

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE COLONEL AHMED DRAÏA D'ADRAR
FACULTE DES SCIENCES ET DES SCIENCES DE L'INGENIEUR
DÉPARTEMENT DES SCIENCES ET TECHNIQUES



POUR L'OBTENTION DE
DEPLOME DE MASTER DEGENIE CIVIL

SUR LE THEME

L'influence thermique sur une construction métallique

Présenté par :

BOUSSALIM OUMELKHEIR

BEKRAOUI OUMKELTOUM

Encadré par :

Mr BASSOUD ABDELKADER

Les jurys

Mr M' HAMMED ABDELJALIL

Mr AKACEM MOSTAPHA

Le président

Examineur

Année 2012-2013

REMERCIEMENTS

Nous remercions avant tout Allah de nous avoir gardé en bonne santé afin de mener à bien ce projet de master. Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.

Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre encadreur Mr. BASSOUD ABDELKADER, qui nos a témoigné de sa confiance et de son aide scientifique et qui par son expérience et sa compétence, nos a transmis sa passion pour le calcul de charpente métallique et l'étude thermique et qui s'est beaucoup impliqué dans Notre projet de master deux.

Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les enseignants et les travailleurs de l'université d'Adrar, notamment tous les membres de la science technique.

Nous remercions également les membres des jurys pour l'effort qu'ils feront dans le but d'examiner ce modeste travail.

Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.

Merci beaucoup à vous tous.

Le binôme.



SOMMAIRE:

NOMENCLATURE.....	1
INTRODUCTION GENERALE.....	3
CHAPITRE I : PERSPECTIVE EN CHARPENTE METALLIQUE	
I. INTRODUCTION.....	4
II. PRESENTATION DU PROJET	4
III. PRINCIPAUX AVANTAGES STRUCTURE METALLIQUES	4
IV. PRINCIPAUX INCONVENIENTS DES STRUCTURES METALLIQUES...	6
V. CONCLUSION	7
CHAPITRE II : COMPORTEMENT THERMIQUE D'ACIER	
I. INTRODUCTION.....	8
II. ETUDE THERMOMECHANIQUE D'ACIER.....	8
II.1 LES EFFETS THERMIQUES.....	8
II.2 TRANSFERT DE CHALEUR.....	9
II.2.1 LES DIFFERENTS MODES DE TRANSMISSION.....	9
II.3 FACTEURS INFLUENTS LE COMPORTEMENT DE L'ACIER	11
II.3.1 PROPRIETES THERMIQUE DE L'ACIER	11
II.3.2 PROPRIETES MECANIQUES DE L'ACIER.....	11
II.3.3 PROPRIETES PHYSIQUES DE L'ACIER	12
II.3.4 INFLUENCE DE LA SECTION DU PROFILE METALLIQUE	13
III. DILATATION THERMIQUE SUIVANT LE DEGRE DE LA TEMPERATURE.....	14
III.1 DILATATION LINEAIRE.....	14
III.2 COEFFICIENT DE DILATATION LINEAIRE.....	16

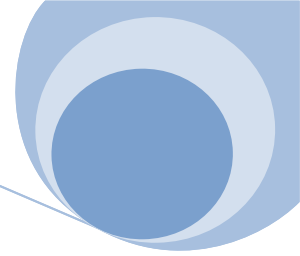
CHAPITRE III: LES DIFFERENTS PROCEDES D'ISOLATION THERMIQUE.

I.	PRINCIPE D'ISOLATION	18
II.	DEFINITIONS	18
III.	CLASSIFICATION DES MATERIAUX ISOLANTS	19
III.1	ISOLANTS FIBREUX.....	19
III.2	ISOLANTS CELLULAIRES	21
III.3	ISOLANTS PULVERULENTS, NODULAIRES OU GRANULAIRES.....	22
IV.	SUPERISOLANTS	23
V.	APPLICATIONS	24
V.1	ISOLATION PAR L'EXTERIEUR.....	24
V.2	ISOLATION DYNAMIQUE	25
V.2.1	PRINCIPE	25
V.2.2	ISOLATION PERMEODYNAMIQUE.....	25
V.2.3	ISOLATION PARIETODYNAMIQUE.....	25
VI.	L'ISOLATION DES TOITURES SECHES METALLIQUES	26
VI.1	LE FEUTRE TENDU	26
VI.1.1	PRESENTATION	26
VI.1.2	LES DOMAINES D'UTILISATION	26
VI.1.3	LES AVANTAGES DE LA SOLUTION	27
VI.1.4	DES SOLUTIONS ADAPTEES POUR TOUS TYPES DE BESOINS	27
VI.1.5	OUTILLAGE ET MATERIAUX COMPLEMENTAIRES	30
VI.1.6	POSE DU PREMIER LE	30
VI.1.7	POSE EN PARTIE COURANTE	31
VI.1.8	CONTINUITE DE PARE-VAPEUR PAR AGRAFAGE DES LANGUETTES	31

VI.1.9	RECOURS A UN GRILLAGE	32
CHAPITRE III: MODELISATION THERMIQUE DANS LE BATIMENT		
I.	HYPOTHESES ET SOLLICITATION DE CALCUL:.....	33
II.	HYPOTHESES DE CALCUL.....	33
<i>II-1</i>	REGLEMENTS ET NORMES DE CALCUL	33
<i>II-2</i>	LOGICIELS ET OUTILS NUMERIQUES	33
<i>II-3</i>	CARACTERISTIQUES DU MATERIAU.....	33
<i>II-4</i>	ACTIONS ET COMBINAISONS D’ACTIONS	34
<i>II.4.1</i>	ACTIONS PERMANENTES	34
<i>II.4.2</i>	ACTIONS VARIABLES	34
<i>II.4.3</i>	ACTION DU VENT	34
<i>II.4.4</i>	CALCUL DE L’ACTION DE LA NEIGE	46
<i>II.4.5</i>	ACTION DE LA TEMPERATURE	46
<i>II-5</i>	CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES	47
<i>II.5.1</i>	VERIFICATION DE LA CLASSE DE LA SECTION	47
<i>II.5.2</i>	CALCUL DES DIFFERENTES ACTIONS SUR UNE PANNE DE TOITUR.....	47
<i>II.5.3</i>	PRINCIPE DE DIMENSIONNEMENT	49
<i>II.5.4</i>	METHODE DE CALCUL	51
<i>II.5.5</i>	CALCUL DES LIERNES.....	53
<i>II.5.6</i>	CALCUL DE L'ECHANTIGNOLLE	54
<i>II.5.7</i>	CALCUL DES LISSES DE BARDAGES.....	55
<i>II.5.8</i>	VERIFICATION DE LA LISSE A LA RESISTANCE.....	57
<i>II.5.9</i>	CALCUL DES POTELETS.....	57
<i>II-6</i>	CALCUL DE L’OSSATURE PRINCIPALE.....	60

SOMMAIRE:

II.6.1	MODELISATION DE LA STRUCTURE ET MISE EN PLACE DES CHARGES	60
II.6.2	DIMENSIONNEMENT DES PORTIQUES	61
II.6.3	COMBINAISONS DES CHARGES.....	61
II.6.4	DIMENSIONNEMENT DE LA TRAVERSE (IPE 360).....	61
II.6.5	VERIFICATION DU JARRET.....	69
II.6.6	LES POTEAUX	70
II-7	CALCUL DE L'ASSEMBLAGE	77
II.7.1	CALCUL DE L'ASSEMBLAGE DES TRAVERSES IPE360- IPE360	77
II.7.2	DISPOSITION DES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE	77
II.7.3	CALCUL ET VERIFICATION L'ASSEMBLAGE	77
II-8	CONTREVENTEMENT.....	90
II.8.1	LES DIFFERENTS TYPES DE CONTREVENTEMENTS.....	90
II.8.2	CALCUL DE LA POUTRE AU VENT EN PIGNON.....	91
II.8.3	VERIFICATION DU MONTANT.....	94
II.8.4	CALCUL DE LA PALEE DE STABILITE.....	96
IV.	CONCLUSION.....	97
CHAPITRE V: EUDE THERMIQUE		
I.	INTRODUCTION	98
II.	DESCRIPTION DU LOCALE ETUDIE	100
	CONCLUSION.....	101
	BIBLIOGRAPHIE	102



LISTES DES FIGURES:

FIGURE II-1 : Rayonnement.....	9
FIGURE II-2 :convection.....	9
FIGURE II-3 :conduction.....	10
FIGURE II-4 :variation de la chaleur spécifique de l'acier en fonction de la température ...	11
FIGURE II-5 :représentation de la variation de la conductivité thermique.....	11
FIGURE II-6 :variation de l'élongation température.....	12
FIGURE II-7 :réduction contrainte-déformations fonction jde la température pour l'acier S275.....	12
FIGURE II-8 : variation de la température dans plusieurs profils en fonction du temps.....	13
FIGURE II-9 : dilation linéaire	14
FIGURE II -10: dilation linéaire.....	15
FIGURE II- 11: dilation linéaire.....	15
FIGURE II -12: coefficient de dilatation linéaire d'acier.....	17
FIGURE III- 1:fibres bois panneau.....	20
FIGURE III- 2:laine de verre rouleau.....	20
FIGURE III- 3:verre expansé :bloc, plaque et coquilles.....	20
FIGURE III- 4:laine de roche panneau.....	21
FIGURE III- 5:polystyrène extrudé-panneau.....	21
FIGURE III- 6:laine minérale soufflés.....	23
FIGURE III- 7:Principe d'une isolation intérieure et extérieure.....	25
FIGURE III- 8: Principe d' isolation perméodynamique.....	26
FIGURE III- 9: Principe d' isolation pariétodynamique.....	26
FIGURE III- 10: Couverture acier avec isolation sur pannes.....	27

LISTE DES FIGURES:

FIGURE III- 11: Isolation sous pannes ,avec solution anti-condensation.....	28
FIGURE III- 12: Isolation thermique et acoustique sur pannes.....	28
FIGURE III- 13: Feutre tendu avec étanchéité fixée mécaniquement.....	29
FIGURE III- 14: Les lés de feutre tendu	29
FIGURE III- 15: Premier agrafage des languettes.....	31
FIGURE III- 16: Double agrafage des lés.....	32
FIGURE III- 17: grillage fixé.....	32
FIGURE IV- 1: les démentions du structure.....	34
FIGURE IV - 2: coefficient de réduction	24
FIGURE IV - 3:.....	25
FIGURE IV -4:	25
FIGURE IV - 5:.....	25



LISTES DES TABLEAUX:

Tableau II.1:Dilatacion linéaire.....	14
Tableau II.2: Dilatacion linéaire.....	15
Tableau II.3:Coefficient de dilatacion linéaire.....	16
Tableau III.1: Matériaux isolants fibreux.....	20
Tableau III.2: Matériaux isolants cellulaires.....	22
Tableau III.3: Matériaux isolants pulvérulents, nodulaires ou granulaires.....	22
Tableau III.4:Super isolants(isolants microporeux et sous vide).....	24
Tableau IV.1: Pression dynamique de base q_{10}	36
Tableau IV.2:Les coefficients de site.....	36
Tableau IV.3:Coefficient de réduction δ des pressions expressions dynamique pour les éléments des structures.....	37
Tableau IV.4: Résultat de coefficients de pression extérieures.....	39
Tableau IV.5: Résultat de coefficients de pression intérieur.....	43
Tableau IV.6: Récapitulatif des coefficients de pression.....	45
Tableau IV.7: Résultants de pression les plus défavorable.....	45
Tableau IV.8: Coefficients de pondérations.....	46
Tableau IV.9: Facteur d'imperfection a	65
Tableau IV.10: Facteurs de moment uniforme équivalent C_m	68
Tableau IV.11: Déplacement extreme au niveau des tetes des poteaux.....	73
Tableau IV.12: caractéristiques d'un boulon HR 18.....	77
Tableau V.1: Les caractéristiques thermiques des matériaux constituant l'enveloppe.....	98

Nomenclature

R_e : la limite élastique.

R_m : la résistance limite.

T_{cr} : Température Critique.

S : surface.

IR : Rayons Infrarouges.

UV : Rayons Ultraviolet.

Φ : le flux thermique.

C_s : chaleur spécifique.

ρ : masse volumique.

E : module d'élasticité.

E24 : la nuance d'acier.

f_y : la limite d'élasticité d'acier.

ν : coefficient de poisson.

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

λ : l'élancement.

L_f : la longueur de flambement.

σ : contrainte normale de traction ou de compression.

σ_{fx}, σ_{fy} : contrainte normale de flexion par rapport aux axes OX et OY

τ : contrainte maximale de cisaillement.

K : coefficient de flambement sans flexion.

K₁ : coefficient de flambement avec flexion.

K_d : coefficient de déversement.

K_f : coefficient de majoration de la contrainte de flexion.

K_{fx}, K_{fy} : coefficient de flambement suivants les axes OX et OY.

Nomenclature

q_h : pression dynamique agissant à la hauteur h .

K_s : coefficient de site.

K_m : coefficient de masque.

δ : coefficient de réduction.

C_r : coefficient résultant.

C_i : coefficient de pression intérieur.

C_e : coefficient de pression extérieur.

I : moment quadratique.

W : module élastique.

i : rayon de giration.

N : effort normal.

M : moment fléchissant.

INTRODUCTION GENERALE

En raison des évolutions technologiques, le béton a été progressivement supplanté par le métal dans la réalisation de pas mal d'ouvrages. Parfois, seul le métal peut apporter une solution technique, par exemple dans le cas des ouvrages d'art, des ponts de très grande portée et les ossatures élancées. La charpentes métalliques servent aujourd'hui à la construction de nombreux ouvrages, tant dans le bâtiment de type habitation qu'industriel. Contrairement au béton, elles sont composées d'éléments légers et très résistants. Et dans notre société moderne, le séisme et l'incendie par exemple reste un risque permanent qui doit être pris en compte lors de la construction ou la réhabilitation de bâtiments. Aussi, depuis de nombreuses années, des règlements de conception des structures soit en béton, acier ou mixte sont proposés aux concepteurs afin de limiter autant que possible ces risques.

L'acier est le matériau couramment utilisé dans le domaine des bâtiments industriels et de stockage. Il permet de satisfaire sans la moindre difficulté à toutes les exigences d'un grand bâtiment en présentant certains avantages ; économique lors de la conception et de la construction, sûr, durable et nécessitant peu d'entretien.

Ce projet de master s'intéresse à l'étude l'influence thermique sur un ouvrage en charpente métallique (marché de proximité implanté dans la nouvelle ville de cheikh sidi Med Belkebir chef lieu de la wilaya d'ADRAR).

Le présent manuscrit comporte cinq chapitres :

Le premier chapitre est consacré à la présentation de notre projet avec les avantages et les inconvénients de la structure métallique.

Le deuxième chapitre ou on va s'intéresser les propriétés physiques et mécaniques d'acier

Le 3ème chapitre c'est une étude comparatif entre les différents procédés d'isolation.

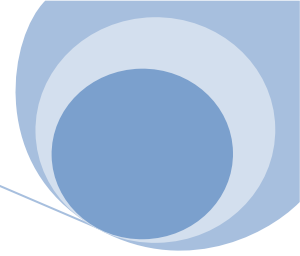
Le 4ème chapitre est étudié l'ouvrage en utilisant le calcul manuel et la modélisation par logiciel de robot.

Le 5ème chapitre est étudié l'influence de la température par logiciel de TRANSY.



Chapitre I

PERSPECTIVE D'UNE STRUCTURE EN CHARPENTE METALLIQUE



I. INTRODUCTION :

Les constructions métalliques où les volumes de grandes dimensions sont très courantes dans les bâtiments de parcs industriels, de loisirs et de sports, Leurs fonctionnalités ainsi que leur qualité architecturale sont influencées par de nombreux facteurs, par exemple le plan d'implantation, la polyvalence et la qualité souhaitée pour le bâtiment. L'acier offre de nombreuses possibilités pour un usage fonctionnel à la fois agréable et flexible.

Il existe plusieurs type de construction métallique dans la wilaya d'Adrar, on site par exemple :

- ❖ Les marchés (notre projet de master)
- ❖ La salle de sport OMS de 140.
- ❖ La piscine de Zaouite Kounta.
- ❖ La piscine d'Inzeguemir.
- ❖ Les hangars d'agriculture.

II. PRESENTATION DU PROJET :

Notre projet consiste à étudier l'influence thermique sur une construction métallique. L'étude du projet que nous avons effectuée se rapporte à la réalisation d'un marché de dimensions 30X 20 m2 implanté à la nouvelle ville de cheikh sidi Med Belekbir .il est réalisé par **GROUPE INDUSTRIEL BATIMETAL**. Ce dernier est une entreprise Algérienne, leur discipline est étudier et réaliser des constructions métalliques.

Le marché est composé d'une série de 6 portiques, chacune conçu par un système poteau-ferme. Les poteaux seront des profilés HEA et les fermes, des profilés IPE.

La stabilité de la couverture est assurée par disposition ferme-panne avec des pannes de type IPE, et le bardage de façade est fixé à des lisses de type UPN, elle-même liaisonnées aux poteaux.

III. PRINCIPAUX AVANTAGES DES STRUCTURES METALLIQUES :

Cette nouvelle technique comporte de très nombreux avantages, mais sans en avoir les inconvénients.

- Très grande souplesse architecturale.
- Plus compétitive.
 - Plus vite construite.
 - Coût moindre.
- Plus performante.
 - Isolation thermique Haute Performance Energétique.
 - Isolation acoustique supérieure à 60 dBa.



- Coût global réduit.
 - On l'estime, dans certains cas, à 10% de moins par rapport à une construction courante en maçonnerie traditionnelle.
- Propreté du chantier.
 - Ces réalisations se font pour la plus grosse part à sec. Il n'y a plus de briques cassées, de ciment, de plâtre, de gravas importants nécessitant d'attendre que les matériaux sèchent.
- Absence de traitement chimique.
 - Contrairement aux structures bois qui nécessitent un traitement très spécifique et toxique, (fongicide, insecticide, anticryptogamique), l'ossature métallique est très saine de ce point de vue.
- Très grand confort général.

Ce type de construction se caractérise par un très grand confort général dû à une Isolation thermique très poussée, pratiquement sans pont thermique.

- Murs peu épais.

Ce type de construction peut comporter des murs minces, de 12 à 20 cm, et offrant des caractéristiques d'isolation et de solidité très élevées, comparable à d'autres murs. (à condition toutefois que la technique & la mise en œuvre soient correctes.)

- Tolérances dimensionnelles de fabrication.

Comme pour le bois, la structure d'une maison en métal est réalisée selon des tolérances dimensionnelles très serrées.

- Fondations réduites.

Pour ce type de construction particulièrement légère, les fondations peuvent être très sensiblement réduites, économies très importantes sur fondations sur les études de sol.

- Absence d'inertie thermique.

Ces constructions se chauffent très rapidement et cette absence d'Inertie peut être intelligemment mise à profit pour la climatisation d'été.

- Facilité d'extension des constructions.

Si la dimension du terrain le permet, l'extension d'une maison à ossature métallique est techniquement facile à réaliser. Les reprises sur ossature métal sont plus faciles que sur les structures en béton. (exemple : une maison traditionnelle de 100m² pèse entre 60 à 70 tonnes, en acier léger galvanisé elle pèse entre 16 à 17 tonnes)

- Bonne résistance aux tremblements de terre.



Chapitre I : Perspective En Charpente Métallique

Les structures métalliques sont relativement légères, monolithiques, et faciles à bien contreventer à l'inverse, les structures en béton, qui elles sont lourdes, sont difficiles à contreventer et peu monolithique (8 à 9 sur l'échelle Richter).

- Respect total de l'environnement:

Matériaux économisant les ressources naturelles. L'acier est recyclable à 100% et réutilisable.
Construction sèche qui évite tout rejet dans la nature.

- Protection contre la foudre.

Ces constructions sont particulièrement bien protégées contre la foudre.

- Faibles encombrements :

Les faibles sections des ossatures en acier (dues aux caractéristiques élevées de résistance de ce matériau) présentent plusieurs intérêts :

- ouvertures maximales à la lumière du jour et aux vues, en façades et en toitures.
- encombrement minimal à l'intérieur des locaux (on est allé jusqu'à calculer le gain en surface libre qui conduit, dans certaines situations, à un nombre appréciable de francs lourds).
- passages faciles d'un local à l'autre, jusqu'à proximité immédiate des éléments porteurs et au travers même de palées triangulées ou en cadres rigides.
- passages de gaines et canalisations dans les plénums des planchers, à l'intérieur de doubles cloisons ou même de poteaux-gaines accessibles, tout en utilisant entièrement les hauteurs et épaisseurs de ces constructions pour l'économie maximale de matière et la plus grande rigidité.

IV. PRINCIPAUX INCONVENIENTS DES STRUCTURES METALLIQUES

- Préfabrication :

Cette méthode implique une grande rigueur d'organisation, des études en amont (avant les fabrications, avec un certain délai avant l'arrivée sur le chantier de tout élément) importantes et soigneusement organisées, en coordination entre tous les corps d'état.

- Légèreté :

Dans le cas de bâtiments élevés, les efforts de renversement dus au vent peuvent entraîner, à la base de certains poteaux, des soulèvements de valeur absolue supérieure à celle des charges pondérales minimales en raison de la légèreté des structures et des ouvrages qui les accompagnent.

- Grande variété de solutions :



Chapitre I : Perspective En Charpente Métallique

Il est souvent difficile de connaître a priori, entre plusieurs solutions à un même problème, quelle sera la plus économique. Cela dépend en effet des conditions de travail particulières propres à chaque fabricant :

équipement, machines, méthodes, tours demain, etc.

➤ Transformabilité :

Des transformations locales, surtout celles atteignant les structures, risquent d'entraîner des changements dans le système architectural. Par exemple, la suppression de diagonales de contreventement vertical ne peut se faire sans précautions. Les changements de destination de locaux peuvent aussi changer les conditions ayant déterminé les ossatures (cas des charges d'exploitation par exemple) et leurs protections (degré de stabilité au feu requis, par exemple).

➤ Isolations :

Les isolations phoniques et thermiques peuvent être assurées dans un bâtiment à ossature métallique, en dépit des handicaps tels que la légèreté (loi de masse) et la conductivité thermique (ossatures en façades), pourvu que des solutions particulières soient recherchées et que l'on ne s'en tienne pas systématiquement à des procédés traditionnels relativement mieux adaptés à d'autres modes de construction.

➤ Des erreurs dues principalement à :

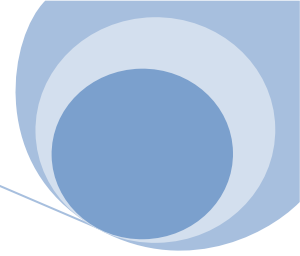
- des erreurs de conception : 13 %, dont 3 % de structures instables.
- des erreurs de bureau d'études : 45 %.
- des erreurs de montage : 35 %, dont la moitié est due à des instabilités provisoires, l'autre moitié se partageant entre malfaçons et fausses manœuvres.
- des erreurs de fabrication.
- des défauts du matériau.





Chapitre II

COMPORTEMENT THERMIQUE D'ACIER



I. INTRODUCTION:

A l'exception de la résilience qui diminue les caractéristiques de résistance des aciers (limite d'élastique, module d'élasticité) augmente légèrement lorsque la température descend au dessous de la température ambiante. Par contre, au dessus de la température ambiante la plasticité augmente et les caractéristiques de résistance diminuent.

II. ETUDE THERMOMECHANIQUE D'ACIER:

II.1 LES EFFETS THERMIQUES:

L'élévation de température provoque une modification considérable des propriétés mécaniques de l'acier :

- ✓ A 400° C, la limite d'élasticité de l'acier est ramenée à 60 % de sa valeur initiale. Il est prouvé qu'une structure acier soumise à la chaleur n'assurera plus sa fonction portante après un certain temps et s'écroulera.
- ✓ La température à laquelle cette situation se produit est appelée température critique T_{cr} . Cette température critique sera différente en fonction de l'importance de la charge initiale et dépendra essentiellement du degré de contrainte admissible et de la nature de cette contrainte. Dans un but de simplification, les valeurs forfaitaires minimales de températures critiques :
 - pour les poteaux : $T_{cr}= 470^{\circ} C$.
 - pour les poutres : $T_{cr}= 550^{\circ} C$.

La vitesse d'échauffement d'un élément dépend de :

- ✓ caractéristiques thermo-physiques de l'acier utilisé.
- ✓ la forme géométrique de l'élément et du flux de chaleur qu'il reçoit.

L'échauffement de l'acier est également proportionnel à la surface échauffée (**S**). Cette notion est aussi capitale et influe directement sur l'architecture. En limitant les surfaces métalliques exposées, on atténue le phénomène de conductibilité thermique.

En utilisant la température de ruine (limite au-delà de laquelle une structure ne peut plus supporter la charge pour laquelle elle a été conçue) déterminée expérimentalement, on peut déterminer le temps pendant lequel la structure assurera sa fonction. Cette notion correspond en fait à la résistance au feu de la structure. Une résistance d'au moins 30 minutes est exigée



également pour les établissements recevant du public (ERP), mais elle varie en fonction de la nature de l'activité des bâtiments.

Il existe plusieurs moyens d'augmenter la température critique ou de diminuer la température d'échauffement. Il est possible par exemple de :

- ✓ surdimensionné les éléments.
- ✓ multiplier les points d'appuis pour rendre la structure hyperstatique.

L'augmentation de la massivité de l'élément (diminution du facteur de massivité) peut conduire à une réduction de l'échauffement.

II.2 TRANSFERT DE CHALEUR:

II.2.1 LES DIFFERENTS MODES DE TRANSMISSION:

Il existe trois modes de transmission de la chaleur :

a) LE RAYONNEMENT :

La température d'un corps placé au soleil s'élève car le corps reçoit de l'énergie transmise par le rayonnement du soleil. Le rayonnement est une onde électromagnétique qui comporte les rayons infrarouges (IR), la lumière visible, les rayons ultraviolets (UV), les rayons X, J, cosmiques...

La transmission du rayonnement peut se faire dans le vide (par exemple entre le Soleil et la Terre), à la vitesse de la lumière et en ligne droite. L'intensité du rayonnement décroît avec le carré de la distance. Plus un corps est chaud, plus la quantité d'énergie qu'il rayonne est grande, le spectre du rayonnement étant déplacé vers le bleu.

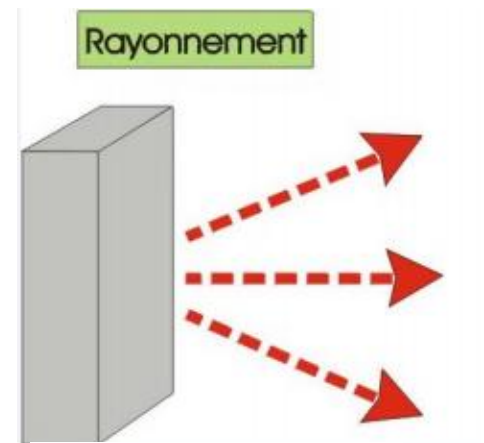


Fig II.1: Rayonnement

b) LA CONVECTION :

Dans un fluide, une élévation de température provoque une dilatation donc une augmentation de la masse volumique. Les forces d'Archimède vont faire monter les parties chaudes du fluide, provoquant ainsi des courants de convection qui vont transmettre la chaleur.

Sans la convection, l'eau mettrait beaucoup plus de temps à bouillir dans une casserole. Nos vêtements nous permettent d'éviter un trop grand refroidissement par convection et il nous semble que la température est plus fraîche que celle indiquée par le thermomètre lorsque le vent est fort. Nous nous refroidissons en effet plus vite par convection dans ce cas. La convection est le mode de transmission de la chaleur dans les fluides et dans l'air (liquides et gaz).

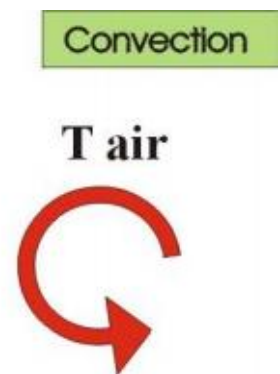
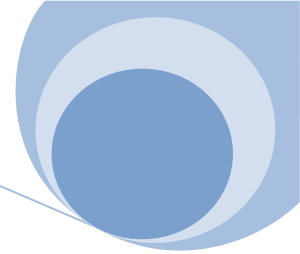
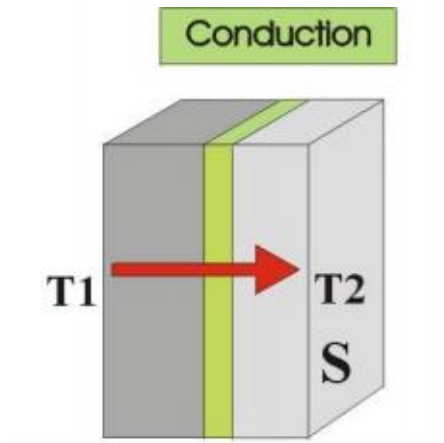


Fig I.2: convection



c) **LA CONDUCTION :**

L'énergie thermique peut se propager dans la matière s'il existe une différence de température. La transmission de la chaleur se fera toujours du point chaud au point froid. Les métaux sont en général de bons conducteurs thermiques et un bon conducteur thermique est en général un bon conducteur électrique. Exemples : La poignée métallique de la porte nous semble froide car la chaleur de la main se transmet bien à la poignée et la main se refroidit. Remarquons que la poignée sont à 20°C alors que la main est à 36°C, ce qui explique la transmission possible de la chaleur. La conduction est bonne pour le métal (sensation de froid), la conduction est le mode de transmission de la chaleur principalement dans les solides(en général bonne pour les métaux).



FigI I. 3: conduction

Soient deux parois distantes d'une longueur e, une à la température T1 et l'autre à la température T2. On suppose que T1>T2. La chaleur va donc se propager de la face 1 à la face 2.

Le flux thermique Φ qui traverse la surface S est égal à la quantité de la chaleur qui la traverse par unité de temps, Il vaut donc :

$$\Phi = Q/t \quad (\text{J/s}) \text{ ou le (Watt)}$$

Φ : la puissance thermique.

Si on exprime le flux par unité se surface, on obtient la densité de flux Ψ qui vaut :

$$\Psi = \Phi / S \quad (\text{W/m}^2)$$

Le flux thermique qui traverse une section S du milieu de l'instant t est donné par la loi de Fourier :

$$\Phi = (\lambda/e). S . (T1-T2)$$

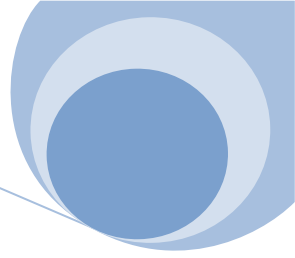
Le coefficient λ : conductivité thermique du milieu. (W/m.K)

On peut écrire l'équation ci-dessus sous la forme :

$$(T1-T2) = (e/S.\lambda)\Phi \dots\dots\dots(1)$$

Avec l'équation (1), on peut facilement déduire la température de n'importe quel point de notre structure.





II.3 Facteurs influents le comportement de l'acier :

II.3.1 propriétés thermique de l'acier :

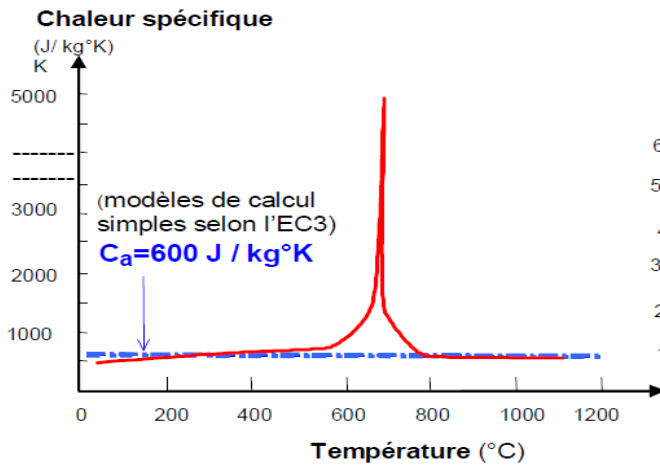


Fig II.4: variation de la chaleur spécifique de l'acier en fonction de la température

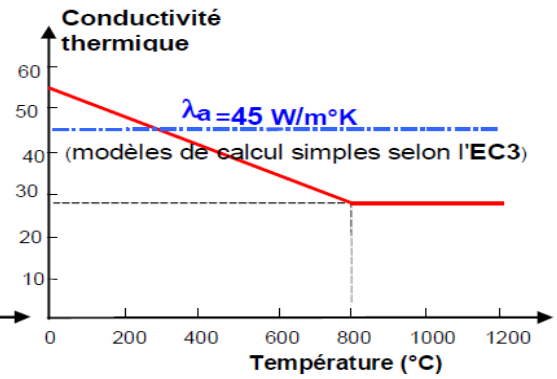


fig II.5:représentation de la variation de la conductivité thermique

- **La chaleur spécifique Cs de l'acier :** Elle varie plus ou moins avec la température dans la plus grande partie de la plage, comme on le voit dans la Figure4, mais sa valeur subit une modification très importante dans la plage de 700-800°C .
- **La conductivité thermique :** Une version simplifiée de la modification de conductivité avec la température, définie dans l'EC3. L'utilisation de la valeur constante sécuritaire de 45W/m.K est autorisée des calculs de conception simples.

II.3.2 Propriétés mécaniques de l'acier:

- La masse volumique de l'acier est de $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$ et ne varie pas avec la température
- La déformation de l'acier à hautes températures s'exprime par une variation de déformation.
- Pour des températures ambiantes, le coefficient de dilatation est généralement :

$$\alpha = 11.7 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}.$$
- Pour des hautes températures la valeur du coefficient augmente et une rupture se produit entre 700 et 800°C.

la figure 6 présente une élongation thermique de l'acier DL/L pouvant être approximer par une fonction linéaire de la température T(°C) donnée par : $DL/L = 14 \times 10^{-6} (T-20).$



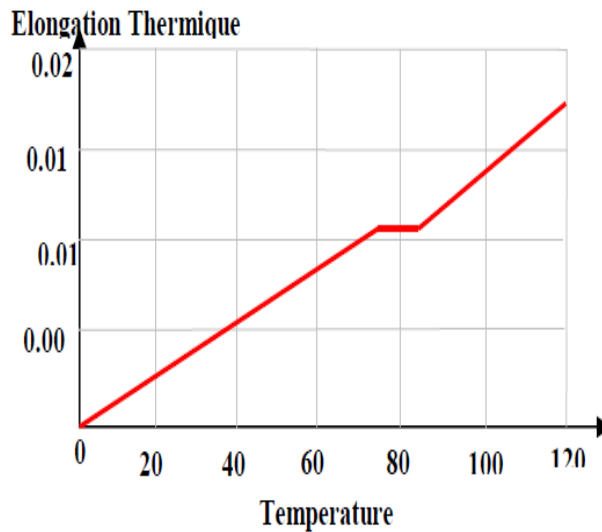


Fig II.6 : Variation de l'élongation /Température

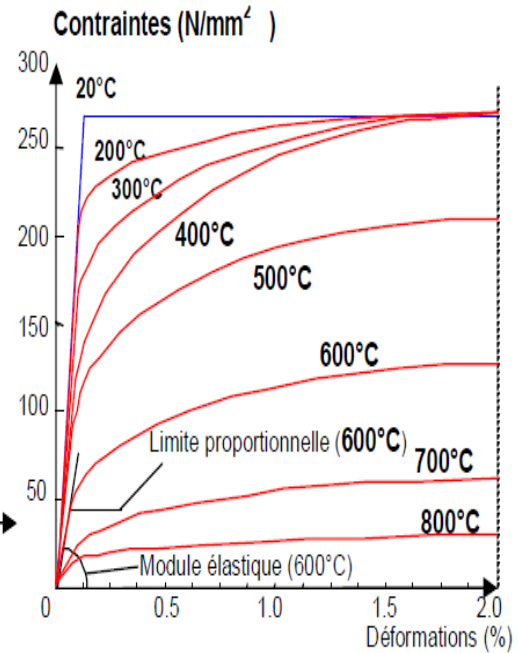


Fig II.7 : Réduction contraintes-déformations fonction de la température pour l'acier S275

La diminution du module d'élasticité E est d'une même allure que celle de la réduction de la contrainte limite. la figure 6 donne des courbes de diminution de la contrainte limite et du module d'élasticité de l'acier en fonction de la température jusqu'à 1000°C.

