

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
*République Algérienne Démocratique et Populaire*  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
*Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique*

جامعة غرداية  
*Université de Ghardaïa*



N° d'enregistrement

كلية العلوم والتكنولوجيا  
*Faculté des Sciences et de la Technologie*

قسم العلوم والتكنولوجيا  
*Département des Sciences et Technologie*

Algérienne Démocratique et Populaire

*Mémoire de fin d'étude, en vue de l'obtention du diplôme*

*Master*

*Domaine : Sciences et Technologies,*

*Filière : Génie Civil*

*Spécialité : Structures*

*Thème*

**ETUDE D'UN HANGAR EN CHARPENTE  
METALLIQUE AU NIVEAU DE LA COMMUNE EL  
MANSOURA. Wilaya GHARDAIA**

*Présenté par :*

*HADJ MATAZZAH Bouhafs*

*FERDJALLAH Houssam Eddine*

*Soutenue publiquement le 14/06/2025*

*Devant le jury composé de :*

<i>DAHEUR Elhadj Guesmia</i>	<i>MCA</i>	<i>Université Ghardaïa</i>	<i>Président</i>
<i>CHERIF Miloud</i>	<i>Vacataire</i>	<i>Université Ghardaïa</i>	<i>Encadreur</i>
<i>NESSIL Hamide</i>	<i>MAA</i>	<i>Université Ghardaïa</i>	<i>Examinateur</i>

*Année universitaire 2024/2025*

# *Remercîments*

*Tout d'abord, Merci Allah de nous avoir donné la capacité d'écrire et de réfléchir, la force d'y croire, la patience d'aller jusqu'au bout du rêve et la volonté et la patience de mener à terme le présent travail.*

*Au terme de ce projet nous tenons à remercier chaleureusement notre encadreur et enseignants : Mr **CHERIF Miloud**, pour son grande aide et expertise dans la matière à travers des explications cohérentes, un GRAND merci.*

- *Nous remercions les membres du jury, de s'être donné la peine d'examiner notre modeste travail.*
- *Nous tenons aussi à remercier vivement et sincèrement nos enseignants qui m'ont aidé et appris l'âme de la science durant ces années d'études.*
- *Enfin, nos remerciements vont à toutes les personnes qui nous ont, de pré ou de loin, apporté l'aide et l'encouragement.*

# DEDICACES

*A mes deux plus chers êtres*

*Mes parents (رحمهما الله)*

*A mes frères et sœurs pour leurs conseils et leur réconfort*

*A ma femme et à mes enfants*

*À ceux qui ont été abandonnés de tous, mais qui sont patients et pleins d'espoir,  
aux habitants de Gaza, que nous avons l'honneur de mentionner, nous leur  
disons : que Dieu soit avec vous.*

*Nos Amis et camarades avec qui on a partagé les bons et mauvais moments  
ensemble, et à qui on leur souhaite une réussite dans leurs carrières  
professionnelles*

*Je tiens à exprimer tout mon respect et ma profonde gratitude à tous  
mes professeurs, qui ont largement contribué à l'édification de ma  
solide formation.*

*Enfin, à tous ceux qui m'aiment au deus*

*Banahf. HADJ MATALLAH*

## الإِهْدَاء

لولا وبعد الحمد لله الذي بنعمته تتم الصالحات وبفضله تتحقق الغايات، من بعد الاستعانة به،  
وانحاء الدرج بتوفيقه وبلغ الحالم بفضله.

الى الكاشفة، الى من اعادت علينا البوصلة، الى كل طالب هندسة استعمل علمه في تصميم الانفاق،  
الى كل طالب دمرت جامعته، الى كل اهل العزة، الى كل مجاهد آثر الجهاد عن اكمال حلم الهندسة الى  
كل شهيد رحل قبل ان يتوج بكلمة خريج، الى الشيخ ياسين، محمد الضيف، يحيى السنوار، الى كل  
من عرفه الله ولم نعرفه الى كل مهندسي الانفاق انتم القدوة الاعلى.

الى من علماني من الحبو حتى السير حتى الركض

الى من سهل علينا المسير

الى من علماني الصبر والاصرار

الى اول مدرسين في حياتي الى وصية الرحمان الى والدائي ادام الله وجودكم وجعلني الله برا بكم.

الى من كانت امي بعد امي، الى من كان لها فضل علي الى من علمتني الكثير، الى امي الثانية جدتي  
دمت لي شخصا عزيزا وادام الله صوتك ووجودك.

الى من كانوا لي سند وظهرا، الى من كاينوا لي حائطا اتكى عليه، الى من حاوطوني بعنائهم دوما، الى  
اعضد في الحياة الى اعمامي.

الى من جعلن الحياة جميلة، الى من اضفنا لها الوانا الى اخواتي واصدقائي

اخيرا الى كل من ساعدني في هذا العمل، الى كل من لم يخلني بعلومة، الى كل من ساهم في هذا  
العمل اهدي لكم تخرجى.

فرج الله حسام الدين

ملخص:

مشروعنا لإنتهاء الدراسة يتكون من دراسة وتصميم حظيرة تخزين تقع في منطقة وادي غزالت، ببلدية المنصورة، ولاية غرداية. يتكون المشروع من عدة إطارات هيكلية، تم تثبيتها بواسطة دعامات، ومغطاة بسقف ذي ميول متناظرة. تمت دراسة هذا المشروع على عدة مراحل؛ بدءاً بالتقدير الأولي للحمولات الدائمة والحمولات الزائدة على الهيكل. تم الاعتماد في تصميم ودراسة تجميع المكونات وفقاً لـ "CCM97" و "EUROCODE 3" وهي ضرورية لتحديد أبعاد الأجزاء المعدنية.

أجريت الدراسة المناخية (للرياح) وفقاً للائحة الجزائرية "RN 99 V2013" ، تم تحديد أبعاد العناصر المختلفة (الثانوية والحاصلة). دراسة البنية التحتية والجدار الاستنادي وفقاً لـ "BAEL91, C.B.A 93" ، وقد إلزامية لتحديد نوع الأساس المناسب لقدرة تحمل التربة ونوع الجدار مع قدرة تحمله لضغط المخزون، وقد استخدمنا برنامج "الروبوت لتحليل الهياكل" بشكل عام، يؤدي استخدام البرمجيات غالباً إلى المبالغة في حساباتنا الهيكلية، ولهذا السبب يجب علينا دائماً مقارنتها بالنتائج اليدوية لتحقيق أبعاد مستقرة و المناسبة اقتصادياً.

**الكلمات المفتاحية:** هيكل معدني، حظيرة تخزين، تحديد أبعاد، دراسة مناخية، تجميع، جدار استنادي، بنية تحتية.

## Résumé :

Notre projet de fin d'études porte sur l'étude et le dimensionnement d'un hangar de stockage situé dans la région d'Oued Ghazalat, relevant de la commune de **Mansoura**, wilaya de **Ghardaïa**.

La structure étudiée est composée de plusieurs portiques métalliques, stabilisés à l'aide de contreventements, et couverts par une toiture symétrique à deux versants.

Ce projet a été mené à travers plusieurs étapes successives, à commencer par :

- **L'évaluation des charges et surcharges** agissant sur l'ouvrage, qu'elles soient permanentes, d'exploitation ou climatiques.
- **L'étude climatique**, notamment l'action du vent, réalisée conformément au **Règlement National de Vent (RNV 99 – version 2013)**.
- **La conception et le calcul des assemblages**, conformément aux normes **CCM 97** et **Eurocode 3**, qui revêtent une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces en construction métallique.
- **Le dimensionnement des différents éléments** de la structure, qu'ils soient porteurs ou secondaires.
- **L'étude de l'infrastructure et du mur de soutènement**, réalisée selon les règlements **BAEL 91** et **CBA 93**, afin de déterminer le type de fondation le plus adapté à la capacité portante du sol.

Pour la modélisation et l'analyse structurelle, nous avons utilisé le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis**. Cependant, les résultats issus des logiciels tendent généralement à surestimer les efforts dans les structures. Ainsi, une comparaison systématique avec les calculs manuels a été effectuée, dans le but d'aboutir à un dimensionnement à la fois stable, fiable et économiquement optimisé.

Mots clés : Charpente métallique, Hangar de stockage, dimensionnement, étude climatique, Assemblage, Mur de soutènement. Infrastructure.

## **Abstract:**

Our Final Year Project focuses on the study and structural design of a storage hangar located in the Oued Ghazalat area, under the jurisdiction of the Mansoura commune, in the Ghardaïa province.

The structure consists of multiple steel frames, stabilized with bracing systems, and covered with a symmetrical double-pitched roof. The project was carried out through several successive phases, including:

- **Load assessment:** Evaluation of all loads acting on the structure, including permanent loads, live loads, and environmental loads.
- **Climatic study:** Analysis of wind action based on the National Wind Regulation (RN 99 – 2013 version).
- **Connection design:** Design and calculation of structural connections in accordance with CCM 97 and Eurocode 3, recognizing their critical role in steel construction alongside the main structural elements.
- **Structural design:** Dimensioning of both primary and secondary structural components.
- **Foundation and retaining wall study:** Geotechnical analysis and design of the foundation system and retaining wall, conducted according to BAEL 91 and CBA 93, to determine the most suitable foundation type based on the soil's bearing capacity.

The structural modeling and analysis were performed using **Autodesk Robot Structural Analysis**. However, as software results can sometimes overestimate internal forces, we systematically compared them with manual calculations. This approach allowed us to achieve a design that is **structurally stable, reliable, and economically optimized**.

**Keywords:** Metal framework, Storage hangar, Dimensioning, Climatic study, Assembly, Retaining wall, Infrastructure

# Sommaire

Résumé, abstract, ملخص

Sommaire

Liste des figures

Liste des tableaux

Notations

INTRODUCTION GENERALE ..... a

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

I.1 Introduction : ..... 2

I.2 Présentation et implantation de l'ouvrage : ..... 3

I.3 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage (partie constructive) : ..... 4

I.4 Les caractéristiques architecturales de l'ouvrage : ..... 4

I.4 Matériaux utilisés : ..... 5

I.5 Ossature de la structure : ..... 7

□ Partie horizontale (les toitures) : ..... 7

    □ Partie verticale (les façades) : ..... 7

I.7 Règlements techniques : ..... 12

I.8 Règlements aux états limites : ..... 12

a) ..... Etats limites ultimes (ELU) : ..... 12

    b) Etats limites de service (ELS) : ..... 13

I.9 Les Actions prises en compte : ..... 13

CHAPITRE II : ETUDE CLIMATIQUE

II. Introduction : ..... 16

II.1 Charges permanentes : ..... 16

II.2 Surcharges d'exploitation : ..... 16

II. 3 Surcharges climatiques : ..... 16

    II.3.1 Surcharge de sable (S) : ..... 16

II.4 Conclusion : ..... 35

CHAPITRE III : PRE DIMENSIONNEMENTS DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. Les pannes : ..... 37

