$$

Etant donné que l'on suppose que le bois reprend seul l'effort de cisaillement, il n'est pas nécessaire de vérifier le critère de cisaillement dans le bois à long terme (pas de modification par rapport au court terme).

Vérification du taux de chargement dans les connecteurs à court terme

La charge de calcul F_d agissant sur un connecteur doit être inférieure à la valeur de calcul de la capacité résistante PRd du connecteur, soit :

$$F_d = \frac{\gamma_1 E_1 a_1 A_1 s V_u}{(EI)_{eff}} < F_{v,Rd} = \frac{F_{v,Rk}}{\gamma_M}$$

$$F_d = \frac{0.135 \times 31000 \times 184.236 \times 70 \times 500 \times 100 \times 16425.45}{1.265 \times 10^{13}} = 3517.910 \text{ N}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{F_{v,Rk}}{\gamma_M} = \frac{15.000}{1.25} = 12000 \text{ N}$$

Vérification

$$\text{taux de travail} = \frac{F_d}{F_{v,d}} = \frac{3517.910}{12000} = 0.293 < 1 \text{ ok}$$

On constate donc que la sollicitation est bien inférieure à la résistance de calcul.

5.2.2.2.2 A Etats limites de service (ELS)

Calcul de la rigidité équivalente en flexion à court terme

La rigidité équivalente en flexion aux ELS se calcule de la même manière qu'aux ELU, en prenant en compte le coefficient de glissement de service (K_{ser}) et non plus celui de rupture (K_u).

Seule la valeur du coefficient γ_1 varie :

Calcul de γ_1 et γ_2

$$\gamma_1 = \left(1 + \frac{\pi^2 E_1 A_1 S_t}{K_{ser} L^2} \right)^{-1} = \left(1 + \frac{\pi^2 \times 31000 \times (70 \times 500) \times 100}{7680 \times 6210^2} \right)^{-1} = 0.217$$

$$\gamma_2 = 1$$

Calculons a_1 et a_2

$$a_2 = \frac{\gamma_1 E_1 A_1 \left(\frac{h_1}{2} + t + \frac{h_2}{2} \right)}{\gamma_1 E_1 A_1 + \gamma_2 E_2 A_2}$$

$$a_2 = \frac{0.217 \times 31000 \times 70 \times 500 \times \left(\frac{70}{2} + 22 + \frac{340}{2}\right)}{0.217 \times 31000 \times 70 \times 500 + 1 \times 11600 \times 340 \times 160} = 61.681 \text{ mm}$$

$$a_1 = \frac{h_1}{2} + t + \frac{h_2}{2} - a_2$$

$$a_1 = \frac{70}{2} + 22 + \frac{340}{2} - 61.681 = 165.319 \text{ mm}$$

$$\text{Alors : } (EI)_{eff} = E_1 I_1 + \gamma_1 E_1 A_1 a_1^2 + E_2 I_2 + \gamma_2 E_2 A_2 a_2^2$$

$$(EI)_{eff} = 31000 \times \frac{500 \times 70^3}{12} + 0.217 \times 31000 \times 70 \times 500 \times 165.319^2 + 11600 \times \frac{160 \times 340^3}{12} + 1 \times 11600 \times 340 \times 160 \times 61.681^2$$

$$(EI)_{eff} = 1.536 \times 10^{13} \text{ N.mm}^2$$

Vérification de la flèche à court terme

La flèche maximale à mi-travée se calcule en prenant en compte la rigidité effective calculée au point précédent.

Etant donné que, dans le cas qui nous préoccupe, les poutres isostatiques sont chargées uniformément, la flèche se vérifie selon la formule suivante :

$$f_{max} = \frac{5}{384} \frac{F_{ELS} L^4}{(EI)_{eff}}$$

$$f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{5.29 \times 6210^4}{1.536 \times 10^{13}} = 6.669 \text{ mm}$$

$$l/250 = 6210/250 = 24.84 \text{ mm}$$

$$6.669 \text{ mm} < 24.84 \text{ mm, OK}$$

Tous les revêtements de sol peuvent donc être utilisés.

Vérification de la flèche à long terme

Pour la vérification des états limites de service à l'état final (long terme), il convient de remplacer les modules d'élasticité du bois et du béton par des modules finaux :

$$E_{1,fin} = \frac{E_1}{1 + \varphi_{\infty, t0}} = \frac{31000}{1 + 2.5} = 8857.143 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{2,final} = \frac{E_2}{1 + k_{def}} = \frac{11600}{1 + 0.8} = 6444.444 \text{ N/mm}^2$$

$$K_{ser,final} = \frac{k_{ser}}{1+k_{def,connexion}} = \frac{7680}{1+0.3} = 5907.692 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_1 = \left(1 + \frac{\pi^2 E_{1,fin} A_1 S_t}{K_{ser,fin} L^2}\right)^{-1} = \left(1 + \frac{\pi^2 \times 8857.143 \times (70 \times 500) \times 100}{5907.692 \times 6210^2}\right)^{-1} = 0.427$$

$$\gamma_2 = 1$$

Calculons a_1 et a_2

$$a_2 = \frac{\gamma_1 E_1 A_1 \left(\frac{h_1}{2} + t + \frac{h_2}{2}\right)}{\gamma_1 E_1 A_1 + \gamma_2 E_2 A_2}$$

$$a_2 = \frac{0.427 \times 8857.143 \times 70 \times 500 \times \left(\frac{70}{2} + 22 + \frac{340}{2}\right)}{0.427 \times 8857.143 \times 70 \times 500 + 1 \times 6444.444 \times 340 \times 160} = 62.218 \text{ mm}$$

$$a_1 = \frac{h_1}{2} + t + \frac{h_2}{2} - a_2$$

$$a_1 = \frac{70}{2} + 22 + \frac{340}{2} - 62.218 = 164.782 \text{ mm}$$

La valeur de la rigidité équivalente vaut donc :

$$(EI)_{eff} = E_1 I_1 + \gamma_1 E_1 A_1 a_1^2 + E_2 I_2 + \gamma_2 E_2 A_2 a_2^2$$

$$(EI)_{eff,fin} = 8857.143 \times \frac{500 \times 70^3}{12} + 0.427 \times 8857.143 \times 70 \times 500 \times 164.782^2 + 6444.444 \times \frac{160 \times 340^3}{12} + 1 \times 6444.444 \times 340 \times 160 \times 62.218^2$$

$$(EI)_{eff,fin} = 8.455 \times 10^{12} \text{ N.mm}^2$$

La flèche maximale à long terme s'élève dès lors à :

$$f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{5.29 \times 6210^4}{8.455 \times 10^{12}} = 12.116 \text{ mm}$$

$$l/250 = 6210/200 = 24.84 \text{ mm}$$

$$12.116 \text{ mm} < 24.84 \text{ mm, OK}$$

5.2.3 Prédimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire, en T ou en I. On distingue deux types (poutres principales et poutres secondaires). Leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section. Les poutres dans notre cas sont des éléments

structuraux horizontaux en bois lamellé-collé GL24h permettant la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles) par le biais des connecteurs.

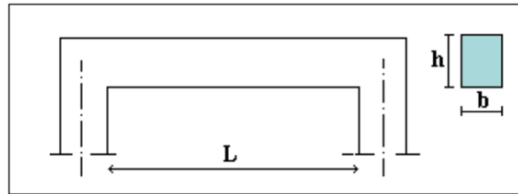


Figure 5. 15: Schéma de la poutre

Elles sont dimensionnées d'après les conditions de la résistance et de la flèche en respectant les exigences du BAEL 91.

Les poutres principales :

$$s \frac{L_{max}}{12} \leq h \leq \frac{L_{max}}{8} \text{ et } 1/3h \leq b \leq 1/2h$$

$$L_{max} = 8.00 \text{ m} = 800 \text{ cm}$$

$$\frac{L_{max}}{12} \leq h \leq \frac{L_{max}}{8} \Rightarrow \frac{800}{12} \leq h \leq \frac{800}{8} \Rightarrow 66.667 \text{ cm} \leq h \leq 100 \text{ cm}, \text{ prenons } h = 80 \text{ cm}$$

$$\frac{1}{3}h \leq b \leq 1/2h \Rightarrow 1/3 \times 80 \leq b \leq 1/2 \times 80 \Rightarrow 26.667 \text{ cm} \leq b \leq 40, \text{ prenons } b = 40 \text{ cm}$$

Les poutres secondaires :

$$\frac{L_{max}}{18} \leq h \leq \frac{L_{max}}{12} \text{ et } 1/3h \leq b \leq 1/2h$$

$$L_{max} = 6.21 \text{ m} = 621 \text{ cm}$$

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow \frac{621}{18} \leq h \leq \frac{621}{12} \Rightarrow 34.5 \text{ cm} \leq h \leq 51.75 \text{ cm}, \text{ prenons } h = 50 \text{ cm}$$

$$1/3h \leq b \leq 1/2h \Rightarrow 1/3 \times 50 \leq b \leq 1/2 \times 50 \Rightarrow 16.667 \text{ cm} \leq b \leq 25, \text{ prenons } b = 25 \text{ cm}$$

5.2.3.1 Dimensionnement et vérification de la poutre

Tableau 5. 39: Descente sur la poutre

Désignation	Epaisseur en mm	Densité en kN/m ³ NFP 06-004 de mai 1977	Poids surfacique kN/m ²
Carrelage	0.012	-	0.5
Chape en mortier de ciment	0.02	20	0.4
Béton armé	0.07	25	1.75
Plancher OSB/3	0.022	5.5	0.121
Poutre	0.40	3.8	1.52
Plâtre	0.02	10	0.2
Total	-	-	4.491

G total = 4.491 kN/m² et G' = 1 kN/m² les surcharges éventuelles

$$G_{pp} = 4.491 \text{ kN/m}^2 ; Q = 6 \text{ kN/m}^2$$

Tableau 5. 40: Charges permanentes et d'exploitation linéaires de la poutre

Charges permanentes		Entraxe en m	Charge en kN/ml
G total	3.579 kN/m²	0.4	1.7964
G' surcharge éventuelle	1 kN/m²		0.4
Charges d'exploitation			
Q	Q = 6 kN/m²		2.4

$$G_{pp} = 2.1964 \text{ kN/ml}$$

Nous avons aussi les charges transmises par les solives *par appuis* $V_u = 16.425 \text{ kN}$. Sur une longueur de 8m, nous avons 17 solives espacés de 50 cm.

$$\frac{800}{50} = 16; 16 + 1 = 17 \text{ solives}$$

$$V_{u,total} = 16.425 \times 17 = 279.225 \text{ kN} . \text{ Alors , on a: } V_{u,total} = \frac{279.225}{8} = 34.903 \text{ kN/ml}$$

$$G_{total\ pp} = 2.1964 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{pp} = 3 \text{ kN/ml}$$

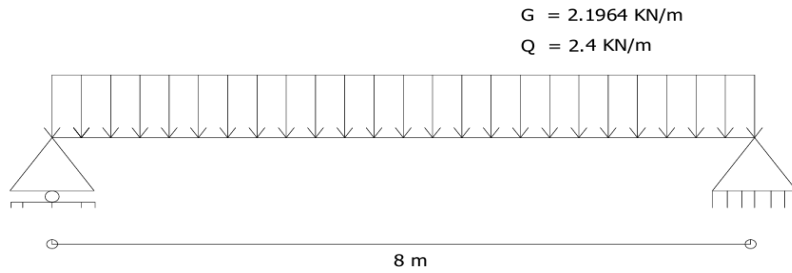


Figure 5. 16: Schéma statique de la poutre

Nos poutres travaillent en flexion simple

Combinaisons d'actions

- A l'ELU $\Rightarrow p_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 2.1964 + 1.5 \times 2.4 = 6.565 \text{ kN/m}$

$$p_u = 6.565 + 34.903 = 41.468 \text{ kN/m}$$

- A l'ELS $\Rightarrow p_{ser} = G + Q = 2.1964 + 2.4 = 4.596 \text{ kN/m}$

$$p_{ser} = 4.596 + 34.903 = 39.499 \text{ kN/m}$$

Calcul des sollicitations sur 8 m de portée

- Moment fléchissant : $M_u = \frac{p_u \cdot l^2}{8} = \frac{41.468 \times 8^2}{8} = 331.744 \text{ kN.m} = 331744 \text{ N.m}$

- Effort tranchant : $V_u = \frac{p_u \cdot l}{2} = \frac{41.468 \times 8}{2} = 165.872 \text{ kN} = 165872 \text{ N}$

- Modules de résistance W_u

$$W_u = \frac{I}{Z} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{h/2} = \frac{bh^2}{6} = \frac{400 \times 800^2}{6} = 42666666.67 \text{ mm}^3 = 4.267 \cdot 10^{-2} \text{ m}^3$$

5.2.3.1.1 À L'ELU

Vérification de la Flexion simple

Taux de travail = $\frac{\sigma_{m,d}}{K_{crit} f_{m,d}} \leq 1$

- Moment fléchissant $\sigma_{m,y,d}$ et $\sigma_{m,z,d}$

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_u}{W_u} = \frac{331744}{4.267 \cdot 10^{-2}} = 7774642.606 \text{ N/m}^2$$

$f_{m,k} = 24 \text{ MPa}$ et $K_m = 0.7$

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

- $k_{mod} = 0.8$ (en se basant sur Q)
- Facteur d'effet des dimensions k_h sera calculé
- Pour du lamellé collé

$$k_h = \min \left(1.1 ; \left(\frac{600}{h} \right)^{0.1} \right) \text{ si } h < 600 \text{ mm}$$

$$k_h = 1 \text{ si } h \geq 600 \text{ mm}$$

Nous avons du bois lamellé collé GL24h de dimension 400x800 mm² $h = 800 \text{ mm} > 600 \text{ mm}$ alors :

- $k_h = 1$
- Coefficient d'effet du système k_{sys}

$k_{sys} = 1.1$. Ce coefficient d'effet système est égal à 1,1. Il apparaît lorsque plusieurs éléments porteurs de même nature et de même fonction sont sollicités par un même type de chargement uniformément réparti.