Pour l'acier, on peut voir qu'une perte progressive de résistance et de rigidité au fur et à mesure que leur température augmente. Dès que les températures modérées de l'ordre de 300°C sont atteintes.

Bien qu'il ne se produise aucune fusion avant 1500°C, seule 23% de la résistance à température ambiante ne subsiste à 700°C. A 800°C cette résistance se réduit à 11% et, à 900°C, à 6%.

II.3.3 Propriétés physiques de l'acier :

Chaque élément a des avantages et des inconvénients. Un avantage indéniable de l'acier est qu'il est incombustible.

Autre avantage de l'acier, il dispose d'une bonne ductilité, c'est à dire une capacité à se déformer et à absorber une énergie sans rupture. Cette caractéristique est principalement employée dans le domaine parasismique.

Cependant l'acier a une forte conductibilité thermique. Cela signifie que sa température augmente rapidement lors d'une exposition à la chaleur.

Les structures métalliques peuvent être exposées à deux phénomènes: le rayonnement thermique des flammes et la convection, c'est à dire le déplacement des masses des gaz chauds.

Tous les matériaux de construction voient leur résistance diminuer sous l'effet d'une augmentation de la température.

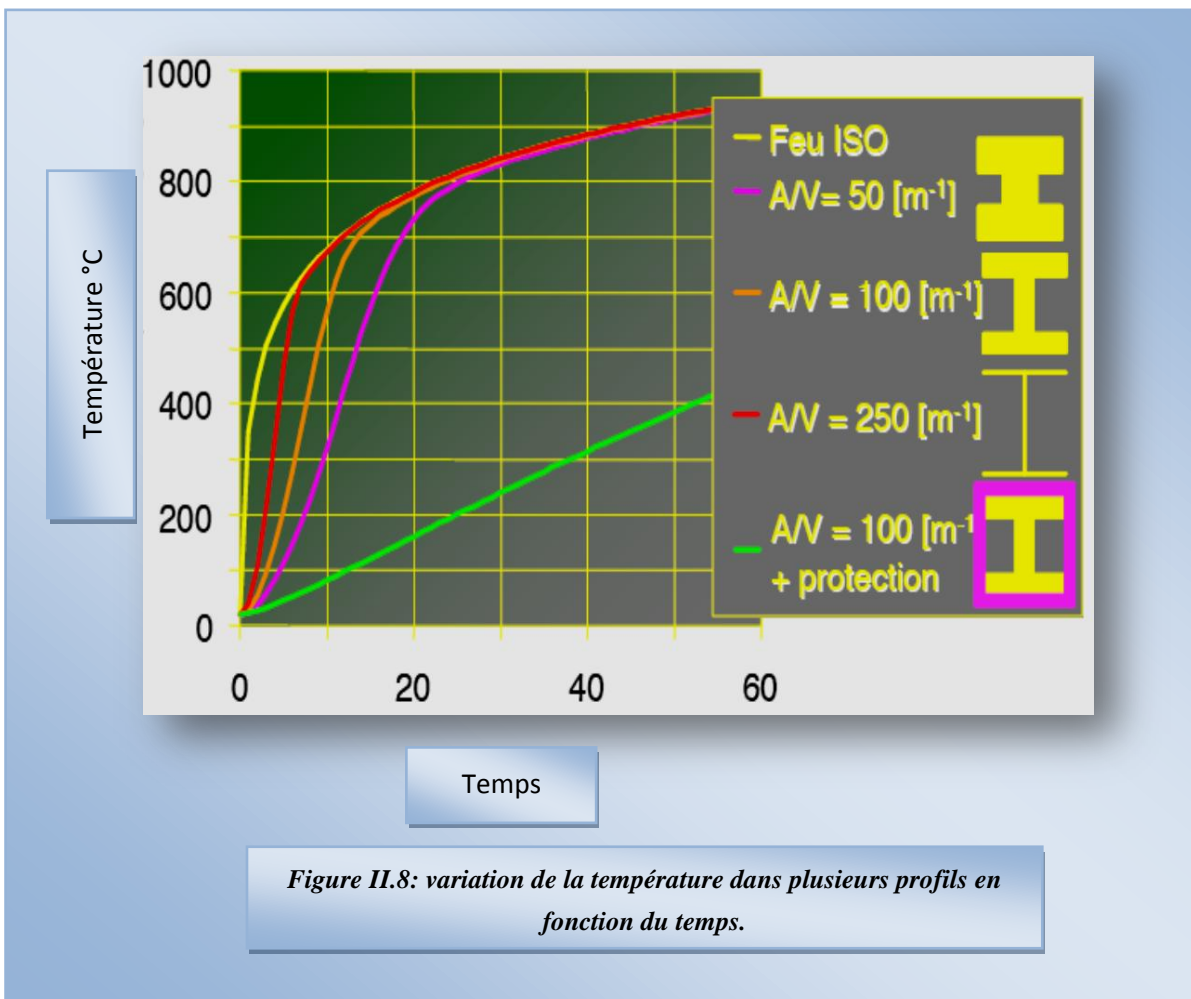
À compter de 500°C, l'acier perd ses capacités portantes, la référence étant la capacité élastique de l'acier.

II.3.4 Influence de la section du profilé métallique :

La protection des profilés métalliques dépend de leurs 'facteur de section', appelé parfois, 'facteur de massivité' section, A_m/V

Le "Facteur de massivité" A_m/V utilise le périmètre exposé pour calculer une valeur appropriée d' A_m : désignant la surface réellement exposée au rayonnement et à la convection.

On en déduit qu'un élément ayant un facteur faible, se chauffe moins vite que celui qui possède un facteur élevé



L'aspect à considérer lorsqu'on utilise l'acier dans la construction est son important coefficient de dilatation linéaire qui varie selon la température. Pour des températures d'au plus 1000°C, on le détermine comme suit:

$$\alpha = (0.004T + 12) \times 10^{-6}$$

Où α : le coefficient de dilatation thermique, en degrés Celsius,

T: la température en degrés Celsius.

Le rapport **masse-périmètre** chauffé d'un élément structural en acier est un bon indicateur de sa résistance au feu inhérente. Un poteau d'acier lourd peut absorber une quantité importante de chaleur sans atteindre sa température critique avant 30 à 40 minutes d'exposition à un foyer en pleine combustion.

Par contre, les solives en acier ajourées et d'autres types d'éléments en acier légers peuvent subir une défaillance en cinq ou dix minutes

III. Dilatation thermique suivant le degré de la température:

La dilatation thermique est l'expansion à pression constante du volume d'un corps occasionné par son réchauffement, généralement imperceptible. Dans le cas d'un gaz, il y a dilatation à pression constante ou maintien du volume et augmentation de la pression lorsque la température augmente.

III.1 Dilatation linéaire:

Chauffons une barre métallique et observons l'évolution de la longueur de cette barre :

- L'extrémité A est fixe tandis que l'extrémité B est libre

température	longueur
t_0	l_0
$t_0 + \Delta t_0$	$l_0 + \Delta l_0$
$t_0 + 2\Delta t_0$	$l_0 + 2\Delta l_0$

tableau II.1: dilatation linéaire

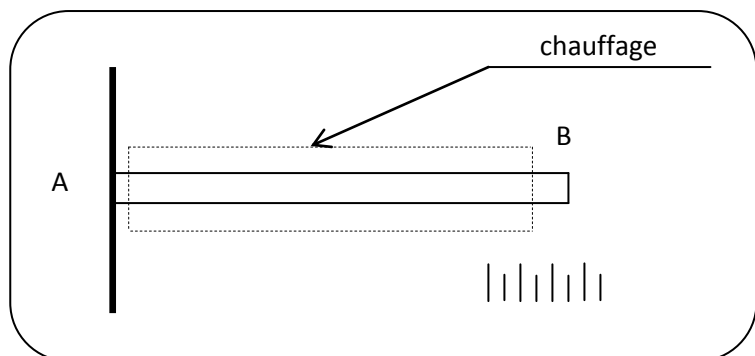


fig II.9 : dilatation linéaire



Chapitre II : Comportement Thermique D'acier

- cette expérience montre que l'allongement est proportionnel à l'élévation de la température

t_0	l_0	$2\Delta l_0$
$t_0 + \Delta t_0$	$l_0 + \Delta l_0$	$l_0 + 2\Delta l_0$

tableau II.2: dilatation linéaire

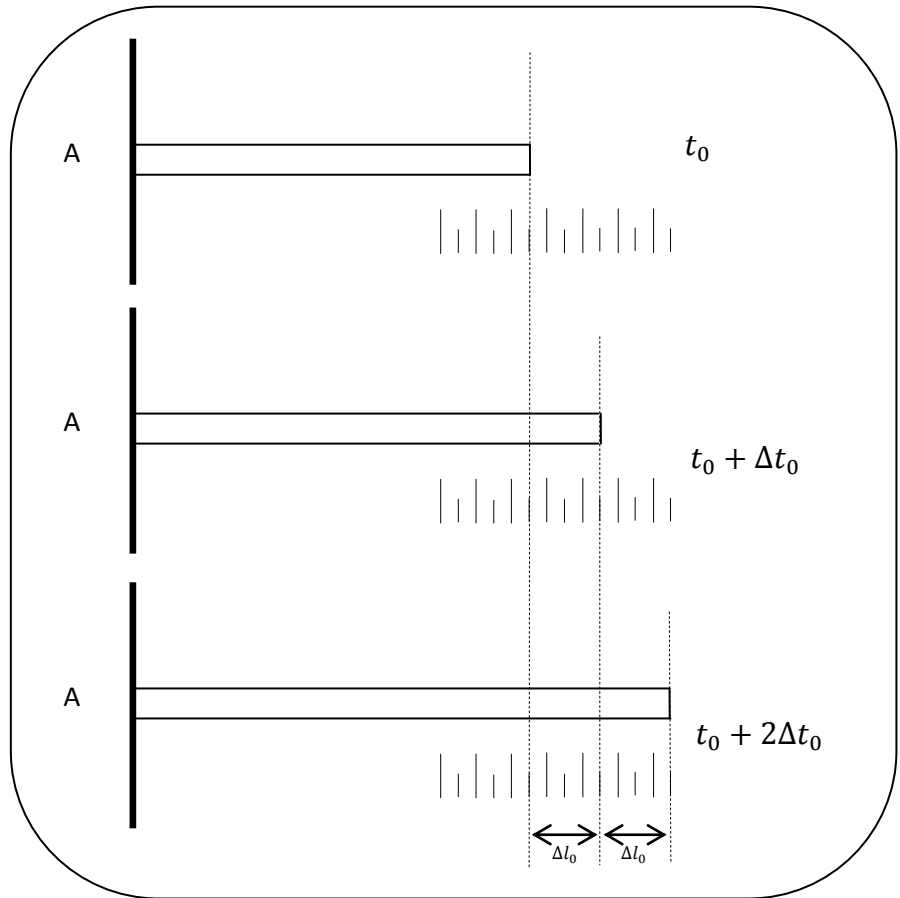


fig II.10: dilatation linéaire

- cette expérience montre que l'allongement est proportionnel la longueur de la barre

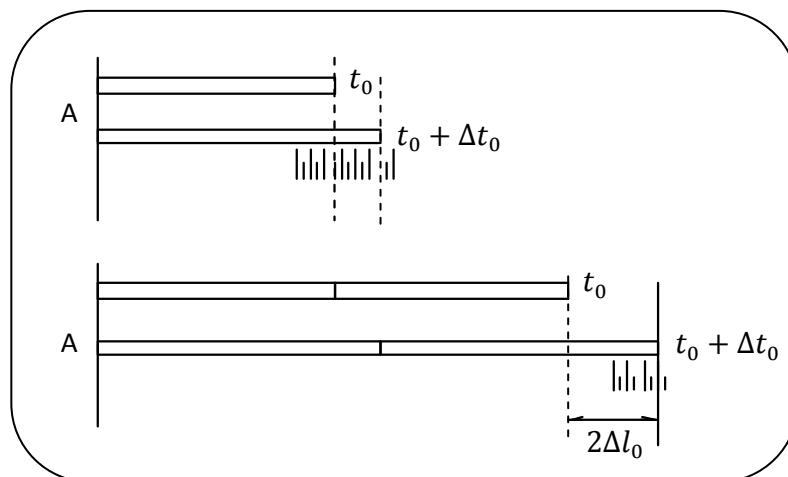
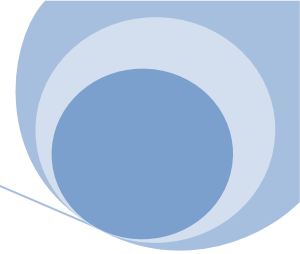


Figure II.11: dilatation linéaire



III.2 COEFFICIENT DE DILATATION LINEAIRE:

On peut calculer pour tous les matériaux isotropes la variation de longueur et donc de volume en fonction de la variation de température :

$$\Delta l = l - l_0 = \lambda l_0 \Delta t \quad (1.1)$$

avec :

- Δl la variation de longueur en mètre (m) ;
- λ le coefficient de dilatation linéaire en kelvin puissance moins un (K⁻¹) ;
- l_0 la longueur initiale en mètre (m) ;
- $\Delta t = t - t_0$ la variation de température en kelvin (K) ou en degré Celsius (°C).

Remarque : puisqu'on utilise une variation (une différence de température) la différence d'origine entre kelvin et degré Celsius s'annule, la distinction n'est donc pas nécessaire.

On peut aussi directement calculer la longueur en fonction de la température :

$$l(t) = l_0 + \Delta l = l_0 \cdot (1 + \lambda(t - t_0)) \quad (1.2)$$

avec :

- $l(t)$ la longueur en mètre (m) en fonction de la température ;
- t la température considérée en kelvin (K) ou en degré Celsius (°C) ;
- t_0 la température initiale en kelvin (K) ou en degré Celsius (°C).
- $(1 + \lambda \Delta t)$ s'appelle binôme de dilatation linéaire

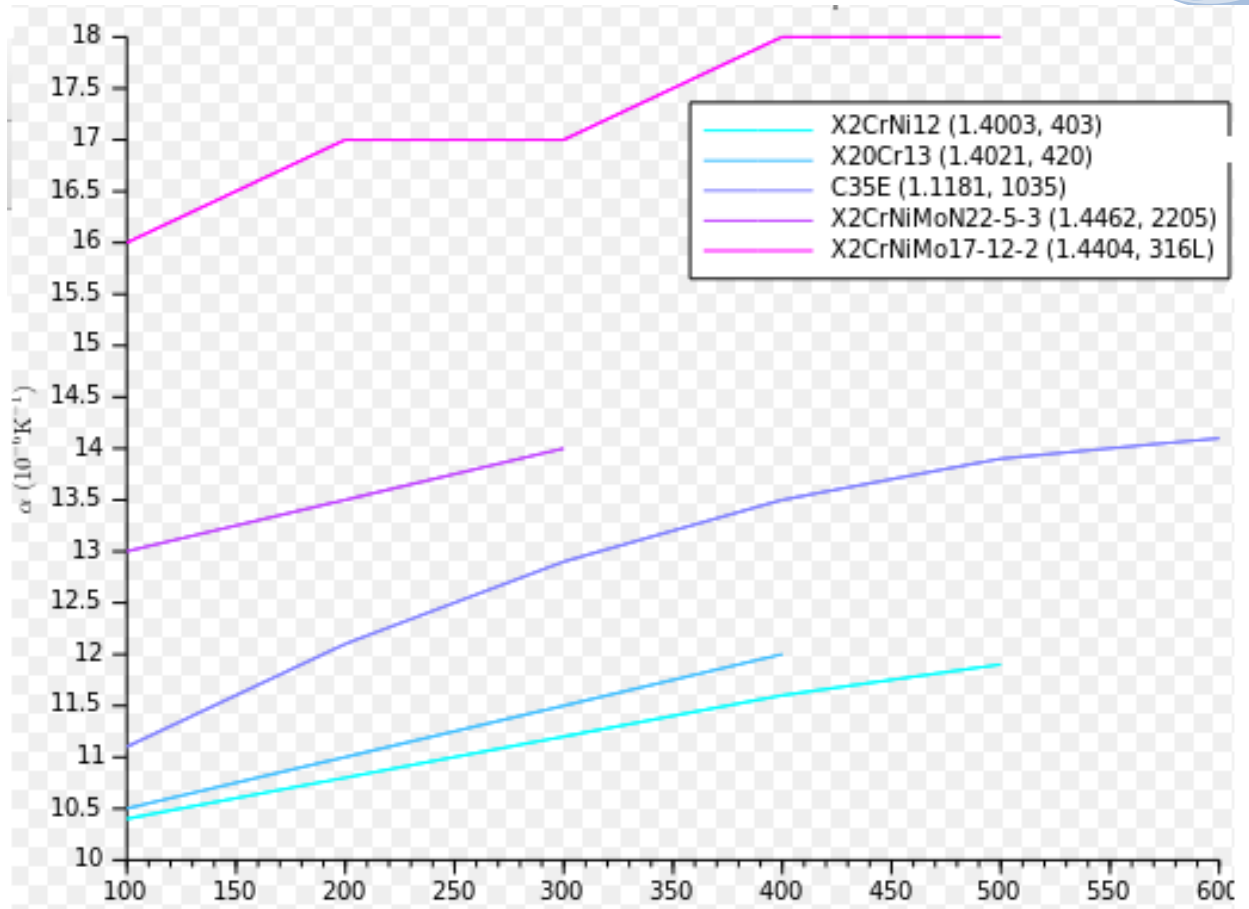
Les coefficients donnés ci-dessous sont valables pour des températures comprises entre 0 °C et 100 °C. En réalité ces coefficients dépendent de la température, la loi d'allongement n'est donc pas linéaire pour des différences de température très élevées. À titre d'illustration, nous fournissons ci-contre

- la variation avec la température du coefficient volumique (le triple du coefficient linéaire) d'un polypropylène semi-cristallin pour plusieurs pressions ; le pic correspond à la fusion ;
- la variation avec la température du coefficient linéaire à pression atmosphérique pour plusieurs nuances d'acier.

substances	coefficient de dilatation linéaire 1/K
acier	12,0×10 ⁻⁶

tableau II.3: coefficient de dilatation linéaire 1/K





- X2CrNi(1.4003, 403) : acier inoxydable ferritique ;
- X20Cr13(1.4021, 420) : acier inoxydable martensitique ;
- C35E(1.1181, 1035) : acier au carbone ;
- X2CrNiMoN22 – 5 – 3(1.4462, 2205) : acier austéno-ferritique (duplex) ;
- X2CrNiMo17 – 12 – 3(1.4404, 316L) : acier austénitique.

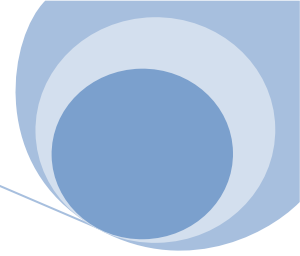
fig I.12: coefficients dilatation linéaire d'acier





Chapitre III

LES DIFFERENTS PROCÉDES D'ISOLATION THERMIQUE



I. Principe D'isolation :

Le rôle de l'isolation thermique est de préserver le confort en réduisant les échanges thermiques avec l'ambiance extérieure : si celle-ci est froide, l'isolation garde la chaleur; si celle-ci est chaude ; l'isolation préserve la fraîcheur.

C'est vraiment l'isolation thermique qui est importante et non pas l'accumulation de la chaleur.

Pourquoi une très bonne isolation thermique a toujours fait ses preuves ?

Les pertes de chaleur à travers les murs extérieurs et les toits sont responsables de plus de 70% des pertes de chaleur dans les constructions actuelles. C'est pourquoi l'amélioration de l'isolation thermique est la mesure la plus importante pour économiser l'énergie. Elle conduit à un meilleur confort et une protection améliorée du bâtiment. Une amélioration de l'isolation est aujourd'hui encouragée par les aides et les crédits. Mais ce n'est pas la seule raison qui la rend économiquement rentable.

L'isolant peut se placer de diverses manières dans un mur (à l'extérieur, en sandwich ou à l'intérieur) sans influencer la qualité d'isolation thermique de la paroi. Cependant, sa position modifie l'inertie de la paroi ainsi que le risque de condensation. Un pare-vapeur doit donc être placé du côté chaud de l'isolation pour éviter les problèmes de condensation.

Le pouvoir isolant d'un matériau est exprimé par sa conductivité thermique. Les facteurs influençant le plus la conductivité thermique d'un matériau sont le poids volumique, la teneur en eau, la taille des pores d'air et la nature du solide les renfermant. L'air présente, en effet, une grande résistance thermique pour autant que les mouvements de convection soient empêchés.

II. Définitions :

➤ **Isolation thermique:** terme générique utilisé pour décrire le processus de réduction du transfert de chaleur au travers d'un système, ou pour décrire le composant ou système qui est performant pour cette fonction, une isolation est donc facilement réalisable par l'utilisation de matériau à faible coefficient de conductivité.



L'isolation thermique peut être réalisée à l'aide d'un matériau, d'un produit ou d'un système isolant.

- **Matériau isolant thermique:** substance ou mélange de substances dont les propriétés d'isolation résultent de sa nature chimique et/ou de sa structure physique.
- **Produit isolant thermique:** matériau d'isolation thermique prêt à l'emploi y compris parements ou enduits.
- **Système d'isolation thermique:** association de deux ou plusieurs composants dont l'un au moins est un produit ou un matériau isolant. La performance du système est la performance de l'ensemble.
- **Isolant thermique:** matériau, produit ou système qui réduit par sa présence le transfert de chaleur à travers la paroi sur, ou dans, laquelle il est placé.

Il est caractérisé par sa résistance thermique (exprimée en $\text{m}^2 \cdot \text{K}^{-1} \cdot \text{W}^{-1}$).

III. Classification des matériaux isolants :

Le critère de classification des isolants généralement retenu repose sur la structure de leur matrice solide et sur la nature chimique de la substance qui la constitue : isolants fibreux, cellulaires et granulaires de nature minérale et organique.

III.1 Isolants fibreux :

Les isolants fibreux minéraux sont manufacturés à partir de matières amorphes fondues : roche (basalte en particulier), verre, silice vitreuse et oxydes métalliques. Les principaux représentants sont les laines minérales et les isolants en fibres céramiques (silice-alumine). Les isolants fibreux organiques peuvent être d'origine naturelle, comme les fibres ou laine de bois (figure 1), la laine animale (mouton) ou manufacturés à partir de matières plastiques comme les fibres de polyester (tableau 1). Pour renforcer la résistance mécanique et la tenue de ces isolants à matrice solide non consolidée, les fibres sont généralement agglomérées avec des faibles quantités de résines synthétiques ou autres types de liants (ciment, etc.). Ils sont commercialisés sous forme de feutres flexibles se présentant en rouleaux ou panneaux semi-rigides (figure 2) et de panneaux rigides



Chapitre III: Les Différents Procédés D'isolation Thermique

(figure 3). Lorsque le produit est livré comprimé, il doit reprendre son épaisseur nominale après décompression et pose, pour laquelle la résistance thermique est annoncée.

Pour l'isolation des tuyauteries, le matériau est préformé sous forme de cylindre annulaire en un ou deux éléments (coquilles).



Figure III-1 : fibres de bois panneau

	Isolant	Abréviation (1)	Masse volumique (kg.m ⁻³)	Température limite (°C)
A1	Laine de roche	MW	18 à 180	≦ 600
A2	Laine de verre	MW	7 à 130	≦ 400
A3	Laine de silice		8 à 100	≦ 1 100
A4	Fibres de silice-alumine	RCF	40 à 200	≦ 1 260
A5	Fibres de bois	WF	200 à 250	≦ 100
A6	Fibres de polyester.....		10 à 35	≦ 95
A7	Laine de mouton		10 à 35	≦ 100

(1) Abréviations selon norme CENTC88/WG14//N156E, 1995.

Tableau III-1 : matériaux isolants fibreux



Figure III-2: laine de verre rouleau



Figure III-3 : verre expansé : bloc, plaques et coquilles.



Figure III-4: laine de roche panneau



Figure III-5 : Polystyrène extrudé - panneau

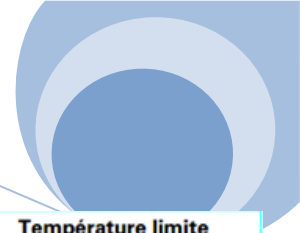
III.2 Isolants cellulaires :

Ce sont les matériaux poreux à matrice solide consolidée contenant des cellules fermées ou ouvertes ou partiellement ouvertes, contenant de l'air ou un autre gaz ayant servi à l'expansion du matériau initial (tableau 2) Parmi des isolants cellulaires d'origine minérale, les plus répandus sont le béton cellulaire léger et le verre cellulaire (figure 4).

Les isolants cellulaires organiques manufacturés sont représentés par une grande diversité de matériaux plastiques alvéolaires et de mousses à base de produits carbonés : le polystyrène expansé et extrudé (figure 5), le polyuréthane, le polychlorure de vinyle, la mousse phénolique et les mousses souples d'élastomère.

Ces matériaux se présentent sous forme de panneaux semi-rigides ou rigides (les polystyrènes, par exemple) de plaques, de blocs et de coquilles et plus rarement sous forme de rouleaux. Très souvent, les panneaux sont recouverts par des revêtements de protection, éventuellement étanches pour préserver le gaz enfermé dans les cellules (le cas des polyuréthanes, par exemple). Il faut citer également l'application des mousses (Polyuréthane en particulier), par injection in situ, dans des espaces confinés à isoler.





	Isolant	Abréviation	Masse volumique (kg.m ⁻³)	Température limite (°C)
B1	Béton cellulaire.....		375 à 825	< 400
B2	Verre cellulaire	CG	110 à 140	- 260 à 430
B3	Polystyrène expansé.....	EPS	7 à 35	< 95
B4	Polystyrène extrudé.....	XPS	25 à 40	< 95
B5	Polyuréthane et polyisocyanurate	PUR ; PIR	27 à 60	- 200 à 100
B6	Polychlorure de vinyle		25 à 48	< 95
B7	Mousse phénolique	PF	30 à 100	- 200 à 120
B8	Mousse souple élastomère	FEF	40 à 100	- 180 à 105

Tableau III-2 : matériaux isolants cellulaires

III.3 Isolants pulvérulents, nodulaires ou granulaires :

Ils se présentent en général en vrac, emballés dans des sacs. Leur mise en œuvre in situ se fait soit manuellement, soit à l'aide d'équipements pneumatiques, dans des espaces confinés (cavité des murs) ou ouverts (combles) qui doivent être isolés (tableau 3).

	Isolant	Abréviation	Masse volumique (kg.m ⁻³)	Température limite (°C)
C1	Silicate de calcium (compacté en plaques ou coquilles)	CS	200 à 350	≤ 870
C2	Perlite expansé : - en vrac		32 à 176	- 272 à 760
	- agglomérée en plaques		140 à 200	
C3	Vermiculite (en vrac)		48 à 128 90 à 175	- 272 à 760
C4	Granulats de verre cellulaire (en vrac).....		115 à 175	- 260 à 430
C5	Laines minérales (en vrac) : - fibres de roche nodulées en flocons.....		30 à 50	≤ 600
	- fibres de verre nodulées en flocons.....		≈ 10	≤ 400
C6	Liège (aggloméré en panneaux)		100 à 250	- 165 à 100
C7	Fibres de cellulose (en vrac)		30 à 50	≤ 100
C8	Copeaux de mousse rigide de polychlorure de vinyle.....		30 à 50	< 95

Tableau III-3 : Matériaux isolants pulvérulents, nodulaires ou granulaires

Les matériaux d'origine minérale de ce type sont la perlite et la vermiculite qui se présentent respectivement sous forme de grains et de paillettes obtenus à partir de l'expansion à chaud de roches volcaniques et de mica, le granulats de verre cellulaire, les flocons de laine de roche ou de verre. Le silicate de calcium est une poudre compactée sous forme de plaques renforcées par incorporation de fibres minérales. La perlite et la vermiculite peuvent également être agglomérés et livrés sous forme de plaques.

Les isolants d'origine organique de ce type sont les granulats de liège, les copeaux de mousse rigide



Chapitre III: Les Différents Procédés D'isolation Thermique

de polychlorure de vinyles, les fibres de cellulose (obtenues à partir de papiers, de cartons, de pâte à bois avec ou sans liant et d'autres adjuvants), des perles expansées à partir de granules de polystyrène. Les granulats de liège agglomérés à l'aide de liants bitumineux ou de résines synthétiques peuvent être livrés aussi sous forme de plaques.

L'utilisation des isolants appliqués en vrac (figure 6) fait intervenir la notion de surface recouverte par unité d'emballage d'isolant en vrac, posé selon les instructions du fabricant pour obtenir une performance annoncée.



Figure III-6: laine minérale soufflés

IV. Superisolants :

Ce sont des matériaux manufacturés, c'est-à-dire des matériaux microporeux de type cellulaire, comme des plaques aérogel de silice monolithique, ou pulvérulents, comme les poudres aérogel ou les poudres ultrafines (nanomatériaux) de silice (tableau 4).

On peut les obtenir également à partir d'isolants en poudre ou en fibre, sous vide, confinés dans un espace étanche. L'utilisation de ces matériaux isolants initialement prévue pour des applications spéciales (cryogénie, espace, génie nucléaire, etc.) commence à gagner le domaine du bâtiment.



	Isolant	Abréviation	Masse volumique (kg.m ⁻³)	Température limite (°C)
D1	Aérogel de silice (plaques).....		70 à 230	< 600
D2	Aérogel de silice (poudres).....		200	< 800
D3	Poudres de silice ultrafine.....		200 à 300	< 1 000
D4	Poudres et laines minérales sous vide		10 à 150	- 272 à 760

Tableau III-4 : Superisolants (isolants microporeux et sous vide)

V. Applications :

Les exemples d'applications spécifiques choisis se rapportent au domaine du bâtiment. La déperdition thermique à travers une paroi (élément de séparation) dépend :

- de la résistance thermique de l'isolant mis en œuvre.
- de la technique d'isolation utilisée, en relation avec les conditions d'applications, qui peut être très différente d'un cas à l'autre (isolation statique ou dynamique, positionnement par rapport aux ponts thermiques, etc).

Les applications mentionnées tiendront compte, à titre d'exemple, du second aspect.

V.1 Isolation par l'extérieur

L'isolation par l'extérieur concerne les murs de façade des bâtiments neufs ou en réhabilitation. Le principe de ce système d'isolation (figure 7) présente plusieurs avantages :

- ✚ il permet d'assurer la continuité de l'isolation et de diminuer ou d'annuler les pertitions à travers les ponts thermiques dus à la structure de résistance des bâtiments, aux liaisons façade-plancher.
- ✚ il permet d'augmenter l'inertie thermique du bâtiment d'où une meilleure récupération des apports solaires et une amélioration du confort d'été et d'hiver.
- ✚ il augmente la durabilité des façades en les protégeant des variations de températures et des effets de l'eau (pluie, gel, condensation, etc.).



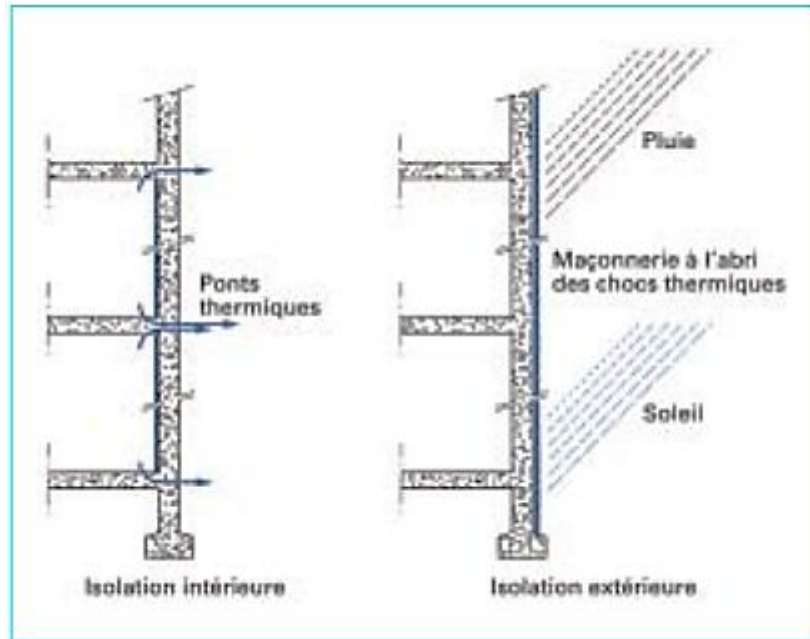


Figure III-7: Principe d'une isolation intérieure et extérieure

V.2 Isolation dynamique :

V.2.1 Principe :

Face à l'impossibilité de réduire à zéro les pertes de chaleur par conduction en améliorant le matériau isolant, l'isolation dynamique se propose de faire fonctionner la paroi comme un échangeur de chaleur.

Les pertes de chaleur sont récupérées en préchauffant, par exemple, l'air de renouvellement venant de l'extérieur en le faisant circuler à l'intérieur des parois. On distingue deux types d'isolation dynamique :

V.2.2 Isolation perméodynamique:

l'air circule à contre-courant du flux de chaleur à travers l'isolant qui doit être un matériau poreux perméable :

- ✚ en circuit ouvert, en faisant intervenir l'air de renouvellement (figure 8a) .
- ✚ en circuit fermé, dans ce cas, l'air circulant ne pénètre pas dans le local et ne contribue pas au renouvellement de l'air (figure 8b).

V.2.3 **Isolation pariéodynamique** : l'air de renouvellement circule dans une paroi à une ou plusieurs lames d'air parallèles à ses faces.

Dans tous les cas, la circulation de l'air est naturelle ou forcée (à l'aide de ventilateurs) mais elle doit être réglable ou auto réglable.



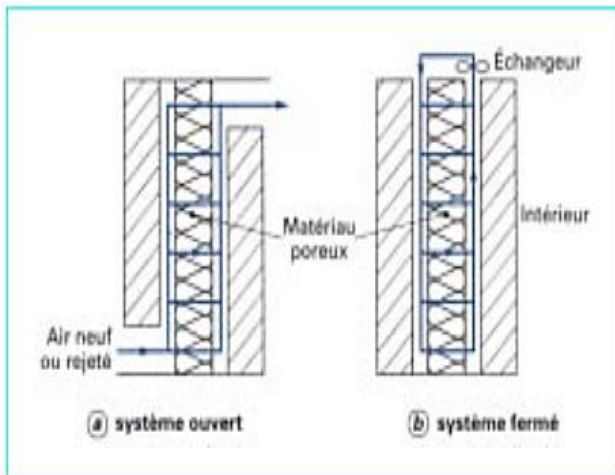


Figure III-8: Principe d'isolation perméodynamique

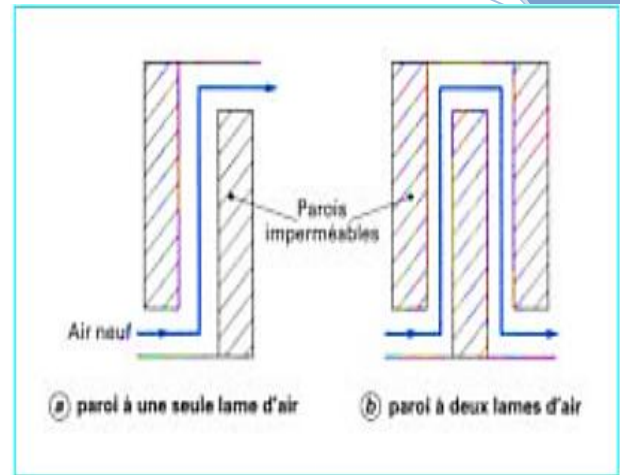


Figure III-9: Principe d'isolation pariétodynamique

VI. L'isolation des toitures sèches métalliques :

VI.1 Le feutre tendu :

VI.1.1 Présentation :

C'est un complexe isolant constitué par un feutre de laine de verre et un revêtement qui assure à la fois l'aspect final de la sous-toiture et le rôle de pare-vapeur.

Plusieurs types de revêtement sont proposés, ils sont renforcés dans tous les cas.