IV.1.1. Introduction : ..... 37

III.1.2 Dimensionnement des panneaux de couverture : ..... 37

III.1.3 Calcul des pannes de couverture : ..... 37

III.1.4. Principe de pré dimensionnement de la panne : .....	40
III.1.4.1 Vérification à la flèche (ELS) .....	40
III.1.4.2 Vérification de la résistance des pannes (ELU) : .....	43
III.2 Calcul des lisses de bardage : .....	47
III.2.1 Introduction : .....	47
III.2.2 Pré dimensionnement des lisses : .....	47
III.2.3 Vérifications des lisses : .....	49
III.2.4 Vérification de la résistance à la flexion déviée : .....	49
III.2.5 Vérification au cisaillement : .....	50
III.2.6 Vérification au déversement : .....	50
III.3 Calcul des potelets : .....	52
III.3.1 Introduction : .....	52
III.3.2 Le pré dimensionnement des potelets : .....	52
III.3.2.1 Vérification de la section à la résistance : .....	53
III.3.2.2 Vérification de l'élément aux instabilités : .....	54
<b>CHAPITRE IV : <u>PRE DIMENSIONNEMENTS DES ELEMENTS TRUCTURAUX</u></b>	
IV.1 Introduction : .....	59
IV.2 CALCUL DES TRAVERSES : .....	59
IV.2.1 Pré dimensionnement des traverses : .....	59
IV.3 CALCUL DES POTEAUX : .....	61
III.3.1 Définition .....	61
III.3.2 Evaluation des charges et surcharge : .....	61
III.3.3 Détermination de la <i>Nmax</i> descente de charges : .....	62
III.3.4 Vérifications au flambement : .....	63
IV.4 ETUDE DE CONTREVENTEMENT : .....	63
IV.4.1 Définition : .....	63
IV.4.2 Calcul de la poutre au vent en pignon : .....	64
IV.5 ETUDE DE LA PALEE DE STABILITE : .....	66
IV.5.1 Calcul de la palée : .....	66
IV.5.1.1 Par la méthode des coupures : .....	66
<b>CHAPITRE V : <u>CALCULE DES ASSEMBLAGS</u></b>	
V.1. Introduction : .....	69
V.2 Modalisation : .....	69
V.2.1 Assemblage du Faitage (Traverse-Traverse) : .....	69
V.2.2 Assemblage de rive (Poteau-Traverse) : .....	77
V.2.3 Assemblage des pieds de poteaux encastré : .....	84

V.2.4 Assemblage de la diagonale sur le gousset : .....	90
V.2.5 Assemblage poteau - console : .....	95
<b>CHAPITRE VI : CALCULE DU MUR DE SOUTENEMENT</b>	
VI .1 Introduction :.....	101
VI .2 Domaine d'emploi : .....	101
VI .3 Calcul de murs de soutènement : .....	101
VI .3.1 Données : .....	101
VI .3.2 Résultats :.....	102
VI .3.2.1 Renversement par rapport au point A : .....	103
VI .3.2.2 Stabilité par rapport au point A :.....	103
VI .3.2.3 Vérification de la sécurité au renversement :.....	103
VI .3.3 Calcul des Fondations :.....	104
VI .3.3.2 Etude de la semelle : .....	104
VI .3.4 Ferraillage : .....	106
VI .3.4.1 Ferraillage de la semelle : .....	106
VI .3.4.2 Ferraillage du Rideau :.....	107
<b>CHAPITRE VII : CALCULE DES INFRASTRUCTURES</b>	
VII-1 Etude des fondations : .....	110
VII -1-1-Introduction : .....	110
VII-1-2- Type de fondation superficielle : .....	110
VII.1.3 Calcul de la contrainte du sol : .....	112
VII.1.4 Agressivité du sol : .....	113
VII.1.5 Choix du type de fondation : .....	113
VII.2. Etude des semelles :.....	114
VII.2.1 Semelle isolée :.....	114
VII.2.1.1 Données de base :( Semelle pour les poteaux de rive) .....	114
VII.3 Conclusion :.....	122

# LISTES DES FIGURES

<u>Figure 1:</u> Localisation géographique du site.....	3
<u>Figure 2 :</u> Vue en 3D du Hangar.....	4
<u>Figure 3 :</u> Diagramme contrainte-déformation de l'acier (essai de traction) .....	6
<u>Figure 4 :</u> Composants d'un boulon (Construction Métallique p-27).....	8
<u>Figure 5 :</u> Boulon précontraint (Construction Métallique p-30).....	9
<u>Figure 6 :</u> Boulon précontraint (Construction Métallique p-33).....	9
<u>Figure 7 :</u> Composition d'une tige (Construction Métallique p-34).....	10
<u>Figure 8 :</u> Principe de mise en œuvre (Construction Métallique p-34).....	10.
<u>Figure 9 :</u> Mise en œuvre des rivets (Construction Métallique p-35) .....	11
<u>Figure 10 :</u> Terminologie de la soudure (Construction Métallique p-36) .....	12
<u>Figure 11 :</u> Les états limites (Construction Métallique p-40) .....	13
<u>Figure 12 :</u> Les directions principales du vent. ....	17
<u>Figure 13:</u> Vue en plan des zones de pression sens V1,et Légende relative .....	21
<u>Figure 14 :</u> Légende pour les parois verticales sens V1 .....	22
<u>Figure 15 :</u> Zone de pression pour la toiture.....	23
<u>Figure 16 :</u> Répartition des Cpe sur la toiture dans le sens V1 .....	24
<u>Figure 17 :</u> Répartition des surfaces sur pignon.....	24
<u>Figure 18 :</u> Légende pour les parois verticales sens V2.....	25
<u>Figure 19 :</u> Répartition des surfaces sur la toiture.....	26
<u>Figure 20 :</u> Schéma statique de la poutre équivalente.....	37
<u>Figure 21:</u> Représentation de l'effort tranchant de la pente.....	43
<u>Figure 22:</u> Les courbes du déversement.....	56
<u>Figure 23:</u> Dimension du portique .....	60
<u>Figure 24:</u> Schéma statique de la poutre au vent .....	63
<u>Figure 25 :</u> L'effort Fd dans la diagonale d'extrémité.....	64
<u>Figure 26 :</u> Schéma statique de Palée de stabilité. ....	65
<u>Figure 27 :</u> Représentation de l'assemblage traverse-traverse.....	68
<u>Figure 28 :</u> Disposition des boulons de l'assemblage traverse-traverse.....	69
<u>Figure 29 :</u> Représentation de l'assemblage traverse-Poteau.....	76
<u>Figure 30 :</u> Disposition des boulons de l'assemblage poteau traverse.....	77
<u>Figure 31 :</u> Représentation de l'assemblage pied poteau encastré type. ....	83
<u>Figure 32 :</u> détails sur l'assemblage pied de poteau articulé.....	83
<u>Figure 33 :</u> Vue de l'assemblage des diagonales.....	88
<u>Figure 34 :</u> détails sur l'assemblage au gousset - deux barres.....	89

<u>Figure 35 : Représentation de l'assemblage poteau - console .....</u>	93
<u>Figure 36 : détails sur l' assemblage poteau - console.....</u>	94
<u>Figure 37 : détails sur le mur.....</u>	101
<u>Figure 38 : Poussée due aux terres (t/m<sup>2</sup>).....</u>	101
<u>Figure 39 :Poussée due aux surch.....</u>	101
<u>Figure 40 : détails sur le mur.....</u>	103
<u>Figure 41 : Semelle Avant .....</u>	104
<u>Figure 42 : Semelle Arrière .....</u>	104
<u>Figure 43 : Semelle isolé.....</u>	109
<u>Figure 44 : Semelle Filante. ....</u>	110
<u>Figure 45 : Radier Générale. ....</u>	110
<u>Figure 46 : détails de la fondation des poteaux .....</u>	120

# LISTE DES TABLEAUX

<b>Tableau 1:</b> Valeurs nominales de $f_y$ et $f_u$ (tableau 3.1, CCMA97). ....	6
<b>Tableau 2 :</b> Valeurs nominales des résistances. ....	8
<b>Tableau 3. :</b> Les valeurs des $Cr$ .....	19
Tableau 4: Valeurs de $qréf$ ; $qp$ ; $Ce$ ; $Ze$ ; $Iy$ ; $Cr$ .....	20
<b>Tableau 5 :</b> Valeurs de surface et coefficient $C_{Pe}$ de chaque zone de parois vertical.....	21
<b>Tableau 6 :</b> Valeurs de surface de chaque zone de la toiture.....	23
<b>Tableau 7 :</b> Valeurs de coefficient $C_{pe}$ de chaque zone de la toiture dans le sens V1.....	23
Tableau 8 : Valeurs de surface et coefficient $C_{pe}$ de chaque zone de parois vertical.....	25
<b>Tableau 9 :</b> Valeurs de surface et de coefficient $C_{pe}$ pour la toiture. ....	26
<b>Tableau 10 :</b> Valeurs de la pression aérodynamique des parois verticales selon V2 .....	28
<b>Tableau 11:</b> Valeurs de la pression aérodynamique de la toiture selon V2. ....	29
<b>Tableau 12 :</b> Valeurs de la pression aérodynamique des parois verticales selon V3 .....	29
<b>Tableau 13:</b> Valeurs de la pression aérodynamique de la toiture selon V3. ....	30
<b>Tableau 14 :</b> Valeurs de la pression aérodynamique des parois verticales selon V1 .....	30
<b>Tableau 15:</b> Valeurs de la pression aérodynamique de la toiture selon V1. ....	31
<b>Tableau 16 :</b> Valeurs de la pression aérodynamique des parois verticales selon V4 .....	31
<b>Tableau 17:</b> Valeurs de la pression aérodynamique de la toiture selon V4. ....	32
<b>Tableau 18 :</b> Caractéristique du profilé IPE 140 de la panne.....	40
<b>Tableau 19 :</b> Caractéristique du profilé UPN 140 de la panne.....	47
<b>Tableau 20 :</b> Coefficients de flambement correspondant à la section.....	54
<b>Tableau 21 :</b> différents termes de calcul de la contrainte du sol. ....	111
<b>Tableau 22 :</b> démontions des fondations et profil poteaux.....	122

## Notation

*Sollicitation – Contrainte – Déformation*

*qp : Pression dynamique de pointe*

*qréf : pression dynamique moyen de référence*

*W : pression aérodynamique*

*Fw : force aérodynamique résultante*

*S : charge caractéristique de la neige*

*Sk : charge de la neige sur le sol*

*G : action permanente*

*Q : action d'exploitation*

*g : Charge permanente uniformément répartie*

*q : Charge d'exploitation uniformément répartie*

*E : Module d'élasticité longitudinale de l'acier (E = 210 000 MPa)*

*G : Module d'élasticité transversale de l'acier*

*Fp : Effort de précontrainte dans un boulon*

*M : Moment sollicitant, en général*

*Mcr : Moment critique élastique*

*Mel : Moment élastique*

*MN : Moment résistant plastique réduit du fait de l'effort axial*

*Mpl : Moment plastique*

*MR : Moment résistant*

*NR : Effort normal résistant*

*NPL : Effort normal de plastification*

*NU : Effort normal ultime*

*V : Effort tranchant sollicitant*

*VPL : Effort tranchant de plastification*

*NK : Effort normal critique d'Euler*

*Npl : Effort normal de plastification*

*Nu : Effort normal ultime*

*Vu : Effort tranchant ultime*

$f$  (ou  $\delta$ ) : Flèche d'une poutre

$f_{ub}$  : Contrainte de rupture d'un boulon

$f_u$  : Contrainte de rupture d'une pièce

$f_Y$  : Limite d'élasticité d'un acier

$\epsilon$  (epsilon) : Déformation linéaire unitaire

$\epsilon_Y$  : Déformation correspondant à la limite d'élasticité

$\sigma$  : (sigma) Contrainte normale

$\sigma_K$  : Contrainte critique d'Euler

$\tau$  : (tau) Contrainte tangentielle ou de cisaillement

Caractéristique Géométriques

$A$  : Section brute d'une pièce ( $cm^2$ ).

$A_{net}$  : Section nette d'une pièce ( $cm^2$ ).

$AV$  : Aire de cisaillement ( $cm^2$ ).

$AW$  : Section de l'âme d'une pièce ( $cm^2$ ).

$AS$  : Section résistante de la tige d'un boulon en fond de filet ( $cm^2$ ).

$IT$  : Moment d'inertie de torsion ( $cm^4$ ).

$IW$  : Facteur de gauchissement d'une section ( $cm^4$ ).

$IY$  : Moment d'inertie de flexion maximal ( $cm^4$ ).

$IZ$  : Moment d'inertie de flexion minimal ( $cm^4$ ).

$W_{EL}$  : Module de résistance élastique ( $cm^4$ ).