Alors

$$f_{m,d} = f_{m,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot k_{sys} \cdot k_h = 24 \times \frac{0.8}{1.25} \times 1.1 \times 1 = 16.896 \text{ MPa}$$

$$f_{m,d} = 16.896 \text{ MPa} = 16.896 \times 10^6 \text{ N/m}^2$$

Coefficient d'instabilité k_{crit} provenant du déversement

Calcul de la contrainte critique $\sigma_{m,crit}$, contrainte à partir de laquelle apparaît le déversement

$$\sigma_{m,crit} = \frac{0.78 \times b^2 \times E_{0,05}}{h \cdot l_{ef}} \text{ et } E_{0,05} = 9.4 \frac{\text{KN}}{\text{mm}^2} = 9400 \text{ N/mm}^2$$

$$k_{lef} = 0.9 \text{ alors } l_{ef} = L \cdot k_{lef} = L \cdot k_{lef} + 2h$$

$$L = 8 \text{ m} = 8000 \text{ mm} :$$

- $h = 800 \text{ mm}$ et $b = 400 \text{ mm}$, donc :

$$\sigma_{m,crit} = \frac{0.78 \times b^2 \times E_{0,05}}{h \cdot l_{ef}} = \frac{0.78 \times 400^2 \times 9400}{800 \times (8000 \times 0.9 + 2 \times 800)} = 166.636 \text{ N/mm}^2$$

Calcul de l'élancement relatif

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} = \sqrt{\frac{24}{166.636}} = 0.380$$

$\lambda_{rel,m} = 0.380 < 0.75$, Pas de présence de risque de déversement

soit donc $k_{crit} = 1$

Vérification du taux de travail

$$\frac{\sigma_{m,d}}{K_{crit}f_{m,d}} = \frac{7774642.606}{1 \times 16.896 \times 10^6} = 0.460 < 1, \textbf{OK}$$

Vérification au cisaillement

Le cisaillement est une sollicitation rencontrée dans les poutres travaillant en flexion. Nos poutres ne sont pas entaillées. Donc on a :

$$\text{taux de travail} = \frac{\tau_{v,d}}{f_{v,d}} \leq 1$$

$$\tau_{v,d} = \frac{k_f \times F_{V,d}}{b \times h_{ef}} \text{ et } k_f = 3/2$$

- $F_{V,d}$: effort tranchant en N

Calcul de la contrainte de cisaillement

$$\tau_{v,d} = \frac{3/2 \times V_u}{h^2} = \frac{3}{2} \times \frac{165872}{800^2} = 0.389 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{v,d} = f_{v,k} \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 2.7 \times \frac{0.8}{1.25} = 1.728 \text{ N/mm}^2$$

Vérification

$$\text{taux de travail} = \frac{\tau_{v,d}}{f_{v,d}} = \frac{0.389}{1.728} = 0.225 < 1 \textbf{ ok}$$

5.2.3.1.2 Vérification des déformations (ELS)

Calcul de la flèche instantanée $W_{inst}(Q)$

La flèche instantanée est calculée avec la combinaison ELS (INST (Q))

Soit $q_u = 39.499 \text{ kN/ml} = 39.499 \text{ N/mm}$

$$W_{inst}(Q) = \frac{5 \cdot q_u \cdot L^4}{384 \cdot E_{0,mean} \cdot I} = \frac{5 \cdot q_u \cdot L^4 \cdot 12}{384 \cdot E_{0,mean} \cdot b h^3} = \frac{5 \times 39.499 \times 8000^4 \times 12}{384 \times 11600 \times 400 \times 800^3} = 10.641 \text{ mm}$$

La flèche totale est égale

$$W_{inst,totale,(Q)} = 10.641 \text{ mm}$$

Calcul de la flèche différée W_{creep} et de la flèche nette finale $W_{net,fin}$

$$W_{net,fin} = W_{inst,totale,(Q)} \left(1 + \frac{k_{def}(G+\psi_2.Q)+G}{Q} \right); G_{pp} = 4.491 \text{ KN/m}^2; Q = 6 \text{ kN/m}^2$$

$$= 10.641 \times \left(1 + \frac{0.8(4.491+0.6 \times 6)+4.491}{6} \right) = 30.085 \text{ mm}$$

$$W_{net,fin} = 30.085 \text{ mm}$$

Justification

$$W_{inst,limite,(Q)} = \frac{l}{300} = \frac{8000}{300} = 26.667 \text{ mm}$$

$$W_{net,fin,limite} = \frac{l}{200} = \frac{8000}{200} = 40 \text{ mm}$$

Vérification

$$\frac{W_{inst,totale,(Q)}}{W_{inst,limite,(Q)}} = \frac{10.641}{26.667} = 0.399 < 1, \text{ok} \text{ et } \frac{W_{net,fin}}{W_{net,fin,limite}} = \frac{30.085}{40} = 0.752 < 1, \text{ok}$$

La poutre de section 40 × 80 cm.cm résistent à la déformation.

5.2.4 Prédimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments en superstructure en bois lamellé collé GL24h, destinés à transmettre les charges aux fondations. Leurs prédimensionnement se fait à la compression simple selon les règles du BAEL91 (art B.8.4,1). Une fois la résistance à la compression vérifiée, ces poteaux doivent répondre au critère de stabilité de forme exigé par le RPA.

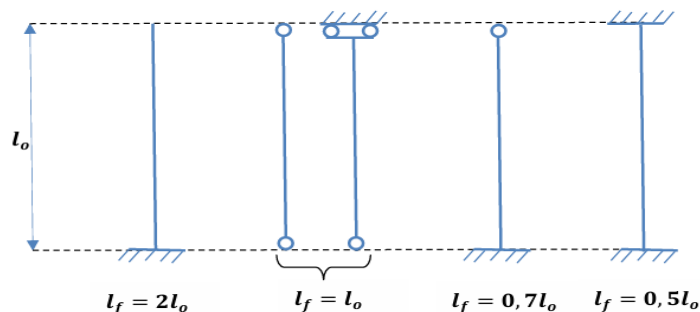


Figure 5. 17: Valeurs de lef d'un poteau

Etapes de Pré-dimensionnement

- Choix du poteau le plus sollicité,

- Dimensionnements des poteaux,
- Calcul de la surface reprise par le poteau.
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau,
- Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du RPA 99 / version 2003.

Dimensions des poteaux : Les dimensions de la section transversale des poteaux rectangulaire doivent répondre aux conditions du RPA 99 / version 2003 : $\text{MIN}(a,b) \geq 30\text{cm}$ en zone IIa.

D'après le RPA 99/version 2003 page 65 : (zone IIa)

$$\begin{pmatrix} \min(b, h) \geq 25\text{cm} \\ \min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 < \frac{b}{h} < 4 \end{pmatrix}$$

Dans notre structure, les poteaux les plus sollicités sont les poteaux de la salle d'auditorium.

Choix du poteau le plus sollicité

Soit N la force appliquée à ce poteau

$$N = 2xv_u + 2x \frac{2.1964x8}{2} = 2x165.872 + 2.1964x8 = 349.3152 \text{ kN}$$

Effort de compression maximal : $N = 349.3152 \text{ kN}$

- Supposons que son épaisseur $b = 0.8h$. Qu'il n'y a pas risque de déversement et que $k_{c,z} = 1$. Soit $l = 3.2 \text{ m}$ la longueur du poteau.

Déterminons ses dimensions par le taux de travail : $\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} < 1$

Calculons de la contrainte induite par la charge

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{max}}{A} = \frac{349.3152}{b \cdot h} = \frac{349.3152}{0.8h \cdot h} = \frac{349.3152}{0.8h^2} \text{ N/mm}^2$$

Calcul de la contrainte de résistance en compression axiale

$$f_{c,0,d} = f_{c,0,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 24 \times \frac{0.8}{1.25} = 15.36 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,0,d} = 15.36 \text{ N/mm}^2$$

Taux de travail

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} < 1 \Rightarrow \frac{349315.2}{0.8xh^2 \cdot 15.36} < 1 \Rightarrow h^2 > 28427.34375$$

$h > 168.604 \text{ mm}$. Prenons $h = 200 \text{ mm}$

$h = 200 \text{ mm}$ et $b = 0.8h = 160 \text{ mm}$. Prenons $b = 200 \text{ mm}$

Nous avons donc les poteaux de section $200 \times 200 \text{ mm}^2$

Vérification de la stabilité

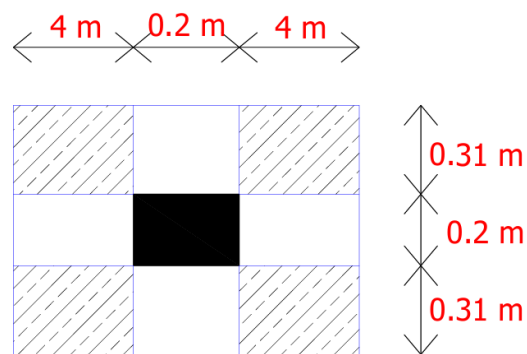


Figure 5. 18: Représentation surface d'influence sur le poteau

Vérification de la compression axiale

Détermination du risque de flambement

Calcul de l'élancement relatif

$$\lambda_{rel} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{c,crit}}} \text{ et } \sigma_{c,crit} = \frac{\pi^2 E_{0,05}}{\lambda^2} \text{ alors } \lambda_{rel} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}}$$

Notre poteau est de $200 \times 200 \text{ mm}^2$, donc une section rectangulaire.

$$\lambda_y = \frac{m l_g \sqrt{12}}{h} \text{ et } \lambda_z = \frac{m l_g \sqrt{12}}{b}$$

- m : poteau étant supposé articulé-encasté, on $m = 0.7$
 - l_g : longueur du poteau en mm. $l_g = 3200 \text{ mm}$
 - b et h : épaisseur et hauteur de la pièce en mm.
- Elancement sur l'axe y-y

$$\lambda_y = \lambda_z = \frac{ml_g \sqrt{12}}{h} = \frac{0.7 \times 3200 \times \sqrt{12}}{200} = 38.798$$

Les usages professionnels limitent l'élancement à 120 (EC5)

$$\lambda_y = \lambda_z = 38.798 < 120, ok$$

Risque de flambage si l'élancement relatif $\lambda_{rel,max} > 0.3$

Prenons sur l'axe z-z :

$$\lambda_{rel,max} = \frac{\lambda_z}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{38.798}{\pi} \sqrt{\frac{24}{9400}} = 0.624$$

Donc il y a risque de flambement car $0.624 > 0.3 \Rightarrow \lambda_{rel,max} > 0.3$ alors :

Calcul du coefficient $k_{c,z}$ réducteur de la résistance du bois :

$$k_{c,z} = \frac{1}{(k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,max}^2})}$$

$k_z = 0.5[1 + \beta_c(\lambda_{rel,max} - 0.3) + \lambda_{rel,max}^2]$; $\beta_c = 0,1$ pour le bois lamellé –

collé. Alors, nous avons : $k_z = 0.5[1 + \beta_c(\lambda_{rel,max} - 0.3) + \lambda_{rel,max}^2] = 0.5[1 + 0.1(0.624 - 0.3) + 0.624^2] = 0.581$

$$k_z = 0.711$$

Par conséquent :

$$k_{c,z} = \frac{1}{(0.711 + \sqrt{0.711^2 - 0.624^2})} = 0.951$$

$$k_{c,z} = 0.951$$

Calcul de la contrainte induite par la charge

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{max}}{A} = \frac{349.3152 \times 1000}{200 \times 200} = 8.733 \text{ soit } \sigma_{c,0,d} = 8.733 \text{ MPa}$$

Calcul de la contrainte de résistance en compression axiale

$$f_{c,0,d} = f_{c,0,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 24 \times \frac{0.8}{1.25} = 15.36 \text{ N/mm}^2 \text{ soit } f_{c,0,d} = 15.36 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{taux de travail} = \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}}$$

$$\text{taux de travail} = \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} = \frac{8.733}{0.951 \times 15.36} = 0.598 < 1, \text{ok}$$

Les poteaux de 200x200 mm.mm résistent très bien aux charges.