VI.1.2 Les domaines d'utilisation :

Ce produit est destiné à l'isolation des bâtiments à faible et à moyenne hygrométrie et lorsque la couverture comporte des plaques d'éclairage simple peau insérées dans le plan de couverture ($2,5 << 5 \text{ g/m}^3$).

La mise en œuvre est réalisée sur pannes, sous les couvertures constituées de bacs nervurés en tôle d'acier ou de plaques ondulées en fibres ciment lorsque leur Avis Technique en permet l'utilisation.

Ce type de pose conduit à la réalisation de toitures chaudes. Les prescriptions du DTU 40-35 (couvertures en plaque nervurées issues de tôles d'acier galvanisées prélaquées ou de tôles d'acier galvanisées) doivent être respectées.

Généralement, le système de toiture chaude est réalisé à l'aide de joints profilés en mousse (Closoirs), disposés en égout, au faîtage et autour des points singuliers.



VI.1.3 Les avantages de la solution :

- ◆ Une solution économique.
- ◆ Une solution sous avis technique.
- ◆ Parfaitement adapté aux toitures chaudes non ventilées.
- ◆ Solution simplifiée pour bâtiments industriels, commerciaux et agricoles.
- ◆ Mise en œuvre simple et rapide sur poutrelles ou pannes.
- ◆ Excellente réaction au feu.
- ◆ Adapté aux bâtiments faible et moyenne hygrométrie.

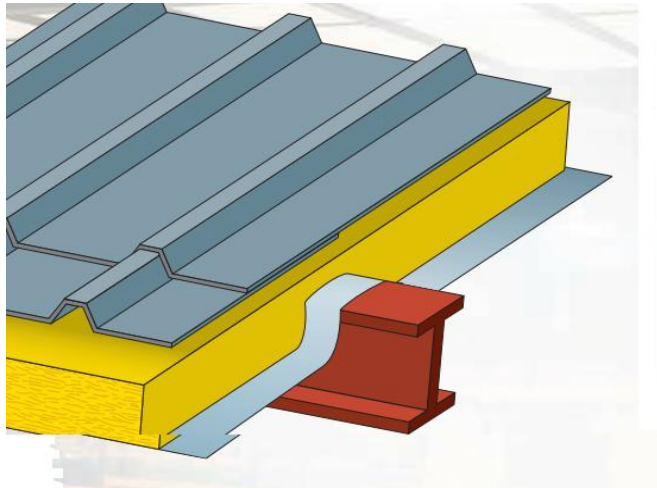


Figure III-10: Couverture acier avec isolation sur pannes

VI.1.4 Des solutions adaptées pour tous types de besoins :

a) Isolation sous pannes, avec solution anti-condensation :

Isolation sous pannes, avec solution anti-condensation Pour compléter une isolation sous toiture, avec réduction du volume à chauffer, (toiture froide ventilée avec Feutre tendu jouant le rôle d'anti-condensation).

- ◆ Finition et esthétique d'un faux plafond suspendu.
- ◆ Pose simple.
- ◆ Rôle d'anti-condensation du Feutre tendu.
- ◆ Plenum ventilé conforme aux préconisations du DTU 40-35.



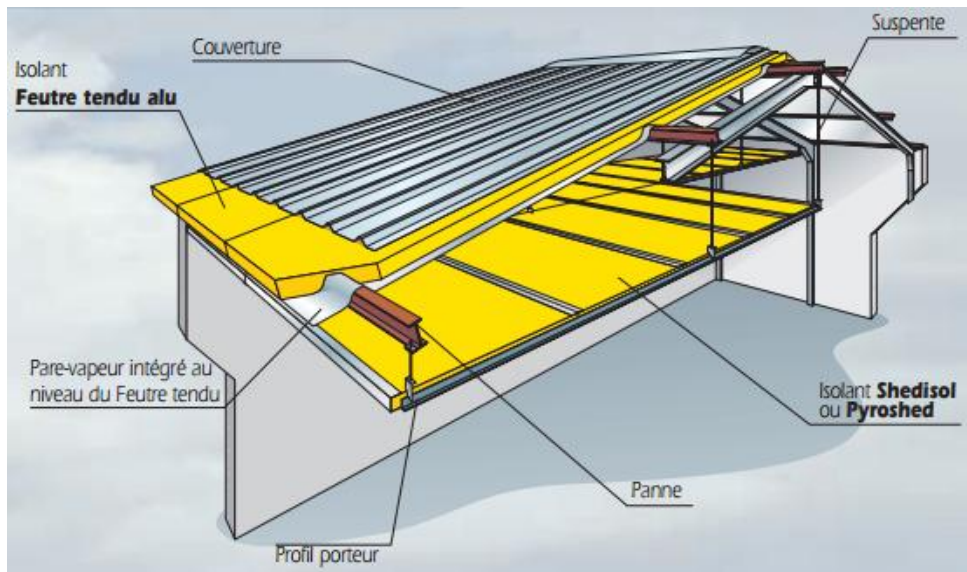


Figure III-11: Isolation sous pannes, avec solution anti-condensation

b) Isolation thermique et acoustique sur pannes :

Pour toiture métallique des bâtiments industriels à faible ou moyenne hygrométrie (toiture chaude).

- ◆ Simplicité de pose,
- ◆ Traitement de grandes surfaces ou de grandes longueurs en une seule fois. Autre configuration possible :

Feutre tendu avec étanchéité fixée mécaniquement.

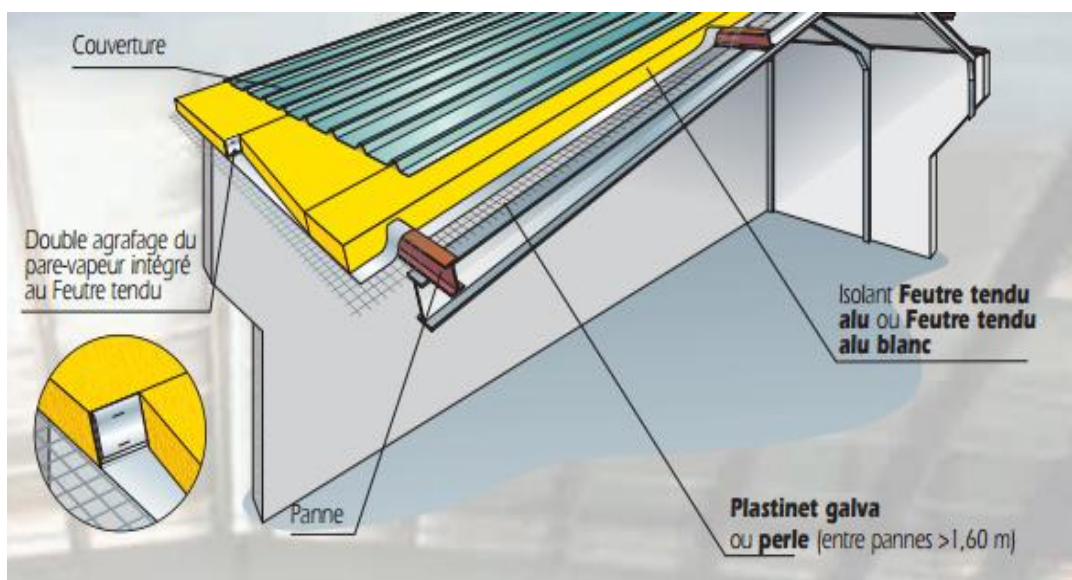


Figure III-12: Isolation thermique et acoustique sur pannes

A savoir :

La pose du Feutre tendu est déconseillée par temps de vent et de pluie,

- ◆ Les techniques de Feutre tendu offrent une finition de type “industriel”.

La présence de légères ondulations dans le revêtement est inhérente au système et doit être considéré comme normale.

- ◆ L'emploi de boulons crochets, pour les fixations des éléments de couverture est incompatible avec ce procédé d'isolation.

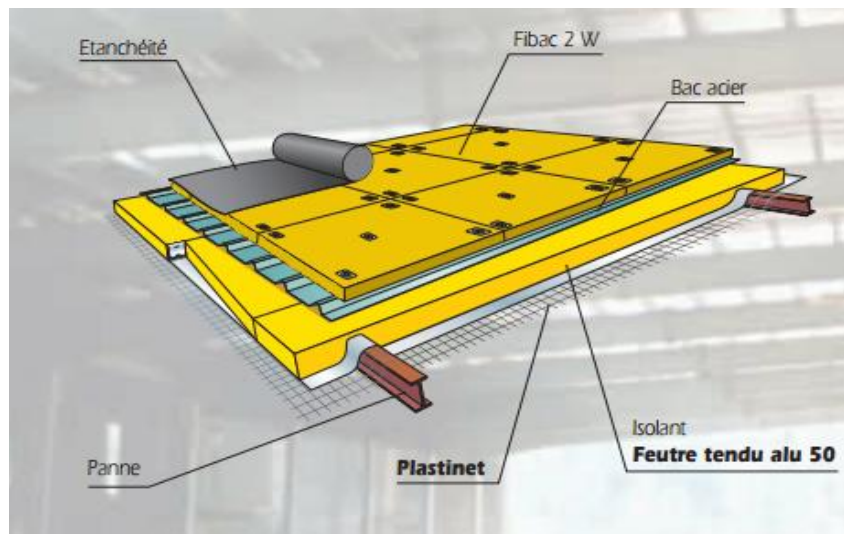


Figure III-13: Feutre tendu avec étanchéité fixée mécaniquement

c) Couverture acier avec isolation sur pannes :

1. Principes généraux :

La mise en œuvre du FEUTRE TENDU s'effectue simultanément à celle des plaques de couverture.

Les lés sont disposés côte à côte, la continuité du pare-vapeur devant être impérativement assurée.

La mise en œuvre peut être réalisée versant par versant perpendiculairement aux pannes ou en continuité sur les deux versants.

Lorsque l'espacement des pannes est important, le FEUTRE TENDU est, soit disposé sur un grillage, soit supporté entre les pannes par un filin tendu de rive en rive.

Un grillage porteur d'isolant est obligatoire lorsque l'espacement entre deux pannes est supérieur à 1,60 m.

Les parois verticales peuvent également recevoir du FEUTRE TENDU. Dans ce cas, elles sont traitées séparément de la toiture.



2. Sécurité :

Avant la pose du complexe de toiture, les dispositifs de sécurité antichute doivent être mis en place conformément aux règles de sécurité définies par le code du travail.

La mise en place d'un grillage (type PLASTINET) support d'isolant ne peut être considérée comme un dispositif de sécurité.

Précautions de chantier La pose du FEUTRE TENDU est déconseillée par temps de vent et de pluies.

VI.1.5 Outillage et matériaux complémentaires :

A. Outillages :

- ◆ outil tranchant de type "cutter".
- ◆ agrafeuse à bec long.
- ◆ matériel pour constituer un chemin de circulation.
- ◆ dispositifs de sécurité des personnes.
- ◆ tubes protecteurs pour agrafe-pitons.

B. Matériaux :

- ◆ bandes adhésives double face (largeur 5 cm mini),
- ◆ bandes adhésives de réparation avec revêtement,
- ◆ grillage à treillis soudé : 1 mm environ de diamètre de fil et de 70 à 130 mm de dimension de mailles,
- ◆ plaquettes de tôle de 1200 x 50 mm, de 10/10^e mm d'épaisseur, pour la jonction des lés.

VI.1.6 Pose du premier lé :

La pose doit être effectuée avec un soin particulier, car elle est déterminante pour la qualité d'aspect de l'ensemble de la sous-toiture.

Les opérations suivantes sont réalisées :

- ◆ disposer sur la charpente un chemin de circulation, à une distance de la rive supérieure à la largeur du rouleau.
- ◆ appliquer un adhésif double-face, avec son intercalaire siliconé, sur la panne sablière et sur la panne faîtière ou la panne sablière opposée.
- ◆ positionner le FEUTRE TENDU à deux personnes, chacune en bout de lé, face+ revêtue vers l'intérieur du bâtiment.
- ◆ laisser dépasser de 20 à 30 centimètres le produit au-delà des pannes sablières et/ou faîtières,
- ◆ ajuster la position du lé en respectant scrupuleusement la perpendicularité par rapport aux pannes.
- ◆ enlever l'intercalaire siliconé et coller provisoirement le début du lé au ruban adhésif,
- ◆ coller l'autre extrémité du lé, en prenant soin d'assurer une légère tension du feutre.
- ◆ le traitement des rives, des pannes sablières et faîtières .



- ◆ placer ensuite les premiers éléments de couverture dont la mise en œuvre assurera la fixation définitive de l'isolant



Figure III-14: Les lés de FEUTRE TENDU

VI.1.7 Pose en partie courante :

La mise en place des lés de FEUTRE TENDU en partie courante s'effectue selon les mêmes dispositions que pour le premier lé.

Les lés sont déroulés bord à bord rigoureusement parallèles les uns aux autres.

La mise en place des éléments de couverture s'exécute simultanément.

VI.1.8 Continuité de pare-vapeur par agrafage des languettes :

Le FEUTRE TENDU est muni de languettes renforcées destinées à être agrafées afin d'assurer la continuité du pare-vapeur.

Les prescriptions suivantes sont observées :

- ◆ les languettes sont dépliées puis remontées verticalement à la même hauteur,
- ◆ un premier agrafage, le plus près possible du pli, est réalisé à raison d'une agrafe tous les 20 cm environ (fig. 15),
- ◆ les languettes ainsi solidarisiées sont alors repliées et agrafées une seconde fois à raison d'une agrafe tous les 50 cm environ (fig. 2).



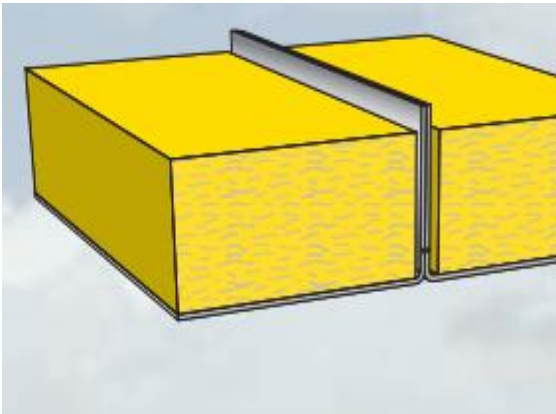


Figure III-15: Premier agrafage des languettes

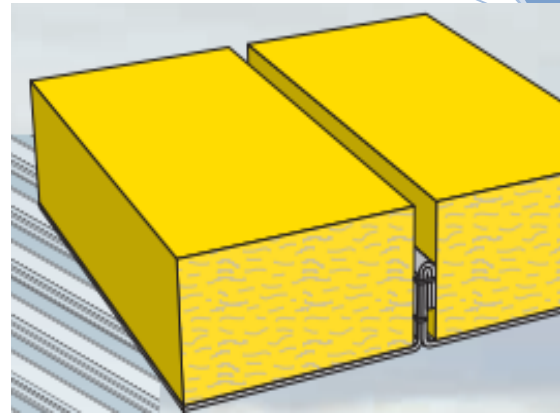


Figure III-16: Double agrafage des lés.

VI.1.9 Recours à un grillage :

La pose d'un grillage ou d'un dispositif de soutien est nécessaire lorsque les espacements de pannes sont supérieurs à 1,60 m.

Avant la pose de l'isolant et de la couverture le grillage est déroulé et tendu perpendiculairement aux pannes de la faîtière à la sablière.

Les bandes doivent se chevaucher d'une maille et être fixées à chaque panne à l'aide d'un fil de ligature ou d'une agrafe ou de tout autre moyen mécanique.

Une fois le grillage fixé, le FEUTRE TENDU est mis en œuvre comme décrit précédemment.

Nota :

1) la pose d'un grillage ne remplace pas les filets de sécurité.

Cependant des solutions spécifiques existent (nous consulter).

2) Dans le cas d'une toiture courbe, la mise en œuvre d'un tel dispositif est obligatoire, quel que soit l'espacement entre pannes.

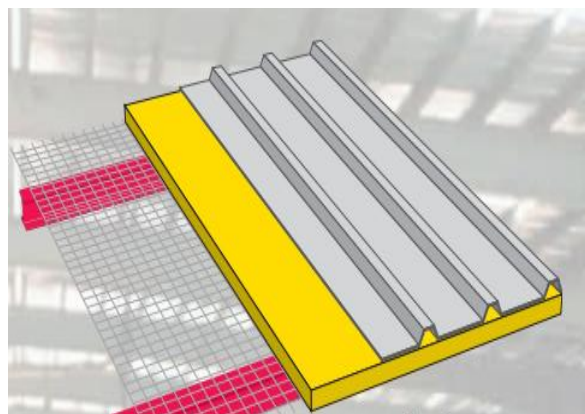


Figure III-17: grillage fixé





Chapitre IV

MODELISATION THERMIQUE D'UN BATIMENT

I- HYPOTHESES ET SOLLICITATION DE CALCUL:

Dans ce chapitre, nous allons présenter les différentes hypothèses de calcul des structures en acier ainsi que les charges agissantes sur la charpente. En effet, les charges que subisse cette dernière dépendent des données générales suivantes :

- sa constitution : les charges permanentes.
- sa localisation : les surcharges climatiques (dans notre cas les surcharges du vent).
- son type d'usage : les charges d'exploitation.
- étude thermique.

II- HYPOTHESES DE CALCUL:

II-1 REGLEMENTS ET NORMES DE CALCUL:

Les calculs de justification seront menés conformément aux prescriptions documents suivants :

➤ Les règles de NV65 et NV84 modifiées 95 : il s'agit des règles qui ont pour but de fixer les valeurs des surcharges climatiques (neige et vent) et de donner les méthodes d'évaluation des efforts correspondants sur l'ensemble ou bien les différentes parties d'une construction.

➤ Règles de l'Eurocode 1 : qui définissent les exigences en matière de sécurité, d'aptitude au service et de durabilité des structures ainsi que les actions sur les structures.

➤ Règles de l'Eurocode 3 : qui porte sur la conception et le calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil en acier.

II-2 LOGICIELS ET OUTILS NUMERIQUES:

Les logiciels utilisés lors de l'étude du projet sont :

- ROBOT (version 2010) pour le dimensionnement de la structure.
- transys

II-3 CARACTERISTIQUES DU MATERIAU:

Le matériau utilisé pour la construction du bâtiment industriel objet de notre étude est l'acier. Il a les caractéristiques suivantes :

- Nuance : S235 (E24)
- Limite d'élasticité : $f_y = 235 \text{ MPA}$
- Module d'élasticité : $E = 2.1 \times 10^5 \text{ MPA}$
- Masse volumique : $\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$
- Module d'élasticité transversale : $G = 0.81 \times 10^5 \text{ MPa}$
- Coefficient de poisson : $\nu = 0.3$
- Coefficient de dilatation thermique : $\lambda = 12 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$ (pour $T < 100^\circ\text{C}$)

II-4 ACTIONS ET COMBINAISONS D’ACTIONS :

II.4.1 ACTIONS PERMANENTES :

Elles résultent du poids des matériaux utilisés :

- Poids propre de la structure.
- Poids de la couverture

II.4.2 ACTIONS VARIABLES:

II.4.2.1 CHARGES D’EXPLOITATION:

Les charges d’exploitation sont relatives à celles :

- d’entretien sur les couvertures, conventionnellement assimilées à deux charges concentrées de 1 kN appliquées au 1/3 et aux 2/3 des portées.

II.4.2.2 CHARGES CLIMATIQUES:

Dans le domaine des constructions métalliques, les charges climatiques (vent, neige, et température) sont des charges prépondérantes pour le dimensionnement des éléments porteurs de l’ossature métallique vue leurs valeurs importantes.

Ces charges peuvent présenter des effets néfastes sur la stabilité locale ou globale de la structure lorsqu’elles sont mal estimées, pour cela, il faut appliquer les règlements en vigueur.

II.4.3 ACTION DU VENT: Calcul de l’action du vent selon RNV99

II.4.3.1 LES DÉMENTIONS DE STRUCTURE:

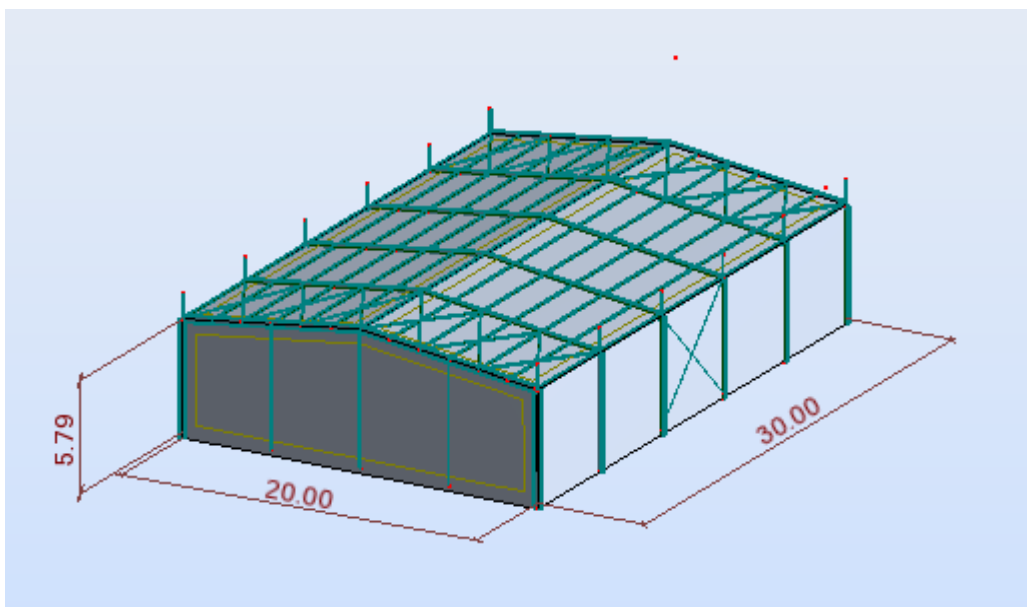
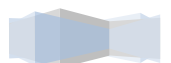
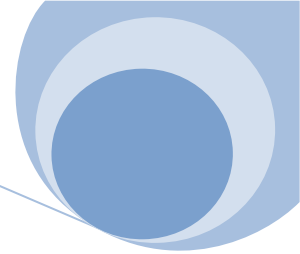


Fig IV-1: les démentions du structure





II.4.3.2 CLASSE DE LA CONSTRUCTION:

➤ **Forme d'ensemble:**

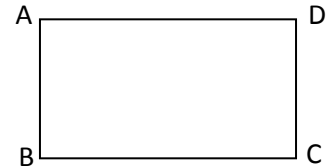
Notre bâtiment est semblable à une construction prismatique à base quadrangulaire.

➤ **Position dans l'espace**

Notre bâtiment repose sur le sol.

➤ **Perméabilité de leurs parois:** une paroi a une perméabilité au vent $\mu\%$ si elle comporte des ouvertures dont la somme des aires représente $\mu\%$ de son aire total on considère trois catégories de construction:

- construction fermée $\mu \leq 5\%$
- construction partiellement ouverte $5\% < \mu < 35\%$
- construction ouverte $\mu \geq 35\%$



- **Paroi AB et CD:**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{total} = A \times B = 20 \times 6.79 = 135.8m^2 \\ S_{ouvertures} = (1.5 \times 0.90) + [2 \times (2 \times 0.9)] + [2 \times (2.2 \times 2.2)] + (1.80 \times 0.9) \\ \quad + (1.8 \times 1.25) + (1.195 \times 1.8) + (1.41 \times 0.9) + (1.2 \times 0.9) \\ S_{ouvertures} = 23 m^2 \\ \mu\% = \frac{23}{135.8} \times 100 = 16.94 \cong 17\% \\ 5\% < \mu = 17\% < 35\% \text{ parois partiellement ouverte} \end{array} \right.$$

- **Paroi BC :**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{total} = A \times B = 30 \times 6.79 = 203.7m^2 \\ S_{ouvertures} = (2.2 \times 0.94) + [6 \times (2 \times 0.9)] + [2 \times (0.9 \times 1.305)] + (1.80 \times 0.9) \\ \quad + (1.8 \times 1.25) + (1 \times 1.8) \\ S_{ouvertures} = 20.8m^2 \\ \mu\% = \frac{20.89}{203.7} \times 100 = 10.25\% \cong 10\% \\ 5\% < \mu = 10\% < 35\% \text{ parois partiellement ouverte} \end{array} \right.$$

- **Paroi DA :**

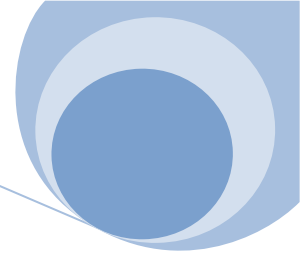
$$\left\{ \begin{array}{l} S_{total} = A \times B = 30 \times 6.79 = 203.7m^2 \\ S_{ouvertures} = (2.2 \times 0.94) + [6 \times (2 \times 0.9)] + [2 \times (0.9 \times 1.305)] + (1.80 \times 0.9) \\ \quad + (1.8 \times 1.25) + (1 \times 1.8) + [3 \times (0.6 \times 0.6)] \\ S_{ouvertures} = 21.97m^2 \\ \mu\% = \frac{21.97}{203.7} \times 100 = 10.78\% \cong 11\% \\ 5\% < \mu = 11\% < 35\% \text{ parois partiellement ouverte} \end{array} \right.$$

II.4.3.3 ACTION ELEMENTAIRE UNITAIRE DU VENT:

D'après le document technique «NV65», l'action du vent sur l'ossature métallique est donnée par la formule suivante :



$$P = q_h \cdot k_s \cdot k_m \cdot \delta \cdot C_r$$



Avec:

q_h : pression dynamique agissant a la hauteur h

k_s : coefficient de site

k_m : coefficient de masque

δ : coefficient de réduction

C_r : coefficient résultant

II.4.3.3.1 q_h : pression dynamique: pour h au -dessus du sol, la pression dynamique

q_h est donnée par la formule suivante:

$$q_h = 2.5 \times \frac{h+18}{h+60} q_{10} \text{ valable pour } h \leq 500\text{m (NV65)}$$

avec

h: hauteur du point considéré

q_{10} :pression dynamique de base (agissant a la hauteur h=10m) est donnée par le tableau 1 suivant:

tableau III 1: pression dynamique de base q_{10}

Zone	Normale(daN/m ²)	Extrême(daN/m ²)
1	40	70
2	50	87.5
3	60	105

La zone d'Adrar est classée région II, donc d'après le tableau I de NV65 la pression dynamique de base vaut : $q_{10} = 50 \text{ dan/m}^2$

donc : $q_h = 2.5 \times \frac{h+18}{h+60} q_{10} \Rightarrow q_h = 2.5 \times \frac{6.79+18}{6.79+60} \times 50 = 46.40 \text{ dan/m}^2$

II.4.3.3.2 K_s : Coefficient de site:

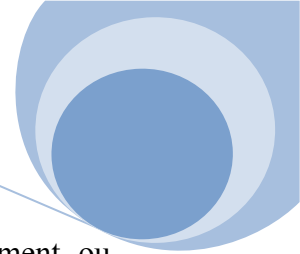
A l'intérieur d'une région à laquelle correspondent des valeurs déterminées par des pressions dynamiques de base, il convient de tenir compte de la nature du site d'implantation de la construction. Les valeurs des pressions dynamiques de base normale et extrême doivent être multipliées par un coefficient de site K_s . Le coefficient de site K_s est donné par tableau II :

	Zone 1	Zone 2	Zone 3
Site protégé	0.8	0.8	0.8
Site normal	1.0	1.0	1.0
Site exposé	1.35	1.30	1.25

tableau III.2: le coefficients de site

Notre site est normal, donc d'après le tableau II, le coefficient de site vaut : $K_s = 1,00$





II.4.3.3 K_m : COEFFICIENT DE MASQUE

Il y a effet de masque lorsqu'une construction est masquée partiellement ou totalement par d'autres constructions ayant une grande probabilité de durée. Une réduction d'environ 25% de la pression dynamique de base peut être appliquée dans le cas où on peut compter sur un effet d'abri résultant de la présence d'autre construction. mais pour des raisons de sécurité on prend généralement $K_m = 1$.

II.4.3.3.4 δ : COEFFICIENT DE REDUCTION

Le coefficient de réduction " δ " tient compte de la variation de la pression dynamique moyenne du vent en fonction de la dimension de la surface frappée.

" δ ": coefficient de réduction donne en fonction de la plus grande dimension (horizontale ou verticale) de la surface offerte au vent revenant a chaque élément.

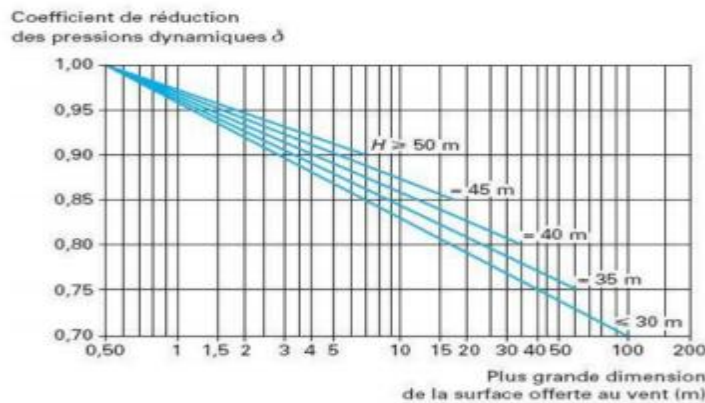


Fig IV-2: coefficient de réduction δ des pressions dynamique pour les grandes surfaces: (tiré de la figure R-III-2, NV65)

D'après la figure III-2 , on a :

L'éléments	Dimension correspondante	δ
Panne	6.0 m	0.86
Ferme	20.0 m	0.79
Poteau	5.79 m	0.86
Potelet	6.79 m	0.85
Lisse	6.0 m	0.86

tableau IV-3: coefficient de réduction δ des pressions dynamique pour les éléments des structures



Remarque : la totalité de réduction «effet de masque»+« effet de dimension » ne doit

en aucun cas dépasser 33%,

Panne : $\delta=0.86$; $k_m = 1.0 \Rightarrow (1-k_m \cdot \delta) = (1- 0.86 \times 1) = 0.14 = 14\% < 33\%$

Ferme : $\delta = 0.79$; $k_m = 1.0 \Rightarrow (1-k_m \cdot \delta) = (1- 0.79 \times 1) = 0.21 = 21\% < 33\%$

II.4.3.3.5 CALCUL DU COEFFICIENT DE PRESSION RESULTANT:

le coefficient de pression résultant C_r est déterminé comme suit:

$$C_r = C_e - C_i$$

avec: C_e : coefficient de pression extérieure

C_i : coefficient de pression intérieure

Ces actions sont dites actions extérieures. Elles sont caractérisées par un coefficient C_e .

Dans les constructions fermées, ouvertes ou partiellement ouvertes, les volumes intérieurs compris entre les parois peuvent être dans un état de surpression ou de dépression suivant l'orientation des ouvertures par rapport au vent et leur importance relative.

Il en résulte sur les faces intérieures des actions dites actions intérieures. Ces actions sont caractérisées par un coefficient C_i .

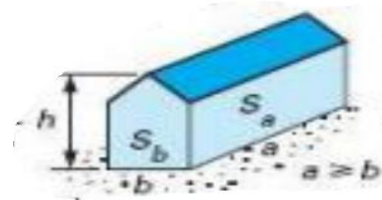
II.4.3.3.5.1 Calcul des coefficients de pressions extérieures

Pour une direction de vent donnée, le rapport de dimensions est le rapport de la hauteur H de la construction à la dimension horizontale de la face frappée :

a) calcul des rapports de dimensions λ :

$$\lambda_a = H/a = 6.79/30 = 0,23$$

$$\lambda_b = H/b = 6.79/20 = 0,34$$



b) calcul du coefficient γ_0 :

➤ $\lambda_a = 0.23 < 0.5 \Rightarrow$ on calcul γ_0^a par le quadrant inferieure gauche (voir figure suivant) en fonction de λ_b . $\lambda_b = 0.34 \Rightarrow \gamma_0^a = 0.9$

➤ $\lambda_b = 0.34 < 1 \Rightarrow$ on calcul γ_0^b par le quadrant inferieure droit (voir figure suivant) en fonction de λ_a . $\lambda_a = 0.23 \Rightarrow \gamma_0^b = 0.85$



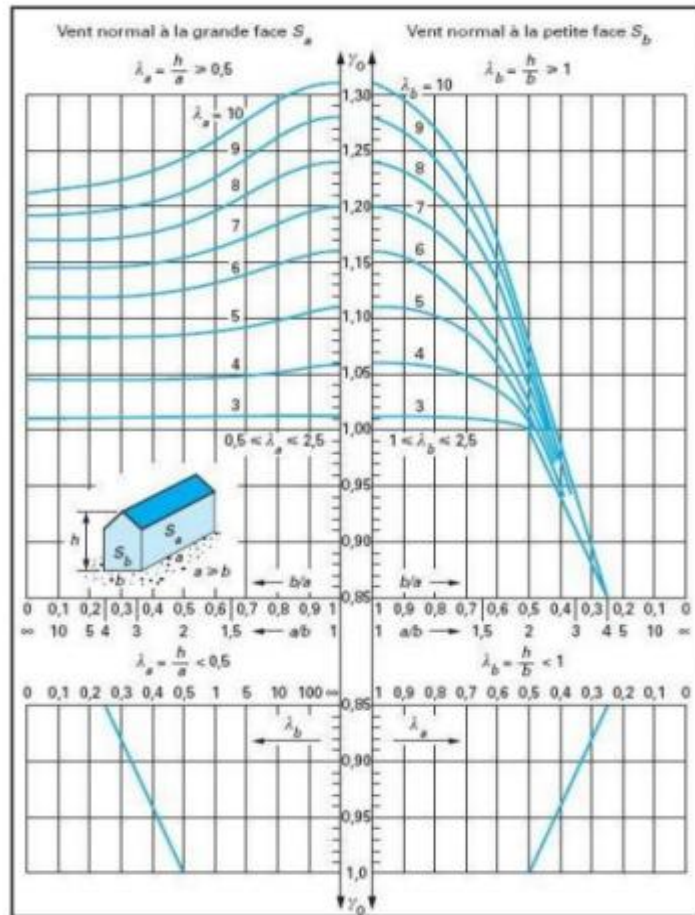
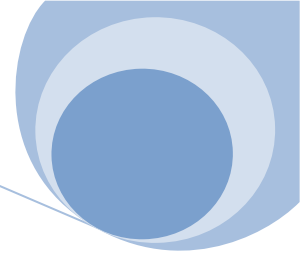


Fig IV-3: Coefficient γ_0 pour les constructions prismatiques à base quadrangulaire

c) Parois verticales:

le coefficient de pression extérieure C_e dans le cas d'un vent normal appliqué à des parois verticales sont donnés par :

- Face au vent $C_e = +0,8$
- Face sous le vent $C_e = -(1,3 \gamma_0 - 0,8)$

Sens de vent \ Paroi	Le petite face S_b $\gamma_0^b = 0.85$		La grande face S_a $\gamma_0^a = 0.90$	
	Au vent	Sous vent	Au vent	Sous vent
Paroi AB	+ 0.8	/	/	- 0.37
Paroi BC	/	- 0.30	+ 0.8	/
Paroi CD			/	- 0.37
Paroi DA			/	

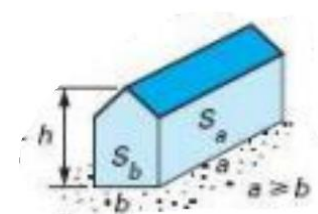


tableau IV-4: résultats de coefficients de pressions extérieures





d) -Versants de toitures:

Les coefficients de pression extérieure C_e dans le cas d'un vent normal appliqué à des toitures sont donnés par :

✓ Toitures à versants plans (vent normal aux génératrices) :

$f/h = 1/6,790 = 0,15 < 0,5 \rightarrow C_e$ fonction de α et γ_0

Diagrammes R-III-6 ($\alpha = 5^\circ$ et $\gamma_0^a = 0,85$)

- Versant au vent $C_e = -0,32$
- Versant sous le vent $C_e = -0,22$

✓ Toitures à versants plans (vent parallèle aux génératrices) :

$f/h = 1/6,79 = 0,15 < 0,5 \rightarrow C_e$ fonction de α et γ_0^b

Diagrammes R-III-6 ($\alpha = 0^\circ$ et $\gamma_0^b = 0,90$)

- Versant au vent $C_e = -0,22$
- Face sous le vent $C_e = -0,22$

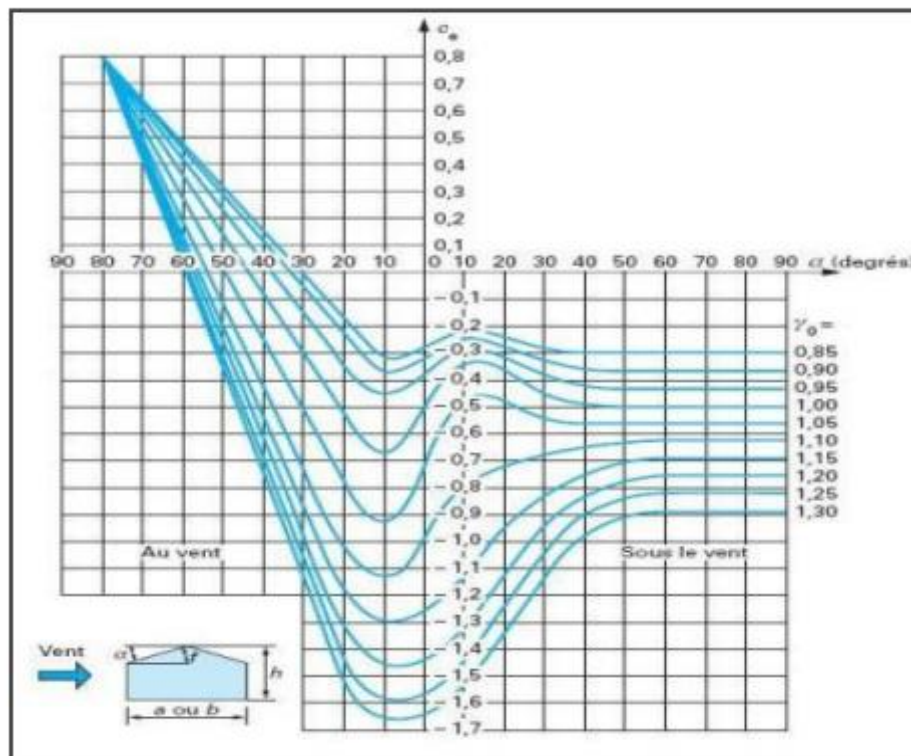


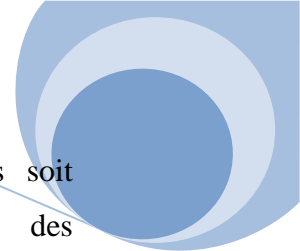
Fig IV-4: Coefficient de pression extérieure C_e pour les toitures a un ou plusieurs versants plans:(tire de la figure R-III-6. NV65 p.93)

II.4.3.3.5.2 -Calcul de coefficients de pressions intérieures:

Notre construction comportant des parois partiellement ouverte

- Paroi AB et CD: ($5\% < \mu = 17\% < 35\%$).
- Paroi BC: ($5\% < \mu = 10\% < 35\%$).
- Paroi DA : ($5\% < \mu = 11\% < 35\%$).