$W_{PL}$  : Module de résistance plastique ( $cm^3$ ).

$a$  : Epaisseur utile (ou gorge) d'un cordon de soudure (mm).

$b$  : Largeur d'une semelle de poutre (cm).

$d_0$  : Diamètre nominal des tiges des boulons (cm).

$h$  : Hauteur d'une pièce en général (mm, cm).

$i$  : Rayon de giration d'une section (mm, cm).

$l$  : Longueur en général ou portée d'une poutre (mm, cm, m).

$lf$  : Longueur de flambement (mm, cm, m).

$ld$  : Longueur de déversement d'une poutre (mm, cm, m).

$lK$  : Longueur de flambement d'une poutre (mm, cm, m).

$R$  : *Rigidité d'une barre (cm<sup>3</sup>)*.

$t$  : *Epaisseur d'une pièce ou d'une tôle (mm, cm)*.

$tf$  : *Epaisseur d'une semelle de poutre (mm, cm)*.

$tw$  : *Epaisseur d'une âme de poutre (mm, cm)*.

$\emptyset$  : *Diamètre d'une section transversale (cm<sup>2</sup>, mm<sup>2</sup>)*.

*Coefficients et Grandeurs sans Dimensions*

$Cpe$  : *coefficient de pression extérieur*

$Cpi$  : *coefficient de pression intérieur*

$K$  : *Coefficient d'encastrement ou de rigidité poteau/poutre*

$ks$  : *Coefficient de dimension des trous perçage pour boulons*

$ky$  et  $kz$  : *Coefficients de flambement flexion*

$k\tau$  : *Coefficient de voilement par cisaillement*

$n = N / Npl$  : *ou nombre de boulons*

$\beta M$  : *Facteur de moment uniforme équivalent (flambement)*

$\beta w$  : *Facteur de corrélation (soudures)*

$\varepsilon$  : *(epsilon) Coefficient de réduction élastique de l'acier*

$\eta$  : *(eta) Facteur de distribution de rigidités (flambement)*

$\lambda$  : *(lambda) Elancement*

$\lambda_{cr}$  : *Elancement critique d'Euler*

$\lambda k$  : *Élancement eulérien*

$\lambda$  : *Elancement réduit*

$\lambda LT$  : *Élancement de déversement*

$\lambda w$  : *Élancement de l'âme d'un poutre*

$\mu$  : *(mu) Coefficient de frottement*

$\rho$  : *(rho) Rendement d'une section*

$\chi$  : *(chi) Coefficient de réduction de flambement*

$\chi LT$  : *Coefficient de réduction de déversement*

$\psi$  : *Coefficient de distribution de contraintes (psi)*

# INTRODUCTION

# INTRODUCTION

# GENERALE

# GENERALE

## INTRODUCTION GENERALE

Le domaine de la construction est vaste et se décline en plusieurs méthodes de conception et d'exécution, variant selon les matériaux utilisés et les types de structures envisagés. Toutefois, l'objectif fondamental de toute étude dans ce domaine reste le même : concevoir des ouvrages capables de résister aux sollicitations auxquelles ils sont soumis, ainsi qu'aux divers phénomènes naturels tels que les vents extrêmes, les séismes, etc.

Les structures contemporaines se distinguent par la complexité de leurs formes, les courbures multiples et les grandes portées qu'elles intègrent. Cette évolution a favorisé le recours aux constructions métalliques, qui offrent de nombreux avantages, notamment : la fiabilité, la rapidité d'exécution, la haute résistance de l'acier, sa bonne tenue face aux séismes grâce à sa ductilité, ainsi que des possibilités architecturales bien plus étendues que celles offertes par le béton.

En outre, le faible poids des structures métalliques, comparé à d'autres alternatives, permet de réduire les dimensions et le coût des fondations. Leur utilisation a ainsi un impact significatif sur la réduction globale des coûts, en permettant une meilleure optimisation des espaces constructibles.

Cependant, malgré ces nombreux atouts, les structures métalliques présentent également certains inconvénients, tels que : la sensibilité aux phénomènes d'instabilité élastique en raison de la finesse des profils, une faible résistance au feu, ainsi que la nécessité d'un entretien régulier des protections anticorrosion afin de garantir la durabilité de l'ouvrage.

Le projet qui nous a été confié en fin de parcours d'études consiste à réaliser une étude technique complète visant la conception et la vérification d'une structure métallique destinée à un hangar de stockage, situé dans la région d'Oued Ghazalat, relevant de la commune de Mansoura, wilaya de Ghardaïa. Cette étude couvre l'ensemble des aspects techniques liés à l'analyse structurelle, à l'évaluation des charges, ainsi qu'au dimensionnement des éléments structuraux, afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage et son fonctionnement optimal face aux diverses sollicitations et conditions environnementales.

La problématique que nous propose pour notre projet est la suivante :

- ✓ Comment concevoir et construire un hangar de stockage dans la commune de Mansoura, wilaya de Ghardaïa, qui réponde aux besoins spécifiques et aux contraintes du caractéristique climatique et géotechnique local ?

L'étude de ce projet sera réalisée dans le strict respect des réglementations et recommandations en vigueur, notamment les normes BAEL 91, CBA 93, CCM 97, Eurocode 3, ainsi que le Règlement National de Vent (RNV) version 2013.

On a utilisé aussi le logiciel (Robot Professionnel de l'Analyse Structurelle 2023) pour la modélisation de la structure. Notre travail contient plusieurs chapitres après l'introduction :

**Chapitre I** : Description complète des caractéristiques géométriques et géotechniques, avec localisation précise du site.

**Chapitre II** : Étude climatique, en particulier l'impact du vent, qui est la charge la plus influente sur les structures métalliques.

**Chapitre III** : Estimation préliminaire des dimensions des éléments secondaires.

**Chapitre IV** : Estimation préliminaire des dimensions des éléments structuraux principaux.

**Chapitre V** : Calcul et vérification des assemblages.

**Chapitre VI** : Étude des murs de soutènement en béton armé.

**Chapitre VII** : Présentation de l'étude et de la vérification de l'infrastructure.

# **CHAPITRE I :**

# **PRESENTATION**

# **DU PROJET**

## I.1 Introduction :

La charpente métallique, ou même l'ossature métallique, sont traditionnellement utilisées dans les bâtiments industriels ou agricoles. Ils peuvent couvrir de grandes surfaces structurelles dans les salles de stockage. Aujourd'hui, les charpentes métalliques sont également utilisées pour les toitures de garages ou d'abris de jardin. Il est encore peu utilisé dans la construction de logements, mais son utilisation dans l'habitat collectif ou privé est appelée à se développer. Ce dernier présente plusieurs avantages et inconvénients :

### ❖ Les avantages :

- ✓ Industrialisation : Les éléments structurels en acier sont fabriqués et façonnés avec une grande précision en atelier, puis livrés sur site prêts à être assemblés.
- ✓ Légereté : Les constructions métalliques sont généralement plus légères que celles en béton armé, bois ou pierre, ce qui facilite leur transport, voire leur exportation.
- ✓ Résistance mécanique : L'acier présente une excellente résistance à la traction, permettant de réaliser des portées importantes.
- ✓ Possibilités architecturales : L'acier offre une liberté architecturale beaucoup plus large comparée au béton.
- ✓ Bonne résistance aux séismes : Grâce à sa ductilité, l'acier assure une bonne tenue face aux sollicitations sismiques.
- ✓ Facilité de modification : Les structures métalliques peuvent être facilement modifiées, adaptées ou surélevées ultérieurement.
- ✓ Imperméabilité : L'acier est imperméable aux fluides, qu'il s'agisse de liquides ou de gaz

### ❖ Les inconvénients :

L'acier comporte plusieurs inconvénients, dont les principaux sont les suivants

- ✓ **La vulnérabilité à l'instabilité élastique**, liée à la minceur des profils, pouvant provoquer des phénomènes de flambement.
- ✓ **La faible résistance au feu**, ce qui nécessite la mise en place de protections spécifiques pour assurer la sécurité incendie.
- ✓ **La corrosion**, qui impose un entretien régulier des revêtements protecteurs afin d'assurer la pérennité de la structure.
- ✓ **Le coût initial souvent élevé**, bien que ce dernier soit compensé par la rapidité d'exécution et la légèreté des structures métalliques

Dans ce qui suit, nous proposons une présentation générale de l'ouvrage étudié, incluant son implantation, ses caractéristiques géométriques, ainsi que les normes applicables et les matériaux employés.

## I.2 Présentation et implantation de l'ouvrage :

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier et à déterminer les dimensions d'un hangar à ossature d'acier composé de deux grandes zones, l'une pour le stockage et la seconde pour le mouvement. Il y a deux entrées principales et la troisième est une entrée secondaire, chacune d'un côté, la première dans la vallée du pignon, la deuxième du côté droit et la troisième une petite porte du côté gauche, avec des ouvertures de ventilation et des fenêtres sur les côtés droit et gauche.

La structure est située dans la région d'Oued Ghazalat de la COMMUNE MANSOURA, Wilaya de GHARDAIA, et la superficie totale de la structure est de 2208.00 mètres carrés, sa largeur est de 23.00 mètres et sa longueur est de 96,00 mètres avec un espace entre les ponts de 6,00 mètres.



Figure 1: Localisation géographique du site.

## I.4 Caractéristiques géotechnique du sol:(Rapport d'étude de sol ;003/ES/2024 ;labo BYOTECH)

- La capacité portante admissible du sol est de 2,0 bars
- Le sol de fondation est de moyenne agressivité de classe XA2.
- L'altitude: est de **420 m**
- Pour le sable : Zone D, conformément au RNV (2013) (Annexe 1)
- Pour le vent : Zone **III**
- Zone sismique: Zone 0 selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 modifiée 2003).

#### I.4 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage:

Suivant la vue en plan, les dimensions de la structure sont:

- ❖ La largeur de la structure (pignon).....23.00 m.
- ❖ La longueur de la structure (long pan).....96.40 m.
- ❖ La hauteur total (au faitage).....H1 = 9.6 m.
- ❖ La hauteur des poteaux.....H2 = 6.00 m
- ❖ La pente du versant..... $\alpha = 17.38^\circ$

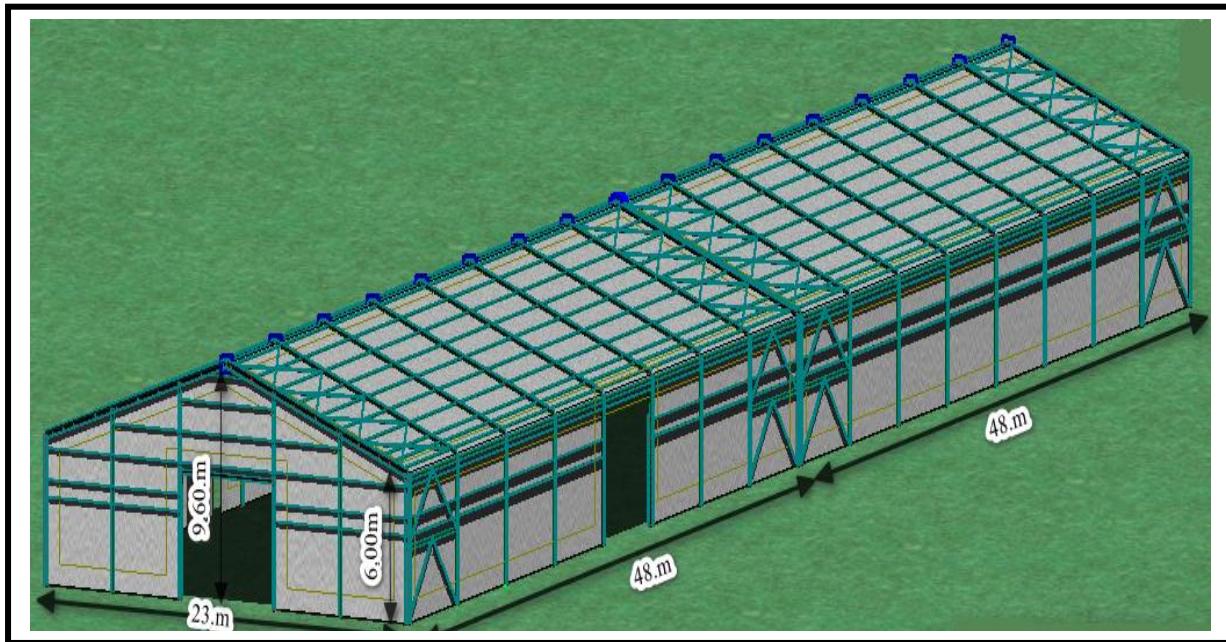


Figure 2 : Vue en 3D du Hangar.