Tableau 5. 41: Dimensions des Poteaux de rive et d'angle

Niveau d'étage		3 ^{ème}	2 ^{ème}	1 ^{ème}	RDC
Dimensions du Poteau	a	20	20	20	20
	b	20	20	20	20

Tableau 5. 42: Dimensions des Poteaux de centre

Niveau d'étage		3 ^{ème}	2 ^{ème}	1 ^{ème}	RDC
Dimensions du Poteau	a	20	20	20	20
	b	20	20	20	20

5.2.5 Ascenseur

Caractéristiques :

V= 1m/s (la vitesse de levage)

$P_m = 15 \text{ kN}$: charge due à la salle de machine

$D_m = 82 \text{ kN}$: charge due au poids propre de l'ascenseur

$F_c = 102 \text{ kN}$: charge due à la rupture des cables

Course maximale = 32.14 m

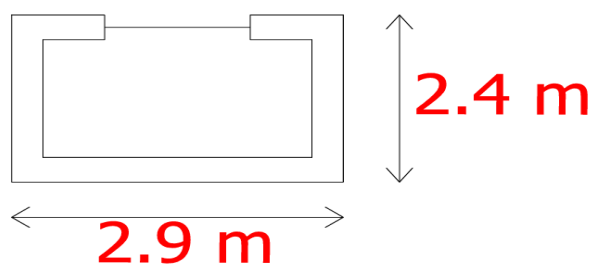


Figure 5. 19: Représentation ascenseur

$B_s T_s = 240 \times 290$ dimensions de la gaine

Poids de 08 personnes = 720 kg

$$P = 15 + 82 + 7.2 = 104.2 \text{ kN}$$

Tableau 5. 43: Evaluation des charges et surcharges

Poids propre de la dalle et des revêtements	La surface en m ²	Poids de la machine en kN/m ²	Poids total en kN/m ²
$G_1 = 0.9 + 25 \times 0.2$	$S = 2.5 \times 2$	$G_2 = \frac{F_c}{S} = \frac{102}{5}$	$G = G_2 + G_1$ $= 4.5 + 20.4$
$G_1 = 4.5 \text{ kN/m}^2$	$S = 5$	$G_2 = 20.4$	$G = 24.9$

5.2.6 Monte-charge

Caractéristiques :

Vitesse : 0.35 m/s

Course : hydraulique jusqu'à 16 m/Électrique 35 m maximum

Arrêts : 4 arrêts

Charge : 50kg-100kg

5.2.7 Prédimensionnement voile

Les voiles ou murs de contreventement peuvent être généralement définis comme des éléments verticaux à deux dimensions. Ils présentent une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leur plan, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des portiques. [13] [14]

Les voiles sont dimensionnés en respectant les conditions du règlement parasismique algérien.

D'après le RPA 99 article 7.7.1 « les éléments satisfaisants la condition ($l \geq 4a$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. »

Avec :

L : porté du voile. $l \geq 4a$

a: Epaisseur du voile. $a \geq 15\text{cm}$

L'article (7.7.1 RPA99 /V2003) nous dit que « l'épaisseur minimale d'un voile est de 15 cm » ; de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique la figure ci-dessous ; c'est-à-dire :

$$a \geq \max\left(\frac{h_e}{25} ; \frac{h_e}{22} ; \frac{h_e}{20}\right) \quad (\text{équation 5. 9})$$

$$h_e = \max(3.20\text{ m} ; 4.00\text{ m}) = 4.00\text{ m} = 400\text{cm}$$

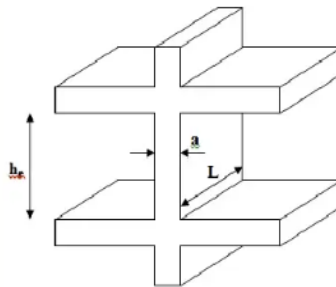


Figure 5. 20: Coupe de voile en élévation

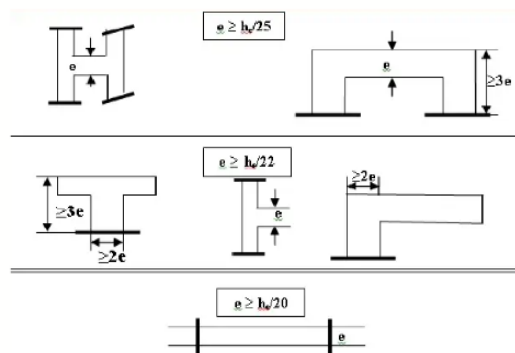


Figure 5. 21: Coupes de voiles en plan pour différents cas.

$$a \geq \max\left(\frac{h_e}{25} ; \frac{h_e}{22} ; \frac{h_e}{20}\right) \geq \max\left(\frac{400}{25} ; \frac{400}{22} ; \frac{400}{20}\right) \geq \max(16\text{cm} ; 18.182\text{cm} ; 20\text{cm})$$

Prenons $a = 20\text{ cm}$

Soient :

- Longueur du voile $l=2.9\text{ m}$
- Hauteur du voile $h= 3.20\text{ m}$
- Epaisseur du voile $a= 0.2\text{ m}$

5.2.7.1 Dimensionnement et ferrailage du voile

Les voiles en béton armé sont calculés comme des poteaux

Soit N l'effort transmis aux voiles

$$N = v_u = 165.872 \times 3 + 10.840 \times 3 + 15 + 82 = 627.136 \text{ kN}$$

Evaluation des charges

- Charges permanentes $G = 25 \times 0.2 \times 3.2 \times 3 + 25 \times 0.2 \times 4 = 68 \text{ kN/m}$
- Charge d'exploitation $Q = 0.6 + 0.85(1.5 \times 3) = 4.425 \text{ kN/m}$

Combinaisons d'actions

- A l'ELU $\Rightarrow p_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 68 + 1.5 \times 4.425 = 98.438 \text{ kN/m}$
- A l'ELS $\Rightarrow p_{ser} = G + Q = 68 + 4.425 = 72.425 \text{ kN/m}$

Calcul des sollicitations sur le voile de 2.9 m de long

- A l'ELU $\Rightarrow M_u = \frac{p_u \cdot l^2}{8} = \frac{98.438 \times 2.9^2}{8} = 103.483 \text{ kN.m} = 103482.948 \text{ N.m}$
- Effort tranchant : $V_u = \frac{p_u \cdot l}{2} = \frac{98.438 \times 2.9}{2} = 142.735 \text{ kN} = 142735.1 \text{ N}$

Effort normal limite :

Tableau 5. 44: Les paramètres de calcul de l'effort normal ultime limite du voile

	Notation	Voile armé verticalement	Voile non armé verticalement
Elancement	λ	$l_f \times \frac{\sqrt{12}}{a}$	
Section réduite	B_r	$d \times (a - 0.02)$	
Coefficient α :			
Pour $\lambda < 50$	α	$\frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$	$\frac{0.65}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$
Pour $50 \leq \lambda < 80$			
Effort limite à l'ELU	Nu_{lim}	$\alpha \left(\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$	$\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b}$

$$L'elancement \lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a} = \frac{0.8 \times 3.20 \times \sqrt{12}}{0.2} = 44.341 < 50$$

$$\lambda = 44.431 < 80, \text{ condition vérifiée}$$

$$\text{La section réduite : } B_r = l \times (a - 0.02) = 2.9 \times (0.2 - 0.02) = 0.522 \text{ m}^2$$

Il faut s'assurer tout d'abord que l'effort normal pondéré N_u sollicitant le mur à l'état limite ultime est inférieur à N_{ulim} résistant équilibré par la section du béton et éventuellement par la section d'armatures. L'effort limite ultime est, dans le cas d'un mur armé, donné par la formule suivante :

$$N_{ulim} = \alpha \left(\frac{B_r x f_{c28}}{0.9 x \theta x \gamma_b} + \frac{A x f_e}{\gamma_s} \right) \text{ avec } \alpha = \frac{0.85}{\left(1 + 0.2 x \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \right)} = \frac{A0.85}{\left(1 + 0.2 x \left(\frac{44.641}{35} \right)^2 \right)}$$

$$\alpha = 0.643$$

$$\begin{aligned} \text{Et } A &= \max \left(4u; 0.2x \frac{b}{100} \right) = \max \left(4(0.2 + 2.9)x2; 0.2x \frac{0.2x2.9}{100} \right) \\ &= \max(24.8cm^2; 11.6cm^2) \end{aligned}$$

$$A = 24.8cm^2$$

$$\text{Donc } N_{ulim} = 0.643 \left(\frac{0.522x25}{0.9x1x1.5} + 24.8x10^{-4}x \frac{400}{1.15} \right) = 6.770 \text{ MN}$$

Vérification

$$N_u = 0.627 \text{ MN} < N_{ulim} = 6.770 \text{ MN} \text{ donc c'est vérifié}$$

$$\sigma_u = \frac{N_u}{axl} = \frac{0.627}{0.2x2.9} = 1.081 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ulim} = \frac{N_{ulim}}{axl} = \frac{6.770}{0.2x2.9} = 11.672 \text{ MPa}$$

On a :

$$\sigma_u = 1.081 \text{ MPa} \leq \sigma_{ulim} = 11.672 \text{ MPa} \text{ donc c'est vérifié}$$

On prend :

$$\sigma_{bc} = \min \left(\sigma_{ulim}; \frac{0.85x f_{c28}}{1.5} \right) = \min(11.672; 14.1667)$$

$$\sigma_{bc} = 11.672 \text{ MPa}$$

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console encastrée à sa base. Le voile est sollicité par un effort normal et un effort tranchant constant sur toute la hauteur et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement. Le ferrailage classique d'un voile est composé d'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (potelets de rives),

d'armatures verticales uniformément réparties et d'armatures horizontales elles aussi uniformément réparties. Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction/compression créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué.

Enfin, les armatures verticales et horizontales de l'âme ont pour rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant et à l'effort normal.

5.2.7.1.1 Dimensionnement des potelets de rives :

1- Armatures longitudinales

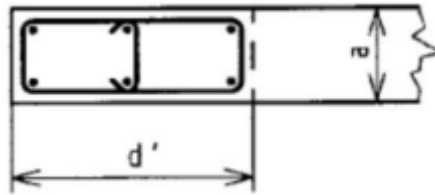


Figure 5. 22: Dimensions des potelets de rives du voile V1.

On a selon le PS92 les dimensions minimales des potelets sont a et d'

$$d' = \max \left(a ; a x K x \frac{n}{\sigma_{bc}} ; \frac{l_f}{15} x K x \frac{n}{\sigma_{bc}} ; \frac{d}{8} \right) \quad (\text{équation 5. 10})$$

Avec $K = 1.4$: facteur de comportement

$$n = \sigma_u = 1.081 \text{ MPa}$$

$$d' = \max \left(0.2 ; 0.2 x 1.4 x \frac{1.081}{11.672} ; \frac{2.56}{15} x 1.4 x \frac{1.081}{11.672} ; \frac{2.9}{8} \right)$$

$$d' = \max(0.2 ; 0.0259 ; 0.0221 ; 0.3625) = 0.3625 \text{ m} = 0.363 \text{ m}$$

Les voiles sont calculés en flexion composée sous un effort normal $N = 0.166 \text{ MN}$ et un moment fléchissant $M = 0.0344 \text{ MN.m}$. Alors on assimile le voile à une poutre de largeur $a = 0.2 \text{ m}$ et de hauteur $h=l= 2.9 \text{ m}$.

On pose :

$$d = h - \frac{d'}{2} = 2.9 - \frac{0.363}{2} = 2.719 \text{ m}$$

Distance d'armatures tendues à la fibre, à ne pas confondre avec la longueur du voile.

On a selon l'article A.4.3.5 du BAEL 91, l'excentricité nécessaire pour déterminer le moment de calcul peut s'exprimer par :

$$e = e_0 + e_a \quad (\text{équation 5. 11})$$

e_0 : l'excentricité du moment calculé par la méthode statique équivalente

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{0.103}{0.62714} = 0.164 \text{ m}$$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales

(après exécution)

$$e_a = \max\left(2\text{cm} ; \frac{h}{250}\right) = \max\left(2\text{cm} ; \frac{290}{250}\right) = 2\text{cm}$$

Donc

$$e = e_0 + e_a = 0.164 + 0.02 = 0.184 \text{ m}$$

Selon (PS92) cette excentricité doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\frac{l_f}{h} < \max\left(15 ; 15x \frac{e}{h}\right) \quad (\text{équation 5. 12})$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{2.56}{2.9} = 0.883$$

$$\max\left(15 ; 15x \frac{e}{h}\right) = \max\left(15 ; 15x \frac{0.184}{2.9}\right) = \max(15 ; 0.953) = 15$$

Donc

$$\frac{l_f}{h} < \max\left(15 ; 15x \frac{e}{h}\right) \text{ donc vérifier}$$

Pour prendre en compte le flambement on ajoute une excentricité e_2 définie dans le même article A.4.3.5 du BAEL 91 et donc la valeur reste négligeable par rapport à e :

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 x h} x (2 + \alpha \varphi) \quad (\text{équation 5. 13})$$

- α : le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi permanentes, au moment total du premier ordre On prend $\alpha = 1$

- φ : le rapport de la déformation finale due au fluage, à la déformation instantanée sous la charge considérée, En général on prend $\varphi=2$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 x h} x(2 + \varphi) = \frac{3 \times 2.56^2}{10^4 \times 2.9} x(2 + 1 \times 2) = 2.71 \times 10^{-3} m$$

Le moment de calcul est :

$$M_C = N \left(e + \left(d - \frac{h}{2} \right) \right) \quad (\text{équation 5. 14})$$

$$M_C = 0.627 \left(0.184 + \left(2.719 - \frac{2.9}{2} \right) \right) = 0.911 \text{ MN.m}$$

$$\mu = \frac{M_C}{b x d^2 x \sigma_{bc}} = \frac{0.911}{0.2 \times 2.719^2 \times 11.672} = 0.0528$$

$$\alpha = 1.25 x \left(1 - \sqrt{1 - 2x\mu} \right) = 1.25 x \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0528} \right) = 0.0678$$

$$Z = d(1 - 0.4x\alpha) = 2.719(1 - 0.4 \times 0.0678) = 2.645 \text{ m}$$

D'où la section d'acier :

$$A_f = \left(\left(\frac{M_C}{Z} - N \right) x \frac{\gamma_s}{f_e} \right) = \left(\left(\frac{0.911}{2.645} - 0.627 \right) x \frac{1.15}{400} \right) 10^4 = -8.038$$

$$A_f = 8.038 \text{ cm}^2$$

Soit : $\frac{A_f}{2} = \frac{8.038}{2} = 4.019 \text{ cm}^2$ à répartir entre les deux faces du potelet.