On applique sur les faces intérieures des parois soit des surpressions soit des dépressions déterminées par simple interpolation linéaire en fonction des perméabilités μ entre les coefficients des constructions fermées et les coefficients des constructions ouvertes.

a. vent normal a la petite face AB ($\gamma_0^b = 0.85$):

le coefficient de pression intérieur C_i dans le cas d'un construction ferme des parois verticales sont donnés par :

- dépression: $C_i = -0.6(1,3 \gamma_0^b - 0,8) = - 0.18$ on prend $C_i = - 0.20$
- surpressions : $C_i = + 0.6(1,8 - 1.3 \gamma_0^b) = + 0.42$

le coefficient de pression intérieur C_i dans le cas d'un construction ouverte des parois verticales sont donnés par :

- au vent $C_i = - 0.6(1,3 \gamma_0^b - 0,8) = - 0.18$ on prend $C_i = - 0.20$
- sous vent: $C_i = + 0.6(1,8 - 1.3 \gamma_0^b) = + 0.42$

le coefficient de pression intérieur C_i dans le cas d'un construction partiellement ouverte des parois verticales sont donnés par interpolation linéaire entre les construction ferme et construction ouverte:

d'après le règlement neige et vent (nv65) :

- lorsque $- 0.2 < C_i < 0 \Rightarrow$ on prend $C_i = - 0.20$
- lorsque $0 < C_i < + 0.15 \Rightarrow$ on prend $C_i = + 0.15$

✓ **paroi AB:**

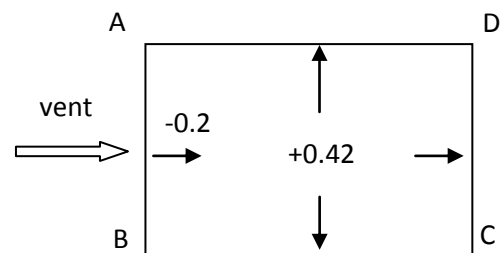
$$\begin{cases} C_{if} = - 0.2 \\ C_{io} = - 0.2 \end{cases} \Rightarrow C_{ip} = - 0.2$$

✓ **paroi BC, CD, et AD:**

$$\begin{cases} C_{if} = + 0.42 \\ C_{io} = + 0.42 \\ \mu = 17\% \end{cases}$$

$$C_{ip} = C_{if} + (C_{io} - C_{if}) \frac{\mu - \mu_f}{35 - \mu_f}$$

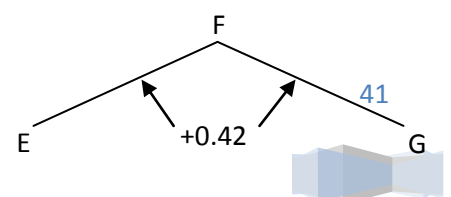
$$C_{ip} = (+0.42) + ((+0.42) - (+0.42)) \frac{17 - 5}{35 - 5} = +0.42$$

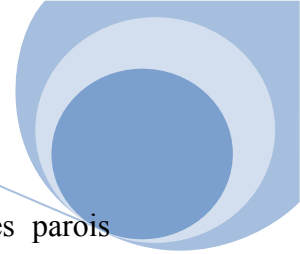


b. versants de toitures:

le coefficients de pression intérieures " C_i " pour la toiture est le même que ceux des parois intérieures.

parois intérieures $C_{ip} = +0.42$
 donc versants de toitures (versant EF, et FG): $C_{ip} = +0.42$





c. vent normal a la grande face BC ($\gamma_0^a=0.90$):

le coefficient de pression intérieur C_i dans le cas d'un construction ferme des parois verticales sont donnés par :

- dépression: $C_i = - 0.6(1,3 \gamma_0^a - 0,8) = - 0.22$
- pressions : $C_i = + 0.6(1,8 - 1.3 \gamma_0^a) = + 0.46$

le coefficient de pression intérieur C_i dans le cas d'un construction ouverte des parois verticales sont donnés par :

- au vent $C_i = - 0.6(1,3 \gamma_0^a - 0,8) = - 0.22$
- sous vent: $C_i = + 0.6(1,8 - 1.3 \gamma_0^a) = + 0.46$

le coefficient de pression intérieur C_i dans le cas d'un construction partiellement ouverte des parois verticales sont donnés par interpolation linéaire entre les construction ferme et construction ouverte:

d'après le règlement neige et vent (nv65) :

- lorsque $- 0.2 < C_i < 0 \Rightarrow$ on prend $C_i = - 0.20$
- lorsque $0 < C_i < + 0.15 \Rightarrow$ on prend $C_i = + 0.15$

✓ **paroi BC:**

$$\begin{cases} C_{if} = - 0.22 \\ C_{io} = -0.22 \end{cases} \Rightarrow C_{ip} = -0.22$$

✓ **paroi AB, CD, et AD:**

$$\begin{cases} C_{if} = + 0.46 \\ C_{io} = + 0.46 \\ \mu = 17\% \end{cases}$$

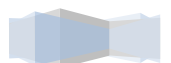
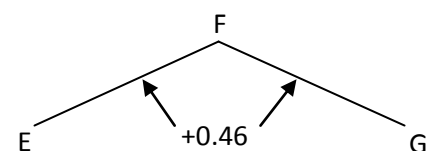
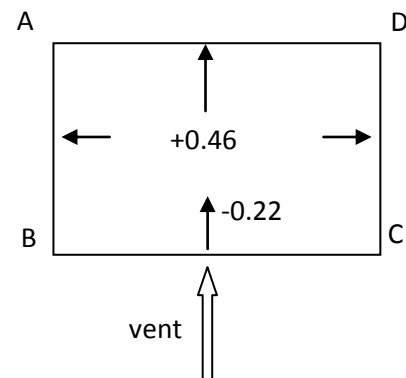
$$C_{ip} = C_{if} + (C_{io} - C_{if}) \frac{\mu - \mu_f}{35 - \mu_f}$$

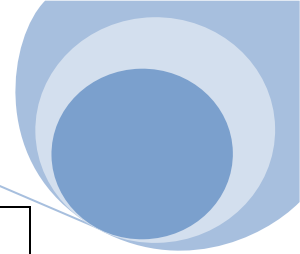
$$C_{ip} = (+0.46) + ((+0.46) - (+0.46)) \frac{17 - 5}{35 - 5} = + 0.46$$

d. versants de toitures:

le coefficients de pression intérieures "Ci" pour la toiture est le même que ceux des parois intérieures.

parois intérieures $C_{ip} = + 0.46$
 donc versants de toitures (versant EF, et FG): $C_{ip} = + 0.46$





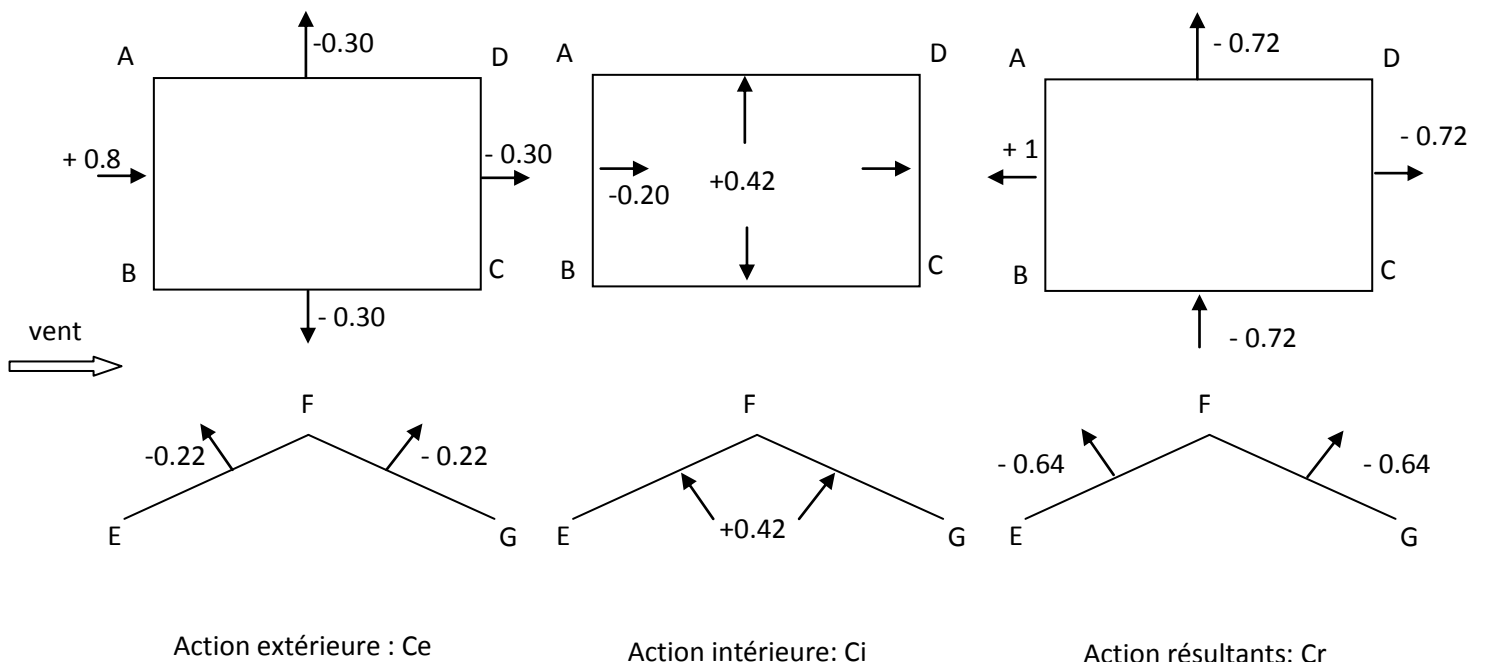
<i>Paroi sens de vent</i>	AB	BC	CD	AD	TOITURE
AB	-0.20	+ 0.42	+ 0.42	+ 0.42	+0.42
BC	+ 0.46	- 0.22	+ 0.46	+ 0.46	+0.46
CD	+ 0.42	+ 0.42	-0.20	+ 0.42	+0.42
AD	+ 0.46	+ 0.46	+ 0.46	- 0.22	+0.46

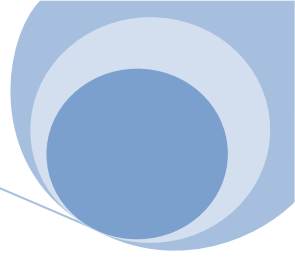
tableau IV--5: résultats de coefficients de pressions intérieur

II.4.3.3.5.3 coefficients de pression résultants Cr:

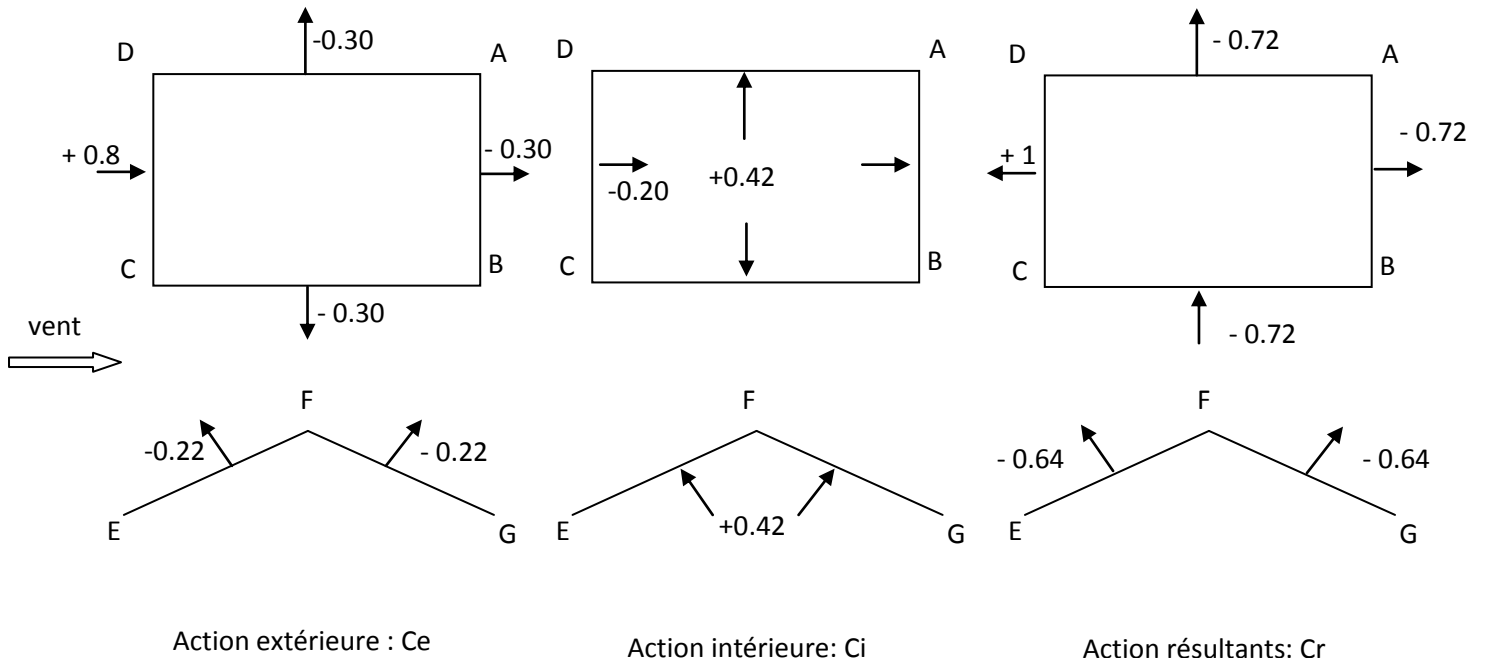
$$Cr = Ce - Ci$$

a) vent normal a la paroi AB:

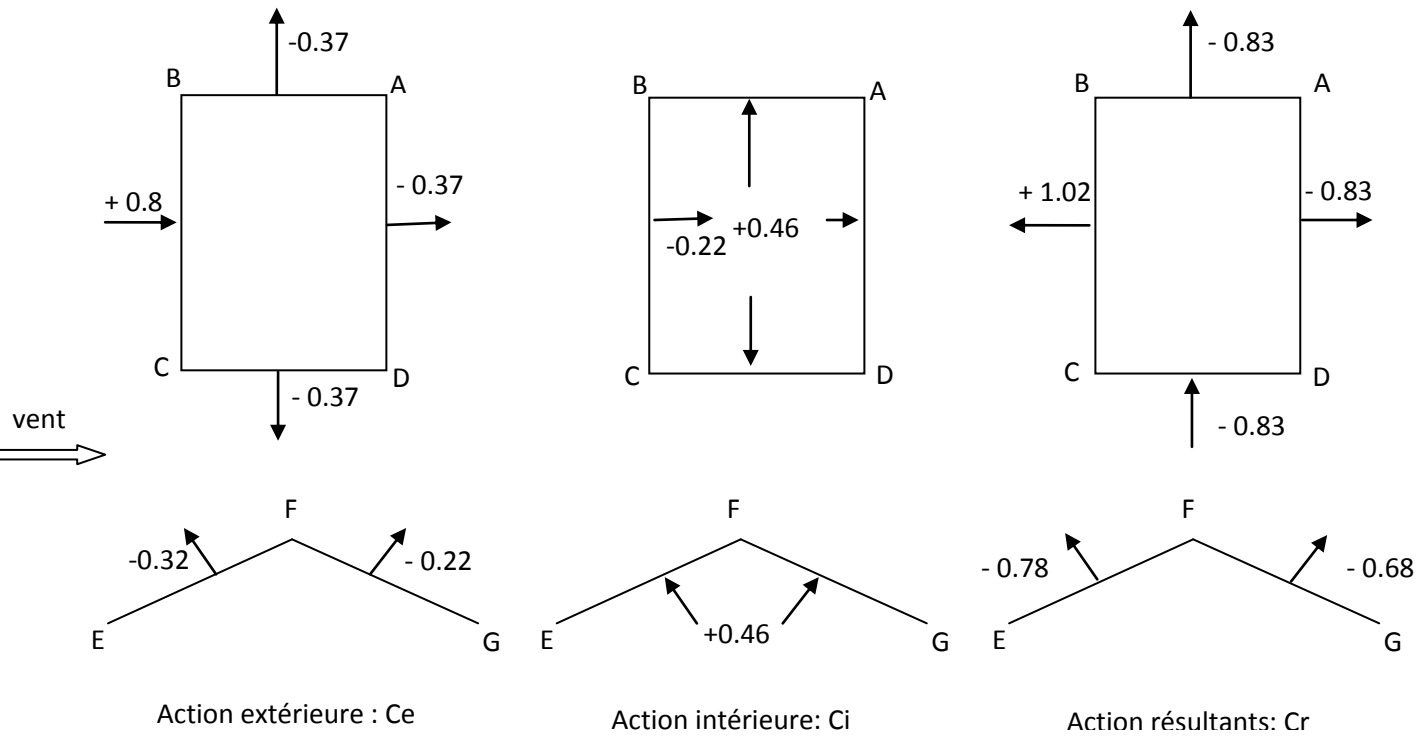


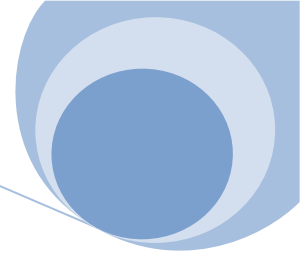


b) vent normal a la paroi CD:

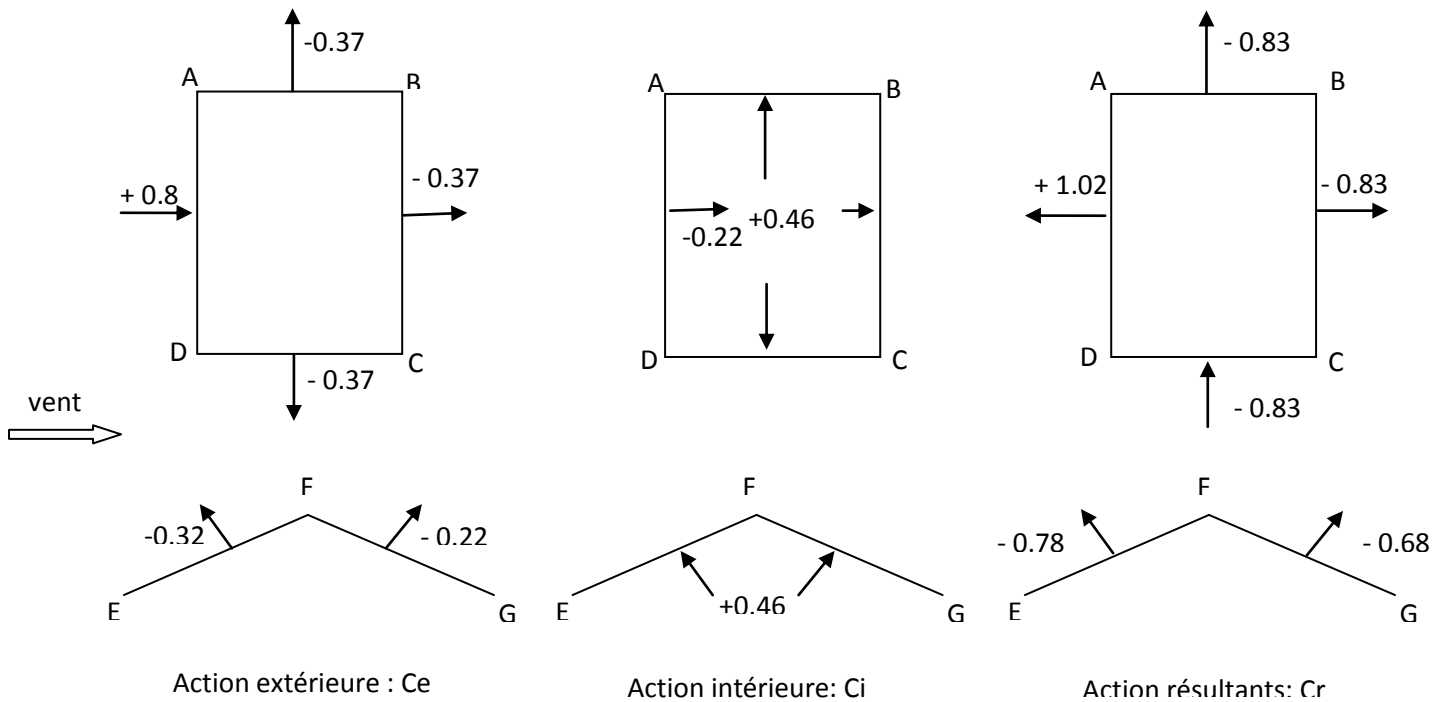


c) vent normal a la paroi BC:





d) vent normal a la paroi AD:



les différents résultats des coefficients de pression obtenus ci-dessus sont regroupés dans le tableau suivant:

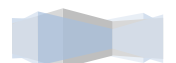
Parois Direction du vent		Parois verticales				Versant de toiture	
		AB	BC	CD	AD	EF	FG
$\theta = 0^\circ$	Ce	+ 0.8	- 0.30	- 0.30	-0.30	- 0.22	- 0.22
	Ci	- 0.20	+ 0.42	+ 0.42	+ 0.42	+ 0.42	+ 0.42
	Cr	+ 1	- 0.72	- 0.72	- 0.72	- 0.64	- 0.64
$\theta = 90^\circ$	Ce	- 0.37	+ 0.8	- 0.37	- 0.37	- 0.32	- 0.22
	Ci	+ 0.46	- 0.22	+ 0.46	+ 0.46	+ 0.46	+ 0.46
	Cr	- 0.83	+ 1.02	- 0.83	- 0.83	- 0.78	- 0.68
$\theta = 180^\circ$	Ce	-0.30	-0.30	+ 0.8	-0.30	-0.22	-0.22
	Ci	+0.42	+0.42	-0.20	+0.42	+0.42	+0.42
	Cr	-0.72	-0.72	+1	-0.72	-0.64	-0.64

tableau IV-6:récapitulatif des coefficients de pression

Dans le tableau suivant on représenté les coefficients de pression résultants les plus défavorables pour le calcul des éléments de la construction

	Parois verticales		Versants de toiture	
	AB et CD	BC et AD	EF	FG
Pression	+ 1.0	+ 1.02	- 0.78	- 0.78
Dépression	- 0.83	- 0.83	- 0.68	- 0.68

tableau IV-7:résultats de pression les plus défavorables



$$P = q_h \cdot k_s \cdot k_m \cdot \delta \cdot C_r$$

Avec :

$$K_m = 1 ; K_s = 1 ; q_h = 46.4 \text{ dan/m}^2 ; \delta_a = 0,86 \text{ pour Sa et } \delta_b = 0,79 \text{ pour Sb}$$

Résultat du calcul :

$$\begin{aligned} \text{Panne : } V_n &= 46.4 \times 1 \times 1 \times 0.86 \times (-0.78) = -31.12 \text{ dan/m}^2 \downarrow \\ \text{Ferme : } V_n &= 46.4 \times 1 \times 1 \times 0.79 \times (-0.78) = -28.59 \text{ dan/m}^2 \downarrow \\ \text{Poteau : } V_n &= 46.4 \times 1 \times 1 \times 0.86 \times (+1.02) = +40.70 \text{ dan/m}^2 \rightarrow \\ \text{Potelet : } V_n &= 46.4 \times 1 \times 1 \times 0.85 \times (+1.02) = +40.23 \text{ dan/m}^2 \rightarrow \\ \text{Lisse : } V_n &= 46.4 \times 1 \times 1 \times 0.86 \times (+1.02) = +40.70 \text{ dan/m}^2 \rightarrow \end{aligned}$$

II.4.4 CALCUL DE L'ACTION DE LA NEIGE

Pour notre cas, on va négliger l'action de la neige.

II.4.5 Action de la température

Vu la nature de matériau utilisé (acier), les effets de la température ne peuvent pas être négligés. Pour en tenir compte, nous avons considéré dans le calcul numérique une variation

de température $\Delta\theta = \pm 30^\circ\text{C}$.

II.4.5.1 Combinaisons d'actions

II.4.5.1.1 Combinaisons d'actions fondamentales à l'ELU

La combinaison d'actions est donnée par :

$$\sum_j G_j \gamma_{g,j} + \gamma_{q,1} Q_1 + \sum_{i>0} \gamma_{q,i} \psi_{0,i} Q_i$$

Avec :

$\gamma_{g,j} = 1.35$ pour les actions permanentes défavorables.

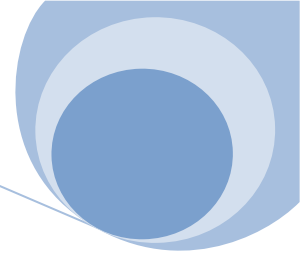
$\gamma_{g,j} = 1$ pour les actions permanentes favorables.

$\gamma_{q,1} = \gamma_{q,i} = 1.5$ mais $\gamma_{q,1} = 1.8$ pour le vent

ψ_0 sont données par le tableau suivant :

	Charge d'exploitation	vent	neige	température
ψ_0	0.87	0.67	0.87	0.53

tableau IV-8: Coefficients de pondérations



II.4.5.1.2 Les combinaisons rares à l'ELS :

Elles sont données par :

$$\sum_j G_j + Q_1 + \sum_{i>0} \psi_{0,i} Q_i$$

nous avons déterminé les différentes charges. Ces dernières nous serviront d'hypothèses pour le calcul des différents éléments de la structure. La surcharge du vent a été calculée manuellement. Ces calculs ont été par la suite, vérifiés par le logiciel ROBOT.

II-5 Calcul des éléments secondaires:

Après avoir calculé les charges agissantes sur la charpente, nous allons procéder au niveau de ce chapitre au dimensionnement des éléments d'enveloppe. Ces derniers sont principalement les pannes.

La structure porteuse d'une toiture est constituée de pannes reposantes sur des fermes. La fonction principale de ces pannes est de supporter la couverture et de transmettre aux éléments porteurs les charges agissant sur la toiture, celles-ci étant: le poids propre de la panne, le poids de la couverture, la neige, le vent et les masses suspendues.

II.5.1 Vérification de la classe de la section:

Les profilés laminés IPE sont généralement de classe 1ou2, donc, les vérifications seront faites en plasticité.

II.5.2 Calcul des différentes actions sur une panne de toitur:

Les pannes sont des poutres destinées à transmettre les charges et surcharges s'appliquant sur les couvertures à la traverse ou bien à la ferme. Elles sont réalisées soit en profilé (I) soit à treillis pour les portées supérieures à 6m.

II.5.2.1 Détermination des sollicitations :

Compte tenu de la pente des versants, les pannes sont posées inclinées d'un angle $\alpha = 5.71^\circ$ et de ce fait fonctionnent en flexion déviée.

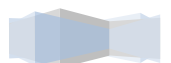
II.5.2.1.1 Evaluation des charges et surcharges :

a) Charges permanents (G) :

Poids propre de la couverture, tôle et accessoires de pose : $G_c = 17 \text{ kg/m}^2$

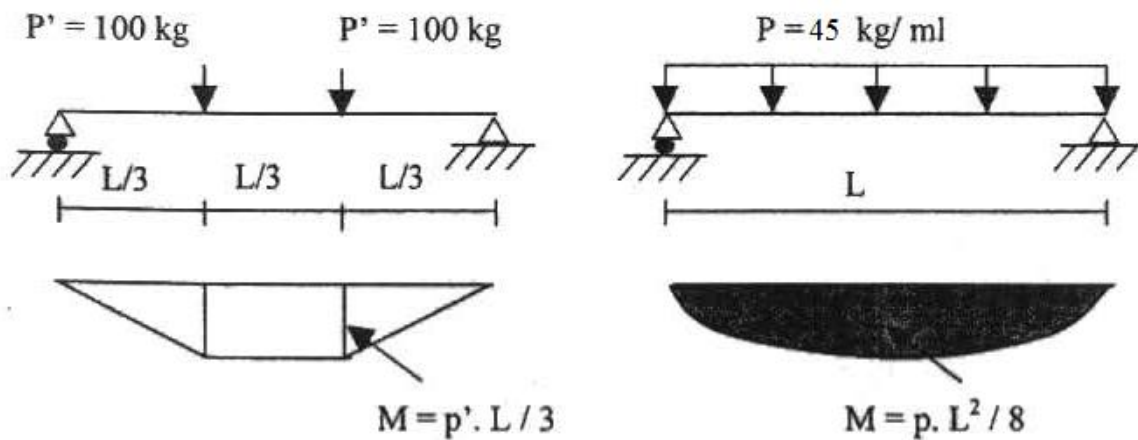
Poids propre de la panne : (estimé) $G_p = 15.8 \text{ kg/m}^2$

$G = 17 \times 1.59 + 15.8 = 43 \text{ kg/ml}$



b) Surcharges d'entretien (p) :

Enconsidère dans le calcul .une charge d'entretien qui est égales aux poids d'un ouvrier et son assistant et qui est équivalente à 1/3 et 2/3 de la portée de la panne $P=100 \text{ kg/m}^2$.



$$M_{max} = P'L/3 = PL^2/8$$

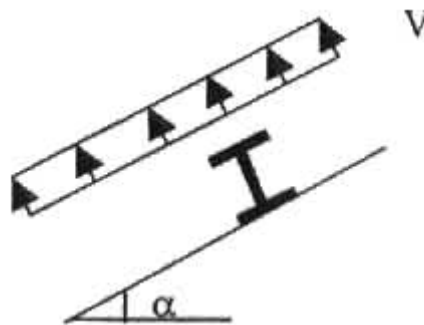
$$P = \frac{8 \times 100}{3 \times 6} = 45 \text{ kg/ml}$$

c) Surcharge climatique :

Surcharge du vent (v) perpendiculaire au versant

$$V_n = -31.12 \text{ kg/m}^2 = -31.12 \times 1.59 = -50 \text{ kg/ml}$$

$$V_e = 1.75 V_n = 1.75 \times 50 = 87.5 \text{ kg/ml}$$

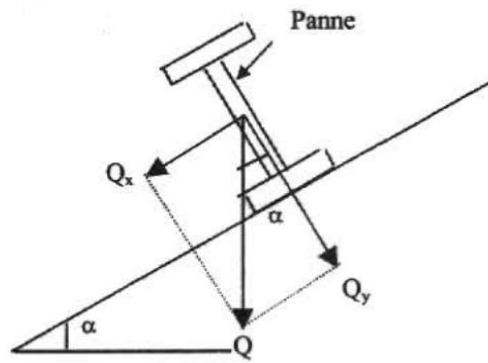


d) Combinaisons de charge les plus défavorables :

1. $\frac{4}{3} G + \frac{3}{2} P = \frac{4}{3} \times 43 + \frac{3}{2} \times 45 = 125.6 \text{ kg/ml}$
2. $\frac{4}{3} G + \frac{3}{2} V_n = \frac{4}{3} \times 43 + \frac{3}{2} \times -50 = -16.95 \text{ kg/ml}$
3. $G + V_e = 43 - 87.5 = -44.5 \text{ kg/ml}$

La combinaison la plus défavorable est la combinaison N° 1





$$Q_{\max} = 4/3 G + 3/2 P = 125.6 \text{ kg/ml}$$

$$Q_y = Q \cos \alpha = 125 \text{ kg/ml}$$

$$M_x = Q_y \cdot Lx^2 / 8 = (125 \times 6^2) / 8 = 562.5 \text{ kg.m}$$

$$Q_x = Q \sin \alpha = 12.5 \text{ kg/ml}$$

$$M_y = Q_x \cdot Ly^2 / 8 = (12.5 \times 3^2) / 8 = 14.06 \text{ kg.m}$$

II.5.3 Principe de dimensionnement :

Les pannes sont dimensionnées par le calcul pour satisfaire simultanément aux conditions suivantes :

a. Condition de résistance :

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq \sigma_e$$

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} \left(1 + \frac{W_x}{W_y} \cdot \frac{M_y}{M_x} \right) = \frac{M_x}{W_x} \left(1 + \eta \cdot \frac{M_y}{M_x} \right) \leq \sigma_e \text{ Avec } \eta = \frac{W_x}{W_y}$$

$$W_x \geq \frac{M_x}{\sigma_e} \left(1 + \eta \cdot \frac{M_y}{M_x} \right)$$

$\eta \approx 6$ à 9 pour les poutre en **I** (soit $\eta = 7$)

$$W_x \geq \frac{562.5}{24} \left(1 + 7 \cdot \frac{14.06}{562.5} \right)$$

$$W_x \geq 27.53 \text{ cm}^3$$

Soit **IPE160**

$$W_x = 109 \text{ cm}^3$$

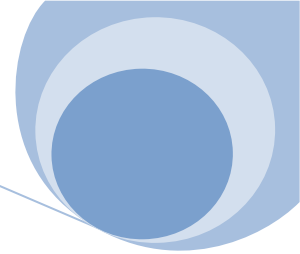
$$W_y = 16.7 \text{ cm}^3$$

$$I_x = 869 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 68.3 \text{ cm}^4$$

$$P = 15.8 \text{ kg/ml}$$





➤ **Vérification de la résistance :**

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{562.5}{109} + \frac{14.06}{16.7} = 6 < 24 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

b. Condition de flèche :

$f_x \leq f_{ad}$ avec $f_{ad} = l/200$: flèche admissible

$$f_y \leq f_{ad}$$

➤ **Vérification de la flèche:**

$$f_x = \frac{5}{384} \cdot \frac{Q_y \cdot L_x^4}{E \cdot I_x}$$

$$f_{ad} = \frac{L_x}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f_x = \frac{5}{384} \cdot \frac{12,5 \cdot 10^{-2} \cdot 600^4}{2,1 \cdot 10^6 \cdot 869} = 1,15 \text{ cm} < f_{ad} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$f_y = \frac{2,05}{384} \cdot \frac{Q_x \cdot L_y^4}{E \cdot I_y}$$

$$f_{ad} = \frac{L_y}{200} = \frac{300}{200} = 1,5 \text{ cm}$$

$$f_x = \frac{2,05}{384} \cdot \frac{12,5 \cdot 10^{-2} \cdot 300^4}{2,1 \cdot 10^6 \cdot 68,7} = 0,037 \text{ cm} < f_{ad} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification au cisaillement:**

La vérification de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$1,54 \cdot \tau \leq \sigma_e \text{ Avec } \tau = \max(\tau_x, \tau_y)$$

$$\tau_x = \frac{T_x}{A_a^{net}}$$

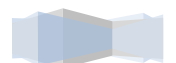
Avec :

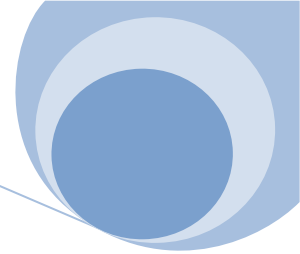
$$T_x = \frac{Q_x}{2} \cdot L_x = \frac{125 \cdot 6}{2} = 375 \text{ kg}$$

$$A_a = (H - 2e_s) \cdot e_a = 7,26 \text{ cm}^2$$

$$\tau_x = \frac{T_x}{A_a^{net}} = \frac{375}{7,26} = 51,65 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_y = \frac{T_y}{2 \cdot A_s^{net}}$$





Avec :

$$T_y = 0,625 \cdot Q_x \cdot L_y = 0,625 \cdot 12,5 \cdot 3 = 23,44 \text{ kg}$$

$$2 \cdot A_s = 2X(8,2X0,74) = 12,136 \text{ cm}^2$$

$$\tau_y = \frac{T_y}{2 \cdot A_s^{net}} = \frac{23,44}{12,136} = 1,93 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{max} = \tau_x = 51,65 \text{ kg/cm}^2$$

$$1,54 \cdot \tau = 1,54 \cdot 51,65 = 79,54 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_e = 240 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

➤ **Vérification au déversement:**

Déversement = Flambement + Rotation de la section transversale.