#### I.4 Les caractéristiques architecturales de l'ouvrage :

##### ▪ Ouvertures :

- ✓ La façade principale du pignon on a une seul ouvertures Portail (5.80x 6.00) m<sup>2</sup>.
- ✓ La façade secondaire du pignon on n'a aucune ouverture.
- ✓ La façade principale du long pan on a une seul Portail (5.67x5.95) m<sup>2</sup> et (04) fenêtres (2.40x1.2) m<sup>2</sup>.
- ✓ La façade secondaire du long pan on a une Porte (1.00x.2.30) m<sup>2</sup>et (05) fenêtres (2.40x1.2) m<sup>2</sup>.

##### ▪ Portique:

- ✓ Dans le sens pignon on a un portique de 23.00 m.
- ✓ Dans le sens long pan on a (18) portiques de 6.00m.

## I.4 Matériaux utilisés :

Les matériaux de structure jouent incontestablement un rôle essentiel dans la résistance des constructions. Leur choix résulte souvent d'un compromis entre plusieurs critères tels que le coût, la disponibilité locale et la facilité de mise en œuvre, qui priment généralement sur les performances mécaniques. Cependant, ces dernières deviennent un critère déterminant pour les constructions de grande envergure.

### I.4.1 Acier :

L'acier est un matériau largement utilisé dans le domaine de la construction, en particulier pour les bâtiments commerciaux, industriels et résidentiels. Il est apprécié pour ses excellentes propriétés mécaniques, notamment sa résistance à la flexion, à la compression et à la traction. Voici quelques-uns des principaux avantages de l'utilisation de l'acier dans la construction:

- ✓ **Résistance** : L'acier est un matériau très résistant, capable de supporter des charges importantes et de résister aux contraintes ainsi qu'aux vibrations.
- ✓ **Durabilité** : L'acier est un matériau durable, capable de résister aux intempéries, à la corrosion et à l'usure.
- ✓ **Flexibilité** : L'acier est un matériau flexible, pouvant être façonné et découpé selon les besoins, ce qui facilite la conception et la réalisation de structures.
- ✓ **Rapidité d'exécution** : L'acier permet d'accélérer la construction des bâtiments grâce à sa facilité d'assemblage et à l'absence de temps de séchage ou de durcissement prolongé.
- ✓ **Faible coût d'entretien** : "L'acier requiert peu d'entretien et se nettoie facilement, ce qui contribue à réduire les coûts de maintenance à long terme.
- ✓ Cependant, il est important de noter que l'acier peut représenter un coût d'achat et d'installation plus élevé que d'autres matériaux de construction. De plus, il peut être sensible à la corrosion s'il n'est pas correctement protégé. Il est donc essentiel de prendre en compte ces facteurs lors de la conception et de la réalisation de bâtiments en acier.

#### Propriétés des profilés laminés :

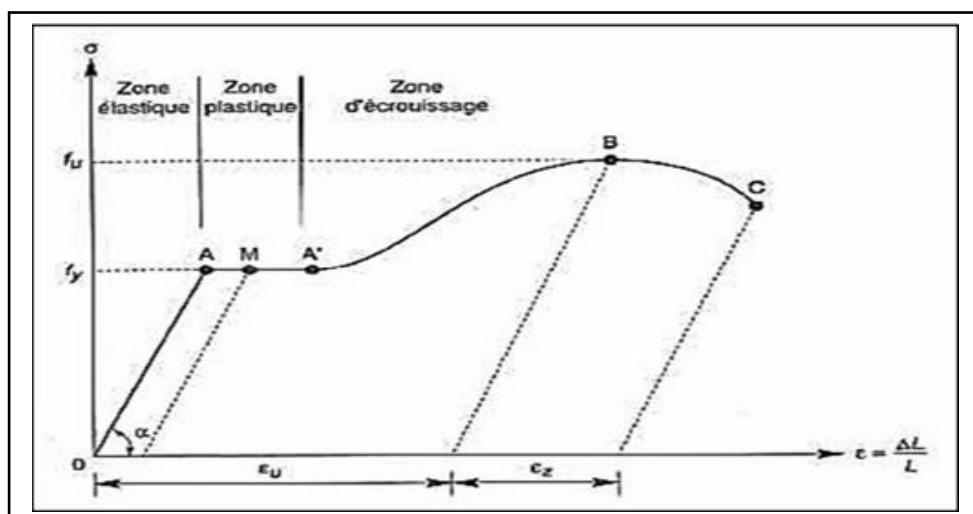
- **Résistance** :
  - Les nuances d'acier courantes et leurs résistances limites sont données par le règlement Euro code 03.
  - La nuance choisie pour la réalisation de cet ouvrage est de l'acier S235.

**Tableau 1:** Valeurs nominales de  $f_y$  et  $f_u$  (tableau 3.1, CCMA97).

Nuance d'acier (EN10025)	Epaisseur $t$ en mm			
	$t < 40 \text{ mm}$		$40 \text{ mm} < t < 100 \text{ mm}$	
	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )
<i>Fe 360</i>	235	360	215	340
<i>Fe 430</i>	275	430	255	410
<i>Fe 510</i>	355	510	355	490

✚ **Propriétés mécanique de l'acier :**

- $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$  ..... Masse volumique.
- $G = E / 2(1+\mu)$  ..... Module d'élasticité transversal.
- $f_y = 235 \text{ MPa}$  ..... La limite d'élasticité.
- $E = 210000 \text{ MPa}$  ..... Module d'élasticité longitudinal.
- $\mu = 0,3$  ..... Coefficient de Poisson.
- $\alpha = 12 \times 10^{-6}$  par  $1 \text{ C}^\circ$  ..... Coefficient de dilatation thermique.
- $f_u = 360 \text{ MPa}$  ..... La résistance à la traction.

**Figure 3 :** Diagramme contrainte-déformation de l'acier (essai de traction)

**I.4.2 Le béton :**

Le béton est un matériau économique qui résiste bien à la compression. Le béton utilisé pour les fondations est dosé à 400 Kg /m<sup>3</sup> de Ciment HTS 425 dont les caractéristiques physique et mécanique sont :

- ✓  $F_{t28} = 0.6 + 0.06 F_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$  : La résistance à la traction à 28 jours
- ✓  $\theta = 10^{-3} /C^0$  : Coefficient de dilatation thermique
- ✓  $\rho = 2500 \text{ Kg /m}^3$  : Le poids spécifique .
- ✓  $\epsilon = 4.10^{-6}$  : Coefficient de retrait .
- ✓  $F_{c28} = 25 \text{ MPa}$  :Une résistance à la compression à 28 jours.

**I.5 Ossature de la structure :**

La structure est constituée de :

**➤ Partie horizontale (les toitures) :**

L'acier est très fréquemment utilisé comme toitures. Il peut servir de support d'étanchéité aux toitures plates ou à faibles pentes, permettant un net gain de poids par rapport à une dalle en béton armé.

La toiture de notre projet est de forme trapézoïdale avec deux (02) versants identiques, et est constituée de plusieurs éléments :

- ✓ Ferme ou traverse (HEA ou IPE)
- ✓ Panne (IPE ou IPN) .
- ✓ Panneau sandwich TL75P
- ✓ Les poutres (versant).
- ✓ Les contreventements et croix de stabilité
- ✓ Poteau (HEA ou IPE)

**➤ Partie verticale (les façades) :**

- ✓ Les façades extérieures sont réalisées à l'aide de panneaux sandwichs fixés sur les lisses de bardage.

**I.6 Les assemblages :**

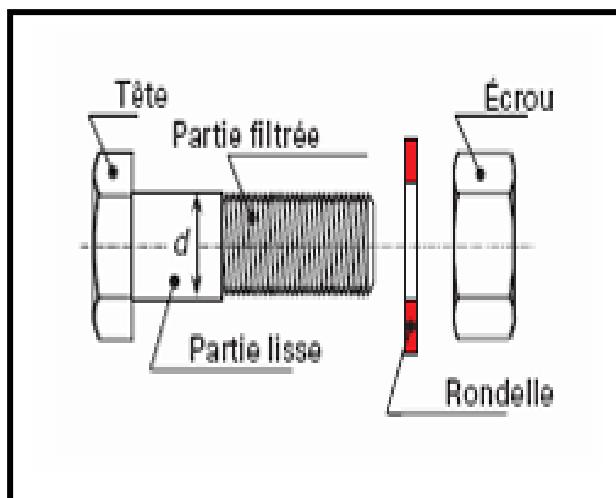
« L'assemblage » est la zone d'interconnexion entre deux éléments ou plus, dont la fonction principale est d'assurer la transmission correcte des efforts entre ces éléments.

### I.6.1 Les assemblages par procédés mécaniques :

Le boulonnage, en raison de sa simplicité de mise en œuvre et de sa capacité de réglage, constitue l'un des types d'assemblage les plus utilisés en construction métallique.

#### a. Les boulons traditionnels :

Un boulon traditionnel est composé d'une vis, d'un écrou et d'une ou deux rondelles ( facultatives dans certains cas). En général, la tête de la vis et l'écrou sont de forme hexagonale, ce qui facilite le serrage à l'aide de clés.



**Figure 4 :** Composants d'un boulon (Construction Métallique p-27)

On distingue deux catégories de boulons traditionnels :

✓ **Les boulons ordinaires :**

Ils ne nécessitent aucune précaution particulière lors de leur mise en œuvre. La qualité d'un boulon est déterminée par son appartenance à des classes. Ces classes dépendent de la limite d'élasticité et de la résistance à la traction ultime (ou limite de rupture) du boulon en question.