Donc on aura besoin de :

T12

2- Armature transversale :

$$s_t \leq \min(10x\phi_l; 20\text{cm})$$

$$s_t \leq \min(10 \times 1.2; 20\text{cm}) \leq \min(12\text{cm}; 20\text{cm})$$

$$s_t \leq 12\text{cm}$$

Le choix du diamètre :

$$\phi_t \leq \max\left(\frac{\phi_l}{3}, 6\text{mm}\right) \leq \max\left(\frac{12}{3}; 6\text{mm}\right) \leq \max(4\text{mm}; 6\text{mm})$$

$$\phi_t = 6mm$$

Donc on aura besoin de :

$$Des\ cadres\ de\ \phi_t = 6mm$$

Donc on va adopter pour les armatures transversales des cadres $\phi_t = 6mm$ espacé de 12 cm.

5.2.7.1.2 Ferrailage vertical et horizontal

Pour chacun des ferrailages vertical et horizontal on a des espacements maximaux à ne pas dépasser comme on doit assurer un pourcentage minimal d'armatures suivant chaque direction, qu'on a regroupé dans le tableau ci-dessous :

Tableau 5. 45: Ferrailage vertical et horizontal du voile.

	Acier verticaux	Acier horizontaux
Espacement maximal	$\leq \min (33cm ; 2 \times a)$	$\leq 33\text{ cm}$
Acier minimal	$A_{SV} \geq \rho_v \times a \times d$	$A_{Sh} \geq \rho_h \times a \times L$
Pourcentage minimal	$\rho_v = \max \left(0,001; 0,0015 \times \frac{400 \times \theta}{f_e} \times \left(\frac{3 \times \sigma_u}{\sigma_{lim}} - 1 \right) \right)$ Avec : $\theta = 1, 4$; pour un voile de rive. $\theta = 1$; pour un voile intermédiaire.	$\rho_h = \max \left(\frac{2 \times \rho_{vmax}}{3}; 0,001 \right)$ Avec : ρ_{vmax} , le pourcentage vertical de la bande la plus armée.

1- Ferrailage vertical

On a un voile intermédiaire donc $\theta = 1$

Le pourcentage minimal est donné par la formule suivante :

$$\rho_v = \max(0.001; 0.0015 \times \frac{400 \times \theta}{f_e} \times \left(\frac{3 \times \sigma_u}{\sigma_{lim}} - 1 \right)) \quad (\text{équation 5. 15})$$

$$\rho_v = \max(0.001; 0.0015 \times \frac{400 \times 1}{400} \times \left(\frac{3 \times 1.081}{11.672} - 1 \right))$$

$$\rho_v = \max(0.001; -0.00108)$$

$$\rho_v = 0.001$$

Or on a selon le RPS le taux minimal des armatures verticales et horizontales doit être de 0.20 % de la section horizontale du béton donc :

$$\rho_{vlim} \geq 2 \times 10^{-3}$$

On a $\rho_v < \rho_{vlim}$ donc $\rho_v = 2 \times 10^{-3}$

$$A_v = \rho_v x a x d = 2 \times 10^{-3} \times 20 \times 271.9 = 10.876 \text{ cm}^2$$

La section d'armatures A_v (correspondant au pourcentage ρ_v) doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bonde du mur considéré.

Sur chaque face on 5.438 cm^2 ce qui donne :

T8

2- Ferrailage horizontal

$$\rho_h = \max\left(\frac{4x\rho_{vmax}}{3} ; 0.001\right) = 0.001 < 2 \times 10^{-3} \text{ (valeur minimale selon RPS 2011)}$$

$$\rho_h = 2 \times 10^{-3}$$

$$A_h = \rho_h x a x d = 2 \times 10^{-3} \times 20 \times 271.9 = 10.876 \text{ cm}^2$$

La section d'armatures A_h (correspondant au pourcentage ρ_h) doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bonde du mur considéré.

Sur chaque face on 5.438 cm^2 ce qui donne : T8

Justification aux sollicitations tangentes (PS92)

Le pourcentage des armatures de flexion est défini par :

$$\omega_f = 100x\left(\frac{A_f}{axd}\right) = 100x\left(\frac{8.038}{20x271.9}\right) = 0.148\%$$

Le paramètre d'excentricité :

$$e_N = \frac{M}{bxN} = \frac{0.103}{2.9x0.627} = 0.06$$

L'effort tranchant de calcul :

$$V^* = \frac{Vx(1+K)}{2} = \frac{0.142x(1+1.4)}{2} = 0.17 \text{ MN}$$

Le cisaillement conventionnel de calcul associé est :

(équation 5. 16)

$$\tau^* = \frac{V^*}{axd}$$

$$\tau^* = \frac{0.17}{0.2 \times 2.719} = 0.313 \text{ MPa}$$

Le paramètre de l'éclatement de calcul :

$$\alpha_N = \frac{M}{bxV} \quad (\text{équation 5. 17})$$

$$\alpha_N = \frac{0.103}{2.9 \times 0.142} = 0.250$$

On calcul :

Le moment limite M_{lim} de fissuration systématique en flexion composée M_{lim} est déterminé à partir de la condition de non fissuration systématique.

$$M_{lim} = \frac{axb^2}{6} \left(\sigma + \frac{f_{t28}}{1.5} \right) \quad (\text{équation 5. 18})$$

$$M_{lim} = \frac{0.2 \times 2.9^2}{6} \left(\frac{0.627}{0.3 \times 2.9} + \frac{2.1}{1.5} \right) = 0.595 \text{ MN.m}$$

Le cisaillement conventionnel associé :

$$\tau_1 = \tau^* x \frac{M_{lim}}{M} \quad (\text{équation 5. 19})$$

$$\tau_1 = 0.313 x \frac{0.593}{0.103} = 1.807 \text{ MPa}$$

La contrainte limite de résistance à l'effort tranchant :

$$\tau_2 = 0.45x \sqrt{f_{t28} x \left(f_{t28} + \frac{2x\sigma}{3} \right)} \quad (\text{équation 5. 20})$$

$$\tau_2 = 0.45x \sqrt{2.1 x \left(2.1 + \frac{2x0.721}{3} \right)} = 1.048 \text{ MPa}$$

La contrainte limite de résistance à l'effort tranchant après fissuration, compte tenu des armatures longitudinales.

$$\tau_3 = \min(\tau_1; \tau_2) x (1 + 3x\omega_f) + 0.15x\sigma$$

$$\tau_3 = \min(1.807; 1.048) \times (1 + 3 \times 0.148\%) + 0.15 \times 0.721 = 1.161 \text{ MPa}$$

$$\tau_{lim} = \max(\tau_3 ; 0.5 \times f_{t28})$$

$$\tau_{lim} = \max(1.161 ; 0.5 \times 2.1) = 1.05 \text{ MPa}$$

$$\tau^* = 0.313 \text{ MPa} < \tau_{lim} = 1.05 \text{ MPa}$$

Donc selon le PS92 il n'est pas nécessaire de prévoir des armatures d'effort tranchant.

5.2.8 Prédimensionnement des longrines

Les longrines sont des éléments apportant à l'infrastructure et qui servent à rigidifier l'ensemble des semelles. Les longrines sont soumises à des forces axiales de traction.

D'après la règlement RPA99 V-2003 les longrines auront des dimensions minimales selon la qualité du sol pour des raisons constructives nous avons :

$$L/16 \leq h \leq L/10$$

$$L = L_{max} = 606 \text{ cm d'après le plan de fondation}$$

Donc on a : $\frac{606}{16} \leq h \leq 606 \frac{1}{10}$. $37.88 \leq h \leq 60.6$. Prenons $h = 60 \text{ cm}$

Soient $h = 60 \text{ cm}$ et $b = 50 \text{ cm}$

5.2.9 Prédimensionnement des escaliers

Les escaliers constituent la famille la plus employée des circulations verticales. En effet quel que soit le type de bâtiment, ils sont indispensables soit à titre de circulation principale, comme dans une maison individuelle, soit à titre de circulation de service ou de secours dans un immeuble collectif ou dans un établissement recevant du public.

Description :

Un escalier, se compose généralement d'un certain nombre de marches qui définit la hauteur d'étage. Elle peut être porteuse ou portée sur une paillasse.

- Emmarchement : la longueur utile de marche.
- Giron g : la largeur de la marche
- Hauteur h : La hauteur d'une marche

Nombre de marches : Un escalier se montera sans fatigue s'il respecte la relation de « BLONDEL ».

$$58 \text{ cm} \leq g+2h \leq 64\text{cm}$$

En raison de confort d'utilisateur, les dimensions de marche et de contre marche sont limitées comme suit :

$$16\text{cm} \leq h \leq 21\text{cm} ; 25\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm}.$$

On prend $h = 16\text{cm}$ et $g = 30\text{cm}$.

D'où $59 \leq g+2h = 62\text{cm} \leq 64\text{cm} \dots\dots\dots$ vérifiée.

Pré-dimensionnement de la volée et du palier

Hauteur d'étage $H = 3,20\text{m}$; hauteur d'une volée $= H/2$; Longueur d'une volée $L = 2.7\text{m}$

- Choix de la hauteur de la marche : $h=16\text{cm}$
- Détermination du nombre de contremarches (n) d'une volée : $n = \frac{H}{2h} = \frac{320}{2 \times 16} = 10$ contremarches
- Détermination du nombre de marches d'une volée : $n - 1 = \frac{L}{g} = \frac{2.7}{0.3} = 10 - 1 = 9$ marches

Calcul d'épaisseur de la volée et du palier

L'épaisseur de la volée et du palier (e_p) est donnée par :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20} \quad (\text{équation 5. 21})$$

Avec L_0 la longueur de palier et de volée $\rightarrow L_0 = L_1 + L'$ Avec $L' = \frac{L_2}{\cos(\alpha)}$

Tel que : $L_1 = \text{Longueur du palier} = 2.6\text{m}$; $L_2 = \text{Longueur de la volée} = 30 \times 9 = 270 = 2.7\text{m}$

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{16}{30} = 0.5333 \rightarrow \alpha = 26.07^\circ$$

$$L' = \frac{L_2}{\cos \alpha} = \frac{2.7}{\cos 26.07} = 3.01$$

$$L_0 = 2.60\text{m} + 3.01\text{m} = 5.61\text{m}$$

$$\frac{561}{30} \leq e_p \leq \frac{561}{20} \rightarrow 18.7 \leq e_p \leq 28.05 \dots\dots\dots \text{on prend } e_p = 20 \text{ cm}$$

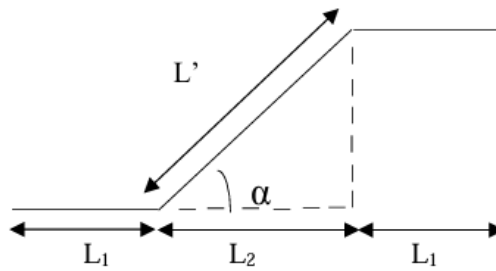


Figure 5. 23: Représentation escalier

5.2.10 Escalier mécanique

Vitesse de l'escalier : Trois vitesses sont disponibles : 0.5m/s ; 0.65m/s et 0.75m/s [15] [16]

- 0.50 m/s pour les escaliers mécaniques de la famille *commerciale*
- 0.65 m/s pour les escaliers mécaniques de la famille *service interne*
- 0.75 m/s pour les situations de transport extrêmes

L'angle d'inclinaison pour l'escalier est standard : 30 et 35 degrés.

L'inclinaison de 30° : couramment utilisé et offre un bon compromis entre le confort des passagers, la sécurité et la longueur totale de l'escalier mécanique

L'inclinaison de 35° offre les dimensions les plus compactes et elle est utilisée lorsque l'espace disponible sur le site est restreinte.

La largeur des marches dépend du nombre de personne qui l'utilisent par heure (voir tableau annexe)

Hypothèse

Nous choisirons ici $v = 0.5 \text{ m/s}$ pour le cas commercial et surtout en raison du confort des passagers.

Nous utiliserons ici un angle de 30°

La largeur sera de 1m

5.2.11 fondation

5.2.11.1 Semelle isolée

Hypothèse de calcul

- L'enrobage d'armature est de 5cm

- Contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 2.5 \text{ bars} \times 0.1 = 0.25 \text{ MPa}$

5.2.11.1.1 Prédimensionnement de la semelle

La méthode des bielles s'applique essentiellement aux semelles sous charges centrées assurant une pression uniforme sur le sol. [17] [18]

La charge de calcul s'établit à l'état limite ultime. Le poteau est de section 20x20cm².