II.5.4 Méthode de calcul :

Dans le cas des pièces symétrique chargé et appuyées la vérification de la stabilité au déversement est donnée par la formule suivante :

$$\sigma = K_d \cdot \sigma_{fx} \leq \sigma_e$$

$$K_d = \frac{K_0}{1 + \frac{\sigma_d(K_0-1)}{\sigma_e}}$$

K_0 : coefficient de flambement déterminé en fonction de l'élancement λ_0

$$\lambda_0 = \frac{L}{h} \sqrt{\frac{4}{B \cdot C} \cdot \frac{I_x}{I_y} \left(1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_e}\right)}$$

$$\sigma_d = \frac{\pi^2 \cdot E}{5.2} \cdot \frac{I_y}{I_x} \cdot \frac{h^2}{L^2} (D - 1) \cdot B \cdot C : \text{contrainte de non déversement .}$$

$$\sigma_d = 40000 \cdot \frac{I_y}{I_x} \cdot \frac{h^2}{L^2} (D - 1) \cdot B \cdot C \text{ en daN/m}^2$$

II.5.4.1 Calcul des coefficients D, C, et B

a. Coefficient D :(RCM66, R.3.641)

Il est donné en fonction des dimensions de la pièce.

$$D = \sqrt{1 + \frac{4}{\pi^2} \cdot \frac{G \cdot J}{E \cdot I_y} \cdot \frac{L^2}{h^2}} \Rightarrow D = \sqrt{1 + 0.156 \cdot \frac{J}{I_y} \cdot \frac{L^2}{h^2}}$$



IPE 160 :

$J = 3,53 \text{ cm}^3$ Moment d'inertie de torsion

$h = 16 \text{ cm}$

$I_x = 869 \text{ cm}^3$

$I_y = 68,3 \text{ cm}^3$

$L = 300 \text{ cm}$

Longueur de flambement

$$D = \sqrt{1 + 0,156 \cdot \frac{3,53}{68,3} \cdot \frac{300^2}{16^2}} \Rightarrow D = 1,96$$

b. Coefficient C :

Il est donné en fonction de la répartition des charges.

C = 1.132 (charge uniformément répartie)

c. Coefficient B :

Il est donné en fonction du niveau d'application des charges.

B = 1 (au niveau de la fibre neutre par superposition)

II.5.4.2 Calcul de la contrainte de non déversement :

$$\sigma_d = 40000 \cdot \frac{I_y}{I_x} \cdot \frac{h^2}{L^2} (D - 1) \cdot B \cdot C$$

$$\sigma_d = 9,72 \frac{\text{dan}}{\text{mm}^2} \leq \sigma_e \rightarrow \text{Il y a risque de déversement.}$$

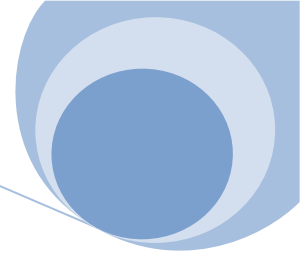
$$\lambda_0 = \frac{L}{h} \sqrt{\frac{4}{B \cdot C} \cdot \frac{I_x}{I_y} \left(1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_e}\right)}$$

$$\lambda_0 = \frac{300}{16} \sqrt{\frac{4}{1,1,132 \cdot 68,3} \cdot \frac{869}{68,3} \left(1 - \frac{9,72}{24}\right)} = 97$$

$$K_0 = 1,817 \text{ (Tableaux)(RCM66 , Annexe §13.411)}$$

$$K_d = \frac{K_0}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_e} (K_0 - 1)}$$

$$K_d = \frac{1,817}{1 + \frac{9,72}{24} (1,817 - 1)} = 1,36$$



$$\sigma_{fx} = \frac{M_x}{W_x}$$

Avec :

$$M_x = Q_y \cdot \frac{L_x^2}{8}$$

$$Q_x = G + V_e = -43,62$$

$$M_x = 43,62 \cdot \frac{6^2}{8} = 196,3 \text{ kgm}$$

$$\sigma_{fx} = \frac{196,3 \times 10^2}{109} = 180,08 \text{ kg/cm}^2$$

$$K_d \cdot \sigma_{fx} = 1,36 \times 180,08 = 334,33 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \geq \sigma_e \quad \text{pas de risque de déversement}$$

Le profilé choisit IPE 160 convient pour les pannes.

II.5.5 calcul des liernes:

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction. Ils sont généralement formés de barres rondes ou de petites cornières. leur rôle principal est d'éviter la déformation latérale des pannes.

Compte tenu de la faible inertie transversale des pannes, et dès lors que la pente des versants atteint 8 à 10%, l'effet de la charge suivant la faible inertie devient préjudiciable et conduit à des sections de pannes importantes, donc onéreuses.

la solution consiste à réduire la portée transversale des pannes en les reliant entre elles par des liernes (tirants), situés à mi - portée.

chaque fois que les pannes en profils sont disposées normalement au versant, il convient de les entretoiser par un ou plusieurs cours de liernes en fer rond ou en cornière. ces liernes, reliées entre elles au niveau du faitage, permettent d'éviter la déformation latérale des pannes, très préjudiciable au bon aspect de la couverture.

II.5.5.1 Dimensionnement des liernes:

la réaction R au niveau de la lierne:

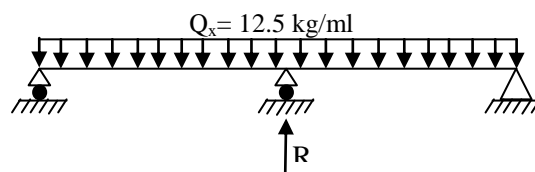
$$R = 1.25 Q_x \times l_y = 1.25 \times 12.5 \times 3 = 46.87 \text{ dan}$$

effort de traction dans le tronçon de lierne L₁ provenant de la panne sablière:

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{46.87}{2} = 23.43 \text{ dan}$$

effort dans le tronçon L₂ :

$$T_2 = R + T_1 = 46.87 + 23.43 = 70.30 \text{ dan}$$



effort dans le tronçon L₃:

$$T_3 = R + T_2 = 46.87 + 70.30 = 117.17 \text{ dan}$$

effort dans le tronçon L₄ :

$$T_4 = R + T_3 = 46.87 + 117.17 = 164.04 \text{ dan}$$





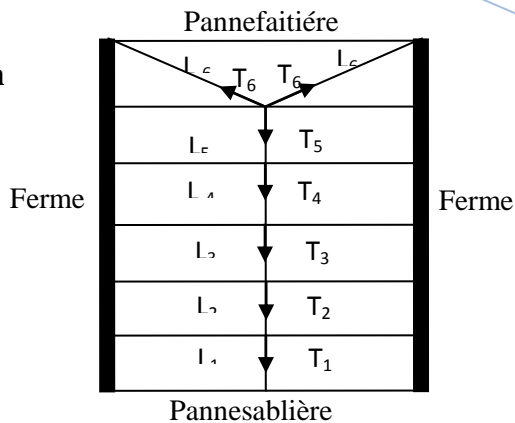
effort dans le tronçon L_5 :

$$T_5 = R + T_4 = 46.87 + 164.04 = 210.91 \text{ dan}$$

effort dans les diagonales L_6 :

$$2T_6 \cdot \cos \theta = T_5 \quad \text{avec } \theta = 28^\circ$$

$$T_6 = \frac{T_5}{2 \cos \theta} = \frac{210.91}{2 \times \cos 28^\circ} = 119.44 \text{ dan}$$



Remarque:

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction et qui sont soumis à des efforts croissants, au fur et à mesure qu'il se rapprochent du faîtage. les efforts de traction sollicitant les liernes ne peuvent pas être attachés aux pannes faîtières, qui périraient transversalement. ils sont donc transmis aux fermes par des tirants en diagonale (bretelles).

II.5.5.2 calcul de la section des liernes:

le tronçon le plus sollicité est L_5

$$\begin{aligned} T_5 &\leq A \times \sigma_e \Rightarrow A \geq T_5 / \sigma_e \\ &\Rightarrow A \geq 210.91 / 2400 = 0.088 \text{ cm}^2 \\ &\Rightarrow A = \pi \phi^2 / 4 \geq 0.088 \text{ cm}^2 \\ &\Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0.088}{\pi}} = 0.34 \text{ cm} \end{aligned}$$

soit une barre ronde de diamètre: $\phi = 10 \text{ mm}$.

II.5.6 calcul de l'échantignolle:

l'échantignolle est un dispositif de fixation permettant d'attacher les pannes aux fermes. le principal effort de résistance de l'échantignolle est le moment de renversement dû au chargement (surtout sous l'action de soulèvement du vent).

II.5.6.1 dimensionnement de l'échantignolle:

l'excentrement " t " est limité par la condition suivante:

$$2(b/2) \leq t \leq 3(b/2)$$

pour IPE 160:

$$b = 8.2 \text{ cm et } h = 16 \text{ cm}$$

$$8.2 \text{ cm} \leq t \leq 12.3 \text{ cm}$$

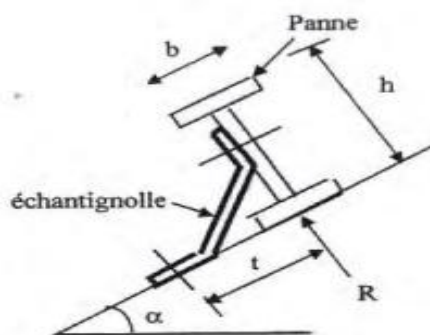
soit $t = 10 \text{ cm}$

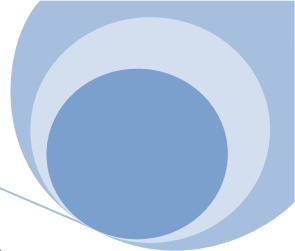
$$Q_x = V_e = -54.46 \text{ dan/ml}$$

$$R_y = 2 \times (Q_x \times l_x) / 2$$

$$R_y = 2 \times (54.46 \times 6) / 2$$

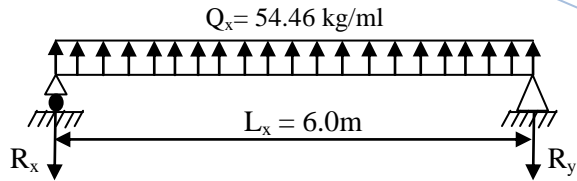
$$R_y = 327 \text{ dan}$$





II.5.6.2 calcul du moment de reversement

Mr = R x t
 Mr = 327 x 10
 Mr = 3270 dan.cm



II.5.6.3 Dimensionnement de l'échantignolle:

$$\sigma = \frac{M_r}{W_{ech}} \leq \sigma_e$$

II.5.6.4 calcul de l'épaisseur de l'échantignolle:

$W_{ech} \geq \frac{3270}{2400} = 1.36 \text{ cm}^3$ avec $W_{ech} = \frac{a \times e^2}{6}$

$$e = \sqrt{\frac{6 \times W_{ech}}{a}} = \sqrt{\frac{6 \times 1.36}{12.8}} = 0.79$$

soit e = 8 mm

Remarque:

la largeur de l'échantignolle (a = 12.8) est calculée après avoir dimensionné la membrure supérieur de la ferme.

II.5.7 calcul des lisses de bardages:

lisses de bardages sont constituée de poutrelles (IPE, UAP) ou de profils minces pliés. disposées horizontalement, elles portent sur les poteaux de portiques ou éventuellement sur des potelets intermédiaires. l'entre axe des lisses est déterminé par la portée admissible des bacs de bardage.

II.5.7.1 détermination des sollicitations:

les lisses, destinées à reprendre les efforts du vent sur le bardage, sont posées naturellement pour présenter leur inertie maximal dans le plan horizontal.

la lisse fléchit verticalement en outre, sous l'effet de son poids propre et du poids du bardage qui lui est associé, et de ce fait fonctionne à la flexion déviée.

II.5.7.2 Evaluation des charges et surcharges:

poids propre de bardage en panneaux sandwich 30cm:09.65 kg/m²

poids propre de la lisse (estime) :.....12 kg/ml

$$G = 9.65 \times 1.365 + 12 = 25.17 \text{ kg/ml}$$

II.5.7.3 surcharge climatiques:

vent normale:..... 40.7 kg/m²

$$V_n = 40.7 \times 1.365 = 55.55 \text{ kg/ml}$$

$$V_e = 1.75 \times 55.55 = 97.21 \text{ kg/ml}$$



II.5.7.4 principe de dimensionnement:

les lisses sont dimensionnées par le calcul pour satisfaire simultanément aux conditions suivantes:

II.5.7.4.1 condition de flèche:

la lisse travaille à la flexion double (dans les deux plans) et la formule de vérification est donnée comme suit:

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq \sigma_e$$

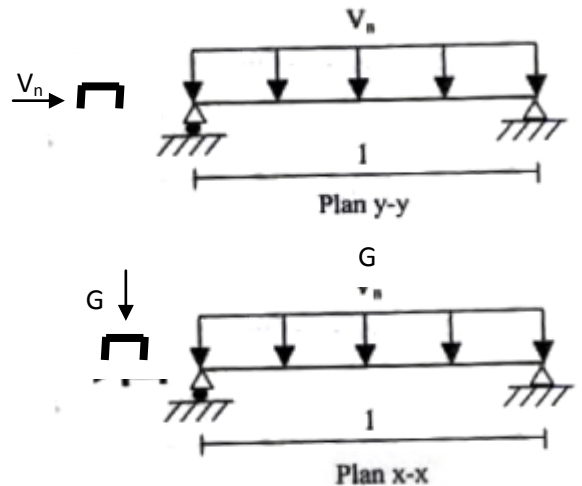
$$W_x \geq \frac{M_x}{\sigma_e} \left(1 + \eta \frac{M_y}{M_x} \right)$$

$\eta \approx 4$ à 8 pour les profils laminés en U soit $\eta = 6$

avec:

$$M_x = M_V = \frac{V_n \times l^2}{8} = \frac{55.55 \times 6^2}{8} = 249.98 \text{ kg.m}$$

$$M_y = M_G = \frac{G \times l^2}{8} = \frac{25.17 \times 6^2}{8} = 113.27 \text{ kg.m}$$



Remarque:

la charge permanente et la surcharge climatique du vent sont appliquées dans deux plans différents, donc on procède au calcul des moments maximums pondérés en tenant compte des combinaisons suivantes:

– $\frac{4}{3}M_G + \frac{3}{2}M_{V_n}$

– $M_G + M_{V_e}$

a. sous combinaison $\frac{4}{3}M_G + \frac{3}{2}M_{V_n}$

$$\frac{4}{3}M_G = \frac{4}{3} \times 113.27 = 151.03 \text{ kg.m} \quad \text{et} \quad \frac{3}{2}M_{V_n} = \frac{3}{2} \times 249.98 = 374.97 \text{ kg.m}$$

$$W_x \geq \frac{M_x}{\sigma_e} \left(1 + \eta \frac{M_y}{M_x} \right) = \frac{374.97}{24} \left(1 + 6 \times \frac{151.03}{374.97} \right) = 53.38 \text{ cm}^3$$

b. sous combinaison $M_G + M_{V_e}$

$$M_G = 113.27 \text{ kg.m} \quad \text{et} \quad M_{V_n} = 1.75 \times 249.98 = 437.47 \text{ kg.m}$$

$$W_x \geq \frac{M_x}{\sigma_e} \left(1 + \eta \frac{M_y}{M_x} \right) = \frac{437.47}{24} \left(1 + 6 \times \frac{113.27}{437.47} \right) = 46.55 \text{ cm}^3$$

la combinaison suivante: $\frac{4}{3}M_G + \frac{3}{2}M_{V_n}$ est la plus défavorable

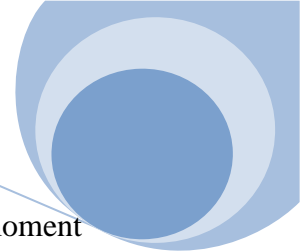
$$W_x \geq 53.38 \text{ cm}^3$$

soit UPN 140

$$W_x = 86.4 \text{ cm}^3, \quad W_y = 14.8 \text{ cm}^3.$$

$$I_x = 605 \text{ cm}^4, \quad I_y = 62.7 \text{ cm}^4 \quad \text{et} \quad P = 16 \text{ kg/ml}$$





II.5.8 verification de la lisse à la résistance:

on verification la lisse à la résistance sans tenir compte du nouveau poids propre du moment qu'il est proche de la valeur estimée.

II.5.8.1 verification des contraintes:

on verifie les contraintes dans la lisse sous la combinaison la plus défavorable suivante:

$$\frac{4}{3}M_G + \frac{3}{2}M_{V_n}$$

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq \sigma_e$$

$$\frac{4}{3}M_G = \frac{4}{3} \times 113.27 = 151.03 \text{ kg.m} \quad \text{et} \quad \frac{3}{2}M_{V_n} = \frac{3}{2} \times 249.98 = 374.97 \text{ kg.m}$$

$$\sigma = \frac{374.97 \times 10^2}{86.4} + \frac{151.03 \times 10^2}{14.8} = 1454.47 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq \sigma_e = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \dots \dots \dots \text{ok}$$

Remarque:

il n'y a pas lieu de faire une vérification aux contraintes de cisaillements parce que ces dernières sont généralement très faibles vis a vis de σ_e .

II.5.8.2 verification a la fleche:

elles est à verifiée sous une charge non pondérée:

$$G = 25.17 \text{ kg/ml} \quad \text{et} \quad V_n = 55.55 \text{ kg/ml}$$

$$f_x = \frac{5}{384} \times \frac{V_n \cdot l^4}{E \cdot I_x} = \frac{5}{384} \times \frac{55.55 \times 10^{-2} \times 600^4}{2.1 \times 10^6 \times 605} = 0.74 \text{ cm}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$f_x < f_{ad}$ la condition flèche est vérifiée dans le plan de l'âme

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{G \cdot l^4}{E \cdot I_x} = \frac{5}{384} \times \frac{15.17 \times 10^{-2} \times 600^4}{2.1 \times 10^6 \times 605} = 0.20 \text{ cm} < f_{ad}$$

$f_y < f_{ad}$ la condition flèche est vérifiée dans le plan perpendiculaire à l'âme.

II.5.9 Calcul des potelets

Les potelets sont le plus souvent des profilés en I ou en H destinés à rigidifier la clôture (bardage) et résister aux efforts horizontaux du vent. Leurs caractéristiques varient en fonction de la nature du bardage (en maçonnerie ou en tôle ondulée) et de la hauteur de la construction. Il sont considérés comme articulés dans les deux extrémités.



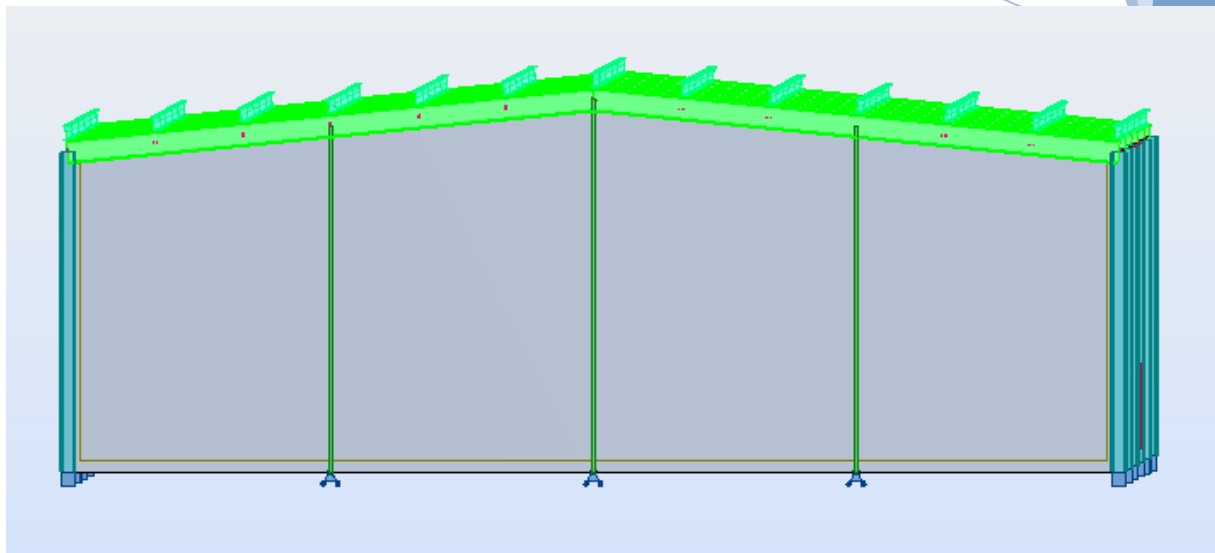


Figure IV-5: Modélisation des potelets

II.5.9.1 Détermination des sollicitations :

Les potelets travaillent à la flexion sous l'action de l'effort du vent provenant du bardage et des lisses, et à la compression sous l'effet de son poids propre, du bardage et des lisses qui lui est associé, et de ce fait fonctionnent à la flexion composée.

II.5.9.2 Evaluation des charges et surcharges :

a) Charges permanentes (G) :(charge concentrée):

G=poids propre du potelet +poids propre des lisses +poids propre du bardage

Bardage :9,65 kg/m²

Poids propre du potelet :(voir calcul des lisses)16 kg/ml

Poids propre du potelet : (à déterminer).

b) Surcharge climatique : (dans le plan de l'âme)

Surcharge du vent (v)

Vent normale40,23kg/ml.

$$V_n = 40,23 \times 6,0 = 241,38 \text{ kg/ml}$$

Avec 6,0 m distance entre axe des potelets

II.5.9.3 Principe de dimensionnement :

Pour les éléments comprimés et fléchis, très élancés, on les dimensionne souvent sous la condition de la flèche.

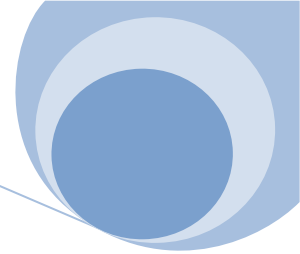
II.5.9.3.1 Condition de flèche :

La vérification de la flèche se fait sous le vent normal (non pondéré).

$$V_n = 241,38 \text{ kg/ml}$$

$$f_x = \frac{5}{384} \times \frac{V_n \cdot l^4}{E \cdot I_x} \leq f_{ad} = \frac{l}{200}$$





$$f_x = \frac{5}{384} X \frac{V_n \cdot l^4}{E \cdot I_x} \leq f_{ad} = \frac{l}{200}$$

L : longueur du potelet le plus chargé.

$$L = 5,79 \text{ m}$$

$$I_x \geq \frac{1000}{384} X \frac{V_n \cdot l^3}{E}$$

$$I_x \geq \frac{1000}{384} X \frac{241,38 \cdot 10^{-2} (579)^3}{2,1 \times 10^6}$$

$$I_x \geq 581,01 \text{ cm}^4$$

Ce qui correspond à un profilé **IPE 160**

$$W_x = 109 \text{ cm}^3 \quad ; \quad W_y = 16,7 \text{ cm}^3$$

$$I_x = 869 \text{ cm}^4 \quad ; \quad I_y = 68,3 \text{ cm}^4$$

$$i_x = 6,58 \text{ cm} \quad ; \quad i_y = 1,84 \text{ cm}$$

$$p = 15,8 \text{ kg/ml} \quad ; \quad A = 20,1 \text{ cm}^2$$

II.5.9.3.2 Vérification des contraintes :

Le potelet est sollicité à la flexion (due au vent) et à la compression (due à son poids propre, aux poids des bacs de bardage et des lisses). en aucun cas, il ne supporte la toiture (il est assujetti au portique par appui glissant). la vérification des contraintes est donnée par la formule empirique suivante :

$$\frac{9}{8} (K_\sigma + K_d \cdot \sigma_{fx}) \leq \sigma_e$$

$K_d=1$: le déversement est empêché par la présence du bardage tout le long de la longueur du potelet.

✓ **Contrainte de flexion :**

$$\sigma_{fx} = \frac{M_x}{W_x} \text{ avec } M_x = \frac{V_n X l^2}{8}$$

$$M_x = \frac{241,38 X 5,79^2}{8} = 1011,50 \text{ dan.m}$$

$$\sigma_{fx} = \frac{1011,5 X 10^2}{109} = 927,98 \text{ dan/cm}^2$$

✓ **Contrainte de compression :**

$$\sigma = \frac{G}{A}$$

G : poids propre des éléments supportés par le potelet :

Poids des lisses (**UPN 140**) : $16 \times 5,79 \times 6 = 555,84 \text{ kg}$.

Poids du bardage : $9,65 \times 5,79 \times 6 = 338,715 \text{ kg}$.

Poids propre du potelet : $15,8 \times 5,79 = 91,48 \text{ kg}$.

$$G = 555,84 + 338,715 + 91,48 = 986,04 \text{ kg}$$

$$\sigma = \frac{G}{A} = \frac{986,04}{20,1} = 49,06 \text{ dan/cm}^2$$



II.5.9.3.3 Les élancements :

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} \text{ et } \lambda_y = \frac{l_y}{i_y} \leftrightarrow \lambda_{max} = (\lambda_x, \lambda_y)$$

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{5,79}{6,58} = 88$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{300}{1,84} = 163$$

$$\lambda_{max} = \lambda_y = 163 \rightarrow K = 4,28$$

Le plan de flambement est suivant le plan y-y

✓ **Sous la combinaison (G + v_e) :**

$$\frac{9}{8} (k\sigma + k_d(1,75X\sigma_{fx})) = \frac{9}{8} (4,28X49,06 + 1 (1,75X927,98)) = 2063,16 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_e$$

✓ **Sous la combinaison (4/3G + 3/2 v_n) :**

$$\frac{9}{8} \left(k7 \frac{4}{3} \sigma + k_d \frac{3}{2} \sigma_{fx} \right) = \frac{9}{8} (4,28X1,35X49,06 + 1X 1,5X 927,98) = 1710,87 < \sigma_e$$

Le profilé choisi **IPE 160** convient comme potelet.

II-6 CALCUL DE L'OSSATURE PRINCIPALE

Après avoir déterminé les charges dues au vent, et aux éléments d'enveloppe, nous allons procéder, au dimensionnement et à la vérification de l'ossature principale.

nous allons utiliser le logiciel « Robot » comme moyen de conception et de vérification. ce logiciel présente l'avantage de nous permettre d'aboutir rapidement aux sollicitations. la structure sera modélisée en 3D.

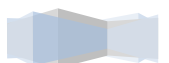
II.6.1 Modélisation de la structure et mise en place des charges

Pour commencer et dans une première étape, nous allons procéder à la création d'un modèle de la structure. Dans une deuxième étape, nous allons introduire et mettre en place les charges afin de vérifier notre model.

Les étapes que nous avons suivi, pour créer le model 3D souhaité de la structure, sont les suivantes :

- ❖ Insertion des coordonnées des structure,
- ❖ Choix du matériau et des profilés des barres,
- ❖ Sélection des systèmes d'appuis.

Une fois ces données saisies au niveau du logiciel, nous obtenons la figure suivante :



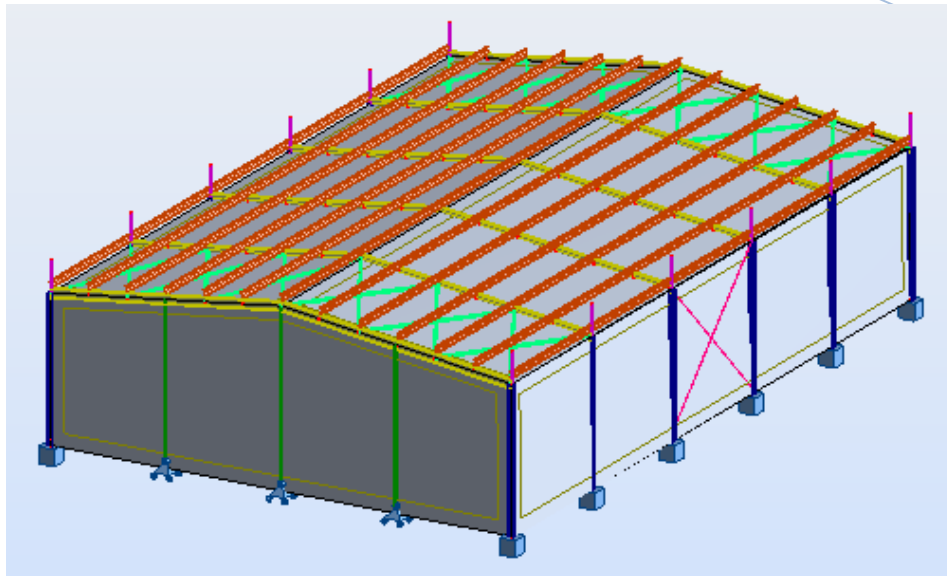


Figure IV-6: Modélisation 3D du structure sur « ROBOT »

II.6.2 Dimensionnement des portiques :

Les portiques constituent les éléments porteurs principaux de l'ossature métallique. Ils s'agissent d'une juxtaposition d'éléments structuraux (traverses et montants) liés entre eux aux nœuds par des assemblages qui peuvent être encastrés ou articulés selon le schéma statique adopté pour la structure.

II.6.3 Combinaisons des charges

Vu la présence de l'action de la température, nous allons utiliser le logiciel «Robot» pour déterminer les combinaisons. (Voir Annexe)

II.6.4 Dimensionnement de la traverse (IPE 360)

La traverse est soumise aux mêmes charges que les pannes sauf que ici on ne va pas tenir compte de la charge d'entretien. On va vérifier la traverse la plus sollicitée qui a été dimensionnée en IPE360.

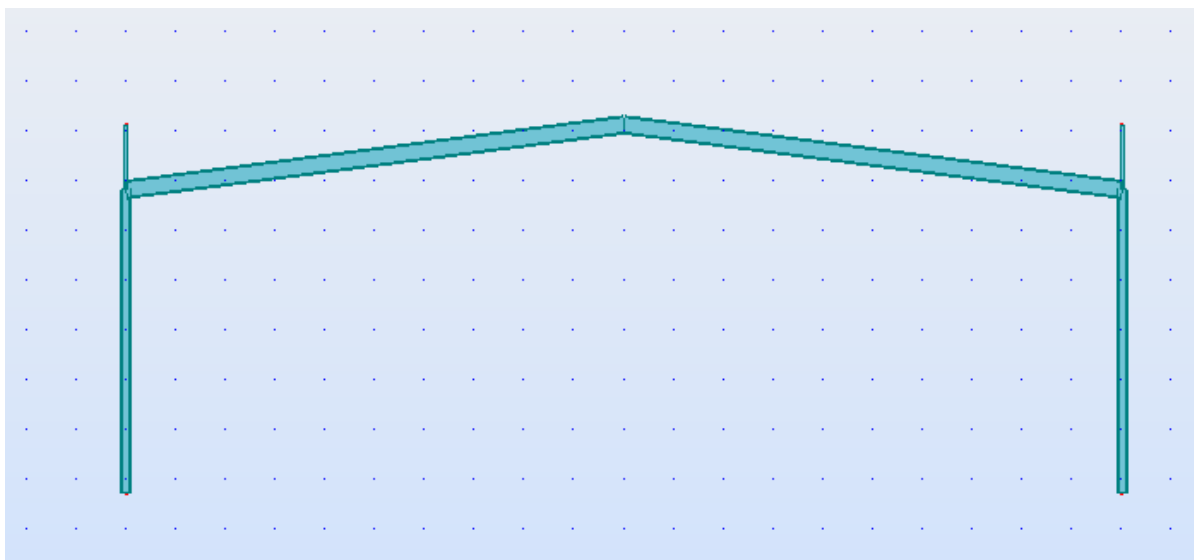


Figure IV-7: Modélisation de traverse

II.6.4.1 Calcul des sollicitations à l'ELU/1

Le dimensionnement de la traverse consiste en premier lieu à déterminer les moments maximaux sollicitant la traverse qui correspondent aux combinaisons des charges les plus défavorables.