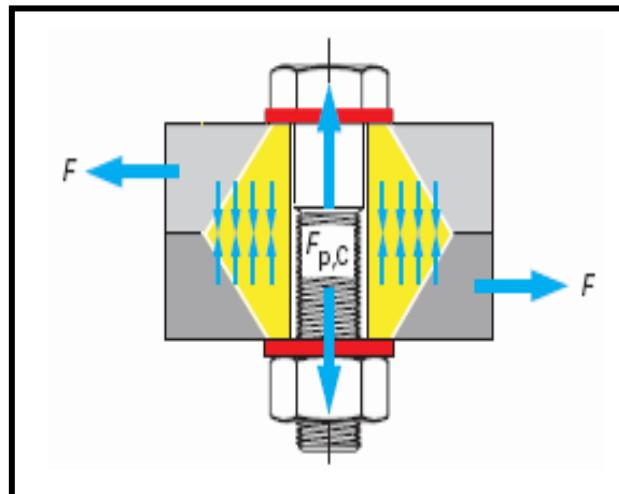
Les valeurs nominales de la limite d'élasticité  $f_{yb}$  ainsi que celles de la résistance à la traction  $f_{ub}$  pour les différentes classes de boulons sont indiquées dans le tableau suivant:

**Tableau 2 :** Valeurs nominales des résistances.

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}$ (MPa)	240	302	300	400	360	480	640	900
$f_{ub}$ (MPa)	400	400	500	500	600	600	800	1000

✓ **Les boulons à haute résistance (HR) :**

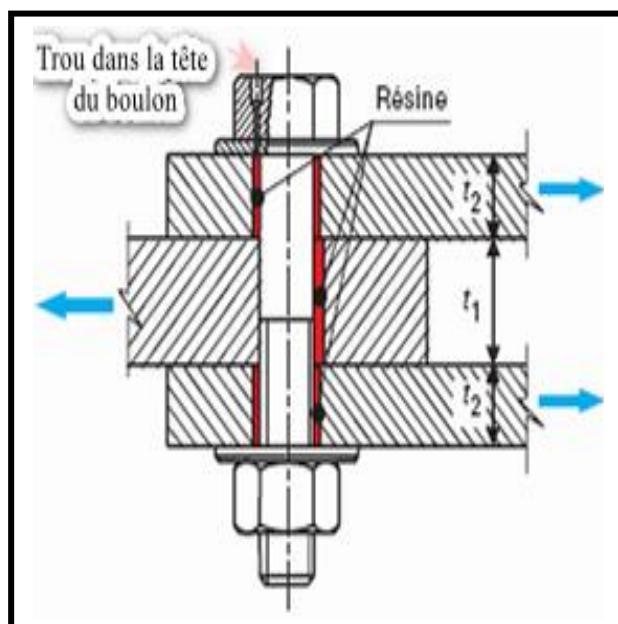
Ces boulons sont fabriqués à partir d'aciers à haute limite d'élasticité. Leurs caractéristiques mécaniques sont obtenues par traitement thermique. Il est cependant important de souligner que, pour que l'assemblage soit considéré comme HR, tous les éléments de celui-ci doivent être marqués HR.



**Figure 5 :** Boulon précontraint (Construction Métallique p-30)

✓ **Les boulons injectés :**

Il s'agit de boulons pour lesquels le jeu entre le boulon et la paroi du trou est entièrement comblé après injection d'une résine.

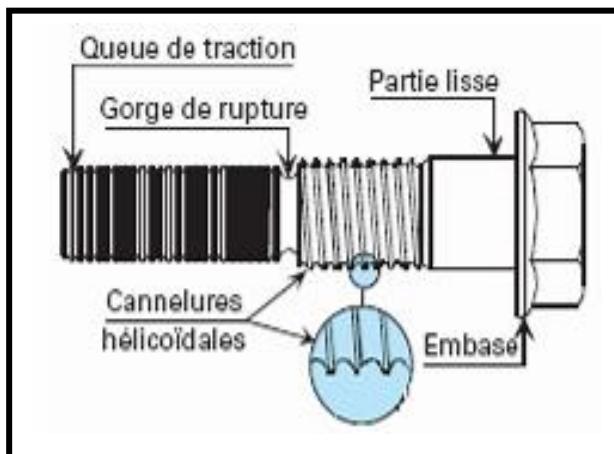


**Figure 6 :** Boulon précontraint (Construction Métallique p-33)

✓ **Les boulons sertis :**

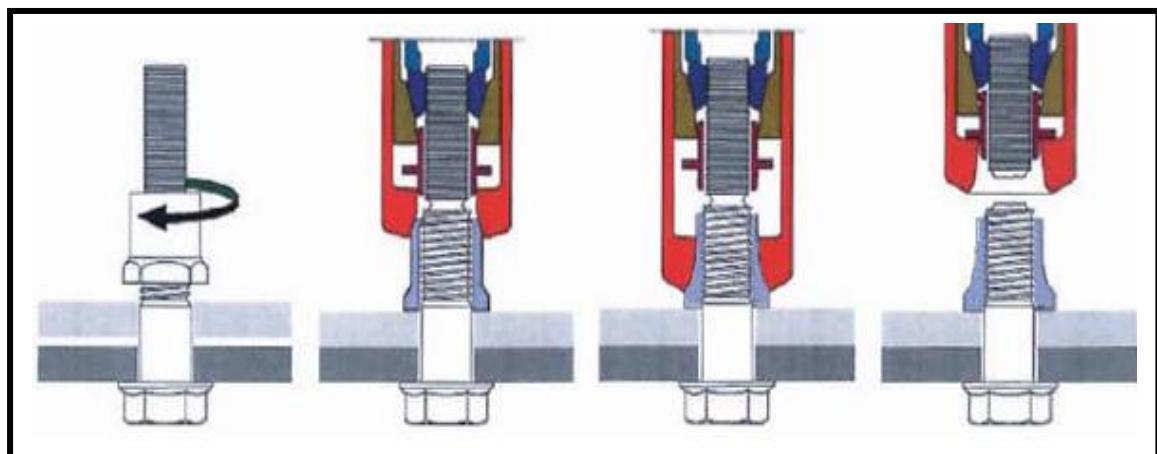
Les boulons sertis sont composés de deux pièces : une tige avec une tête à une extrémité et une bague.

Cette bague est sertie sur la tige à l'aide d'un pistolet hydraulique, formant ainsi une seconde tête. Le pistolet hydraulique dispose d'une bouterolle (ou nez de pose) spécifique pour chaque dimension de bague.



**Figure 7 :** Composition d'une tige (Construction Métallique p-34)

Le principe de mise en œuvre est le suivant :



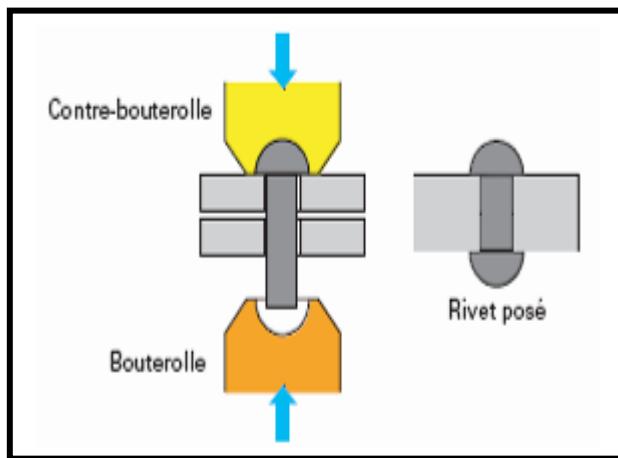
**Figure 8 :** Principe de mise en œuvre (Construction Métallique p-34)

✓ **Les rivets :**

Le rivetage a longtemps été le procédé de prédilection en construction métallique. Il existe deux formes principales de rivets :

- Rivets à tête ronde.
- Rivets à tête fraisée.

Les rivets sont généralement posés à chaud (entre 900 et 950°C). Le rivet est positionné dans le trou préalablement percé. Une deuxième tête est formée à l'aide d'une bouterolle et d'une contre bouterolle.



**Figure 9 :** Mise en œuvre des rivets (Construction Métallique p-35)

### I.6.2 Les assemblages par procédés de soudage :

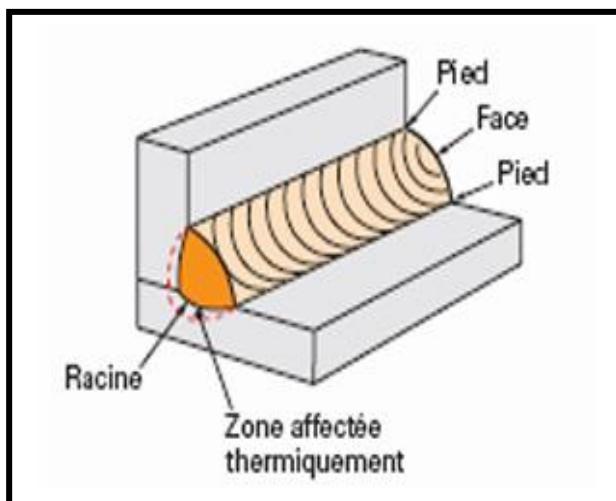
Pour effectuer le soudage, il existe trois méthodes utilisées :

- La flamme oxyacéthylénique.
- La résistance au passage d'un courant.
- L'arc électrique.

Pour l'acier de structure, le mode de soudage le plus couramment utilisé est celui de l'arc électrique.

#### ➤ Terminologie de la soudure :

- **Métal de base** : métal de l'élément à souder
- **Métal d'apport** : métal de l'électrode
- **Racine** : endroit de l'assemblage jusqu'où le métal d'apport a pénétré
- **Face** : surface de la soudure
- **Pied** : ligne de séparation entre le métal de base et le métal d'apport
- **ZAT (zone affectée thermiquement)** : partie du matériau de base qui n'est pas rentrée en fusion mais qui a subi un chaud/froid très rapide au passage de l'arc de soudage. Cette zone acquiert donc un comportement fragile.



**Figure 10 :** Terminologie de la soudure (Construction Métallique p-36)

### I.7 Règlements techniques :

- [1] - DTR.BC.2-41 Règles de conception et de calcul des Structures en béton armé CBA93.
- [2] - DTR.C.2- 4 -7 Etude climatique selon le règlement RNVA 2013.
- [3] - DTR.BC.2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation.
- [4] - DTR.BC.2.331 Règles de calcul des fondations superficielles.
- [5] - DTR.BC.2.44 Règles de Conception et de calcul de calcul des structures en acier CCM97.
- [6] - Règles BAEL 91 révisées 99.
- [7] - EUROCODE 3: Calcul des structures métalliques

### I.8 Règlements aux états limites :

Le souci constant d'assurer une sécurité homogène pour toutes les parties d'une construction et pour l'ensemble des scénarios de charge a conduit à répartir les coefficients de sécurité partiels sur les actions, les sollicitations et les matériaux. Cela a également permis de concevoir deux états limites : l'état limite de service et l'état limite ultime. (Construction Métallique p-40)

#### a) Etats limites ultimes (ELU) :

Celles-ci traduisent la ruine de l'ouvrage ou son effondrement, ce qui pourrait mettre en péril la sécurité des personnes. Dimensionner à l'ELU consiste à déterminer les éléments structurels capables de supporter les charges, pondérées par un coefficient de sécurité, sans compromettre leur stabilité.

*Cas de charge:  $1.35G + 1.5Q_{neige,vent\dots}$*

a) **Etats limites de service (ELS) :**

Ils traduisent un état de l'ouvrage qui ne répond plus aux critères spécifiés pour son exploitation. Ils incluent notamment les déformations des éléments de la structure qui affectent son apparence ou son utilisation, ou qui endommagent le second œuvre. Dimensionner à l'ELS consiste à déterminer les dimensions appropriées des éléments afin que leurs déformations ne soient pas nuisibles.

*Cas de charge: 1 G + 1 Q<sub>neige,vent...</sub>*

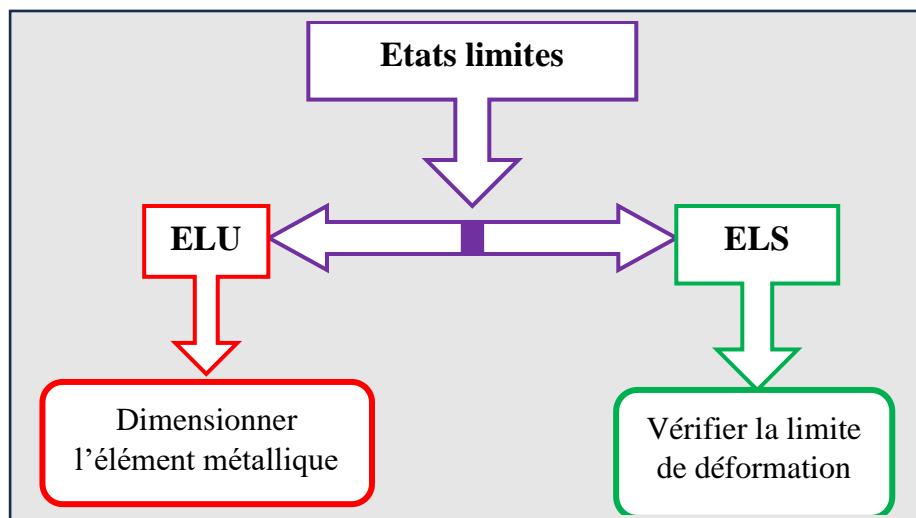


Figure 11 : Les états limites (Construction Métallique p-40)

### I.9 Les Actions prises en compte :

Une action est une force (charge) appliquée à la structure (action directe) ou une déformation imposée (action indirecte), déplacements d'appuis, effets thermiques. Les actions sont classées principalement en fonction de leur variation dans le temps :

#### I.9.1 Actions permanentes (G) :

Dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, ou varie dans le même sens en tendant vers une limite. Elles comprennent le poids propre de la structure, poussée des terres et liquides.