La semelle est supposée homothétique :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \quad (\text{équation 5. 22})$$

Avec A et B ; a et b étant les dimensions respectives de la semelle et du poteau. La descente des charges avec le logiciel Robot donne les valeurs suivantes :

Evaluation des charges

- Charges permanentes $G = 349.3152 \times 3 = 1047.946 \text{ kN}$
- Charge d'exploitation $Q = (1.5 + 0.9(4+4+6)) \times (8 \times 6.21) = 700.946 \text{ kN}$

Combinaisons d'actions

- A l'ELU $\Rightarrow p_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 1047.946 + 1.5 \times 700.946 = 2466.146 \text{ kN}$
- A l'ELS $\Rightarrow p_{ser} = G + Q = 1047.946 + 700.946 = 1748.892 \text{ kN}$
- $f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826 \text{ MPa}$

Caractéristiques des matériaux

Pré dimensionnement de la semelle

Pour que la semelle soit homothétique du poteau, il faut que : $\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{0.2}{0.2} = 1$

$$\text{Donc } A = B$$

La section portante : $s \geq \frac{p_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{1748.892 \times 1000}{0.25} = 6995568 \text{ mm}^2 = 6.996 \text{ m}^2$

$$A \geq \sqrt{s \cdot \frac{a}{b}} \geq \sqrt{6.996 \times 1} = 2.645 \text{ m on prend } A = 2.645 \text{ m}$$

$$B \geq \sqrt{s \cdot \frac{b}{a}} \geq \sqrt{6.996 \times 1} = 2.645 \text{ m on prend } B = 2.645 \text{ m}$$

La hauteur utile d de la semelle

$$d \geq \max\left(\frac{A-a}{4}; \frac{B-b}{4}\right) \Rightarrow d \geq \max\left(\frac{2.645-0.2}{4}; \frac{2.645-0.2}{4}\right) = \max(0.611; 0.611)$$

On prend : $d = 60 \text{ cm}$

La hauteur totale h de la semelle est égale à :

$$h = d + 0.05 = 0.6 + 0.05 = 0.65 \text{ m}$$

$$h = 65 \text{ cm}$$

Vérification de la condition $\sigma_{sol} < \overline{\sigma_{sol}}$

$$\sigma_{sol} = \frac{p_{ser} + PP_{semelle}}{\text{surface semelle}} \quad (\text{équation 5. 23})$$

$$\sigma_{sol} = \frac{1748.892 \times 1000 + (0.025 \times 2.645 \times 2 \times 0.65)}{2.645 \times 2.645} = 249983.682 \frac{N}{m^2} = 0.250 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{sol} = 0.250 \text{ MPa} < 0.25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sol} < \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow \textbf{Condition favorable}$$

Ferraillage semelle

Les armatures doivent être disposées dans les deux sens de manière que :

✓ **Nappe inférieure // B :**

A ELU

$$As_{//B} \geq \frac{p_u(B-b)}{8d f_{su}} \quad (\text{équation 5. 24})$$

$$As_{//B} \geq \frac{2466.146 \times 1000 (2.645 - 0.2)}{8 \times 0.6 \times 347.826} = 3311.556 \text{ mm}^2 = 3.611 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$As_{//B} = 33.116 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } 17HA16(34.187 \text{ cm}^2)$$

A ELS

Pour la fondation on a fissuration préjudiciable

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; \max\left(\frac{1}{2}f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)\right) = \min\left(\frac{2}{3} \times 400; \max\left(\frac{1}{2} \times 400; 100\sqrt{1.6 \times 2.1}\right)\right)$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266.667; \max(200; 201.633)) = 201.633 \text{ MPa}$$

$$A_{s//B} \geq \frac{2466.146 \times 1000 (2.645 - 0.2)}{8 \times 0.6 \times 201.633} = 6230.097 \text{ mm}^2 = 6.230 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$A_{s//B} = 62.301 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } 20\text{HA}20(63.66 \text{ cm}^2)$$

✓ Nappe supérieure // A :

A ELU

$$A_{s//B} \geq \frac{p_u(A - a)}{8d f_{su}} \quad (\text{équation 5. 25})$$

$$A_{s//B} \geq \frac{2466.146 \times 1000 (2.645 - 0.2)}{8 \times 0.6 \times 347.826} = 3611.556 \text{ mm}^2 = 3.611 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$A_{s//B} = 36.116 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } 20\text{HA}14(38.241 \text{ cm}^2)$$

A ELS

$$A_{s//B} \geq \frac{2466.146 \times 1000 (2.45 - 0.5)}{8 \times 0.6 \times 201.633} = 4968.789 \text{ mm}^2 = 4.969 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$A_{s//B} = 49.688 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } 16\text{HA}20(50.272 \text{ cm}^2)$$

Conclusion

✓ Nappe inférieure

ELU : $33.974 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } 17\text{HA}16$

ELS : $58.606 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } 19\text{HA}20$

✓ Nappe supérieure

ELU : $28.804 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } 19\text{HA}14$

ELS : $49.688 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } 16\text{HA}20$

5.2.12 Prédimensionnement des assemblages

5.2.12.1 Les assemblages solive-poutre

Comme dit précédemment, il sera utiliser ici les sabots pour les lamellés-collés :



Figure 5. 24: Les sabots GBE et GBI pour lamellé-collé ail intérieur et extérieur

Le flanc du sabot doit couvrir au minimum les 2/3 de la hauteur de l'élément porté.

$$h_{sa}: \text{hauteur sabot} = \frac{2}{3} h_{solive} \quad (\text{équation 5. 26})$$

$$l_{sa}: \text{largeur sabot} = l_{solive} \text{ et jusqu'à 2mm plus de large}$$

Notre solive est de 160 x 340 mm. Alors :

$$h_{sa} = \frac{2}{3} \times 340 = 226.667 \text{ mm soit } 230 \text{ mm}$$

$$l_{sa} = 160 \text{ mm ou } 162 \text{ mm prenons } 162 \text{ mm}$$

Soit : $230 + 162 + 230 = 622 \text{ mm}$. Nous avons de grosses dimensions et notre solive est un lamellé-collé ; Donc nous allons utiliser des sabots GBE-GBI - Grand sabot à ailes ext/int pour lamellé-collé.

Les grands sabots GBE-GBI ont été spécifiquement développés pour le lamellé-collé. Ils peuvent être installés sur un support bois ou sur béton, uniquement avec des boulons. Ils sont principalement fabriqués pour des grandes dimensions de poutres portées.

La dimension du sabot la plus grande est de 622 mm. Alors nous allons prendre le **GBE/GBI 750/162/4**

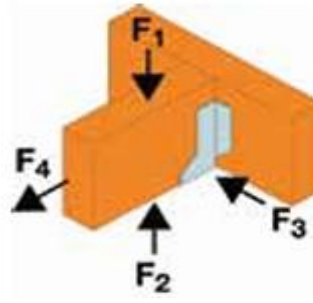


Figure 5. 25: Orientation des efforts sur un sabot

Valeurs caractéristiques sur support bois lamellé-collé GL24 :

- Descente de charge : $F_1 = 38.2 \text{ kN}$;
- Soulèvement (effort d'arrachement) : $F_2 = 30.8 \text{ kN}$
- Effort horizontal (poussée longitudinale) : $F_3 = 12.9 \text{ kN}$
- Effort latéral ou combiné : $F_4 = 36.3 \text{ kN}$

Nous allons opter pour le clouage total dans notre cas qui tient compte de la totalité des charges et utiliser les Boulons Ø16 - Classe 5.8.

Vérification de la stabilité

$$V_u = 16.425 \text{ kN}$$

V_u : est l'effort supporté par les solives aux appuis. c'est l'effort transmis aux grands sabots.

- Calcul de la résistance de calcul du Sabot

$$R_d = R_k \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 38.2 \times \frac{0.8}{1.25} = 24.448 \text{ kN}$$

$$16.425 \text{ kN} < 24.448 \text{ kN} ; \text{OK}$$

Le sabot résiste très bien à l'effort transmis par les olives.

Dimensionnement boulon CNA

- Sections des éléments à assembler : toutes les poutres ont une section de 400mmx800 mm et tous nos solives une section de 160mmx340mm
- Type de chargement par rapport à la tige : le chargement de la tige dans ce cas est longitudinal et perpendiculaire aux fibres de bois.
- Les boulons travaillent en double cisaillement

- Choix des boulons à utiliser : Pour notre travail nous allons utiliser des boulons de classe 5.8 ; de diamètre $d = 16\text{mm}$ n raison des connecteurs utilisés

Valeur de pénétration de la tige

t : 160 mm épaisseur du solive

Tableau 5. 46: Portance locale dans le bois et ses dérivés.

Matériaux	Portance locale
Bois massif, bois lamellé-collé et LVL	$f_{h,0,k} = 0.082(1 - 0.01d)\rho_k$ (équation 5. 27)
Contreplaqué	$f_{h,k} = 0.11(1 - 0.01d)\rho_k$ (équation 5. 28)
Panneaux de particules et OSB	$f_{h,k} = 50 \cdot d^{-0.6} t^{0.2}$ (équation 5. 29)

Lorsque l'effort a un angle α par rapport au fil du bois, la valeur caractéristique de la portance locale devient :

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad (\text{équation 5. 30})$$

Dans notre projet nos poutres sont en bois lamellé-collé, donc :

$$f_{h,k} = 0.082 \cdot (1 - 0.01 \cdot d) \rho_k$$

$$f_{h,k} = 0.082x(1 - 0.01x16)x380 = 26.174 \text{ MPa}$$

Moment plastique des boulons

$$M_{y,Rk} = 0.3 \cdot f_{u,b} \cdot d^{2.6} \quad (\text{équation 5. 31})$$

$$f_{u,b} =$$

500 MPa résistance caractéristique en traction du boulon qui dépend de la classe des boulons.

$$M_{y,Rk} = 0.3x500x16^{2.6} = 202676.4151 \text{ N.mm}$$

Résistance au cisaillement du boulon

$$\text{taux de travail} = \frac{F_{V,ED}}{F_{V,RD}} < 1 \quad (\text{équation 5. 32})$$

Calcul de la résistance de calcul en cisaillement.

$$F_{V,RD} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} \quad (\text{équation 5. 33})$$

$\alpha_v = 0.6$ (coefficient) ; $A = 201 \text{ mm}^2$ et $\gamma_{M2} = 1.25$

$$F_{V,RD} = \frac{0.6 \times 500 \times 201}{1.25} = 48210 \text{ N} = 48.120 \text{ kN}$$

$$F_{V,ED} = 16.425 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{V,ED}}{F_{V,RD}} = \frac{16.425}{48.120} = 0.341 < 1, \text{OK}$$

5.2.12.2 Assemblage pieds de poteaux

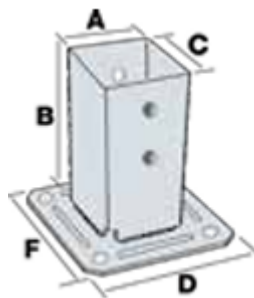


Figure 5. 26: Géométrie du pied de poteaux

Pour les assemblages des poteaux sur plancher, nous utiliserons les pieds de poteau PPJBT200 car nos poteaux sont de section carrée 200x200 mmxmm. Ces caractéristiques sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau 5. 47: Caractéristiques du pied de poteau

Code Article	Type de poteau	Dimensions [mm]						Perçages			
		A	B	C	D	E	F	Ép. corps	Ép. platine	Corps	Platine
PPJBT70	Carré	71	150	71	150	--	150	2	2,5	4 Ø11	4 Ø12
PPJBT90		91	150	91	150	--	150	2	2,5	4 Ø11	4 Ø12
PPJBT100		102	150	102	200	--	200	2,5	2,5	4 Ø11	4 Ø12
PPJBT120		122	150	122	200	--	200	2,5	2,5	4 Ø11	4 Ø12
PPJBT140		142	150	142	200	--	200	2,5	2,5	4 Ø11	4 Ø12
PPJBT160		162	200	162	260	--	260	2,5	2,5	4 Ø11	4 Ø12
PPJBT200		202	200	202	260	--	260	2,5	2,5	4 Ø11	4 Ø12

Chapitre VI : DEVIS DESCRIPTIF

Introduction

Le devis descriptif constitue une étape fondamentale dans la préparation et la définition technique du projet de la bibliothèque moderne R+3 en ossature bois. Il permet de présenter, de manière claire et structurée, l'ensemble des travaux à réaliser ainsi que les matériaux, procédés et exigences d'exécution correspondant aux choix architecturaux et constructifs arrêtés dans le projet.

Ce chapitre vise ainsi à décrire, lot par lot, les caractéristiques techniques des éléments constitutifs de l'ouvrage, conformément aux normes en vigueur et aux solutions constructives adoptées pour l'ossature bois, les fondations, les planchers, les assemblages, les finitions et les équipements.

L'objectif est d'offrir une vision complète, rigoureuse et cohérente de la nature des travaux, servant de référence pour les phases ultérieures de quantification et d'estimation financière.

6.1 : installation de chantier

6.1.1. Implantation

- Implantation générale de l'ouvrage selon plan d'exécution.
- Mise en place des piquets, chaises d'implantation et fils.

6.1.2. Installation des équipements

- Alimentation provisoire en eau et en électricité.
- Construction d'un local provisoire sécurisé pour stockage des matériaux en bois.
- Mise en place d'un dispositif de protection contre l'humidité pour les bois.

6.1.3. Sécurité et clôture

- Clôture du chantier en tôles ou grillages.
- Signalisation, panneaux et équipements de sécurité selon réglementation béninoise.

6.2 : terrassement

6.2.1. Décapage

- Décapage de la couche végétale (20–30 cm).
- Évacuation au dépôt autorisé.

6.2.2. Fouilles

- Fouilles en pleine masse et en rigoles pour fondations en béton.
- Dressage du fond de fouilles.

6.2.3. Remblai

- Remblaiement soigné au sable ou latérite après béton de propreté.
- Compactage par couches successives.

6.3: fondation et souterrains

6.3.1. Béton de propreté

Couche de béton dosé à 150 kg/m³ sous semelles.

6.3.2. Semelles isolées et longrines

- Semelles en béton armé dimensionnées selon charges de l'ossature bois.
- Longrines pour reprise des charges et liaison des appuis.

6.3.3. Élévations de soubassement

- Les murs de soubassement seront en agglos pleins préfabriqués de 15 cm dosés à 250kg/m³ de ciment, qui ne seront mise en œuvres qu'après au moins 21 jours d'âge. Ils reposeront sur les filantes et seront exécutés conformément aux plans
- Enduit hydrofuge intérieur et extérieur.