Dans notre cas la combinaison la plus défavorable est celle de l'ELU

$$ELU/1 : 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q + 1.5 \cdot 0.6 \cdot T$$

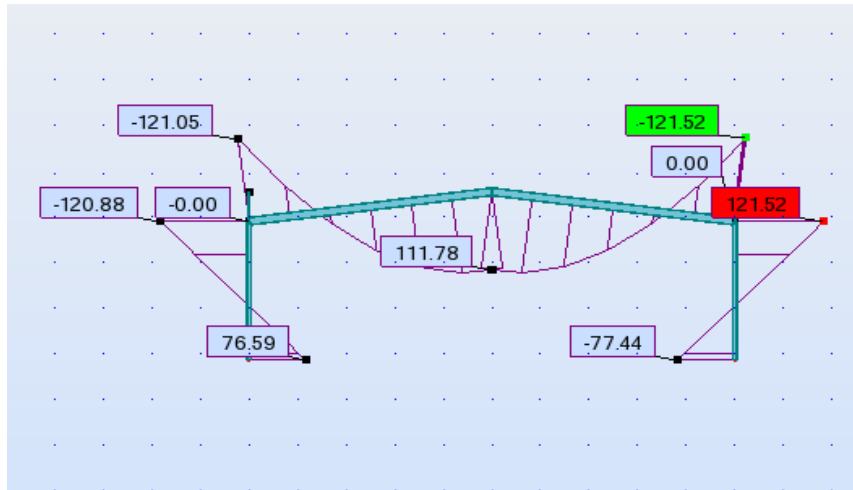


Figure IV-8: Diagramme du moment fléchissant le long de la traverse pour le cas des charges descendantes ELU/1

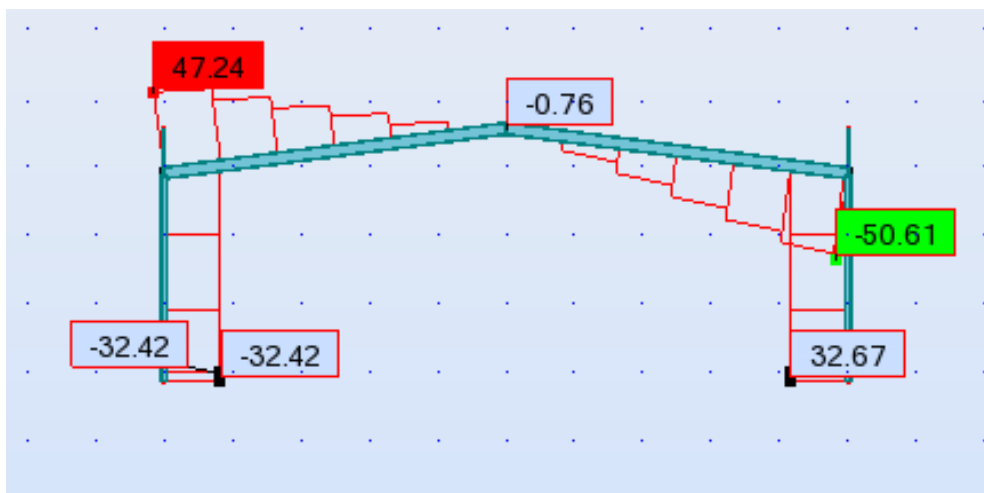
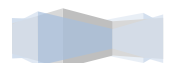


Figure IV-9: Diagramme de l'effort tranchant le long de la traverse pour le cas des charges descendantes ELU/1



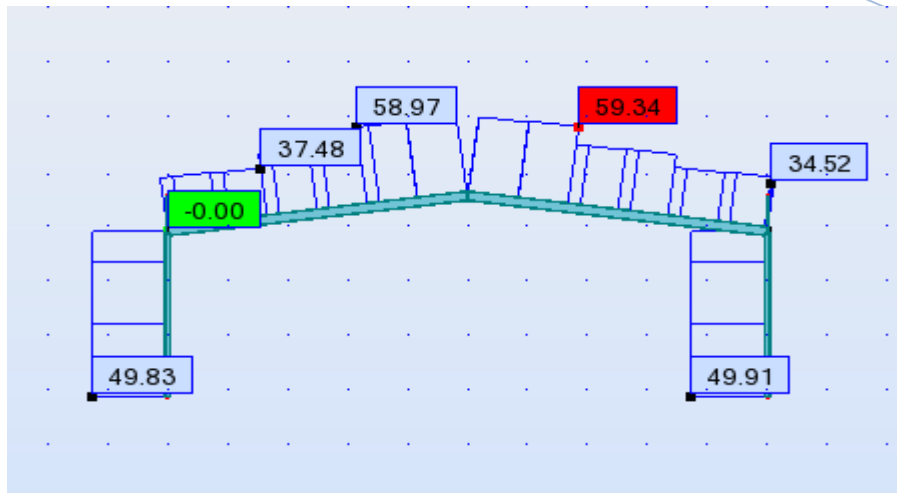


Figure IV-10: Diagramme de l'effort normal le long de la traverse pour le cas des charges descendantes ELU/1

Pour le dimensionnement de la traverse, on ne va considérer que le moment calculé au niveau de l'extrémité du jarret afin d'économiser dans le choix de la section convenable tout en compensant le surplus du moment au niveau de l'encastrement avec les poteaux par un renforcement au niveau des jarrets.

Les efforts maximaux à l'extrémité du jarret sont :

$$N_{Ed} = 5934 \text{ daN}$$

$$V_{Ed} = 5061 \text{ daN}$$

$$M_{Ed} = 12152 \text{ daN.m (Moment au niveau de fin de jarret)}$$

II.6.4.2 Résistance de la section transversale

II.6.4.2.1 Cisaillement :

Il faut vérifier l'interaction de l'effort tranchant dans la flexion de la traverse, pour cela, on doit démontrer que :

$$V_{ED} \leq V_{pl.Rd}$$

où $V_{pl.Rd}$ est la valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement donnée par

$$V_{pl.Rd} = \frac{A_V \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}}$$

γ_{M0} : coefficient partiel de sécurité pour la résistance des matériaux et égale à 1.10

A_V est l'aire de cisaillement

$$A_V = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2r)t_f \text{ (pour profils en I ou en H laminée, effort parallèle à l'âme)}$$

avec : A = aire de la section transversale.

b = largeur hors-tout.

t_f = épaisseur de semelle.

t_w = épaisseur d'âme.



Pour simplifier, la valeur de A_v des profils laminés en I, H ou U, avec effort parallèle à l'âme, peut être prise égale à $1.04 \cdot h \cdot t_w$

$$V_{pl.Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} = \frac{1.04 \times h \times t_w \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}}$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{1.04 \times 360 \times 12.7 \times 235 \times 10^{-1}}{1.10 \times \sqrt{3}} = 5864.81 \text{ dan} > 5061 \text{ daN}$$

✓ L'influence de l'effort tranchant sur la résistance de la section en flexion peut être ignorée.

II.6.4.2.2 Compression :

Pour les éléments comprimés fléchis, il faut toujours vérifier l'intervention de l'effort normal dans le calcul du moment résistant plastique.

Il faut alors vérifier que :

avec: $N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$ L'effort normal résistant plastique.

$N_{0.Rd} = \frac{A_{eff} \times f_y}{\gamma_{M1}}$ L'effort normal résistant de calcul de la section.

$$N_{ED} \leq N_{C.Rd} = \min(N_{pl.Rd}; N_{0.Rd})$$

$A_{eff} = A - 2bt_f$ aire efficace de la section $A_{eff} = 29.52 \text{ cm}^2$

On aura donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{pl.Rd} = \frac{7270 \times 235 \times 10^{-1}}{1.1} = 155314 \text{ dan} \\ N_{0.Rd} = \frac{A_{eff} \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{2952 \times 235 \times 10^{-1}}{1.1} = 63065 \text{ dan} \end{array} \right.$$

$$N_{ED} = 5934 \text{ dan} \leq N_{C.Rd} = \min(155314; 63065) = 63065 \text{ dan}$$

✓ Alors, la relation est bien vérifiée avec $N_{ED} = 2809 \text{ dan}$, et les effets de l'effort normal sur la résistance en flexion peuvent être négligés.

II.6.4.2.3 Flexion :

Il faut vérifier que: $M_{ED} \leq M_{C.Rd} = M_{pl.Rd}$

$$M_{pl.Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1019.1 \times 235 \times 10^{-1}}{1.1} = 21771.68 \text{ dan.m} \geq M_{ED} = 12152 \text{ dan.m}$$

✓ La section est vérifiée vis-à-vis de la flexion.

II.6.4.3 Résistance au déversement :

La traverse étant maintenue latéralement à mi-portée au niveau de la semelle supérieure et la semelle inférieure par un élément de maintien (panne de compression), que doit être calculée pour résister à une force locale d'au moins 2,5% de $N_{f,ED}$ transmise par la semelle dans son plan et perpendiculaire au plan de l'âme, sans combinaison avec d'autres charges.

$N_{f,ED}$ est l'effort normal dans la semelle comprimée de la barre stabilisée, au droit du maintien.

La vérification vis-à-vis au déversement va être faite avec une longueur de déversement égale $0.5 L_{traverse}$.

$$M_{b,Rd} = x_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M1}$$

$\beta_w = 1$pour les sections de classe 1 ou 2 (voir DTR.BC2.44 page 51).

$$x_{LT} = \frac{1}{\left(\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}\right)} \quad \text{mais } x_{LT} \leq 1$$

$$\phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2 \right]$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{\sqrt{C_1 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]}} = \frac{10.05/3.79}{\sqrt{2.927 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{10.05/3.79}{36/1.27} \right)^2 \right]}} = 1.55$$

L'élanement réduit vis-à-vis du déversement est $\lambda_{LT} = 1.55 > 0.4$: il y a un risque de déversement.

$$\alpha_{LT} = 0.21$$

on a donc:

$$\phi_{LT} = 0.5 \left[1 + 0.21 (1.55 - 0.2) + 1.55^2 \right] = 1.84 \text{ d'ou } x_{LT} = 0.35$$

$$M_{b,Rd} = (0.35 \times 1 \times 1019.1 \times 235 \times 10^{-1}) / 1.1 = 7620.09 \text{ dan.m}$$

$$M_{cr} = \frac{\pi^2 E I_z}{L^2} \left[\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} \right]^{0.5}, \quad G = \frac{E}{2(1 + \nu)} = 807692.31 \frac{\text{dan}}{\text{cm}^2}$$

$$M_{cr} = \frac{3.14^2 \times 2.1 \times 10^{10} \times 1043.2 \times 10^{-8}}{10.05^2} \times \left[\frac{313.58 \times 10^3}{1043.2} + \frac{10.05^2 \times 807692.31 \times 10^{-12} \times 37.32}{3.14^2 \times 2.1 \times 10^{10} \times 1043.2 \times 10^{-8}} \right]^{0.5}$$

$$M_{cr} = 802888,88 \text{ dan.m}$$

$$M_{cr} > M_{b,Rd}$$

$$M_{ed} = 12134 \text{ dan .m}$$

$$\text{d'ou: } \frac{M_{ed}}{M_{pl,Rd}} = \frac{12134}{21771.68} = 0.56 < 1$$

✓ Stabilité vis-à-vis au déversement est vérifiée

II.6.4.4 vérification du déplacement au niveau du faitage

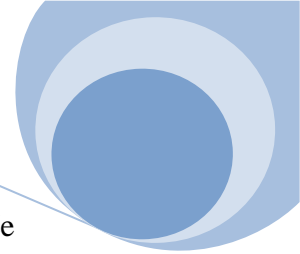
Le déplacement maximal au niveau du faitage est obtenu sous l'action de la combinaison non pondérée ELS/2: $G + Q + 0.6T$

Dans le cas d'un profilé IPE360 : $u_x = 1.2 \text{ cm}$.

$$u_x = 1.2 \text{ cm} < \frac{l}{250} = \frac{2000}{250} = 8 \text{ cm}$$

✓ La condition est bien vérifiée.





II.6.4.4.1 Vérification de la flèche:

La flèche maximale au niveau du faitage sous l'action de la combinaison non pondérée

$$ELS/2 : G + Q + 0.6T$$

Soit ; $f_z = 1.4 \text{ cm}$

$$f_z < \frac{l}{200} = \frac{1000}{200} = 5 \text{ cm}$$

✓ La condition de flèche est bien vérifiée.

II.6.4.5 Vérification du flambement

II.6.4.5.1 Détermination des paramètres de flambement selon l'axe (z-z) :

La traverse étant bi-encastree, la longueur de flambement est : $l_{f,z} = 0.5l_0 = 5 \text{ m}$

L'elancement selon z est :

$$\lambda_z = \frac{l_{f,z}}{i_z} = \frac{500}{3.79} = 131.93$$

L'elancement reduit de la traverse : $\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = 1.40$ avec $\lambda_1=93.9$ pour le cas d'un acier S235.

nous vous $\frac{h}{b} = 2.12 > 1.2$ et $t_f = 12.7 < 40 \text{ mm}$, donc le flambement selon z se fait

suivant la courbe b ce qui donne comme facteur d'imperfection $\alpha = 0.34$.

Courbe de flambement	a	b	c	d
Facteur d'imperfection α	0.21	0.34	0.49	0.76

Tableau IV-09 : Facteur d'imperfection α

Le coefficient de reduction χ_z est donne par :

$$X_z = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}_z^2}}$$

$$\text{Avec: } \phi = 0.5 \left(1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2 \right) = 1.68$$

On obtient alors : $X_z=0.38$

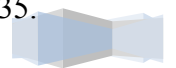
II.6.4.5.2 Détermination des paramètres de flambement selon l'axe (y-y) :

La traverse étant bi-encastree, la longueur de flambement est : $l_{f,y} = 0.5l_0 = 5 \text{ m}$

L'elancement selon z est :

$$\lambda_y = \frac{l_{f,y}}{i_y} = \frac{500}{15} = 33.33$$

L'elancement reduit de la traverse : $\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = 0.35$ avec $\lambda_1=93.9$ pour le cas d'un acier S235.



le flambement selon y se fait suivant la courbe a ce qui donne comme facteur d'imperfection $\alpha = 0.21$

Le coefficient de réduction X_y est donné par :

$$X_y = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}_y^2}}$$

$$\text{Avec: } \phi = 0.5 \left(1 + \alpha(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2 \right) = 0.69$$

On obtient alors : $X_y = 0.78$

Dans cette étape de vérification, il faut vérifier la flexion composée par la formule d'interaction entre l'effort normal et le moment fléchissant ; on doit alors avoir :

$$\begin{cases} \frac{N_{Ed}}{x_y N_{RK}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{x_{LT} M_{y,RK}} \leq 1 \\ \frac{N_{Ed}}{x_z N_{RK}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{x_{LT} M_{y,RK}} \leq 1 \end{cases}$$

avec:

$N_{Ed}, M_{y,Ed}$ sont les valeurs de calcul de l'effort de compression et des moments maximaux dans la barre rapport respectivement à l'axe y-y

$\Delta M_{y,Ed}, \Delta M_{z,Ed}$ sont les moments provoqués par le décalage de l'axe neutre pour les sections de classe 4 ;

X_z et X_y sont les facteurs de réduction dus au flambement par flexion ;

X_{LT} est le coefficient de réduction du au déversement ;

$k_{yy}, k_{yz}, k_{zy}, k_{zz}$ sont les facteurs d'interaction.

Pour une flexion biaxiale avec risque de déversement, et pour des sections de classe 1 ou 2, on doit vérifier que :

$$\begin{cases} \frac{N_{Ed}}{x_y N_{RK}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{x_{LT} M_{y,RK}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,RK}} \leq 1 \\ \frac{N_{Ed}}{x_z N_{RK}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{x_{LT} M_{y,RK}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,RK}} \leq 1 \end{cases}$$

Les facteurs d'interaction k_{yy}, k_{yz}, k_{zy} et k_{zz} ont été dérivés de deux approches alternatives. Les valeurs de ces facteurs peuvent être prises dans l'Annexe A (méthode alternative 1) ou dans l'Annexe B (méthode alternative 2).

On a choisit la méthode de l'Annexe B. (EN 1993-1-1 § Annexe B) Section en I de classe 2,

$$N_{Ed} = 5934 \text{ dan}, N_{RK} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = 155311.64 \text{ dan}$$

Chapitre IV: Modelisation Thermique Dans Le Bâtiment

Notre traverse est sensible aux déformations par torsion.

$$K_{yy} = C_{my} \left[1 + (\bar{\lambda}_y - 0.2) \frac{N_{ed}}{\chi_y \cdot N_{RK} / \gamma_{M1}} \right] \leq C_{my} \left[1 + 0.8 \frac{N_{ed}}{\chi_y \cdot N_{RK} / \gamma_{M1}} \right]$$

$$K_{ZZ} = C_{mz} \left[1 + (2\bar{\lambda}_z - 0.6) \frac{N_{ed}}{\chi_z \cdot N_{RK} / \gamma_{M1}} \right] \leq C_{mz} \left[1 + 1.4 \frac{N_{ed}}{\chi_z \cdot N_{RK} / \gamma_{M1}} \right]$$

$$K_{yz} = 0.6 K_{ZZ}$$

$$K_{zy} = \left[1 - \frac{0.1\bar{\lambda}_z}{C_{mLT}} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{RK} / \gamma_{M1}} \right] \geq \left[1 - \frac{0.1}{(C_{mLT} - 0.25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{RK} / \gamma_{M1}} \right]$$

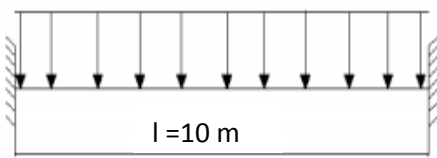
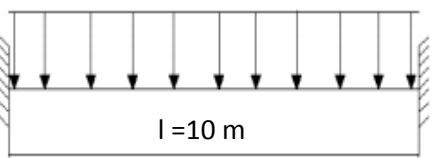
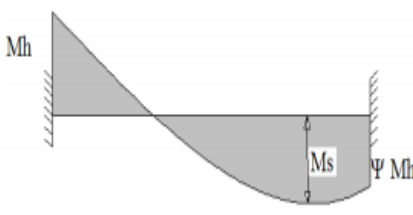
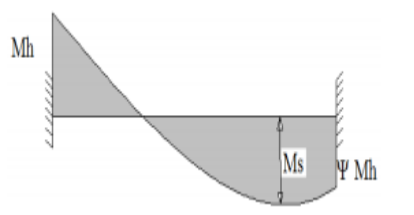
Facteur de moment	$C_{m,y}$	$C_{m,z}$
Axe de flexion	y-y	z-z
Charge	Charge uniforme	Charge uniforme
Points maintenus dans la direction	z-z 	y-y 
Diagramme de moment		
$\alpha_s = M_s / M_h$	-0.95	-0.95
Ψ	$-1 \leq \psi \leq 0$	$-1 \leq \psi \leq 0$
C_m	0.96	0.96
C_{mTL}	-----	0.96

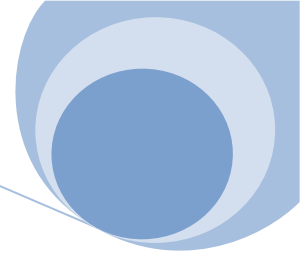
tableau IV-10 : Facteurs de moment uniforme équivalent C_m

$$K_{yy} = 0.97, K_{ZZ} = 1.19, K_{yz} = 0.71, K_{zy} = 0.98.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{5934}{0.78 \times \frac{155311.64}{1.1}} + 0.97 \frac{12152}{0.35 \times \frac{212440}{1.1}} = 0.23 \leq 1 \\ \frac{5934}{0.78 \times \frac{155311.64}{1.1}} + 0.98 \frac{12152}{0.35 \times \frac{212440}{1.1}} = 0.23 \leq 1 \end{array} \right.$$

→ La formule d'interaction est vérifiée

Le profilé IPE360 a vérifié tous les critères de résistance, de rigidité et de stabilité



II.6.5 Vérification du jarret:

La vérification du jarret consiste à vérifier la résistance au flambement de la semelle inférieure du jarret en comparant l'effort de compression résultant dans la semelle inférieure à un effort normal résistant N_{Rd}

Pour cela, on va considérer dans les calculs deux types de sections :

- La première est la section au niveau de l'appui de la traverse de hauteur $2h$ en négligeant la semelle intermédiaire du jarret présentée par la figure ci-dessous.
- La deuxième est la section qui représente la partie comprimée de la section transversale située à mi-longueur du jarret qui fait participer le $1/6$ de la hauteur de l'âme comme le montre la figure.

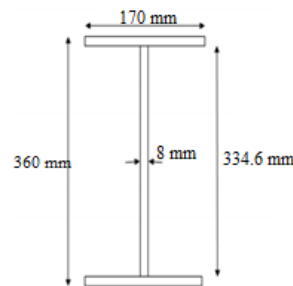


Figure IV-11: Dimensions de la section au niveau de l'assemblage avec poteau

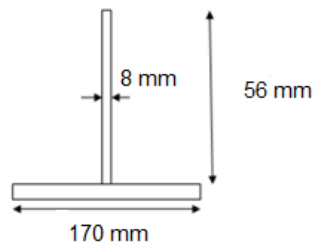


Figure IV-12: Dimensions de la partie comprimée

- Les caractéristiques élastiques de la section I sont :

Aire de la section : $A = 72.70 \text{ cm}^2$

Moment d'inertie par rapport à l'axe (y-y) : $I_y = 16270 \text{ cm}^4$

Moment d'inertie par rapport à l'axe (z-z) : $I_z = 1043 \text{ cm}^4$

Module élastique par rapport à l'axe (y-y) : $W_{el,y} = 904 \text{ cm}^3$

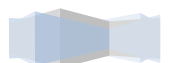
Module élastique par rapport à l'axe (z-z) : $W_{el,z} = 123 \text{ cm}^3$

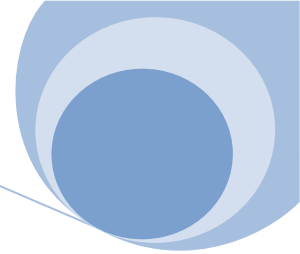
- Caractéristiques de la partie comprimée :

Aire de la section : $A_c = 25.73 \text{ cm}^2$

Le moment d'inertie par rapport à l'axe (y-y) : $I_y = 512.01 \text{ cm}^4$

Le moment d'inertie par rapport à l'axe (z-z) : $I_z = 57.90 \text{ cm}^4$





Le rayon de giration : $i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A_c}} = 2.25 \text{ cm}$

L'élancement réduit selon z : $\bar{\lambda}_z = \frac{l_{fz}}{i_z \cdot \lambda_1} = \frac{1000}{22.5 \times 93.9} = 0.47$

Avec l_{fz} est une longueur de flambement prise égale à la longueur du jarret ($0.1 \times L_{\text{Traverse}}$).

Pour un profilé en I soudé avec $t_f \leq 40 \text{ mm}$, le flambement suivant z se fait selon la courbe de flambement, ce qui donne un coefficient d'imperfection $\alpha = 0.34$

D'où : $\phi_z = 0.5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0.66$

$X_z = \frac{1}{0.66 + \sqrt{0.66^2 - 0.47^2}} = 0.89$

II.6.5.1 Les sollicitations maximales dans le jarret sont :

$N_{Ed} = 5934 \text{ daN}$

$V_{Ed} = 5061 \text{ daN}$

$M_{Ed} = 12152 \text{ daN.m}$

L'effort de compression résultant dans la semelle inférieure est donné par :

$$N_{Edf} = N_{Ed} \frac{A_c}{A} + M_{Ed} \frac{A_c}{W_{el,y}} = 5934 \times \frac{26.07}{72.7} + 12152 \times \frac{25.73 \times 10^2}{904} = 36715.41 \text{ dan}$$

Avec : A_c : aire de la partie comprimée.

D'où : $N_{Edf} = 36715.41 \text{ dan}$

L'effort normal résistant est :

$$N_{RD} = x_z A_c f_y = 0.89 \times 25.73 \times 235 \times 10 = 53814.29 \text{ dan} \leq N_{Edf}$$

On peut finalement conclure que la semelle inférieure du jarret est stable vis-à-vis au flambement.

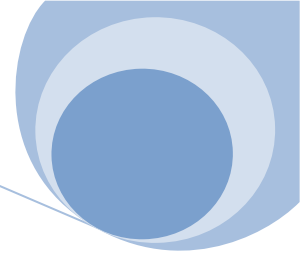
II.6.6 Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux des ossatures de bâtiment. Ils sont soumis à la compression avec éventuellement de la flexion selon le système statique adopté. Les profilés laminés en I ou en H sont les plus utilisés comme poteau de charpente métallique. Ils conviennent particulièrement bien à l'assemblage des poutres dans les deux directions perpendiculaires avec facilité d'assemblage.

II.6.6.1 Efforts dans les poteaux :

Les poteaux doivent avoir des dimensions suffisantes pour pouvoir résister aux efforts suivants :

- Efforts de compression dus aux charges permanentes (poids propre de la couverture, des pannes, et de la ferme) et aux surcharges climatique (action du vent et de la neige).
- Effort de flexion dus à la poussée horizontale du vent et aux réactions horizontales des chemins de roulement.



II.6.6.2 Calcul des poteaux :

II.6.6.2.1 Système d'appui :

Le système d'appui a une influence directe sur la transmission des efforts vers les éléments composants la structure .pour cette raison, il faut choisir une bonne répartition d'appui et bloquer convenablement les déplacements.

Il faut signaler que les efforts horizontaux causés par l'effet de la température ne sont pas négligeables. Pour les éviter, on doit libérer les déplacements longitudinaux (selon x) des pannes.

Pour négliger les déplacements au niveau des poteaux nous avons choisi de travailler avec des poteaux encastés en pieds.

II.6.6.2.2 Sollicitations :

Pour les poteaux on choisit le poteau n° 1 pour le vérifier manuellement, il est en HEA 400.

Les poteaux du portique sont sollicités :

- ✓ A la flexion composée dans les plans du portique.
- ✓ A la traction dans le plan hors portique.

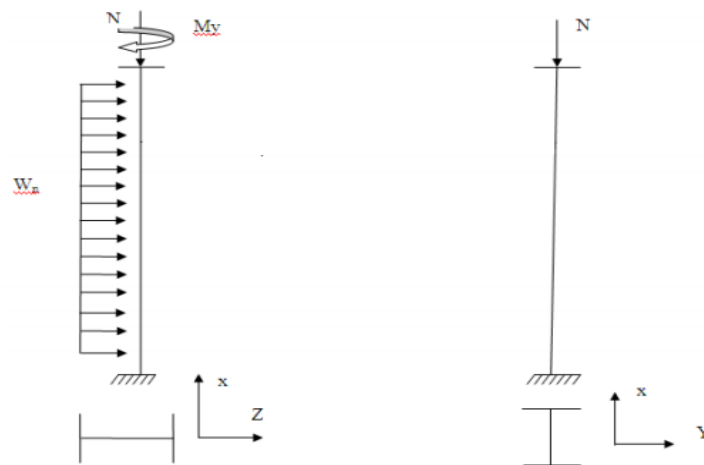


Fig.IV-13 :les sollicitations soumis un poteau

Le dimensionnement d'un poteau consiste en premier lieu à déterminer le moment et l'effort normal sollicitant qui correspondent aux combinaisons des charges les plus défavorables.

La combinaison la plus défavorable est :

$$ELU: G + 1.8 W + 1.5 * 0.6 * T$$



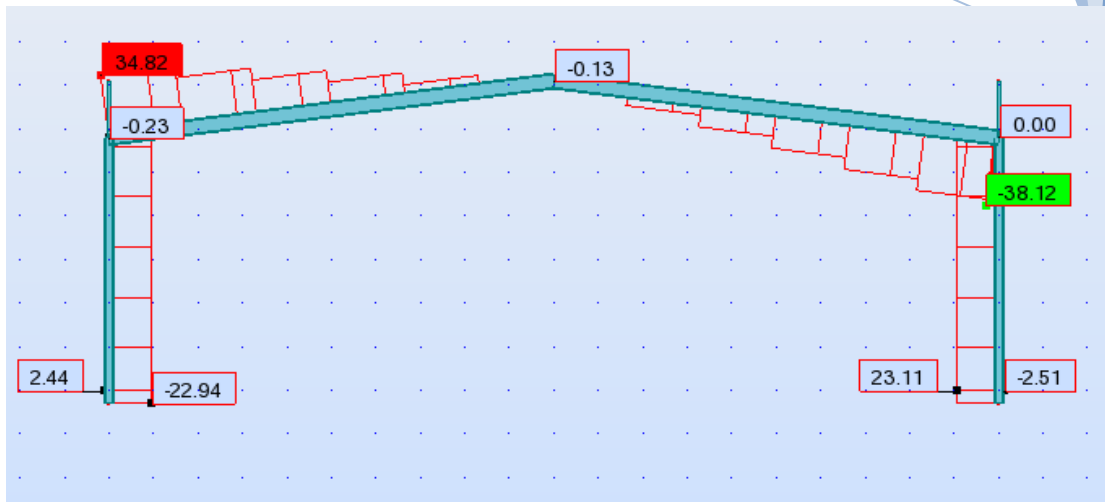


Fig. IV-14 : Diagramme de l'effort tranchant

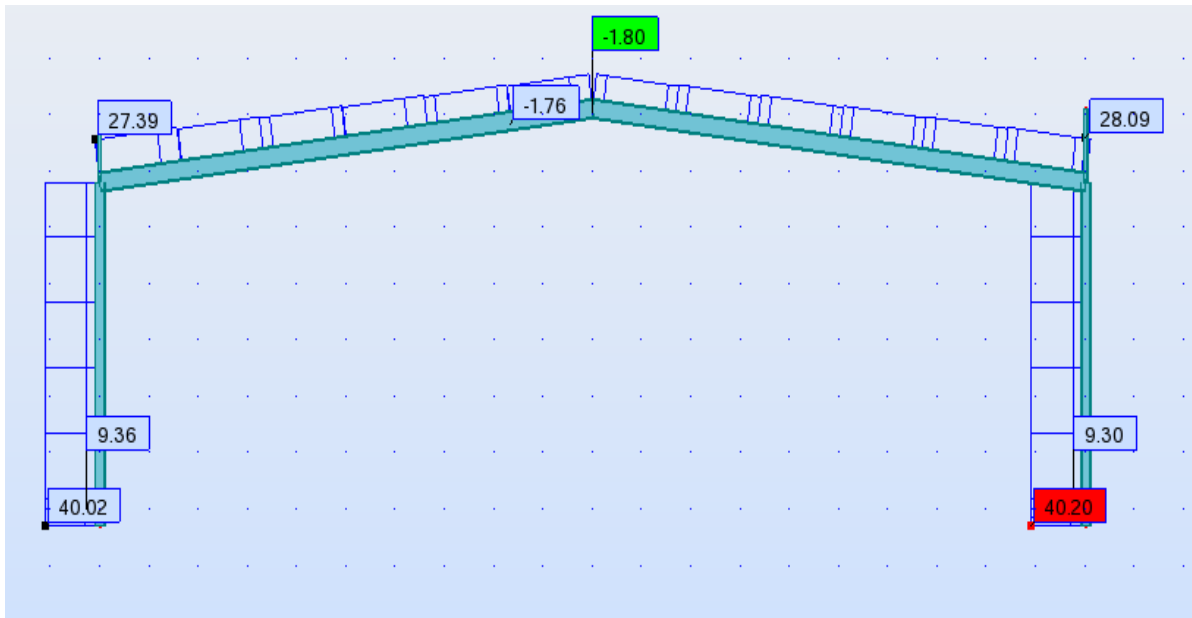


Fig. IV-15 : Diagramme de l'effort normal

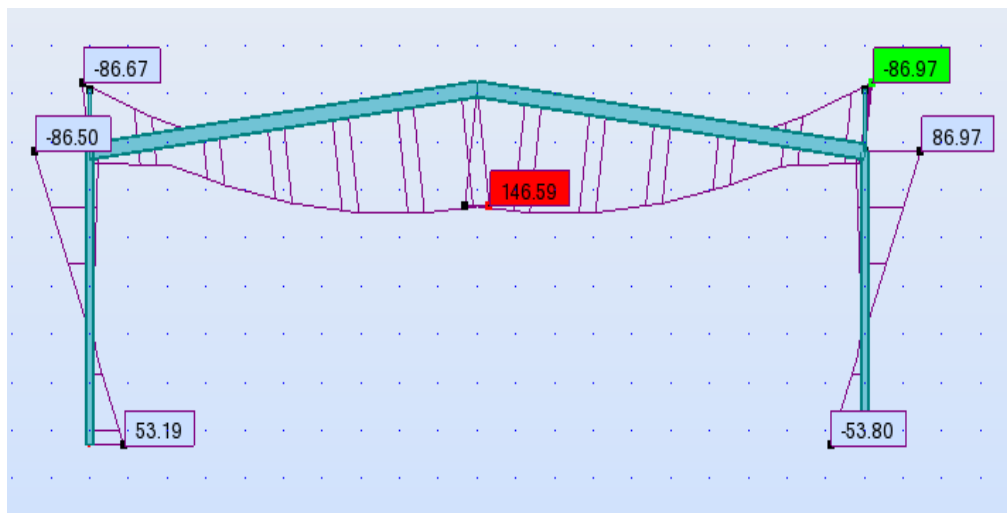
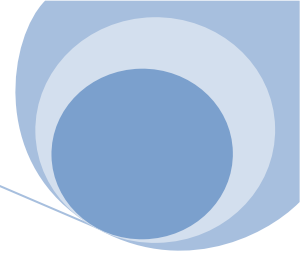


Fig. IV-16 : Diagramme de moment fléchissant



Ces différents efforts induisent dans le poteau les sollicitations suivantes :

$$N_{max} = 4020 \text{ dan .}$$

$$M_{max} = -8697 \text{ dan .}$$

$$T_{max} = 2311 \text{ dan .}$$

II.6.6.2.3 Vérification des déplacements à l'ELS :

Pour le dimensionnement des poteaux, le critère le plus dimensionnant est des déplacements en tête de poteaux.

Cette limitation est fixée par l'Eurocode 3 à $\frac{L}{150}$ pour le cas des poteaux de portique.

$$\frac{L}{150} = \frac{579}{150} = 3.86 \text{ cm}$$

Le calcul des déplacements en têtes des poteaux est fait numériquement à l'aide du logiciel ROBOT à l'ELS .les résultats de calcul obtenus pour un profilé de type HEA 400 sont présentés par le tableau suivant :

	Déplacement suivant X (cm)	Déplacement suivant Z (cm)
MAX	77	0
Nœud	8	113
Cas	15(c)	15(c)
Min	-143	-2.5
Nœud	11	26
Cas	15(c)	15(c)

TableauIV-11 : Déplacement extrême au niveau des têtes des poteaux

II.6.6.2.4 Vérification à l'ELU :

a. Cisaillement :

Il faut vérifier l'interaction de l'effort tranchant dans la flexion de la traverse, pour cela, on doit vérifier que :

$$V_{ED} \leq V_{pl,Rd}$$

$V_{pl,Rd}$: est la valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement donné par :

$$V_{pl,Rd} = \left[\frac{A_v X f_y}{\sqrt{3} X \gamma_{MO}} \right]$$

Avec : $A_v = 1.04h t_w$: l'aire de cisaillement pour un profilé en H laminé.

t_w : Épaisseur d'âme.

h : Hauteur d'âme.



$$t_w = 11 \text{ mm} \qquad h = 390 \text{ mm} \qquad f_y = 235 \text{ N/mm}^2$$

$$A_v = 4461,6 \text{ cm} \qquad \gamma_{MO} = 1.1 \text{ (voir CCM 97)}$$

$$V_{pl,Rd} = \left[\frac{4461,6 \times 235 \times 10^{-1}}{1.1 \times \sqrt{3}} \right] = 5514,14 \text{ dan} > V_{ED} = 2294 \text{ dan}$$

L'influence de l'effort tranchant sur la résistance de la section en flexion est très faible.

b. Compression :

Pour les éléments comprimés fléchis, il faut toujours vérifier l'intervention de l'effort normal dans le calcul du moment résistant plastique, comme $N_{Ed} = 4020 \text{ dan}$, L'effort de traction et les effets de l'effort normal sur la résistance en flexion peuvent être négligés.

c. Flexion :

Il faut vérifier que : $M_{Ed} \leq M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{MO}}$

Avec : $M_{pl,Rd} = \frac{8697 \times 235 \times 10^{-1}}{1.1} = 185799,54 \text{ daN.m}$

On a alors : $\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} = \frac{8697}{185799,54} = 0,0468 \leq 1 \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$

Donc la section du poteau est vérifier la flexion.

d. Effet de déversement :

Les règles CM66 (art.3, 62) donnent le moyen de calculer le coefficient de K_d .

Cas de pièces soumises à deux moments différents au droit des appuis. Le coefficient de déversement dans ce cas est donné par la formule suivante :

$$K_d = \frac{K_{d0}}{C} + \frac{C - 1}{5K_{d0}}$$

$$\text{Avec : } C = \sqrt{\frac{3}{1 + \frac{M_e}{M_w} + \left(\frac{M_e}{M_w}\right)^2 - 0.152\left(1 - \frac{M_e}{M_w}\right)^2}}$$

On détermine d'abord le coefficient K_{d0} donné par la méthode simplifiée suivante en posant $c=1$:

$$K_{d0} = 1 \dots \dots \dots \text{ si } \alpha \leq 0.25$$

$$K_{d0} = 1 + 2(\alpha - 0.25)^2 \dots \dots \dots \text{ si } 0.25 < \alpha \leq 0.75$$

$$K_{d0} = 2\alpha \dots \dots \dots \text{ si } \alpha > 0.75$$

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{l.h}{10^3 C.b.e} = \frac{300 \times 39}{10^3 \times 1 \times 30 \times 1,9} = 0,205$$

$$l = 300 \text{ (longueur libre entre axe des lisses)}$$

$$h = 390 \text{ (hauteur de la section HEA 400)}$$

$$b = 300 \text{ (largeur de la semelle)}$$

$$e = 19 \text{ (épaisseur de la semelle)}$$

$$\alpha = 0.205 \leq 0.25 \quad \text{donc} \quad K_{d0} = 1$$

$$\frac{M_e}{M_w} = \frac{4}{6} = 0,7$$

$$C = \sqrt{\frac{3}{1 + \frac{M_e}{M_w} + \left(\frac{M_e}{M_w}\right)^2 - 0.152\left(1 - \frac{M_e}{M_w}\right)^2}} = \sqrt{\frac{3}{1 + 0,7 + (0,7)^2 - 0.152(1 - 0,7)^2}} = 1,17$$

$$K_d = \frac{1}{C} + \frac{C - 1}{5X1} = \frac{1}{1,17} + \frac{1,17 - 1}{5X1} = 0,93 \approx 1$$

e. Flambement :

La longueur de flambement équivalente (CM66, art.13, 8-1,122) est donnée par la formule simplifiée suivante :

$$l_f = 2h \sqrt{1 + \frac{0.4}{k}}$$

$$k = \frac{I_t}{l_t} X \frac{h}{I_p} = \frac{16270}{20} X \frac{5.79}{45069} = 0,085$$

I_p : Inertie du poteau HEA 400 ($I_p = 45069 \text{ cm}^4$) annexe(VIII)

I_t : Inertie de la ferme IPE360 ($I_t = 16270 \text{ cm}^4$).

h : Hauteur du poteau ($h = 5.79 \text{ m}$).

l_t : Portée de la ferme ($l_t = 20 \text{ m}$).