On prend comme exemple :

- ✚ Panneau sandwich TL75P + accessoires de pose..... 0.15 KN/m<sup>2</sup>
- ✚ Eclairage & accessoires ..... 0.05 KN/m<sup>2</sup>

**I.9.2 Actions variables (Q) :**

Dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps tel que :

- Charges d'exploitation ; comporte le poids des personnes et mobilier.
- Charges climatiques (vent **V**).
- Charges dues à l'effet de température (**T**).
- Charge de sable (**S**)
- Charges appliquées en cours d'exécution ; entretien qui est définies comme, charges ponctuelles de 1 KN au  $\frac{1}{2}$  et  $\frac{2}{3}$  de la portée d'une poutre.

**I.9.3 Les sollicitations accidentelles :**

Les combinaisons de ces sollicitations sont les suivantes selon le 'EC 3'

- Chocs
- Séismes
- Explosion

# **CHAPITRE II :**

## **Etude climatique**

## II. Introduction :

Pour déterminer les différents types de charges agissant sur la structure, à savoir les charges permanentes, les charges d'exploitation et les actions climatiques.

Et étant donné qu'elle a un impact important sur la stabilité de la structure, une étude obligatoire doit être réalisée pour identifier les différents effets.

### II.1 Charges permanentes :

La charge permanente comprend le poids de la structure, y compris les éléments intégrés aux éléments porteurs tels que la couverture, le bardage, l'éclairage et les accessoires...

- ✓ Panneau sandwich TL75P + accessoires de pose ..... 0.15 KN/m<sup>2</sup>
- ✓ Eclairage & accessoires ..... 0.05 KN/m<sup>2</sup>

### II.2 Surcharges d'exploitation :

Les charges d'exploitation ou surcharges sont des charges mécaniques statiques permanentes ou dynamiques non permanentes. Ces charges comprennent la pression du vent, le poids des personnes et du mobilier, ainsi que les surcharges d'entretien, définies comme des charges ponctuelles de 100 daN à un tiers et deux tiers de la portée d'une poutre. Les charges d'exploitation sont déterminées conformément au document technique réglementaire sur les charges et surcharges (DTR B.C.2.2).

### II. 3 Surcharges climatiques :

#### II.3.1 Surcharge de sable (S) :

La wilaya de Ghardaïa est classée par le RNV (2013) (Annexe1) en zone D soit en zone de sable, cette dernière permet de prendre en compte que la charge de sable est admissible à la charge de neige. -Puisqu'on a une toiture à deux versants à des chéneaux en encorbellement avec une faible pente, la charge de sable qui résulte de l'accumulation des grains de sable déposés par le vent sur les toitures est prise sous forme d'une charge uniformément répartie, selon le RNV (2013) (tableau 7.1) pour la wilaya de **Ghardaïa** commune **Mansourah**.

$$S = 0,15 \text{N/m}^2 = 0.00015 \text{ KN/m}^2$$

**II.3.2 Surcharge du vent<sup>(07)</sup> :**

L'effet du vent sur une construction métallique est généralement prépondérant, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ce ci, dans toutes les directions possibles. Les calculs seront menés conformément au règlement neige et vent RNVA2013.

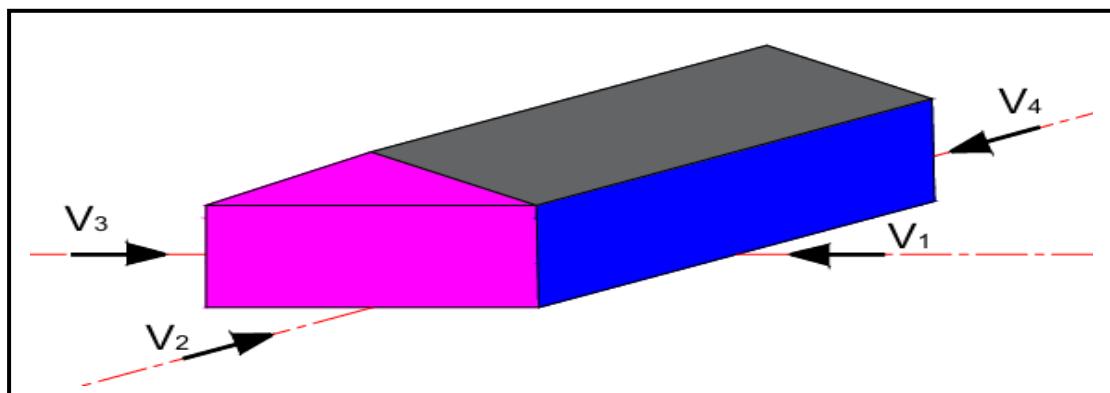
Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- ✓ De la région.
- ✓ De site d'implantation.
- ✓ De la hauteur de la construction.
- ✓ De la forme géométrique de la construction.
- ✓ De la rigidité de la construction.
- ✓ Des ouvertures (ou de la perméabilité à l'air) de la construction.

**II.3.2.1 Direction du vent<sup>(07)</sup>:**

Selon le sens du vent et l'état des ouvertures, quatre cas ont été envisagés. Il s'agit de déterminer les actions du vent s'exerçant sur les parois et la toiture pour :

- Vent perpendiculaire au long-pan avec surpression intérieure.
- Vent perpendiculaire au long-pan avec dépression intérieure.
- Vent perpendiculaire au pignon avec surpression intérieure.
- Vent perpendiculaire au pignon avec dépression intérieure.



**Figure 12 :** Les directions principales du vent.

### II.3.2.2 Calcule de la pression aérodynamique $W_{zj}$ ( $N/m^2$ ) :

$$W_{zj} = Cd \times q_{dyn} \cdot (C_{pe} - C_{pi}) \quad \langle N/m^2 \rangle$$

Avec :

- $Wzj$  : Pression aérodynamique.
  - $q_{dyn}$  : Pression dynamique du vent.
  - $C_d$  : Coefficient dynamique.
  - $C_{pe}$  : Coefficient de pression extérieur.
  - $C_{pi}$  : Coefficient de pression intérieur.

### **II.3.2.a Données relatives au site :**

Le projet se trouve à la wilaya de Ghardaïa commune Mansourah :

- ❖ Zone de vent III :  $q_{réf} = 500N/m^2$  (Tableau 2.2 chapitre 2 RNVA 2013)
  - ❖ Catégorie III (Tableau 2-4, chapitre 2 RNVA2013)
  - ❖ Le facture de terrain  $K_t = 0,215$
  - ❖ Le paramètre de rugosité :  $Z_0 = 0,3$
  - ❖ La hauteur minimale :  $Z_{min} = 5 \text{ m}$
  - ❖ Le site est plat, donc  $Q < 0.05$  alors le coefficient de topographie  $C_t = 1 \dots$  (§ 2.4.5.2, chapitre 2 RNV 2013).

### II.3.2.b Coefficient dynamique Cd :

Dépend de la hauteur et la largeur de la structure, ainsi que du matériau de la structure :

Structure métallique, dont la hauteur inférieure à 15m, on prend : Cd = 1. (Selon Chapitre3 Fig3.2 RNV99).

- ❖  $C_d < 1,2$  donc la construction est peu sensible aux excitations dynamiques.

### II .3.2.3 Détermination de la pression dynamique de pointe( $q_{dyn}(z_e)$ ) :

$$q_{dyn}(z_e) = q_{ref} \times C_e(z_e) \langle N/m^2 \rangle \dots \dots \dots \text{(Chapitre II § 2.3 p50 RNVA2013)}$$

### a) Détermination du coefficient de la rugosité Cr :

Le coefficient de rugosité traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur vitesse moyenne du vent. La construction est peu sensible aux excitations dynamiques (Chapitre II § 2. 4.5 RNV2013 P53).

$$C_r(9.6) = 0.215 \times \ln \frac{9.6}{0.3} = 0.745$$

$$C_r(6) = 0.215 \times \ln \frac{6.0}{0.3} = 0.644$$

**Tableau 3. : Les valeurs des Cr**

	Zmin	Ze	Cr
Toiture	5	9.6	0.745
Parois	5	6	0.644

**b) Détermination du coefficient d'exposition Ce (ze) :**

Ce(z) tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol, il tient compte de la nature turbulente du vent. la formule suivante donne Ce(z):

$$C_e(z) = C_T^2(z) \times C_r^2(z) + (1 + 7I_v(z))$$

- **Cr:** Coefficient de rugosité.
  - **Ct:** Coefficient de topographie.
  - **Iv (z):** L'intensité de la turbulence.
  - **Z (en m):** La hauteur considérée.
  - ❖ **L'intensité de turbulence Iv :**

$$Iv(z) = \frac{1}{C_T(z) \times \ln \frac{Z}{Z_0}}$$

$$Iv(6) = \frac{1}{1(z) \times \ln \frac{6}{0.3}} = 0.334$$

$$Iv(9.6) = \frac{1}{1(z) \times \ln \frac{9.6}{0.3}} = 0.289$$

$$C_e(6) = 0.645^2 \times 1^2 + (1 + 7 \times 0.334) = 1.39$$

$$C_e(9.6) = 0.745^2 \times 1^2 + (1 + 7 \times 0.289) = 1.68$$

**Tableau 4:** Valeurs de  $q_{réf}$  ;  $q_{dyn}$  ;  $C_e$  ;  $Z_e$  ;  $I_y$  ;  $C_r$  .

	<b>Ze</b>	<b>Ce</b>	<b>Iv</b>	<b>Cr</b>	<b><math>q_{réf}</math> (N/m<sup>2</sup>)</b>	<b><math>q_{dyn}</math> (N/m<sup>2</sup>)</b>
<b>Parois verticaux</b>	6	1.39	0.334	0.644	500	695
<b>Toiture</b>	9.6	1.68	0.289	0.745	500	840

### c) Détermination de coefficient de pression extérieure $C_{pe}$

Puisque  $\alpha = 17.5^\circ$ , donc les valeurs de  $C_{pe}$  sont déterminées par l'interpolation linéaire entre les deux valeurs de  **$C_{pe}$  (5°)** et  **$C_{pe}$  (15°)** par la formule suivante :



Tel que:

S: Désigne la surface chargée de la paroi considérée en  $\text{m}^2$ .