6.4 : structure porteuse ossature bois (R+3)

6.4.1. Poteaux en bois lamellé-collé

- Bois lamellé-collé certifié, classe de service 2.
- Sections conformes au dimensionnement mécanique.
- Traitement préventif contre insectes et champignons.

6.4.2. Poutres principales et secondaires

- Poutres lamellé-collé
- Assemblages par connecteurs métalliques homologués.

6.4.3. Voiles de contreventement

- Ils sont en béton armé
- Fixations mécaniques résistantes au cisaillement.

6.5 : planchers

6.5.1. Planchers bois lamellé collé

- Solives ou poutres porteuses dimensionnées.
- Panneaux OSB 22 mm en platelage.

6.5.2. Planchers mixtes (option)

- Dalle mince béton armé de 70 mm d'épaisseur sur panneaux OSB.
- Treillis soudé selon normes de 10 mm de diamètre espacés de 10cm.

6.6 : couverture

6.6.1. Charpente

- Fermes en bois lamellé-collé.
- Pannes, chevrons, lattes en bois lamellé-collé.

6.6.2. Couverture

- Tuiles métalliques.
- Étanchéité par membrane bitumineuse ou EPDM.

6.6.3. Isolation

- Laine de roche ou laine de bois dans les caissons.
- Écran sous-toiture.

6.7 : murs et cloisons

6.7.1. Murs extérieurs

- Ossature bois 45×145 mm.
- Isolation thermique en laine de bois.
- Pare-vapeur intérieur / pare-pluie extérieur.
- Bardage bois traité ou panneaux cimentaires.

6.7.2. Cloisons intérieures

- Ossature bois légère 45×95 mm.
- Double peau BA13 ou panneaux OSB selon locaux.

6.8 : menuiseries

6.8.1. Menuiseries extérieures

- Châssis alu ou bois-aluminium.
- Vitrage simple ou double selon normes thermiques.

6.8.2. Menuiseries intérieures

- Portes pleines ou semi-pleines en bois.
- Poignées et ferrures en inox.

6.9 : revêtements

6.9.1. Sols

- Carrelage grès cérame pour zones de passage.
- Parquet stratifié pour salles de lecture.
- Revêtement antidérapant pour escaliers.

6.9.2. Murs

- Peinture lessivable.
- Enduit intérieur lissé.

6.9.3. Plafonds

Faux plafonds en plaques de plâtre.

6.10 : installations électriques

6.10.1. Réseau électrique

- Câblage normalisé, gaines encastrées.
- Armoires électriques, disjoncteurs, prises, interrupteurs.

6.10.2. Éclairage

- Luminaires LED à économie d'énergie.
- Éclairage de sécurité et balisage d'évacuation.

6.11 : plomberie-assainissement

6.11.1. Alimentation en eau

- Tuyauterie PEHD ou PVC.
- Robinetterie normalisée.

6.11.2. Évacuation

- Réseau PVC avec boîtes de visite.
- Raccordement au réseau EP/EV.

6.12 : sécurité incendie

- Extincteurs, RIA si nécessaire.
- Détecteurs de fumée.
- Signalisation de sécurité.

6.13 : aménagements extérieurs

- Cheminements pavés ou bétonnés.
- Espaces verts.
- Parking visiteurs.

6.14 : nature et provenance des matériaux

Les matériaux utilisés dans le cadre des travaux devront être conformes aux Spécifications Techniques (CPT). Ils doivent être de meilleures qualités, travaillés et mis en œuvre suivant les règles de l'art.

1- Sable

Il est destiné au mortier, au béton et au remblai. Les sables destinés au mortier, au béton doivent obéir à des normes granulométriques, de propreté et de composition minéralogique.

La granulométrie doit être de 0/4 mm ou 0/5 et son module de finesse comprise entre 2,2 et 3.

L'équivalent de sable doit être supérieur à 75%. Il doit être débarrassé de matières organiques, d'argiles et de limons. Les matières pouvant être éliminées par décantation seront inférieures à 2%. Les sables de remblais devront être débarrassés de matières organiques, d'argiles ou de limons et de matières végétales pouvant entraîner à la longue des affaissements localisés.

2- Gravier

Le gravier utilisé sera conforme à la granulométrie : 5/15 pour toutes les parties d'ouvrages de la structure. Le pourcentage d'impuretés ne devra pas dépasser 1%.

3- Ciment

Le ciment sera soit :

Du Ciment Portland Composé de même classe (CPJ 35).

Le maître d'œuvre devra prendre ses dispositions pour éviter des mélanges de ciment. Pour un ouvrage donné, le ciment utilisé sera de même type, de même classe et de même provenance.

Le ciment livré sur les chantiers sera conservé à l'abri de l'humidité et les stockages de ciment n'excéderont pas trois (03) mois.

4- Eau de gâchage

L'eau de gâchage des bétons et mortiers proviendra du réseau de distribution public ou d'un puits ou d'un forage. Elle doit répondre à l'exigence chimique fixée par la norme AFNOR BTP 18 303 à savoir moins de 2 g/litre de sels dissous ou de matières en suspension et être dépourvue de matières organiques.

5- Aciers pour béton

L'acier destiné au béton armé doit être de bonne qualité et de type haute adhérence. Il doit être stocké dans de bonnes conditions de manière à éviter de fortes corrosions.

6- Peinture

Tous les produits utilisés doivent provenir des fabricants notoirement connus qui garantissent le comportement de leurs produits mis en œuvre dans les conditions prescrites par leurs techniques.

Les travaux devront être exécutés avec toute la perfection et le soin requis par les règles de l'art. L'Entrepreneur devra préalablement procéder à la suppression de toutes les aspérités et enduits pelliculaires sur maçonnerie.

7- Plomberie Sanitaire

Le Titulaire du marché est tenu de respecter et de se conformer aux normes, règlements et décrets en vigueur, tant sur le plan administratif que sur le plan technique.

Il devra se conformer en particulier :

- aux normes acoustiques ;
- aux règlements de sécurité ;
- aux règlements du service des Eaux de la ville ;
- aux règlements du service de l'Assainissement.

8- Electricité

Le maître d'œuvre devra exécuter les travaux faisant l'objet de la présente spécification technique, en observant les prescriptions en vigueur en République du Bénin ou en l'absence, les normes françaises applicables, en particulier.

9- Construction bois

Le bois utilisé en construction bois est du bois lamellé-collé GL24h. Les pièces graphiques nécessaires au projet sont classées en annexe.

10- Le revêtement

Les revêtements sont comme suit:

- Peinture ignifuges pour les parois extérieures et le gyproc pour les parois intérieures.
- Gyproc revêtu d'une peinture ignifuge pour les cloisons et les plafonds
- Un carrelage céramique de 60×60
- Bardage bois en pin sylvestre

CONCLUSION ET PERSPECTIVES

Ce mémoire a permis de mener une étude complète, rigoureuse et méthodologique de la conception et du dimensionnement d'une bibliothèque moderne de type R+3 en ossature bois destinée à l'École Polytechnique d'Abomey-Calavi. L'objectif principal était d'évaluer la faisabilité technique, architecturale et structurelle d'un bâtiment multi-multi-étages réalisé en bois dans le contexte spécifique du Bénin, et les analyses réalisées confirment pleinement cette faisabilité.

La démarche adoptée a d'abord porté sur l'étude du site, la prise en compte du contexte climatique, l'identification des contraintes et la définition d'un programme architectural cohérent avec les besoins fonctionnels d'un établissement universitaire. Le choix du système porteur en bois lamellé-collé GL24h a ensuite orienté l'ensemble du développement structurel.

L'étude de l'action du vent, réalisée conformément à l'Eurocode 1, a constitué une étape déterminante pour vérifier la stabilité globale du bâtiment, en tenant compte de la vitesse de référence locale, des pressions dynamiques et des coefficients aérodynamiques. Sur cette base, le dimensionnement des éléments structuraux — charpente, ferme en bois, planchers mixtes bois-béton, solives, poutres maîtresses, poteaux et voiles de contreventement — a été conduit selon les exigences des Eurocodes 1, 2 et 5. Les vérifications aux états limites ultimes et de service ont permis d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

Une attention particulière a été accordée aux assemblages, notamment les sabots métalliques, les connecteurs bois-béton et les ancrages, dimensionnés selon l'Eurocode 5 et les données constructrices. Leur fiabilité a été vérifiée au regard des sollicitations, du glissement admissible, de la ductilité et du comportement au feu, garantissant ainsi la cohérence et la sécurité globale du système structurel.

Les résultats obtenus montrent que l'ossature bois, grâce à ses performances mécaniques, sa légèreté, sa rapidité de mise en œuvre et son faible impact environnemental, constitue une solution pertinente, durable et techniquement adaptée pour la construction d'une bibliothèque R+3 dans un établissement universitaire béninois. Le recours au plancher mixte bois-béton renforce cette pertinence en optimisant les performances en rigidité, en vibration et en confort d'usage.

Au-delà de sa dimension académique, ce travail démontre que la construction bois peut jouer un rôle majeur dans le développement d'une architecture durable au Bénin, en répondant aux enjeux contemporains de performance énergétique, de respect de l'environnement et de

modernisation des infrastructures universitaires. Il ouvre également des perspectives pour la promotion de systèmes constructifs innovants et l'élaboration future de normes adaptées au contexte régional.

En conclusion, les analyses menées valident la robustesse, la sûreté et la viabilité de la solution proposée, tout en illustrant la capacité du bois à constituer une alternative technologique crédible aux matériaux conventionnels. Ce mémoire constitue ainsi une contribution concrète au développement de projets structuraux modernes en ossature bois dans l'environnement africain.

Ce travail ouvre les perspectives suivantes :

- Etude du confort vibratoire et acoustique d'un bâtiment en bois recevant du public ;
- Elaboration d'un plan d'entretien et de maintenance d'un bâtiment en bois recevant du public.

Bibliographie

- [1] P.-A. Cordy, «sem17-220603-04-pco-fr; Intégrer le bois dans les projets de grande échelle,» l'UCL, 03 Juin 2022. [En ligne].
- [2] R. MOUTOU PITTI et N. SAUVAT, «COURS BOIS 4AGC,» n° %111, 2024.
- [3] D. COULIBALY, «Cours de construction bois licence 3 IUA,» Chapitre 5 Assemblages.
- [4] P. Latteur, «Structure en bois,» Assemblage partie 4, 2015-2016.
- [5] Simpson Strong-Tie, «Ossature Bois - Charpente Guide de préconisation,» vol. 68, n° %130.
- [6] A. Skowron, Y. Martin, B. Parmentier et P. Van den Bossche, «COMPORTEMENT PHYSIQUE ET MÉCANIQUE DES PLANCHERS MIXTES EN BOIS-BÉTON,» CENTRE SCIENTIFIQUE ET TECHNIQUE DE LA CONSTRUCTION(CSTC), Bruxelles, 2010.
- [7] TECNARIA, «SYSTÈMES DE CONNEXION POUR LE RENFORCEMENT DES PLANCHERS,» vol. 32, n° %12, 2022.
- [8] *CHARGES D'EXPLOITATION DES BÂTIMENTS (NF P 06-001 de juin 1986).*
- [9] . D. CLAVAUD , «Actions du vent sur les bâtiments selon l'Eurocode 1 Partie 1-4,» vol. 1, 2014.
- [10] Y. Benoit, . B. Legrand et V. Tastet, «Calcul des structures en Bois (EC 5),» 2008.
- [11] C. COCODY, «NDC 101-Note de calcul Charpente Bois».
- [12] i. d. DTA (Document Tech, «Plancher mixte bois et béton,» vol. 2, 2021.
- [13] Q. H. Nguyen, «calcul des voiles en BA selon l'EC2,» INSA.
- [14] M. RJILATTE, «Exemple Voile de contreventement,» EMSI Casablanca.
- [15] F. Seifeddine, G. Nassreddine et C. Zineddine, «Etude d'un Escalier mécanique,» Mémoire , Algérie , 2021/2023.

[16] J. ELIAS, «Etude d'un escalier mécanique,» ISAE-CNAM Liban, Paris, 2020.

[17] «Semelle S10».

[18] «Calcul Manuel D'une Semelle».

[19] Google, «Contrainte admissible du sol de L'EPAC».