Donc :

$$l_f = 2x5.79 \sqrt{1 + \frac{0.4}{0.085}} = 27.66 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_x} = \frac{2766}{16.8} = 165 \quad \rightarrow \quad k = 4.38$$

La formule générale de vérification est donnée comme suit :

$$\frac{9}{8}(k\sigma + k_d\sigma_{fx}) \leq \sigma_e$$

✓ **Effet de vent :**

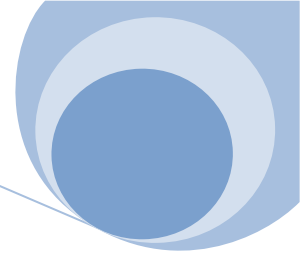
$$V_{pot} = 40,70 \text{ kg/m}^2$$

$$V_e = 1,75 X 40,70 = 71,225 \text{ kg/m}^2$$

$$F_V = V_{pot} x l x \frac{h}{2} = 40,70 x 6 x \frac{5,79}{2} = 707 \text{ kg}$$

$$N_V = \frac{F_V X h}{L} = \frac{707 X 5,79}{20} = 204,67 \text{ kg}$$

$$M_V = \frac{F_V X h}{2} = \frac{707 X 5,79}{2} = 2046,76 \text{ kg.m}$$



✓ **Charge permanent :**

Couverture et accessoire de pose :.....17,00 kg/m².
Panne (IPE160) :.....15,80 kg/m².
La ferme (IPE360) :.....57, 10 kg/m².

Poids total=17 + 15,8 + 57,1 = 89,9 kg/ml

$G = p \times l = 89,9 \times 6 = 539,4 \text{ kg/ml}$

$$N_G = \frac{G \times L}{2} = \frac{539,4 \times 20}{2} = 5394 \text{ kg}$$

$$M_G = \frac{G \times L^2}{4(2K + 3)} = \frac{539,4 \times 20^2}{4(2 \times 4,38 + 3)} = 4586,73 \text{ kg.m}$$

✓ **Contrainte de compression :**

Sous la combinaison : $G + 1.8 W + 1.5 * 0.6 * T$

$$N = N_G + 1.8 N_V + 1.5 * 0.6 * T = 5394 + 1.8 \times 204,67 + 1.5 \times 0.6 \times 30 = 5789,41 \text{ kg}$$

$$M = M_G + 1.8 M_V + 1.5 * 0.6 * T = 4586,73 + 1.8 \times 2046,76 + 1.5 \times 0.6 \times 30 \\ = 8297,89 \text{ kg.m}$$

$$A = 72,7 \text{ cm}^2 W_x = 904 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{5789,41}{72,7} = 79,63 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_f = \frac{M}{W} = \frac{8297,89 \times 10^2}{904} = 917,91 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{9}{8}(k\sigma + k_d\sigma_{fx}) = \frac{9}{8}(4.38 \times 79,63 + 1 \times 917,91) = 1425,03 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq \sigma_e \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

D'après la modélisation de la structure par logiciel de robot et le calcul manuel on choisit HEA 400 comme un profil de poteau.

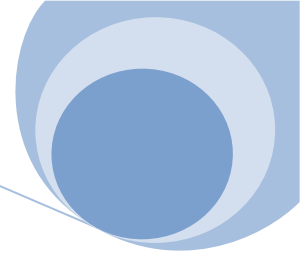
I- L'assemblage :

Les assemblages ont pour fonction d'assurer la liaison des composants métalliques élémentaires entre eux afin de réaliser l'ossature de l'ouvrage. Ils sont conçus et dimensionnés pour transmettre et répartir

Les sollicitations entre les pièces selon le mode de liaison adoptée sans induire à des sollicitations parasites.

Les assemblages ne dépassent pas, en général 5% du poids total de l'ossature. Pour notre projet, on va travailler avec des assemblages rigides, boulonnés avec des boulons haute résistance.





II-7 Calcul de l'assemblage

II.7.1 Calcul de l'assemblage des traverses IPE360-IPE360 :

L'assemblage entre les traverses est réalisé au moyen d'une platine d'extrémité débordante. il est constituant de 12 boulons HR de diamètre 18 et de classe 8.8.

Les efforts qui transmettent est proviennent de la combinaison ils sont :

$$N_{Ed} = 5934 \text{ daN}$$

$$V_{Ed} = 5061 \text{ daN}$$

$$M_{Ed} = 12152 \text{ daN.m}$$

Les caractéristiques des éléments de l'assemblage sont présentées par le tableau suivant :

Caractéristique	valeur
Appellation	HR18 classe 8.8
Résistance en traction du boulon f_{ub} (MPa)	400
Limite élastique du boulon f_{yb} (MPa)	240
Diamètre nominale du trou d_0 (mm)	20
Diamètre nominale du boulon d (mm)	18
Section résistante A_s (mm^2)	254

Tableau IV-12 : caractéristiques d'un boulon HR18

II.7.2 Disposition des boulons dans l'assemblage :

Les distances entre les axes des boulons ainsi qu'entre axe des boulons et bords des pièces, sont limitées par des valeurs maximales et minimales comme suit :

- **Les entraxes :**

- longitudinaux :

$$2.2d_0 \leq P_1 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \text{ Avec } t = 12.7\text{mm} : \text{ épaisseur de l'aile de la traverse.}$$

$$\text{On obtient donc : } 44 \leq P_1 \leq \min(177.8, 200\text{mm}).$$

- transversaux :

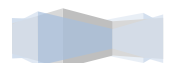
$$2.4d_0 \leq P_1 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \text{ Avec } t = 12.7\text{mm} : \text{ épaisseur de l'aile de la traverse.}$$

$$\text{On obtient donc : } 48 \leq P_1 \leq \min(177.8, 200 \text{ mm}).$$

- **Les pinces :**

$$1.2d_0 \leq e_1 \text{ ou } e_2, \quad \text{donc } 24 \leq e_1 \text{ ou } e_2$$

La disposition des trous va être, donc, effectuée de la façon suivante :



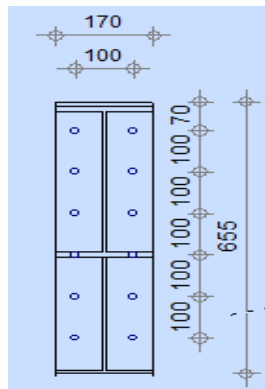
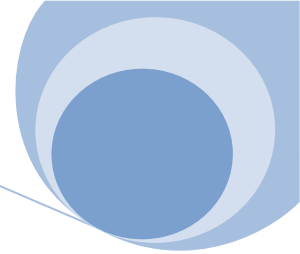


Figure IV-17 disposition des boulons adoptée pour l'assemblage traverse-traverse

II.7.3 Calcul et vérification l'assemblage :

II.7.3.1 Calcul et vérification des boulons :

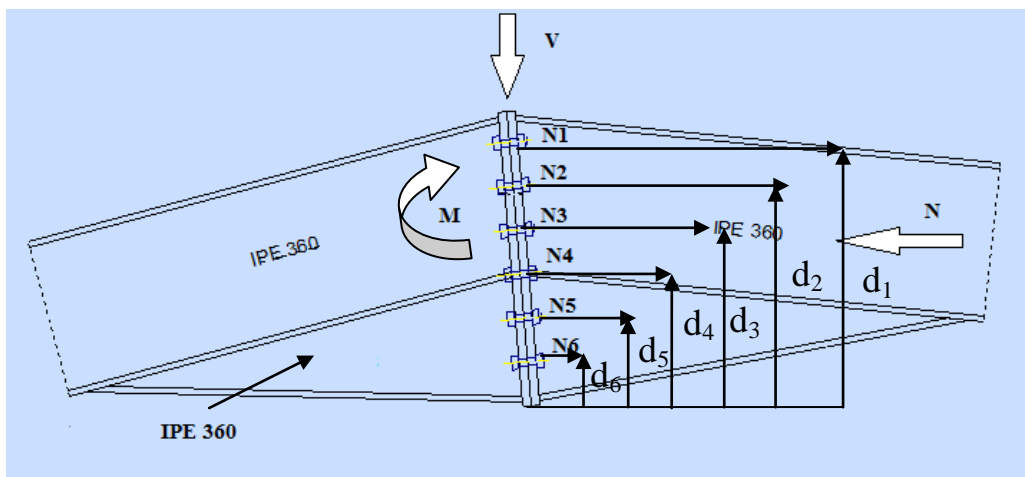


Figure IV-18 : Dispositions des efforts dans les boulons

Sous l'action du moment M , on suppose que la poutre tourne par rapport au centre de gravité de la semelle inférieur G .

Soit d_i la distance entre le centre de gravité de la semelle inférieur et le centre de gravité du boulon.

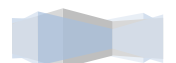
$$d_1 = 585 \text{ mm} , d_2 = 485 \text{ mm} , d_3 = 385 \text{ mm} , d_4 = 285 \text{ mm} , d_5 = 185 \text{ mm} , d_6 = 85 \text{ mm}$$

donc $\sum d_i^2 = 0,847 \text{ m}^2$

a. Condition de la résistance des boulons à la traction :

En se basant sur la condition de traction, on détermine le diamètre nominal des boulons à haut résistance :

$$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd} = 0,9 \times f_{ub} \times \frac{A_S}{\gamma_{Mb}}$$



$$A_S \geq \frac{F_{t,Ed} \times \gamma_{Mb}}{0,9 \times f_{ub}}$$

Avec :

$$F_{t,Ed} = \frac{N_{Ed}}{n \times m} + \frac{M_{Ed} \times d_{\max}}{n \times \sum d_i^2} = \frac{5934}{2 \times 6} + \frac{12152 \times 0,585}{2 \times 0,847} = 4691.03 \text{ daN}$$

$$\gamma_{Mb} = 1,25$$

D'où : $A_S \geq 16.29 \text{ mm}^2$ le choix des boulons $\Phi 18$ est vérifié.

On déduit que :

$$F_{t,Rd} = 0,9 \times f_{ub} \times \frac{A_S}{\gamma_{Mb}} = 0,9 \times 400 \times \frac{254}{1,25} = 73152 \text{ daN.}$$

D'où : $F_{t,Ed} = 4691.03 \text{ daN} \leq F_{t,Rd} = 73152 \text{ daN}$ condition vérifiée.

b. Condition de résistance des boulons au cisaillement :

$$(F_{v,Ed}) = \frac{N_{Ed}}{n \times m} = \frac{5934}{2 \times 6} = 494.5 \text{ daN} \leq (F_{v,Rd}) = 0,6 \times 400 \times 6 \times \frac{254}{1,25} \\ = 292608 \text{ daN}$$

Avec $m = 6$: nombre de surface de cisaillement

La condition est vérifiée.

c. Condition de la résistance traction-cisaillement :

Puisque les boulons sont soumis simultanément à un effort axial de traction et de cisaillement, il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 \times F_{t,Rd}} = \frac{494.5}{292608} + \frac{4691.03}{1,4 \times 73152} = 0.05 \leq 1$$

Les boulons résistent au cisaillement et à la traction.

II.7.3.2 Vérification de la platine d'about :

Résistance des pièces à la pression diamétrale

Il faut vérifier que : $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd} = 2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times \frac{t}{\gamma_{Mb}}$

- $F_{b,Rd}$: la résistance à la pression diamétrale des pièces assemblées.
- $t = 20 \text{ mm}$: l'épaisseur de la pièce attachée extérieure la plus mince.
- $d = 18 \text{ mm}$: diamètre du boulon
- f_u : contrainte de rupture en traction, $f_u = 360 \text{ MPa}$ pour les aciers S235.

$$\alpha = \min \begin{cases} \frac{e_1}{3 \times d_0} = \frac{70}{3 \times 20} = 1.17 \\ \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} = \frac{100}{3 \times 20} - \frac{1}{4} = 1.42 \text{ danc } \alpha = 1 \\ \frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{400}{360} = 1.11 \\ 1.0 \end{cases}$$

$$F_{v,Ed} = 494.5 \text{ daN} \leq F_{b,Rd} = 2.5 \times 1 \times 360 \times 18 \times \frac{20}{1.25} = 259200 \text{ daN}$$

La condition est vérifiée.

- ✓ Pour l'assemblage des traverses on va adopter 12 boulons haute résistance de diamètre avec une platine soudée aux profilés de dimension : 170 x 655 x 20 .

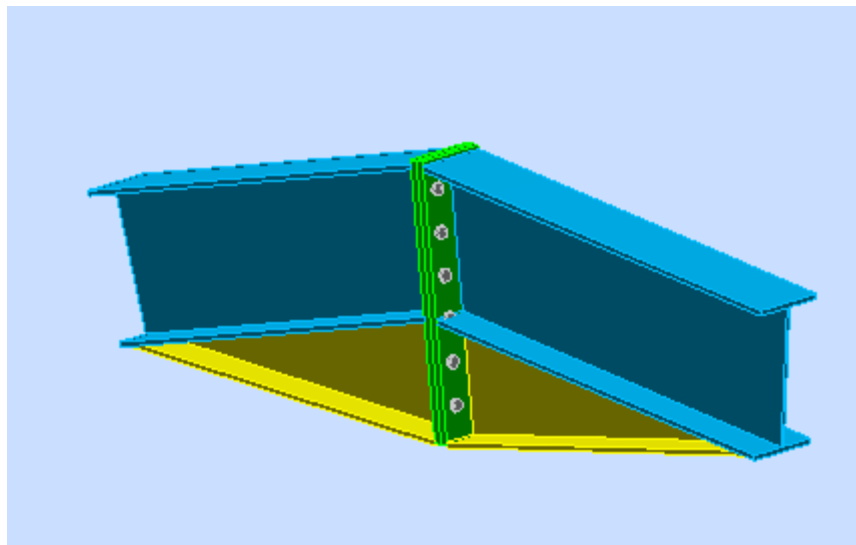


Figure IV-19: Vue 3D de l'assemblage traverse-traverse adopté

II.7.3.3 Calcul de l'assemblage poteau HEA 400 – traverse IPE 300 :

De même la liaison entre le poteau et la traverse a été assurée par assemblage rigide par boulons non précontraints HR 18 de classe 8.8, réalisé un moyen d'une platine d'extrémité débordante.

Les efforts à transmettre proviennent de la combinaison (ELU), ils sont :

$$N_{Ed} = 5934 \text{ daN}$$

$$V_{Ed} = 5061 \text{ daN}$$

$$M_{Ed} = 12152 \text{ daN.m}$$

II.7.3.3.1 Disposition des boulons dans l'assemblage :

En respectant les limites citées ci-avant sur les distances entre axes des boulons ainsi qu'entre axes des boulons et bords des pièces, nous avons adopté la disposition suivante des boulons :



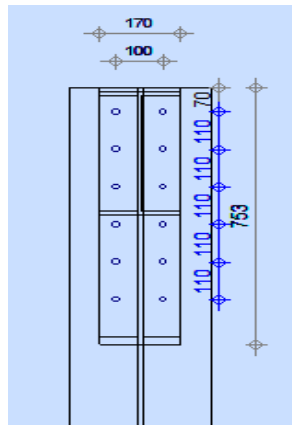
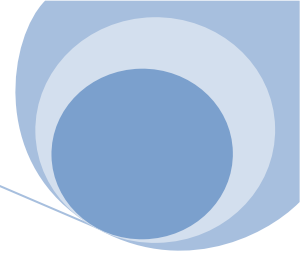


Figure IV-20 :Dispositions des boulons dans l'assemblage

II.7.3.3.2 Disposition des boulons adoptée pour l'assemblage poteau-traverse

a. Calcul et vérification de l'assemblage:

1. Vérification des boulons :

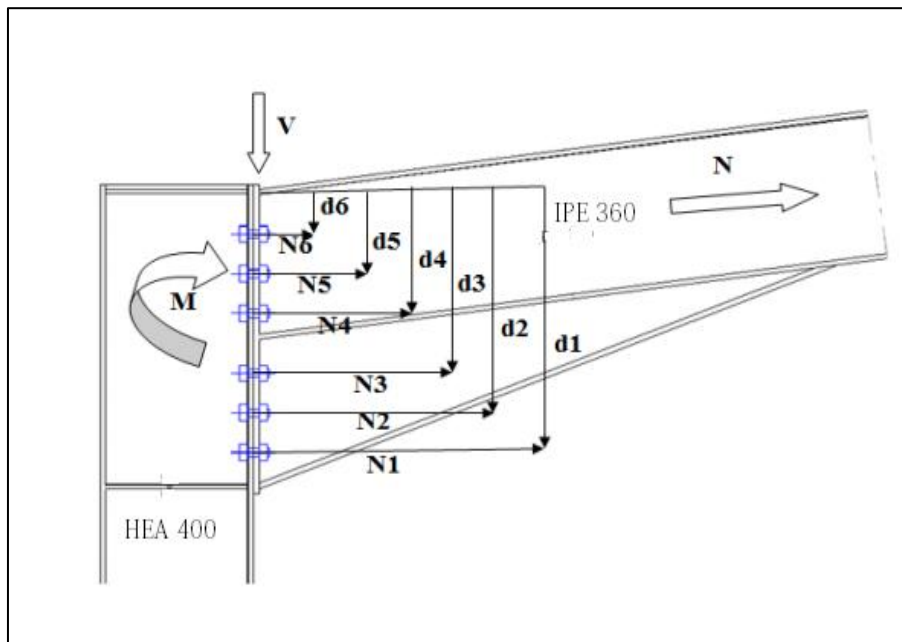


Fig. IV-21 :Dispositions des efforts dans les boulons

$d_1 = 620 \text{ mm} , d_2 = 510 \text{ mm} , d_3 = 400 \text{ mm} , d_4 = 290 \text{ mm} , d_5 = 180 \text{ mm} , d_6 = 70 \text{ mm}$
 donc $\sum d_i = 2070 \text{ mm} = 2,07 \text{ m}^2$

2. Condition de résistance des boulons à la traction :

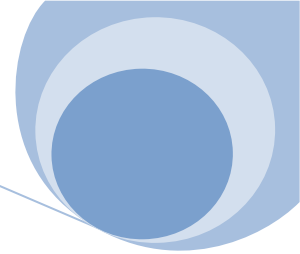
En se basant sur la condition de traction, on détermine le diamètre nominal des boulons

Haute résistance : $F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd} = 0,9 \times f_{ub} \times \frac{A_S}{\gamma_{Mb}}$

Donc :

$$A_S \geq \frac{F_{t,Ed} \times \gamma_{Mb}}{0,9 \times f_{ub}}$$





Avec

$$\gamma_{Mb} = 1,25$$

$$F_{t,Ed} = \frac{N_{Ed}}{n \times m} + \frac{M_{Ed} \times d_{\max}}{n \times \sum d_i^2} = \frac{5934}{2 \times 6} + \frac{12152 \times 620}{2 \times 2070} = 2314.36 \text{ daN.}$$

$A_S \geq 8.04 \text{ mm}^2$ le choix des boulons $\varnothing 18$ est vérifié.

$$\text{On déduit que : } F_{t,Rd} = 0,9 \times f_{ub} \times d \times \frac{A_s}{\gamma_{Mb}} = 0,9 \times 400 \times 18 \times \frac{254}{1,25} = 1316736 \text{ daN}$$

$$\text{D'où : } F_{t,Ed} = 2314.36 \text{ daN} \leq F_{t,Rd} = 1316736 \text{ daN}$$

La condition vérifiée

3. Condition de la résistance des boulons au cisaillement :

$$(F_{v,Ed}) = \frac{N_{Ed}}{n \times m} = \frac{5934}{2 \times 6} = 494.5 \text{ daN} \leq (F_{v,Rd}) = 0,6 \times 400 \times 6 \times \frac{254}{1,25} = 292608 \text{ daN}$$

Avec m : nombre de surface de cisaillement

Donc la condition est vérifiée

4. Condition de la résistance traction-cisaillement :

Puisque les boulons sont soumis simultanément à un effort axial de traction et de cisaillement, il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 \times F_{t,Rd}} = \frac{494.5}{292608} + \frac{4691.03}{1,4 \times 73152} = 0.05 \leq 1$$

Les boulons résistent au cisaillement et à la traction.

b. Vérification de la platine d'about :

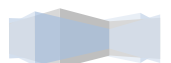
1. Résistance des pièces à la pression diamétrale

Il faut vérifier que : $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd} = 2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times \frac{t}{\gamma_{Mb}}$

- $F_{b,Rd}$: la résistance à la pression diamétrale des pièces assemblées.
- $t = 12 \text{ mm}$: l'épaisseur de la pièce attachée extérieure la plus mince.
- $d = 18 \text{ mm}$: diamètre du boulon
- f_u : contrainte de rupture en traction, $f_u = 360 \text{ MPa}$ pour les aciers S235.

$$\alpha = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{e_1}{3 \times d_0} = \frac{70}{3 \times 20} = 1.17 \\ \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} = \frac{110}{3 \times 20} - \frac{1}{4} = 1.58 \\ \frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{400}{360} = 1.11 \\ 1.0 \end{array} \right. \text{ d'anc } \alpha = 1$$

$$F_{v,Ed} = 494.5 \text{ daN} \leq F_{b,Rd} = 2.5 \times 1 \times 360 \times 18 \times \frac{12}{1,25} = 155520 \text{ daN}$$



La condition est vérifiée.

c. Vérification de l'âme du poteau

1. En traction :

Il faut vérifier que :

$$F_v = \frac{M}{h - t_{fb}} \leq F_t = f_y t_{wc} \frac{b_{eff}}{\gamma_{mo}}$$

Avec : $b_{eff} = P_1 = 110 \text{ mm}$

$t_{wc} = 11 \text{ mm}$: Épaisseur de l'âme du poteau.

$t_{fb} = 19 \text{ mm}$: Épaisseur de la semelle.

$h = 360 \text{ mm}$: Hauteur du profilé de la poutre.

$$\text{D'où : } F_t = 235 \times 11 \times \frac{110}{1} = 28435 \text{ daN}$$

$$F_v = \frac{12152}{0.360 - 0.019} = 35636.36 \text{ daN} \geq F_t = 28435 \text{ daN}$$

Il est nécessaire de renforcer l'âme avec des raidisseurs transversaux.

2. En compression (âme non raidie) :

$$\text{Il faut vérifier que : } F_v \leq F_{cr} = f_y t_{wc} \frac{b_{eff}}{\gamma_{mo}} (1.25 - 0.5 \gamma_{mo} \frac{\sigma_n}{f_y})$$

Avec : σ_v : contrainte de compression dans l'âme du poteau.

$$\sigma_n = \frac{V}{A} + \frac{M}{I} v = \frac{5061 \times 10}{159} + \frac{12152 \times 10^4}{45070 \times 10^4} \times 170 = 322.87 \text{ MPa}$$

$t_{wc} = 11 \text{ mm}$: Épaisseur de l'âme du poteau.

$$b_{eff} = t_{fb} + 2t_p + 5(t_{fc} + r_c)$$

$t_{fb} = 19 \text{ mm}$: Épaisseur de la semelle.

$t_p = 12 \text{ mm}$: Épaisseur platine extérieur.

$t_{fc} = 12.7 \text{ mm}$: Épaisseur semelle poteau.

$r_c = 27 \text{ mm}$: Rayons de raccordement âme/semelle du poteau.

Alors,

$$b_{eff} = 19 + 2 \times 12 + 5(12.7 + 27) = 241.5 \text{ mm}$$

$$\text{D'où : } F_{cr} = 235 \times 11 \times \frac{241.5}{1} \times \left(1.25 - 0.5 \times 1 \times \frac{322.87}{235}\right) = 34401.62 \text{ daN}$$

On obtient alors :

$$F_v = 35636.36 \text{ daN} \geq F_c = 34401.62 \text{ daN}$$

Il est nécessaire de renforcer l'âme avec des raidisseurs transversaux (épaisseur du raidisseur égale à celles des semelles).

3. Résistance de l'âme du poteau au cisaillement :

Il faut vérifier que :

$$F_v \leq V_{cr} = 0,58 f_y t_{wc} \frac{h}{\gamma_{mo}}$$

$$V_{cr} = 0,58 \times 23.5 \times 11 \times \frac{400}{1} = 59972 \text{ daN}$$

$$F_v = 35636.36 \text{ daN} \leq V_r = 59972 \text{ daN}$$

La condition vérifiée

Pour l'assemblage des traverses on va adopter 12 boulons ordinaires de diamètre $\varnothing = 18$ avec une

platine soudé aux profilés de dimension : $170 \times 731 \times 12$

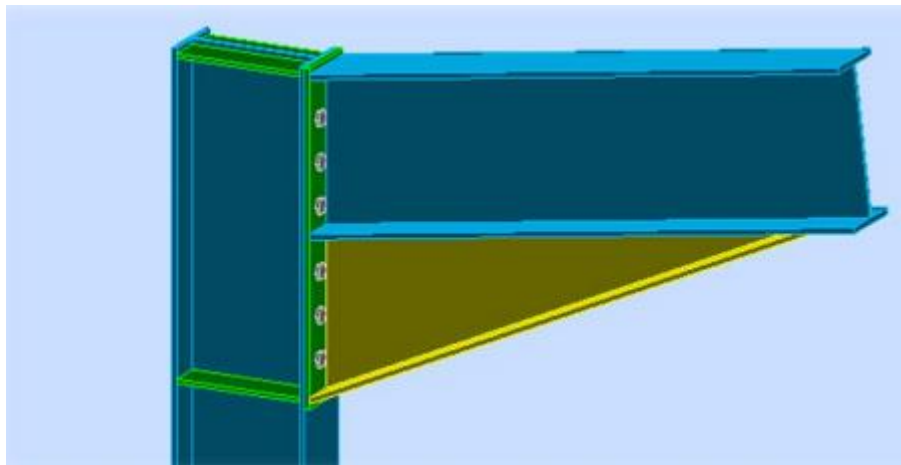


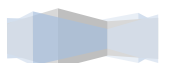
Figure IV-22 : Vue 3D de l'assemblage poteau-traverse adopté

d. Assemblage en pied de poteau HEA 400 :

Au niveau de cette section, on va traiter les liaisons en pieds de poteaux, qui sont toutes encastées dans le cas de notre projet. Ces liaisons permettent donc la transmission d'un effort vertical de compression ou de soulèvement suivant les combinaisons de cas de charges considérées, un effort horizontal et un moment.

Trois éléments interviennent dans la constitution des pieds de poteaux encastés :

- Une platine d'about qui permet de répartir sur le béton la pression due à l'effort de compression.
- Une bêche, soudée sous la platine, assurant la transmission des efforts horizontaux. Elle ne peut pas être nécessaire, si les efforts peuvent être transmis par frottement entre la platine de pied de poteau et la platine pré-scannée.
- Des crosses d'ancrages, qui empêchent le décollement de la platine, sous l'effet d'un éventuel effort de soulèvement.



Efforts à transmettre :

$$N_{Ed} = 1458 \text{ daN}$$

$$V_{Ed} = 841 \text{ daN}$$

$$M_{Ed} = 1956 \text{ daN.m}$$

1. Calcul de la plaque d'assise:

On admet que les platines, soumises aux réactions des fondations, risquent de se plier suivant des lignes tangentes au contour des poteaux, telles que la ligne 1-1 et 2-2 montrées sur la figure ci-dessous.

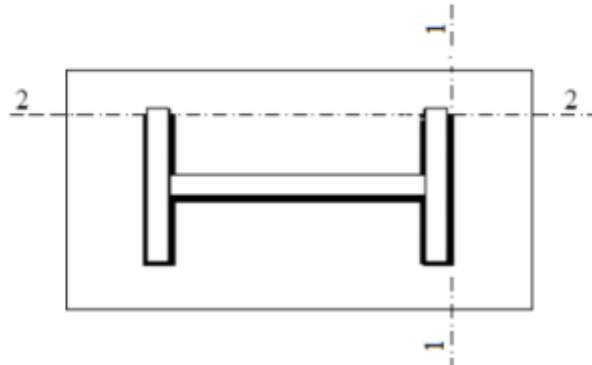


Figure IV-23: Lignes de pliage de la plaque

Les portions de tôles situées à l'extérieure de ces lignes seront considérées comme des poutres en porte-à-faux dans le calcul. Par ailleurs, on doit vérifier que la section de tôle située au droit de la ligne de pliage est capable de résister aux moments des différentes réactions. Ces dernières sont exercées par le massif de fondation entre cette section et le bord libre de la platine.

Les calculs consisteront alors à :

- Déterminer la surface de la platine, en fonction de la contrainte admissible σ_b relative à la compression du béton du massif de fondation,
- Déterminer l'épaisseur de la platine en fonction de la contrainte de flexion calculée au droit de chaque ligne de pliage,
- Déterminer les boulons d'ancrage en fonction des efforts de traction engendrés par un soulèvement au vent.



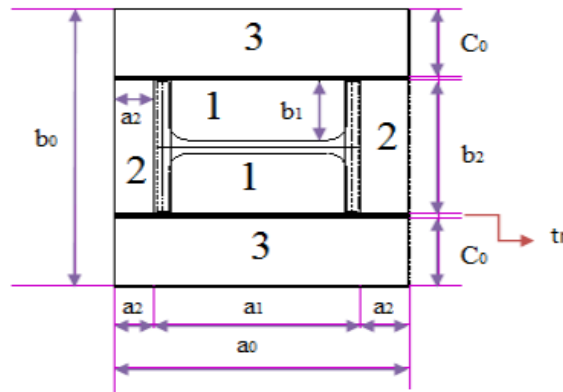
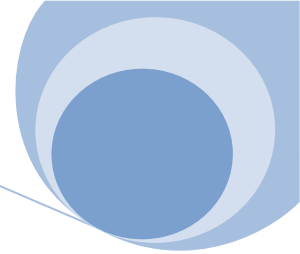


Figure IV-24 : Dimensions de la plaque

Les dimensions de la plaque d'assise doivent être choisies de telle sorte que les pressions maximales sur la fondation restent dans les limites admissibles correspondant au matériau de la fondation.

$$b_0 = b_2 + 2(c_0 + t_r)$$

avec $t_r = 8$ à 16 mm

$$d_0 = 50 \text{ à } 150 \text{ mm}$$

Soient : $t_r = 12$ mm ; $c_0 = 110$ mm

$$b_0 = 300 + 2(110 + 12) = 544 \text{ mm.}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A_{pl}} + \frac{M}{W_{pl}} = \frac{N}{a_0 b_0} + \frac{6M}{a_0^2 b_0} \leq f_{bu} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 0.85 \frac{25}{1 \times 1.5} = 14.16 \text{ MPa}$$

alors:

$$a_0 \geq \frac{N}{2b_0 f_{bu}} + \sqrt{\left(\frac{N}{2b_0 f_{bu}}\right)^2 + \frac{6M}{b_0 f_{bu}}}$$

$$= \frac{1458 \times 10}{2 \times 544 \times 14.16} + \sqrt{\left(\frac{1458 \times 10}{2 \times 544 \times 14.16}\right)^2 + \frac{6 \times 1956 \times 10^6}{544 \times 14.16}} = 406 \text{ mm}$$

$$a_0 \geq 406 \text{ mm}$$

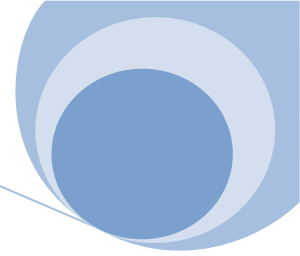
Soit : $a_0 = 510$ mm

La contrainte maximale est donc :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{a_0 b_0} + \frac{6M}{a_0^2 b_0} = 8.35 \text{ MPa} \leq f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$$

On va ensuite déterminer l'épaisseur de la plaque d'appui en considérant la platine divisée par les traverses en portions sollicitées chacune en flexion sous une charge uniformément répartie et de valeur égale à la contrainte maximale affectant le bord de la zone étudiée.





– **Portion 1 :**

C'est une plaque appuyée sur 4 bords.

Soit M_1 le moment de flexion sur une bande de largeur 1 cm de la platine, dû à la réaction de la fondation au droit de chaque ligne de pliage

$$M_1 = \beta \sigma_f b_1^2$$

$$\sigma_f = \sigma_{max} = 8.35 \text{ MPa}$$

ou b_1 est la longueur du bord le plus court du tronçon.

$$a_1 = h = 390 \text{ mm}$$

$$b_1 = \frac{b}{2} = \frac{300}{2} = 150 \text{ mm}$$

$$\frac{a_1}{b_1} = \frac{390}{150} = 2.6 > 2 \Rightarrow \beta = 0.125$$

$$M_1 = 0.125 \times 8.35 \times 150^2 = 23484.37 \text{ dan}$$

– **Portion 2 :**

C'est une plaque appuyée sur 3 bords.

$$a_2 = \frac{a_0 - h}{2} = \frac{510 - 390}{2} = 60 \text{ mm}$$

$$b_2 = b = 300 \text{ mm}$$

$$\frac{a_2}{b_2} = \frac{60}{300} = 0.2 < 0.5$$

Donc cette portion est calculée comme une console de longueur a_2

$$M_2 = \sigma_f \left(\frac{a_2^2}{2} \right)$$

$$M_2 = 8.35 \times \left(\frac{60^2}{2} \right) = 15030 \text{ dan}$$

– **Portion 3 :**

Elle fonctionne et se calcule comme une console :

$$M_3 = \sigma_f \left(\frac{c_0^2}{2} \right)$$

$$M_3 = 8.35 \times \left(\frac{110^2}{2} \right) = 50517.5 \text{ dan}$$

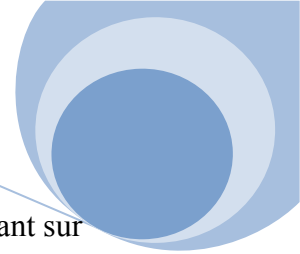
$$M_{max} = \max(M_1; M_2; M_3) = 50517.5 \text{ dan}$$

L'épaisseur de la platine est donnée par :

$$e_{pl} = \sqrt{\frac{6M_{max}}{f_y}} = \sqrt{\frac{6 \times 50517.5 \times 10}{235}} = 114 \text{ mm}$$

Donc, on prend $e_{pl} = 120 \text{ mm}$





2. Calcul de la traverse

La traverse peut être supposée comme une poutre simple à deux porte-à-faux s'appuyant sur les membrures du poteau et soumise à la charge uniformément répartie : $q_{tr} = \sigma_f d_{tr}$

Avec : d_{tr} est la largeur de la surface sollicitant de la traverse.

$$d_{tr} = \frac{b_2}{2} + c_0 + t_{tr} = 150 + 110 + 12 = 272 \text{ mm}$$

$$\text{d'ou : } q_{tr} = 8.35 \times 272 = 2271.2 \text{ dan/mm}$$

On fixe l'épaisseur de la traverse à $t_{tr} = 12 \text{ mm}$, ce qui nous donne un épaisseur du cordon de soudure de $a_c = 7 \text{ mm}$.