### c)-1 Vent perpendiculaire au long pan (sens V1, V3) :

### ❖ Pour les parois verticales :

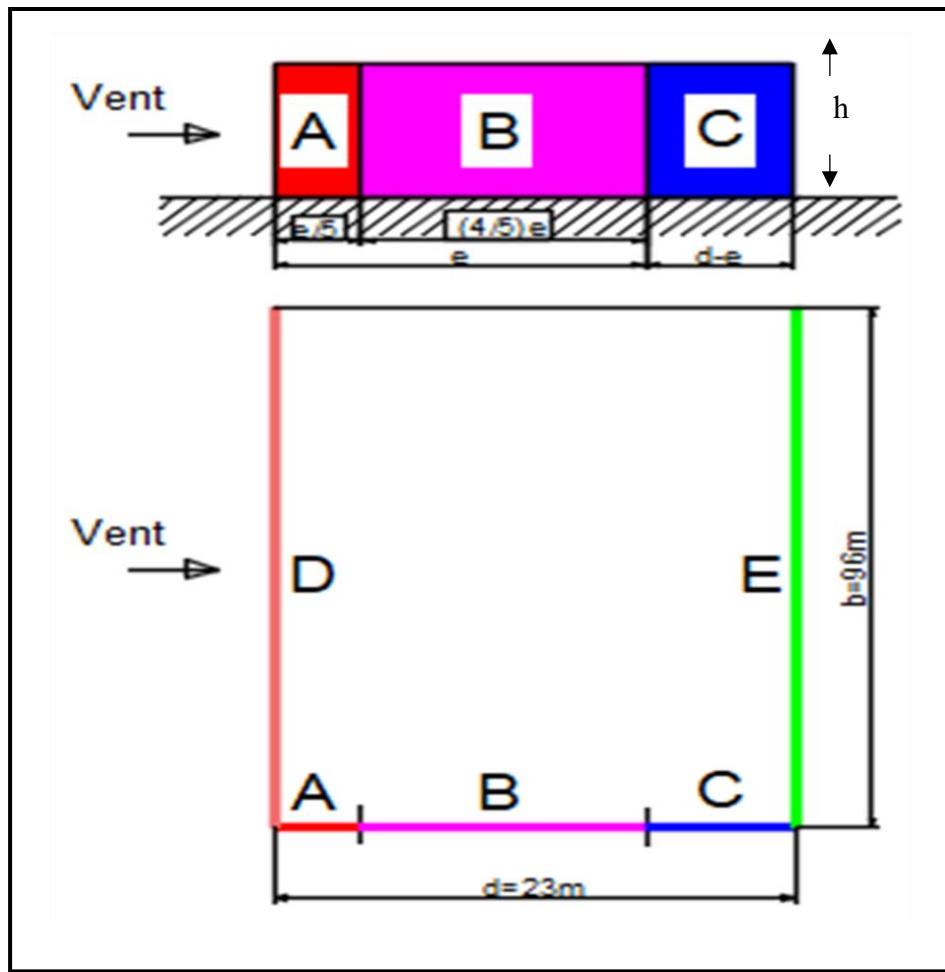
Pour cette direction du vent on a :

$$\mathbf{b} = 96 \text{ m}, \mathbf{d} = 23 \text{ m}, \mathbf{h} = 9.6 \text{ m} \quad \mathbf{e} = \min [b, 2h] = \min [96; 9.6 \times 2] = 19.2 \text{ m} \rightarrow \mathbf{e} = 19.2 \text{ m.}$$

On a :

$d = 23 \text{ m} > e = 19.2 \text{ m}$ . On voit que  $d > e$ , donc on utilise la légende suivante :

## **(5.2. Du chapitre V (RNV2013 p80)).**



**Figure 13:** Vue en plan des zones de pression sens V1, et Légende relative aux murs verticaux.

**C<sub>pe</sub>** dans chaque zone sont dans le tableau ci-dessous

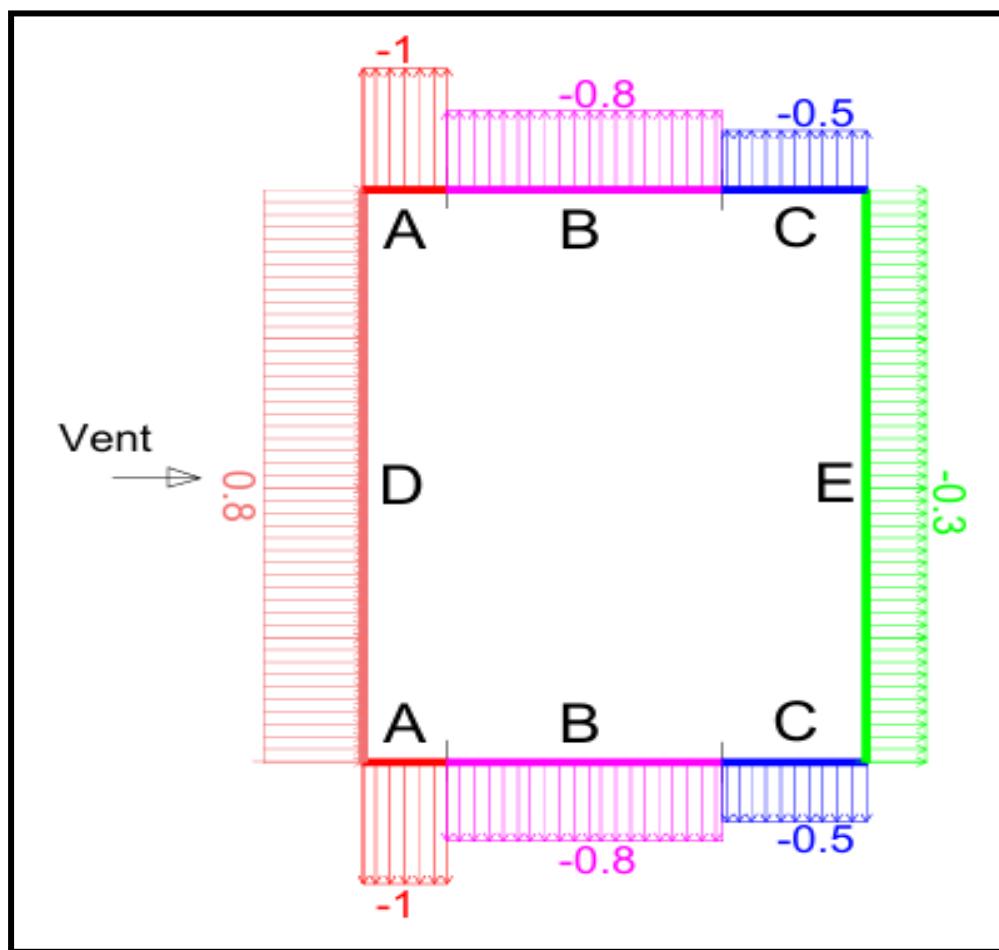
**Tableau 5 :** Valeurs de surface et coefficient **C<sub>pe</sub>** de parois verticales.

Zone	A	B	C	D	E					
Dimensions	$\frac{e}{5}$	h	$\frac{4}{5}e$	h	d-e	h	b	h	b	h
Géométriques (m)	3.84	9.6	15.36	9.6	3.8	9.6	96	9.6	96	9.6
Surfaces (m <sup>2</sup> )	36.86	147.45	36.48	921.6	921.6					
<b>C<sub>pe</sub></b>	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3					

La surface de chaque zone est supérieure à 10 m<sup>2</sup> donc:

$$C_{pe} = C_{pe10}$$

La figure suivante illustre la répartition des  $C_{pe}$  pour les parois verticales :



**Figure 14 :** Légende pour les parois verticales sens V1

❖ **Pour la toiture :**

Il existe une toiture à deux versant tel que  $\alpha = 17.38^\circ$ , dont la direction du vent définie par un angle  $\Theta$ .

➤  $\Theta = 0^\circ$  Pour un vent dont la direction est perpendiculaire aux génératrices.

Il convient de diviser la toiture en cinq zones F.G.H.G et I comme indiqué sur la figure 13

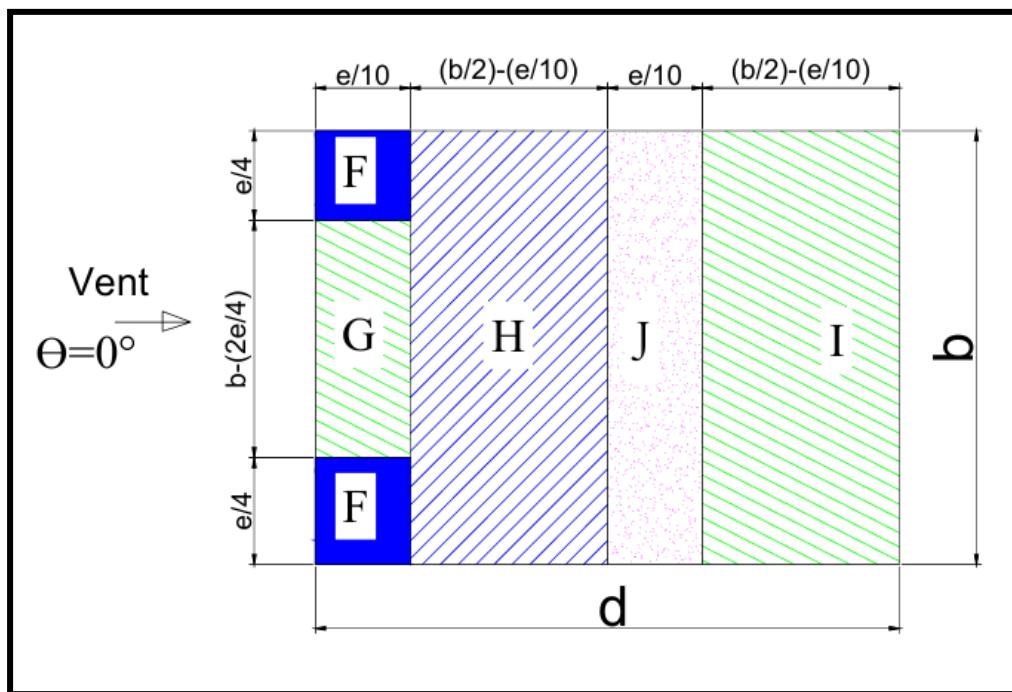


Figure 15 : Zone de pression pour la toiture.

Tableau 6 : Valeurs de surface de chaque zone de la toiture.

Zone	F	G	H	J	I
Dimensions	$\frac{e}{10}$	$\frac{e}{4}$	$\frac{e}{10}$	$b - \frac{2e}{4}$	$\frac{d}{2} - \frac{e}{10}$
Géométriques (m)	1.92	4.8	1.92	86.4	9.58
Surfaces (m <sup>2</sup> )	9.21	165.89	459.84	165.89	919.68

la surface de chaque zone est supérieure à 10 m<sup>2</sup> donc:

$$C_{pe} = C_{pe10}$$

Puisque  $\alpha = 17.38^\circ$ , donc les valeurs de  $C_{pe}$  sont déterminées par l'interpolation linéaire entre les deux valeurs de  $C_{pe}$  ( $15^\circ$ ) et  $C_{pe}$  ( $30^\circ$ ) par la formule suivante :

$$C_{pe}(17.38^\circ) = C_{pe}(15^\circ) + \frac{17.38 - 15}{30 - 15} \times [C_{pe}(30^\circ) - C_{pe}(15^\circ)]$$

Tableau 7 : Valeurs de coefficient  $C_{pe}$  de chaque zone de la toiture dans le sens V1..

Zone	F	G	H	J	I
$C_{pe}$	-0.63	0.284	-0.75	0.117	-0.28

Dans la figure suivante les indices **I** **J** représentent des **Cpi** indiqués dans la figure 5.7 du RNV 2013, et leurs surfaces représentent la surface de chaque versant.