TABLE DES MATIÈRES

Dédicace	vi
Remerciements	vii
Hommages.....	ix
Liste des abréviations et sigles	x
Liste des tableaux	xv
Liste des figures	xviii
Liste des équations	xxii
SOMMAIRES	xxvi
Introduction générale.....	1
1- Contexte et justification du projet	1
2- Problématique.....	1
3- Objectifs du mémoire	2
3-1 Objectif général :	2
3-2 Objectifs spécifiques :	2
4- Méthodologie adoptée	2
5- Intérêt et portée du projet	3
6- Structure du mémoire	3
Chapitre I : Conception architecturale	4
Introduction	4
1.1 Présentation de l'ouvrage	4
1.2 Situation géographique	4
1.3 Caractéristique du site	5
1.4 Justification du choix du site	5
1.5 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....	6
1.5.1 Dimensions en élévation	6
1.5.2 Dimension en plan	6

1.6 Programme architectural.....	6
1.6.1 Répartition des surfaces des pièces au RDC	6
1.6.2 Répartition des surfaces des pièces au R+1	8
1.6.3 Répartition des surfaces des pièces au R+2	9
1.6.4 Répartition des surfaces des pièces au R+3	11
1.7 Fonctionnalité de la bibliothèque	12
1.7.1 Fonctionnalité des pièces au RDC	12
1.7.2 Fonctionnalité des pièces au R+1	13
1.7.3 Fonctionnalité des pièces au R+2	14
1.7.4 Fonctionnalité des pièces au R+3	15
Chapitre II : Généralités, Analyses et choix des matériaux	16
Introduction	16
2.1 Matériaux utilisés	16
2.1.1 Le bois.....	16
2.1.2 Le Béton.....	43
2.1.3 Les Aciers	48
2.1.4 Les assemblages.....	50
Chapitre III : Solutions constructives, hypothèses et critères de dimensionnement	57
Introduction	57
3.1 Solution constructive	57
3.1.1 Éléments structuraux principaux.....	58
i. Classe de service.....	69
3.1.2 La sécurité au feu	70
3.2 Hypothèses de calcul	71
3.2.1 Hypothèses matériaux et matérielles.....	71
3.2.2 Hypothèses de chargement.....	72
3.2.3 Conditions de modélisation.....	72

3.3 Critère de dimensionnement	72
3.3.1 Les actions	72
3.3.2 Combinaison des actions.....	74
3.3.3 Les normes et standards utilisés.....	77
3.3.4 Logiciels.....	77
Chapitre IV : Etude de l'action du vent.....	78
Introduction	78
4.1 Calcul de la pression dynamique de base ou de référence q_b en N/m^2	78
4.1.1 Détermination de v_{b0}	78
4.2 Calcul de la pression dynamique de pointe $q_p(z)$	79
4.2.1 Calculons la vitesse du vent moyen $v_m(z)$	79
4.2.2 Calcul de l'intensité I_{vz} du vent.....	80
4.3 Calcul des coefficients de pression extérieure.....	80
4.3.1 Calculons les coefficients de pression extérieure sur les parois verticales	80
4.3.2 Calculons les coefficients de pression extérieure sur la toiture	85
4.4 Calcul des coefficients de pression intérieure	88
Chapitre V : Dimensionnement des éléments structuraux	90
Introduction	90
5.1 Prédimensionnement des éléments de la toiture.....	90
5.1.1 Cas des lattes, chevrons et pannes	90
5.1.2 Analyse structurelle de la charpente	93
5.1.3 Prédimensionnement des lattes	96
5.1.4 Prédimensionnement des chevrons	107
5.1.5 Prédimensionnement des pannes	119
5.1.6 La ferme	130
5.2 Dimensionnement des éléments structuraux	142
5.2.1 Pré dimensionnement des solives	142

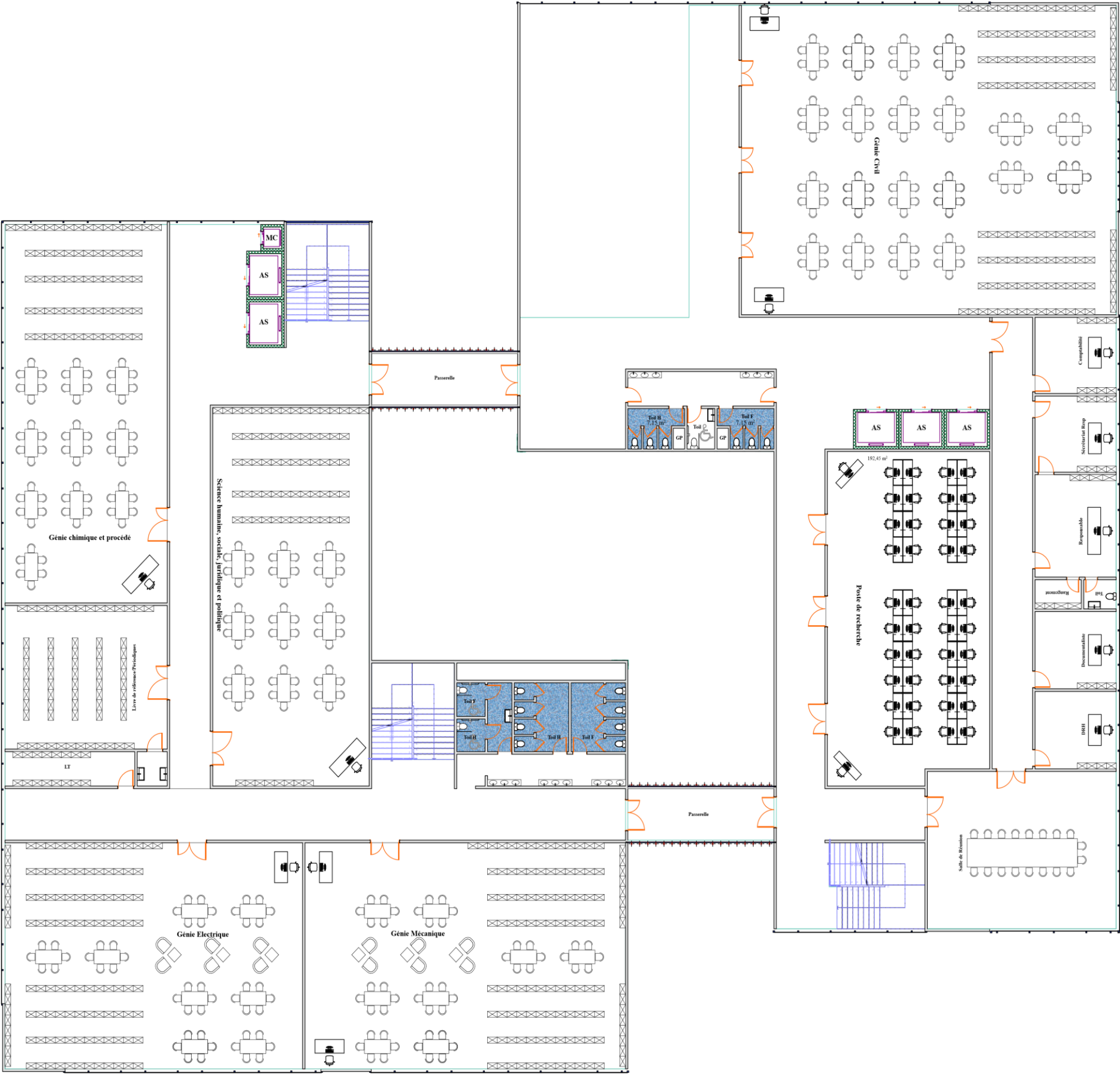
5.2.2 Prédimensionnement du plancher mixte bois-béton (10)	142
5.2.3 Prédimensionnement des poutres	155
5.2.4 Prédimensionnement des poteaux	161
5.2.5 Ascenseur	165
5.2.6 Monte-charge	166
5.2.7 Prédimensionnement voile	166
5.2.8 Prédimensionnement des longrines	176
5.2.9 Prédimensionnement des escaliers	176
5.2.10 Escalier mécanique	178
5.2.11 fondation	178
5.2.12 Prédimensionnement des assemblages	182
Chapitre VI : DEVIS DESCRIPTIF	186
Introduction	186
6.1 : installation de chantier	186
6.2 : terrassement	186
6.3: fondation et souterrains	187
6.4 : structure porteuse ossature bois (R+3)	187
6.5 : planchers	188
6.6 : couverture	188
6.7 : murs et cloisons	188
6.8 : menuiseries	188
6.9 : revêtements	189
6.10 : installations électriques	189
6.11 : plomberie-assainissement	189
6.12 : sécurité incendie	190
6.13 : aménagements extérieurs	190
6.14 : nature et provenance des matériaux	190

1- Sable	190
2- Gravier	190
3- Ciment	190
4- Eau de gâchage	191
5- Aciers pour béton.....	191
6- Peinture	191
7- Plomberie Sanitaire.....	191
8- Electricité.....	191
9- Construction bois.....	192
10- Le revêtement.....	192
Conclusion et perspectives	193
Bibliographie	195
Annexes	202