La hauteur à donner à la traverse est donc :

$$h_{tr} = \beta_w \gamma_{Mw} \frac{q_{tr} a_0 \sqrt{3}}{2 a_c f_u}$$

$$\text{avec } f_u = 360 \text{ MPa} \rightarrow \beta_w = 0.8, \gamma_{Mw} = 1.25$$

$$h_{tr} = 0.8 \times 1.25 \times \frac{2271.2 \times 510 \times \sqrt{3}}{2 \times 7 \times 360} = 398.07 \text{ mm}$$

On prend alors $h_{tr} = 40 \text{ cm}$

3. Vérification de la traverse :

Le moment de flexion et l'effort tranchant dans la traverse sont donnés par :

$$M_{tr} = \frac{q_{tr} a_2^2}{2} = \frac{2271.2 \times 60^2 \times 10^{-3}}{2} = 4088.16 \text{ dan.m}$$

$$V_{tr} = q_{tr} a_2 = 2271.2 \times 60 = 136272 \text{ dan}$$

– Vérification de la résistance de la traverse à la flexion :

$$M_{tr,R} = 0.25 t_{tr} h_{tr}^2 \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 0.25 \times 12 \times 400^2 \times \frac{235}{1} \times 10^{-4} = 11280 \text{ dan.m}$$

$$\rightarrow M_{tr} < M_{tr,R} \quad \text{ok}$$

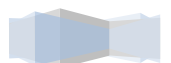
– Vérification des contraintes

L'excentricité de l'effort normal due à l'existence du moment est :

$$e = \frac{M}{N} = 1342 \text{ mm}$$

$$\frac{D}{2} = \frac{510}{2} = 255 \text{ mm} < e$$

Donc le centre de poussée se trouve hors du tiers central de la section ; alors, la platine est soulevée à gauche et donc les boulons à gauche vont être sollicités en traction et le béton situé du côté de l'effort N est soumis à la compression avec répartition triangulaire.



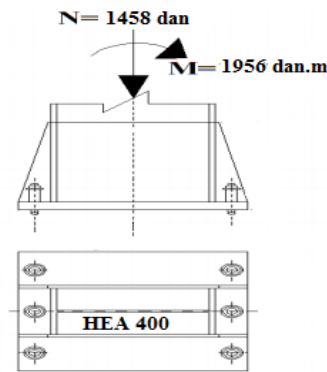


figure IV-25 pied de poteau

On va donc, dans la suite s'intéresser à vérifier le béton de la fondation en compression et les boulons à la traction en optant pour la disposition des boulons sur la platine indiquée sur la figure ci dessus.

La contrainte de compression sur le béton est donnée par :

$$\sigma_b = \sigma_{f.max} = \frac{N}{a_0 b_0} + \frac{6M}{a_0^2 b_0} = 8.35 \text{ MPa} < f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$$

4. Vérification des boulons d'ancrage:

$$\sigma_{f.max} = \frac{N}{a_0 b_0} + \frac{6M}{a_0^2 b_0} = 8.35 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{f.min} = \frac{N}{a_0 b_0} - \frac{6M}{a_0^2 b_0} = -8.24 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{f.max} + \sigma_{f.min}}{\sigma_{f.max}} = \frac{a_0}{c} \Rightarrow c = \frac{a_0 \times \sigma_{f.max}}{\sigma_{f.max} + \sigma_{f.min}} = \frac{510 \times 8.35}{8.35 + 8.24} = 257 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{3} = 85.67 \text{ mm}; y = a_0 - 30 - \frac{c}{3} = 394.33 \text{ mm}$$

L'effort de traction repris par les boulons est égal à :

$$T = \frac{M - N \times a}{y} = \frac{1956 \times 10^4 - 1458 \times 10 \times 167.64}{394.33} = 43404.78 \text{ dan}$$

Les boulons d'ancrages doivent avoir un diamètre tel que :

$$A_s \geq \gamma_{Mb} \frac{T}{0.9 f_{ub} n} = 1.5 \frac{43404.78 \times 10}{0.9 \times 400 \times 3} = 602.84 \text{ mm}^2$$

Avec : $n=3$ et $\gamma_{Mb} = 1.5$ et $f_{ub} = 400 \text{ MPa}$ pour des boulons de classe 8-8

→ On opte alors pour 6 boulons de diamètre 35 mm et de classe 8-8 avec une platine de dimensions 510x544x40.

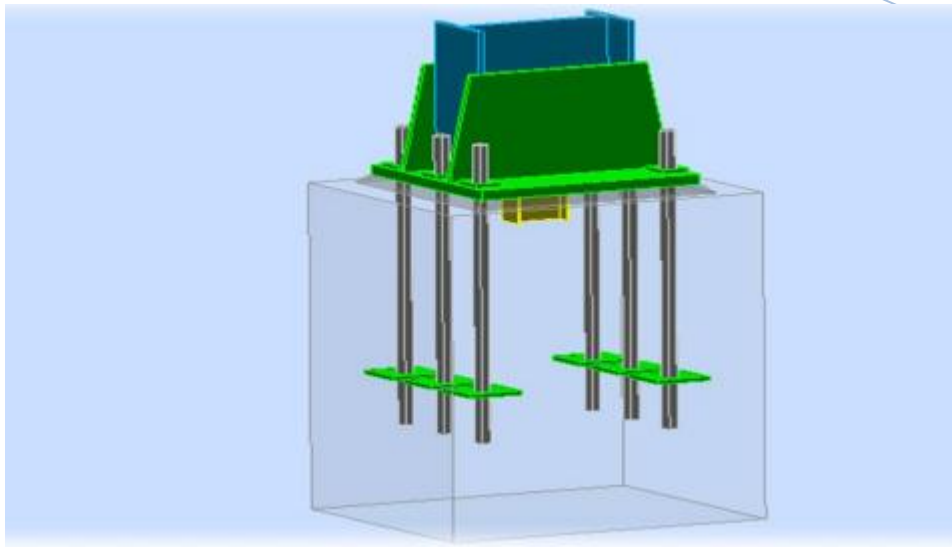


Figure IV-26: Vue 3D de l'assemblage pied du poteau adopté

II-8 Contreventement

Disposés en toiture, dans le plan des versants (contreventement de toiture) et en façade (palées de stabilité), les contreventements assurent la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action de forces horizontales : vent, freinage des ponts roulants, effets de séismes, chocs etc.

Ces pièces sont généralement conçues pour garantir le cheminement des charges horizontales jusqu'aux fondations et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués tant sur les pignons que sur les long pans.

II.8.1 Les différents types de contreventements

a. Contreventement de toiture

Les contreventements sont disposés habituellement suivant les versants de la toiture. Ils sont placés le plus souvent dans les travées de rive. Leurs diagonales sont généralement des cornières qui sont fixées sur la panne de compression. Ces dernières assurent la transmission des efforts du vent du pignon aux contreventements verticaux.

b. Contreventement de façades

La palée de stabilité est un contreventement de façade dont le rôle est de reprendre les efforts provenant de la poutre au vent et les descendre aux fondations.

c. Cheminement des efforts du vent

Les efforts transmis sur le pignon suivent le circuit suivant : du bardage aux lisses, puis aux potelets, puis à la traverse (ferme) du portique de rive. Or ce circuit n'est pas assez rigide transversalement. D'où l'indispensabilité de le stabiliser en construisant un dispositif, aussi bien dans le plan de la toiture (poutre au vent) que dans le plan vertical (palée de stabilité).



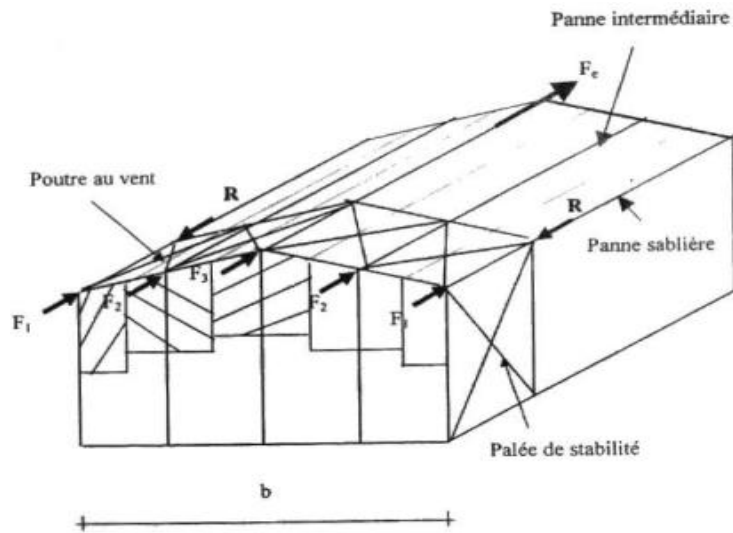
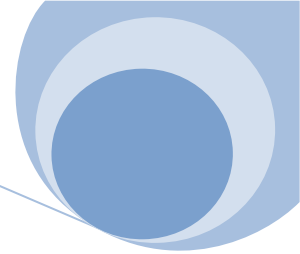


Figure IV-27: l'effort du vent sur les pignons

II.8.2 Calcul de la poutre au vent en pignon

Elle sera calculée comme une poutre à treillis reposant sur deux appuis et soumise aux réactions horizontales supérieures des potelets auxquelles on adjoint l'effort d'entraînement.

Remarque : Les diagonales comprimées ne sont pas prises en compte lors de la détermination des efforts dans les barres puisqu'elles flambent au moindre effort.

II.8.2.1 Evaluation des efforts horizontaux :

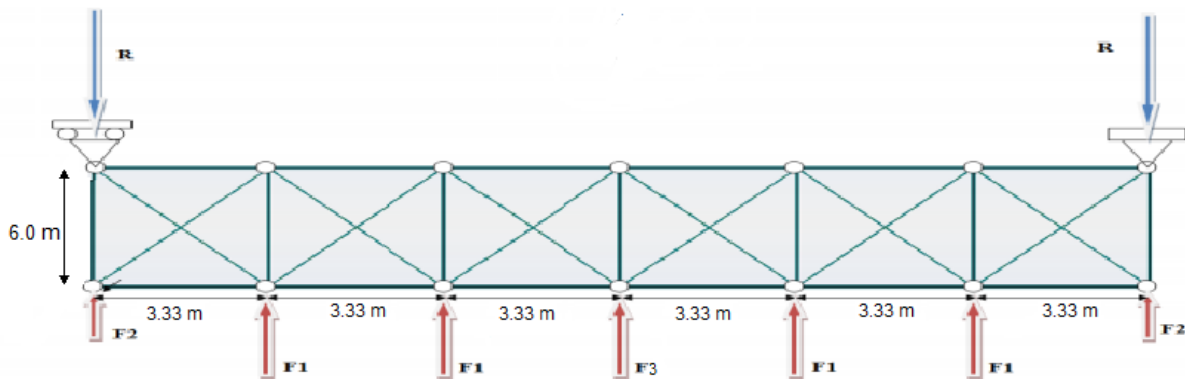


Figure IV-28 poutre en vent

$$P = (40.7 \times 1.8) \times 5 = 366.3 \text{ dan/ml}$$

$$F_1 = \frac{P.l}{2} = \frac{366.3 \times 6.29}{2} = 1152.01 \text{ dan}$$

$$F_2 = \frac{F_1}{2} = \frac{1152.01}{2} = 576.01 \text{ dan}$$

$$F_3 = \frac{P.l}{2} = \frac{366.3 \times 6.79}{2} = 1243.6 \text{ dan}$$



II.8.2.2 Evaluation des efforts horizontaux en tête des potelets:

$$P = (40.7 \times 1.8) \times 5 = 366.3 \text{ dan/ml}$$

$$F_1 = \frac{P.l}{2} = \frac{366.3 \times 6.29}{2} = 1152.01 \text{ dan}$$

$$F_2 = \frac{F_1}{2} = \frac{1152.01}{2} = 576.01 \text{ dan}$$

$$F_3 = \frac{P.l}{2} = \frac{366.3 \times 6.79}{2} = 1243.6 \text{ dan}$$

II.8.2.3 Effort de traction dans les diagonales

Les diagonales comprimées tendent à flamber sous de faibles efforts du fait de leur grand élancement. Pour cela, nous avons considéré que les diagonales comprimées ne reprennent aucun effort et que les diagonales tendues travaillent. Suivant le sens du vent, c'est l'une ou l'autre des diagonales qui est tendue. D'où le choix des croix de Saint-André.

Le contreventement de versant est une poutre à treillis supposée horizontale. La figure V.13 illustre les diagonales comprimées (en rouge) et les diagonales tendues (en bleu)

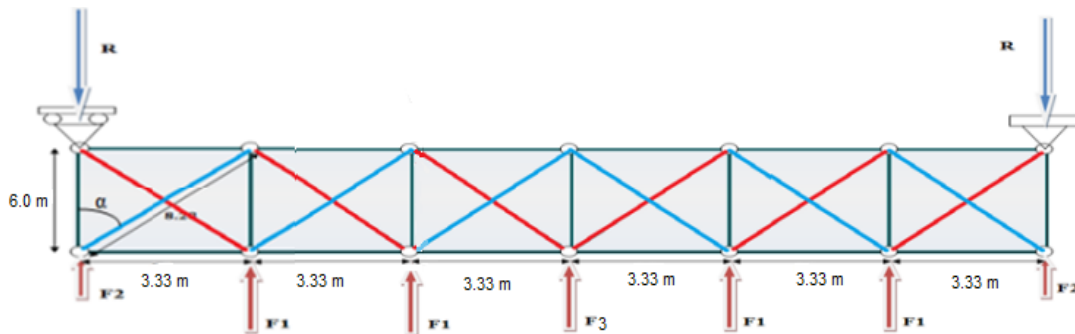


Figure IV-29: Illustration des diagonales tendues

On établit que l'effort « F_d » dans les diagonales d'extrémité (les plus sollicitées) est donné comme suit :

$$F_d \cdot \cos \alpha + F_2 = R$$

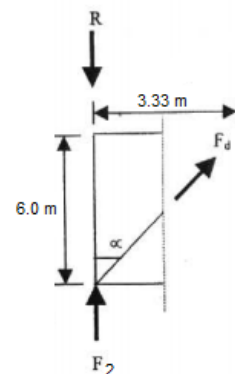
avec $R = \frac{2F_2 + 2F_1 + F_3}{2} = 2350 \text{ dan}$

$$\tan \alpha = \frac{3.33}{6} = 0.55 \Rightarrow \alpha = 29.03^\circ$$

$$\text{d'ou } F_d = \frac{R - F_2}{\cos \alpha} = \frac{2350 - 576.01}{\cos 29.03^\circ} = 2029 \text{ dan}$$

section de la diagonale:

La résistance d'un élément tendu est calculée en considérant que la section entière s'est plastifiée. Cette résistance est généralement prise égale à la plus petite des deux valeurs suivantes: la plastification de la section brute ou la rupture de la section nette. En ce qui concerne les éléments tendus assemblés sans boulons, la



résistance de calcul à la traction de la section transversale n'est autre que la résistance de calcul plastique de la section transversale brute :

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (1)$$

- A : Représente l'aire brute de la section transversale.
- f_y : Représente la limite élastique de l'acier.
- $\gamma_{M0} = 1$: Représente le coefficient partiel de sécurité pour l'acier (selon l'EC3 pour acier agréé).

Pour les éléments assemblés par des boulons, la résistance de la section sera affaiblie par la réduction de l'aire de section transversale due à la présence des trous. Pour cela, une vérification supplémentaire de la résistance ultime de calcul de la section nette d'une cornière assemblée par deux boulons est exigée :

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_2 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} \quad (2)$$

- β_2 : Coefficient minorateur égale:
 - 0.4 pour $p_1 \leq 2.5d_0$
 - 0.7 pour $p_1 \geq 5d_0$
 - 0.46 pour $p_1 = 3d_0$alors $\beta_2 = 0.46$
- A_{net} : Représente l'aire nette de la section transversale,
- f_u : Représente la résistance ultime à la traction de l'acier,
- $\gamma_{M2} = 1.25$: Représente le coefficient partiel de sécurité pour la résistance de la section nette.

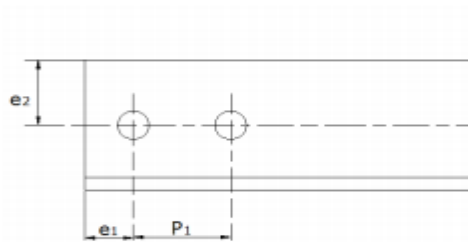


Figure III- 30: détail assemblage cornière

Pour les assemblages utilisant des boulons précontraints, la résistance plastique de calcul de la section nette ($N_{net,Rd}$) est limitée à la plastification au niveau de la section

nette, donc :

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3)$$

Or, on a utilisé, pour les assemblages, des boulons ordinaires. Donc, la résistance de calcul à la traction est prise égale à la plus petite valeur donnée par les relations (1) et (2) et comparée à la valeur de calcul de l'effort de traction appliquée (F_d).

Calcul de la section brute A:

$$F_d \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow A \geq \frac{F_d \times \gamma_{M0}}{f_y}$$

Donc ; $A \geq 436 \text{ mm}^2$

- On choisit une cornière à ailes égales L60x60x6 ($A=691 \text{ mm}^2$) avec deux boulons de 12mm et trous de 13mm qui donne une section nette :

$$A_{net} = A - n \cdot d \cdot t$$

Avec : n : Nombre de boulons,

d : Diamètre du trou,

t : Epaisseur de la cornière

- $A_{net} = 535 \text{ mm}^2$

Vérification à la résistance ultime de la section :

$$F_d \leq \min(N_{pl,Rd}; N_{u,Rd}) \text{ avec } N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 16238.5 \text{ daN}$$

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_2 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} = 7087.7 \text{ daN}$$

Annssi, $F_d = 2029 \text{ daN} \leq \min(7087.7 \text{ daN}; 16238 \text{ daN})$

II.8.3 Vérification du montant:

Le montant de la poutre au vent doit être calculé pour résister à un effort horizontal F_1 dû au vent et une force locale d'au moins $n \times 2.5\%$ de $N_{f,Ed}$ transmise par les semelles de traverses maintenues au déversement.

Avec : n : nombre des traverses maintenues

$N_{f,Ed}$: L'effort normal dans la semelle comprimée de la traverse stabilisée, au droit du maintien.



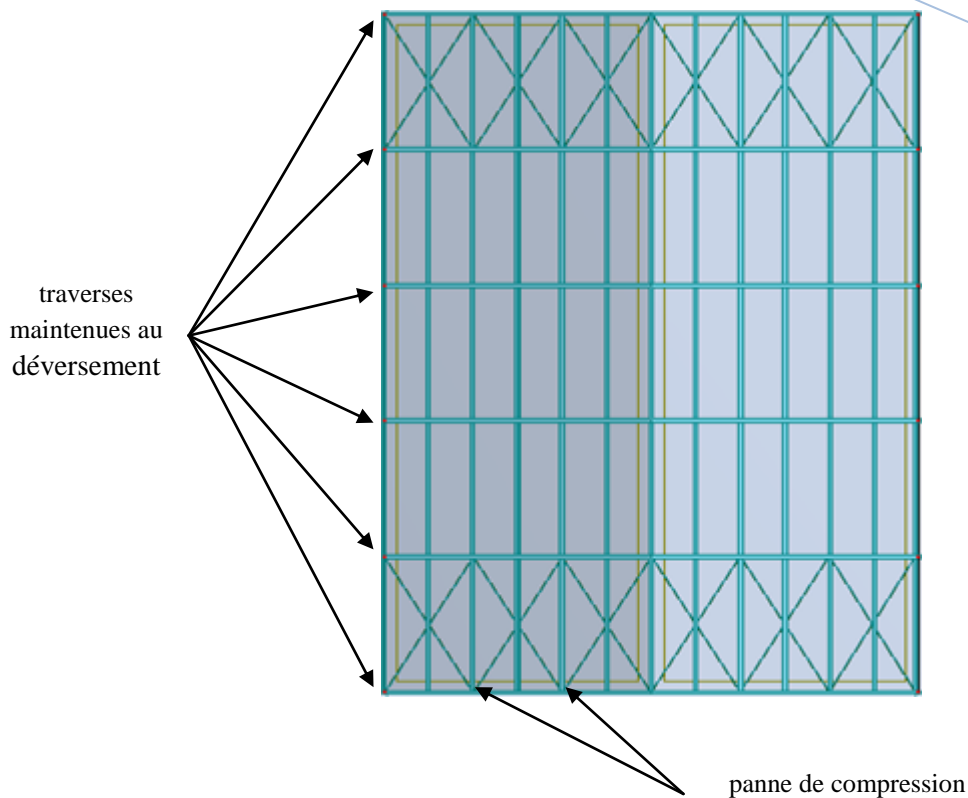


Figure IV-31: illustration des traverses maintenues

On établit que l'effort « Fm » dans les montants les plus sollicités est donné comme suit :

$$F_m = F_3 + n \times \frac{2.5 \times N_{f,Ed}}{100}$$

avec : $N_{f,Ed} = A \cdot f_y \cdot r$

n : nombre des traverses maintenues (Dans notre structure nous avons 6 traverses maintenues).

A : aire de la semelle comprimée d'une traverse maintenue (IPE 360)

r : taux de travail de la traverse (ratio)

AN : $N_{f,Ed} = (12.7 \times 170) \times 23.5 \times 0.74 = 37545.01 \text{ dan}$

$$F_m = 1243.6 + 6 \times \frac{2.5 \times 37545.01}{100} = 6875.35 \text{ dan}$$

II.8.3.1 Vérification du montant au flambement:

Considérons un profilé IPE160 .

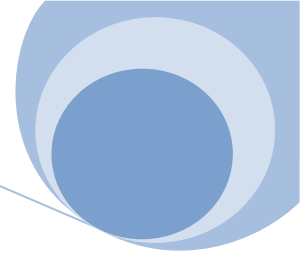
- Détermination des paramètres de flambement selon l'axe (z-z) :

La panne de compression étant bi-articulée, la longueur de flambement est : $l_{fz} = l_0 = 6 \text{ m}$

L'élancement selon z est :

$$\lambda_z = \frac{l_{f,z}}{i_z} = \frac{600}{1,84} = 326.09$$





L'élanement réduit de la traverse :

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = 3.47 \text{ avec } \lambda_1 = 93.9 \text{ pour le cas d'un acier S235.}$$

Nous avons :

$\frac{h}{b} = 1.95 > 1.2$ et $t_f \leq 400 \text{ mm}$ donc, le flambement selon z se fait suivant la courbe 'b' ce qui donne comme facteur d'imperfection $\alpha = 0.34$.

Le coefficient de réduction χ_z est donné par :

$$X_z = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{7.08 + \sqrt{7.08^2 - 3.47^2}} = 0.075$$

avec: $\phi = 0.5(1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2) = 7.08$

On obtient alors : $\chi_z = 0.075$

L'effort de compression résultant dans la panne est donné par : $F_m = 6875.35 \text{ dan}$

L'effort normal résistant est : $N_{rd} = X_z \cdot A \cdot f_y = 0.19 \times 2530 \times 23.5 = 11296.45 \text{ dan} > F_m$

➤ On peut finalement conclure que la panne de compression est stable vis-à-vis au flambement.

II.8.4 Calcul de la palée de stabilité:

Les palées de stabilité doivent reprendre les efforts de vent sur pignons transmis par le contreventement des versants (poutre au vent). On ne fait travailler que les diagonales tendues, comme dans le cas des diagonales du contreventement de la toiture.

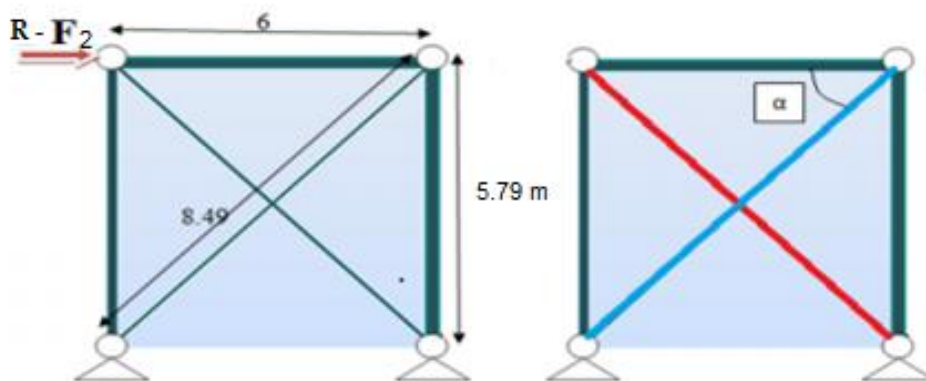


Figure IV-32: Palée de stabilité

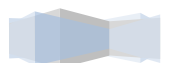
II.8.4.1 Effort de traction dans les diagonales

On établit que l'effort « F_d » dans les diagonales est donné comme suit :

$$F_d \cdot \cos \alpha = R - F_2$$

$$\tan \alpha = \frac{5.79}{6} = 0.965 \Rightarrow \alpha = 43.98^\circ$$

$$\text{d'ou } F_d = \frac{R - F_2}{\cos \alpha} = \frac{2350 - 576.01}{\cos 43.98^\circ} = 2465.3 \text{ dan}$$



II.8.4.2 Section de la diagonale

Calcul de la section brute A :

$$\frac{F_d}{A} \leq \sigma_e \Rightarrow A \geq \frac{F_d}{\sigma_e} = \frac{2465.3}{2400} = 1.03 \text{ cm}^2$$

- soit L40x40x4 (A=3.06 cm²) avec deux boulons de 12mm et trous de 13mm qui donne une section nette :

$$A_{net} = A - n \cdot d \cdot t$$

Avec : n : Nombre de boulons,

d : Diamètre du trou,

t : Epaisseur de la cornière

- $A_{net} = 296 \text{ mm}^2$

Vérification à la résistance ultime de la section :

$$F_d \leq \min(N_{pl,Rd}; N_{u,Rd}) \text{ avec } N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 7191 \text{ daN}$$

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_2 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} = 3921.41 \text{ daN}$$

Ainsi, $F_d = 2465.3 \text{ daN} \leq \min(3921.41 \text{ daN}; 7191 \text{ daN})$

Les diagonales retenues sont des cornières à ailes égales L40x40x4

III- Conclusion

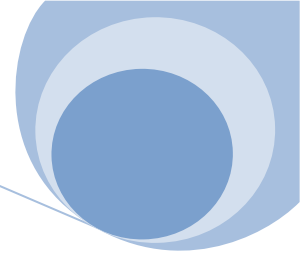
Ce chapitre nous a permis, via les calculs effectués, d'assurer la transmission des efforts entre les éléments principaux de l'ossature. Les conditions d'encastrement au niveau des pieds des poteaux et celles d'encastrement au niveau des têtes des poteaux ont aussi été satisfaites. L'assemblage effectué au niveau de ce chapitre permettrait de garantir une structure stable et rigide pour notre construction. Pour achever la sécurité de notre bâtiment, nous avons réalisé un contreventement de toiture et de façades afin de rigidifier la structure transversalement.





Chapitre V

ETUDE THERMIQUE



I. Introduction :

Dans cette partie, on présente différentes simulations, dans un premier temps nous mettons en évidence l'intérêt de l'inertie thermique du projet.

II. Description du locale étudié

la structure porteuse du projet est de type charpente métallique, les toitures sont des tôles ou panneaux sandwich, lame d'air entre les deux parois, les planchers bas sur terre pleine, les baies vitrées sont presque toujours constituées d'un simple vitrage avec un cadre en aluminium.

Les caractéristiques thermo physiques sont regroupées dans le tableau suivant :

Paroi	Matériau	λ (W/m °C)	ρ (Kg/m ³)	Cp (KJ/Kg °C)	e (cm)
Murs extérieurs	Enduit ciment	1.15	1800	1	1
	Brique argile	1.23	1300	0.79	15
	Air	0.14	1	1.23	5
	Brique argile	1.23	1300	0.79	10
	Enduit plâtre	1.26	1500	1	2
Plancher bas	Béton	1.75	2300	0.92	10
BARRDAGE EN ACIER	ACIER	45	7800	0.51	1.0

Tableau V.1 : les caractéristiques thermiques des matériaux constituant l'enveloppe



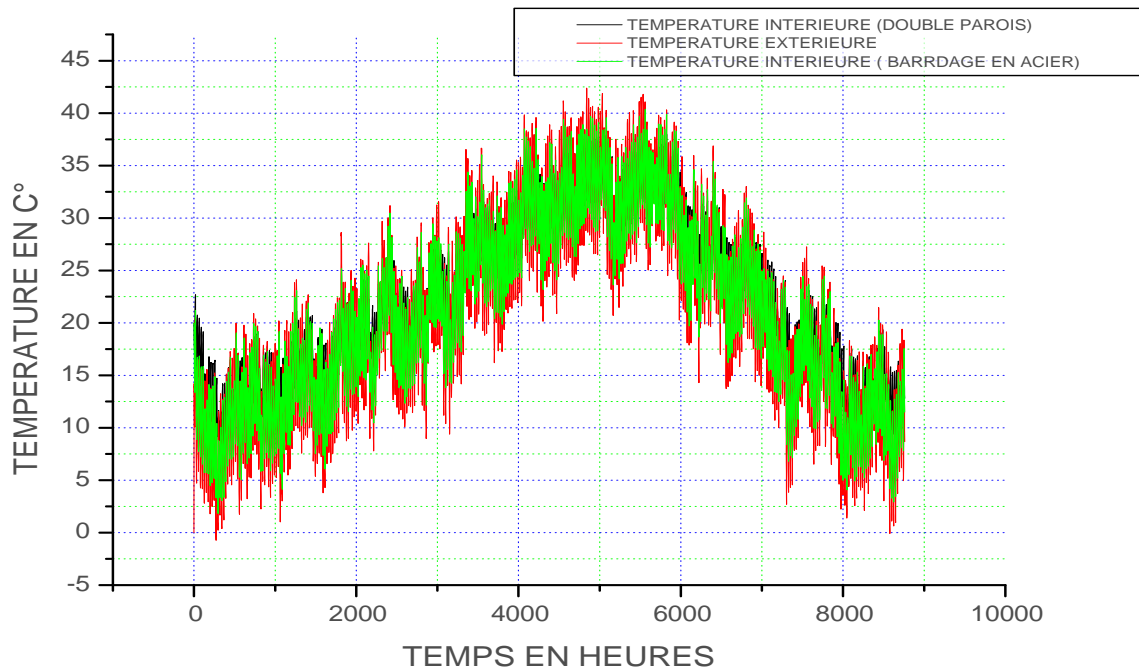
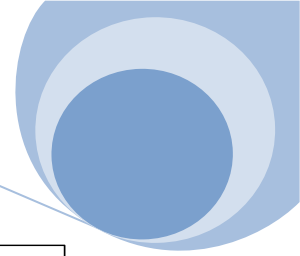


FIG V.1 : variation de la température annuelle

la courbe ci-dessus represente les différentes températures annuelles exterieures et interieure pour un mur en double parois et un barrdage en acier, on remarque que dans la periode entre d'hiver la température d'exterieure varie entre 0 C°et 15 C° et la température en acier varie entre 10 et 15 C° .

on remarque aussi que la températures dans les murs en double parois est entre les deux.

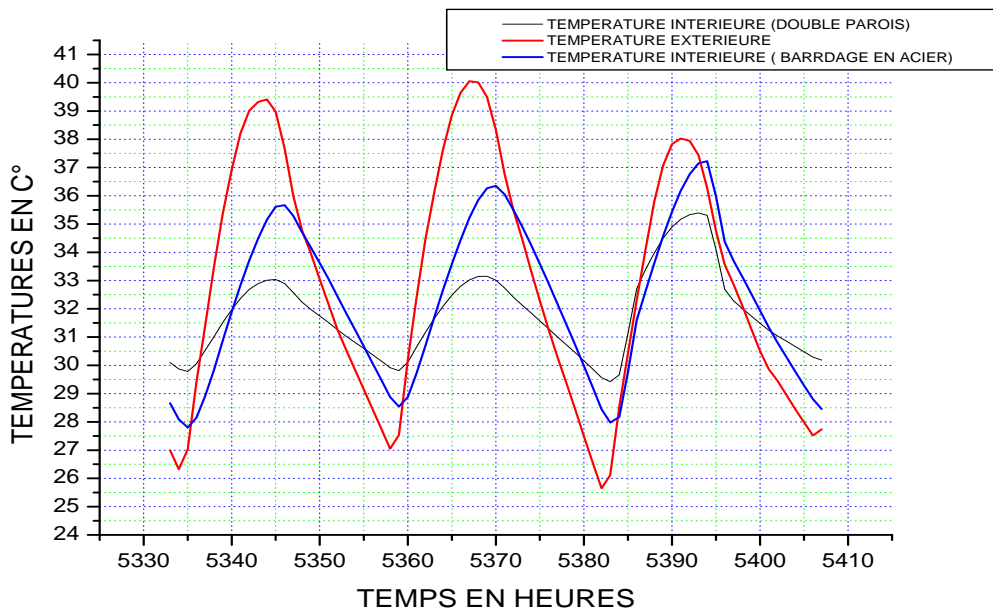


FIG V.2 : variation de la température en fonction du temps



Chapitre V: Eude Thermique

La courbe 2 présente les différentes températures dans une période en été (entre 5330 heures et 5410 heures), où on remarque :

- ✓ Lorsque la température est maximale à l'extérieur(environ de **40 C°**) la température interieure dans le cas des barrdages est **36,5 C°**, et dans le cas des murs en double parois **33C°** .
- ✓ Lorsque la température de l'extérieur est minimale (**26C°**) la température interieure dans le cas des barrdages est (**28,5 C°**), et dans le cas des murs double parois (**30 C°**).
- ✓ La basse température de l'acier (**28,5 C°**) nous montre qu'il n y a pas une conservation de la température comme dans le cas des murs en double parois.

La nature de notre région nous exige de choisir les murs en double parois parce que leur conductivité thermique est moins que celle en acier



CONCLUSION GENERALE

La charpente métallique est un ouvrage composé de pièces de métal assemblées entre elle pour constitue l'ossature d'une construction métallique. Elle substitue les constructions en béton armé grâce à leurs avantages.

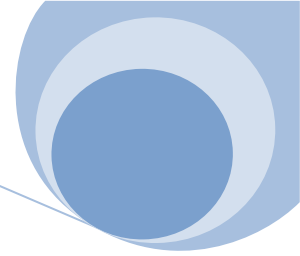
Le marché de proximité est un exemple d'une construction métallique dans la wilaya d'Adrar, il se réalisait en différents endroits.

Car l'augmentation très important dans le degré de la température il nécessite de faire l'isolation thermique des parois et des toitures pour diminuer les grandes températures, cette isolation se trouve en différentes classes, il peut se placer de diverses manières. Dans notre mémoire on vus le feutre tendu ; leur domaine d'utilisation et le mode de placement.

La région d'Adrar a du climat saharien, il est généralement venteux, donc on va faire l'étude manuelle et numérique on prend par considération les charges climatiques du vent, charge permanente et exploitation pour dimensionner et assembler notre structure.

On va voir que l'inertie thermique du projet est importante, après la comparaison parmi le bardage en acier et le mur en double paroi nous n'avons observé que l'utilisation du mur en double paroi mieux que le bardage en acier puisque la conductivité du bardage plus élevée que le mur en double paroi cette propriété permet de transmettre la plus part de la température soit de l'extérieur vers l'intérieur en été et de l'intérieur vers l'extérieur en hiver.





[1] règle (NV65) les effets de la neige et du vent sur la construction
Par : N.ESQUILLAND douzième édition, eyrolle 1995.



[2] règles de calcul des constructions en acier (CM 66)
Par : ITBTP.CTICM neuvième édition, eyrolle 1982.



[3] calcul pratique des structures métalliques.
Par : Office des Publications Universitaires (2^o édition 04-2008)



[4] calcul des éléments résistants d'une construction métallique.
Par Lahlou Dahmani (Office des Publications Universitaires 07-2004).



[5] règles de conception et de calcul des structures en acier
DTR .B.C-2.44.
Par : Centre National de Recherche appliquée en génie parasismique.



[6] mémoire étude d'un bâtiment industriel dans la zone d'OUED ELLIL
Dans le gouvernorat de MANOUBA.
Par : Amine Ben Abdallah.



[7] Règles parasismiques algérienne (RPA 99 / modifié 2003)
Par (Ministère de l'habitat).



[8] Calcul pratique des structures métalliques.
Par : Dr. BELAZOGUI office des publications universitaire.



[9] Mémoire protection d'une structure métallique contre le feu
modélisation ROBOBAT.
Par : Slimani Hanine