ANNEXE 1 : Plans architecturaux

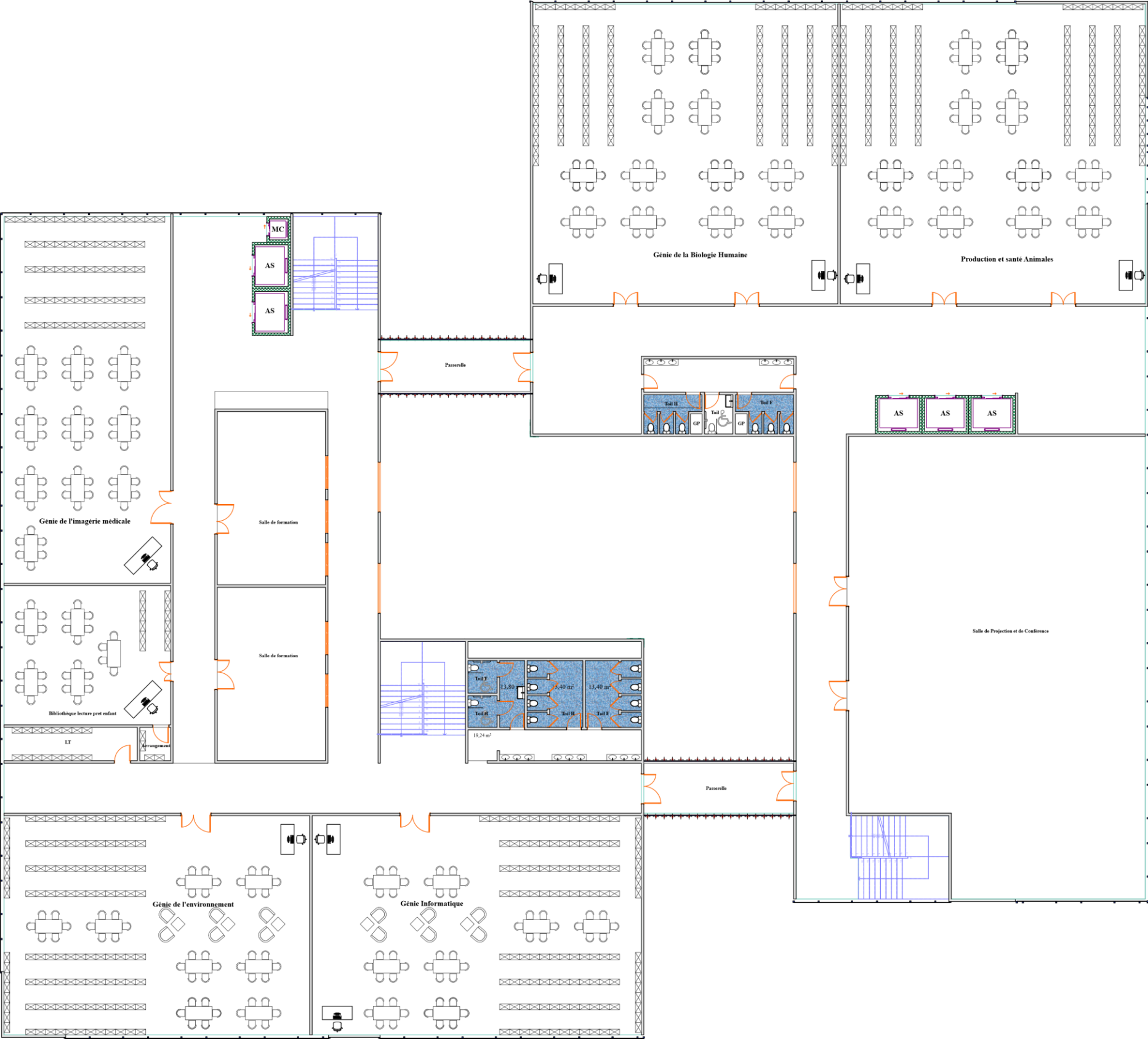


Vue en plan RDC



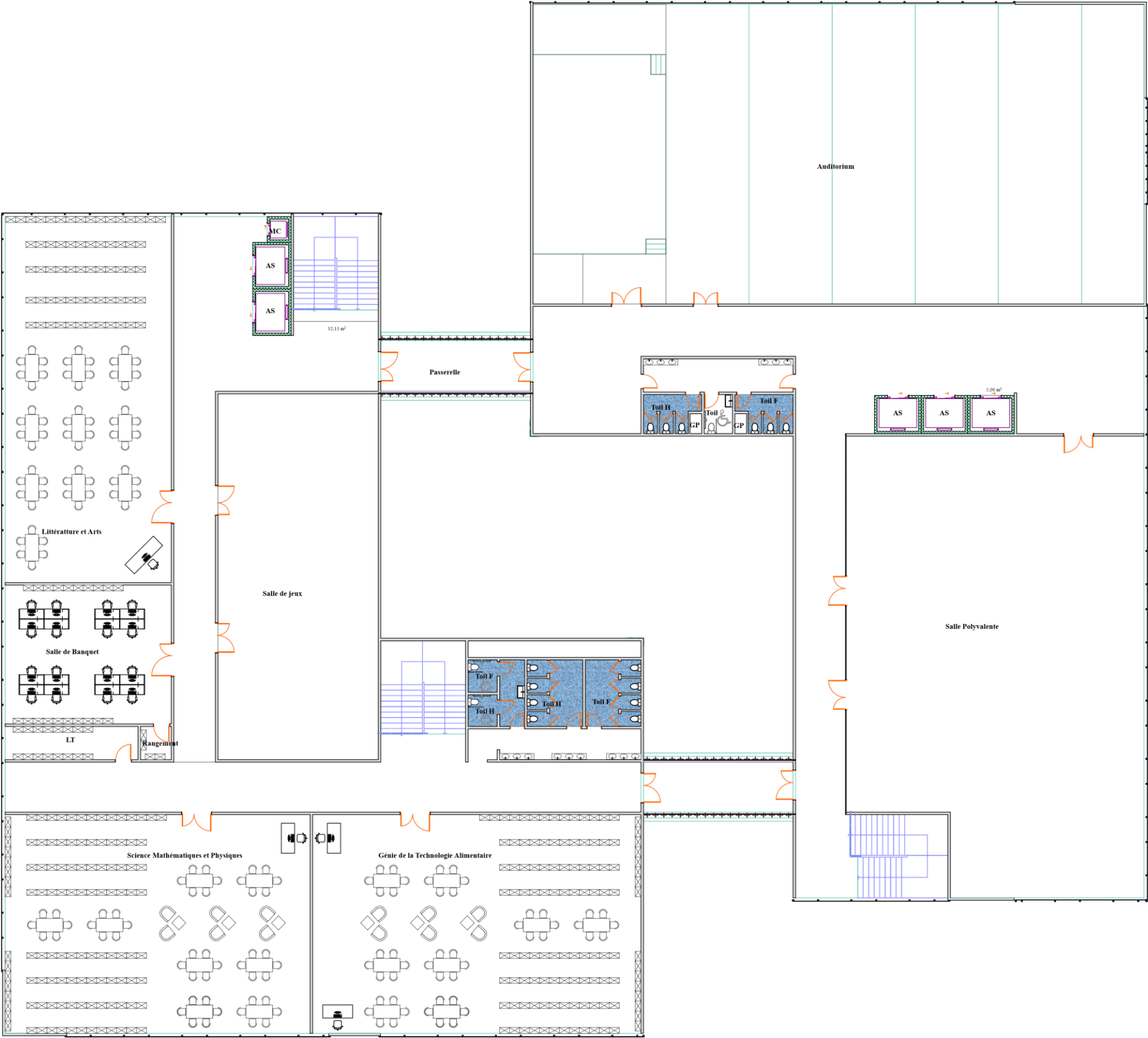
ECHELLE : 1/100

Vue en plan R+1



ECHELLE : 1/100

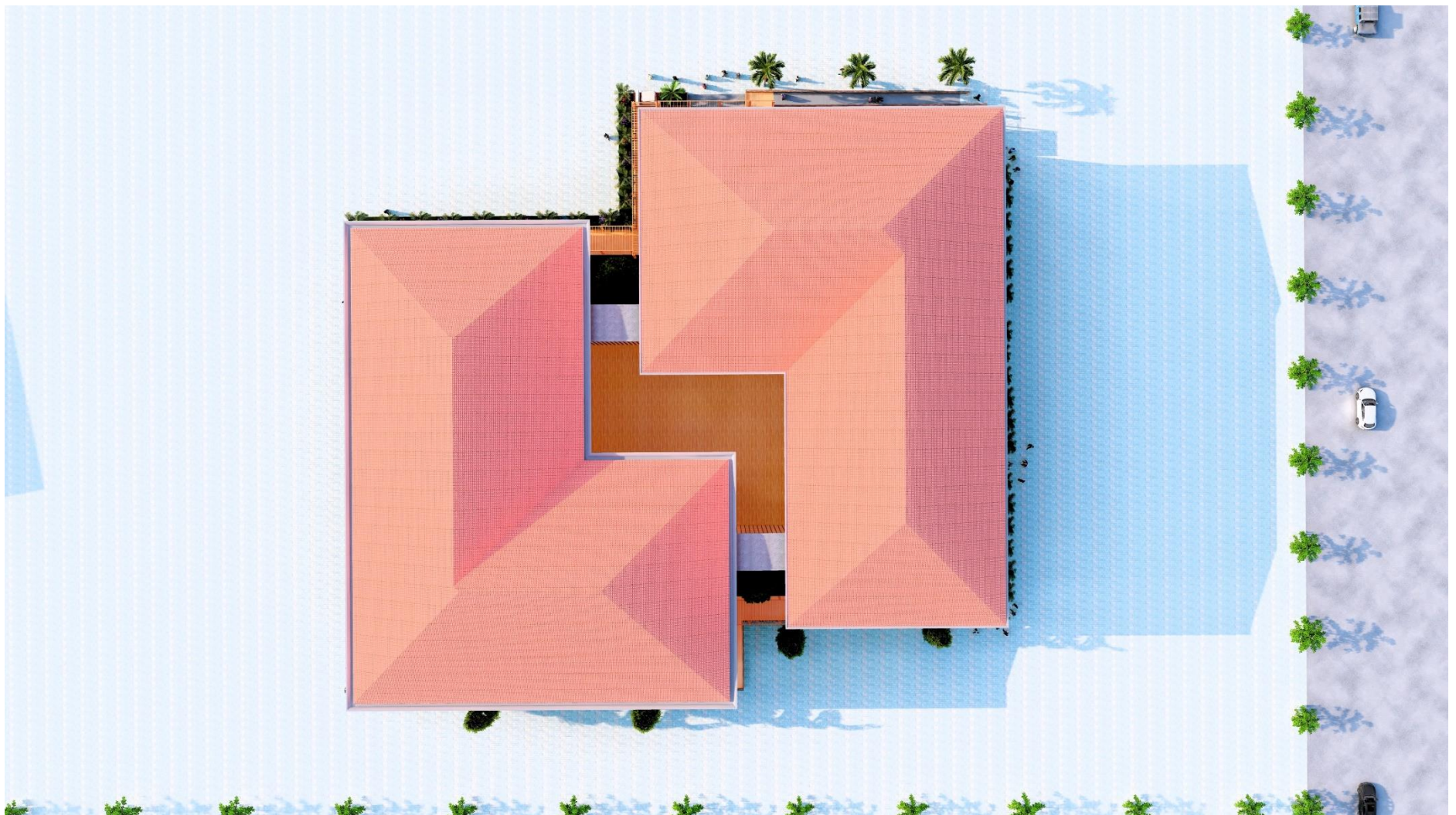
Vue en plan R+2

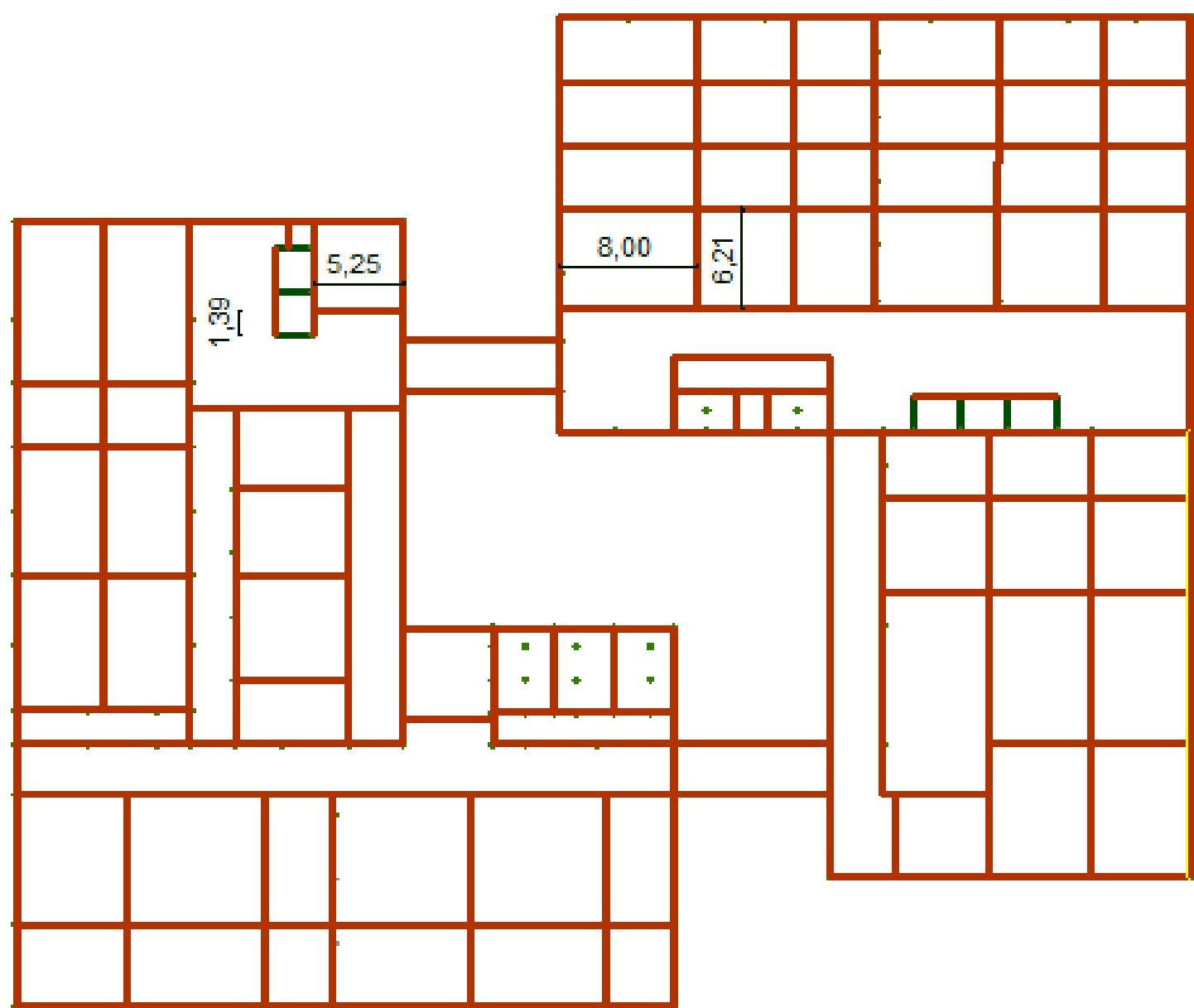
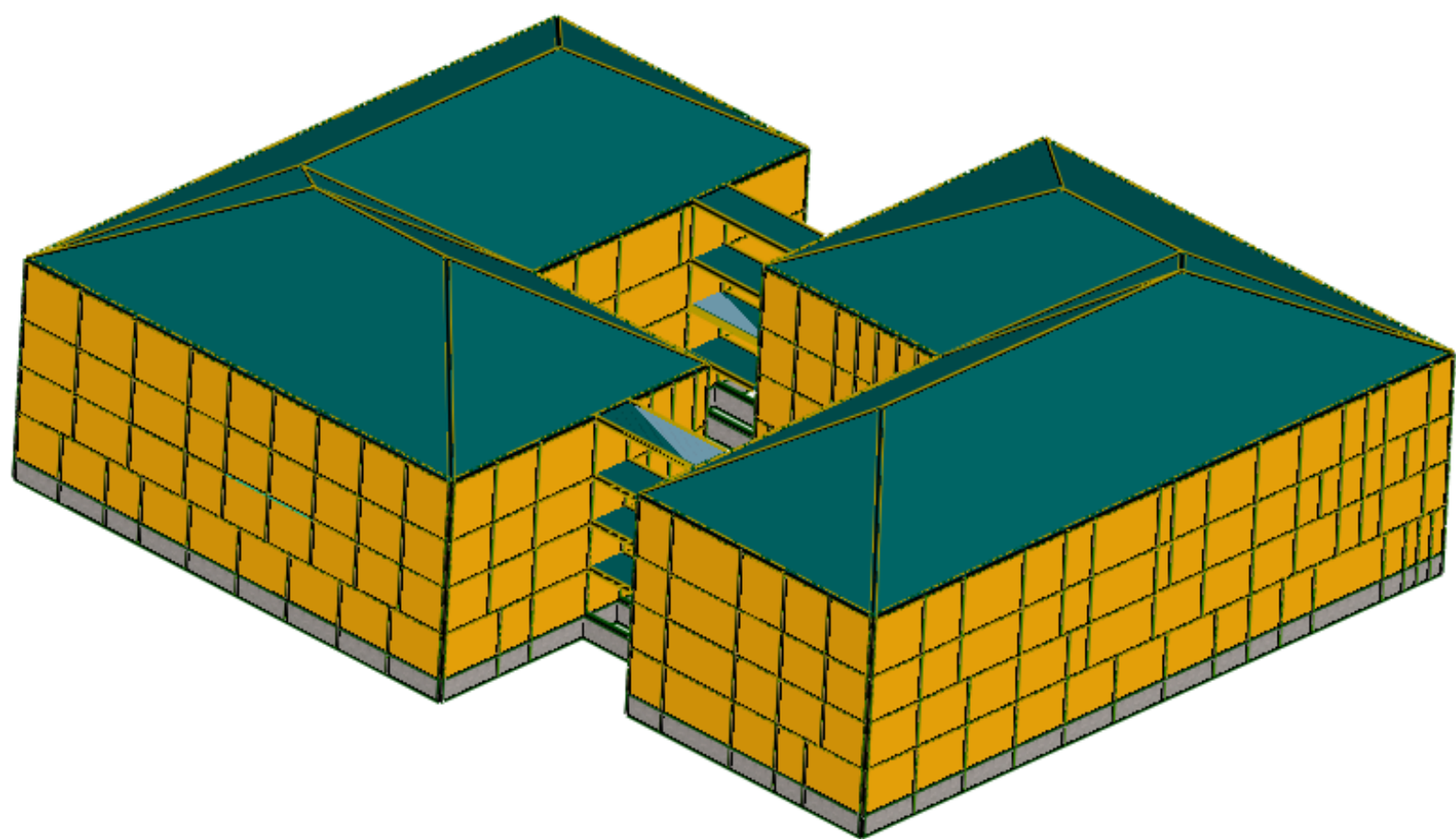


ECHELLE : 1/100

Vue en plan R+3







ECHELLE : 1/100

Plan de répartition des solives au R+3