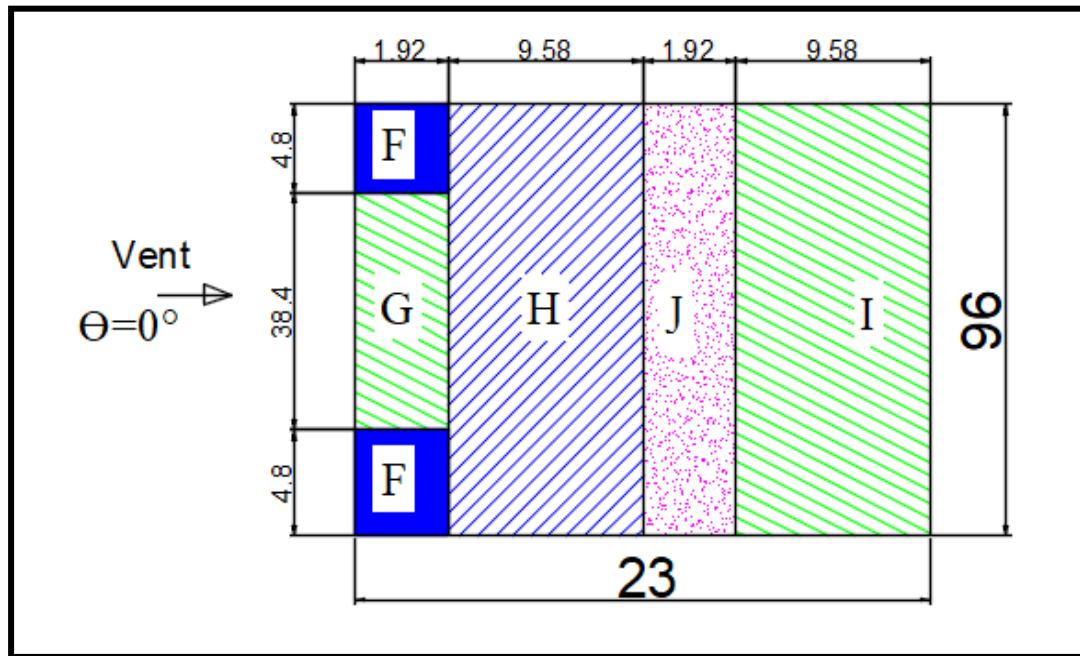


Figure 16 : Répartition des **Cpe** sur la toiture dans le sens V1.

c)-2 Vent perpendiculaire au pignon (sens V2, V4) :

➤ Pour les parois verticales :

Pour cette direction du vent on a :

$$\mathbf{b = 23 \text{ m}, \, d = 96 \text{ m}, \, h = 9.6 \text{ m} \quad e = \min [b, 2h] = \min [23, 2 \times 9.6] = 19.2 \text{ m} \rightarrow e = 19.2 \text{ m.}}$$

On a :  $\mathbf{d = 96 \text{ m} > e = 19.2 \text{ m.}}$

Donc on utilise la légende suivant:..... (5.2 du chapitre V (RNv2013 p80)).

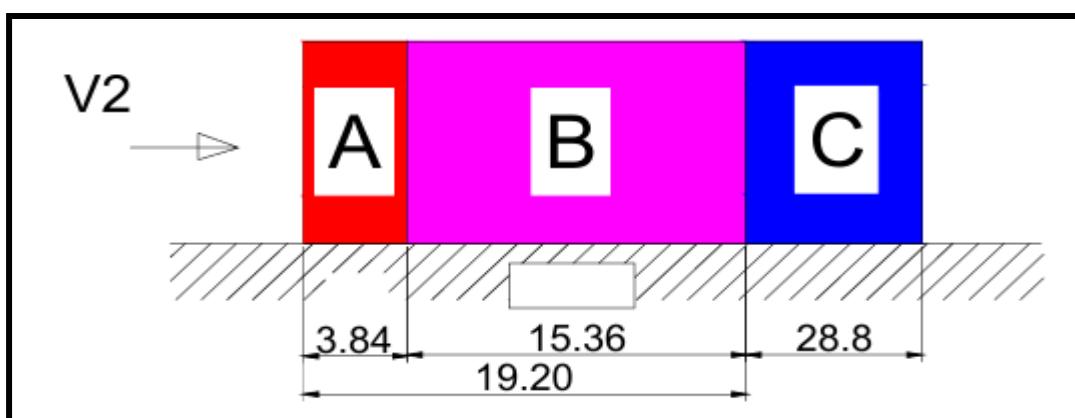


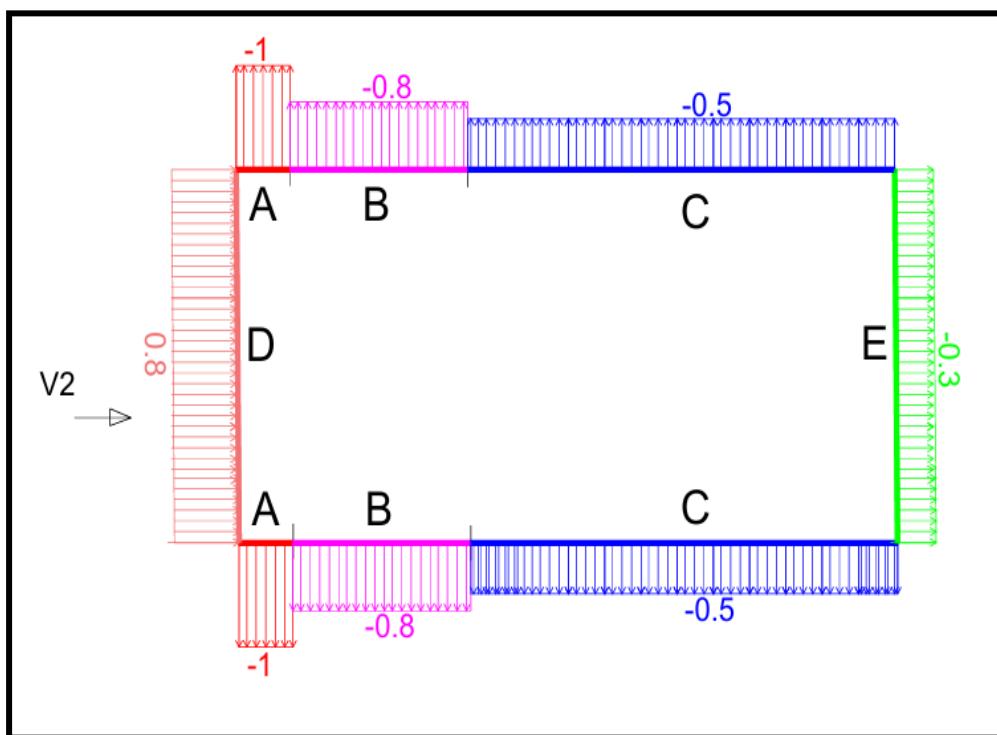
Figure 17 : Répartition des surfaces sur pignon.

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur le tableau suivant :

**Tableau 8 :** Valeurs de surface et coefficient  $C_{pe}$  de chaque zone de parois vertical.

Zone	A	B	C	D	E
Dimensions	$\frac{e}{5}$	h	$\frac{4}{5}e$	h	d-e
Géométriques (m)	3.84	9.6	15.36	9.6	28.8
Surfaces (m <sup>2</sup> )	36.86		147.45		276.48
$C_{pe}$	-1		-0.8		-0.5
				+0.8	
					-0.3

La figure suivante illustre la répartition des  $C_{pe}$  pour parois verticales :



**Figure 18 :** Légende pour les parois verticales sens V2.

❖ Pour la toiture :

Dans le cas de notre hangar, il existe une toiture à deux versant tel que  $\alpha = 17.38^\circ$ , dont la direction du vent définie par un angle  $\Theta$ .

➤  $\Theta = 90^\circ$  Pour un vent dont la direction est perpendiculaire aux génératrices.

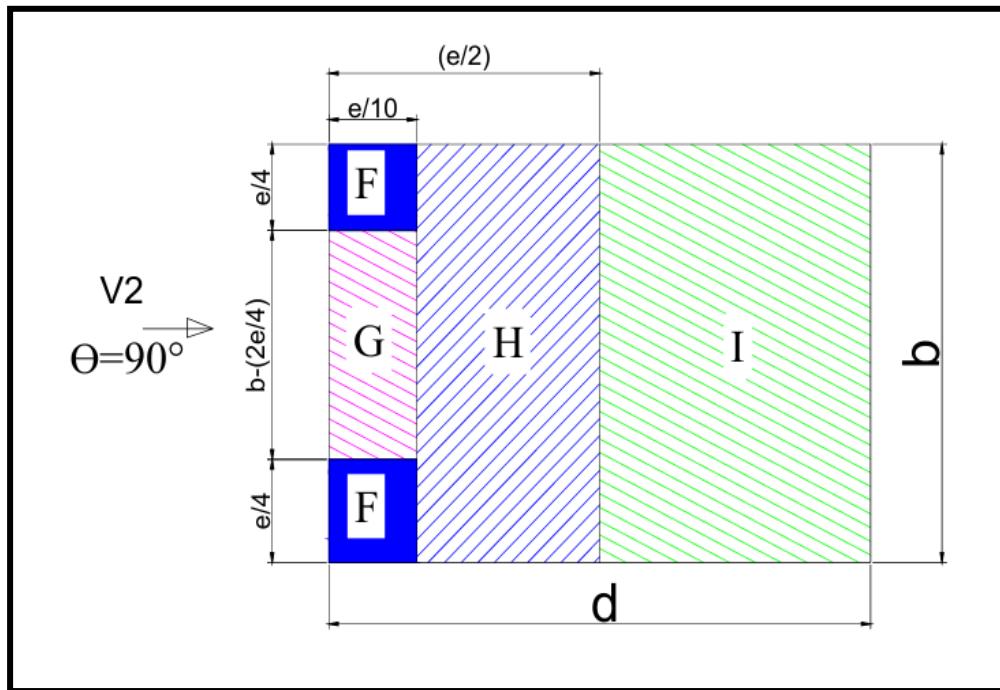


Figure 19 : Répartition des surfaces sur la toiture.

La valeurs de coefficients  $C_{pe}$  on s'est référé au tableau (5-1 RNV 2013).

$C_{pe}$  ( $\alpha = 17.38^\circ$ ) et déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe  $\alpha = 15^\circ$  et  $\alpha = 30^\circ$ .

Tableau 9 : Valeurs de surface et de coefficient  $C_{pe}$  pour la toiture.

Zone	F	F	G	H	I
Dimensions	$\frac{e}{4}$	$\frac{e}{10}$	$\frac{e}{4}$	$\frac{e}{10}$	$d - \frac{e}{2}$
Géométriques (m)	4.8	1.92	4.8	1.92	86.4
Surfaces (m <sup>2</sup> )	9.216	9.216	165.88	176.64	1987.2
$C_{pe}$	-1.108	-1.108	-1.32	-0.63	-0.5

d) Détermination de coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  :

Doit être envisagée simultanément pour chaque combinaison potentielle d'ouvertures et autres sources de fuite d'aire.

On définit l'indice de perméabilité  $\mu_p$  comme suite :

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

Notre hangar possède :

- ✓ (01) Portail pour le pignon principal de dimension (5.80x 6.00) m<sup>2</sup>.
- ✓ Ouvertures des fenêtres (4x (2.40x1.2)) m<sup>2</sup> Portail (5.67x5.95) m<sup>2</sup> pour long pan secondaire de dimension.
- ✓ Pour long pan principal ouvertures des fenêtres (5x (2.40x1.2))m<sup>2</sup>, Porte (1.00x.2.30) m<sup>2</sup>.

d)-1 Cas de vent perpendiculaire au long pan (sens V3) :

$$\mu_p = \frac{4(2.40 \times 1.21) + (5.67 \times 5.95) + (5.80 \times 6)}{96.76} = 0.83$$

$$\text{Le rapport } \frac{h}{d} = \frac{9.6}{23} = 0.42 \Rightarrow 0.25 \leq \frac{h}{d} \leq 1.$$

On utilise l'interpolation linéaire pour déterminer les valeurs de **Cpi** selon la note de **figure 5.14 de RNVA2013**.

$$C_{pi}(0.42) = C_{pi}(0.25) + \frac{0.42 - 0.25}{1 - 0.25} \times [C_{pi}(1) - C_{pi}(0.25)]$$

$$C_{pi}(0.42) = -0.26$$

d)-2 Cas de vent perpendiculaire au pignon (sens V2) :

$$\mu_p = 0.64$$

Le rapport

$$\frac{h}{d} = \frac{9.6}{96} = 0.10 \Rightarrow \frac{h}{d} \leq 0.25$$

$$C_{pi}(0.10) = -0.01$$

d)-3 Cas de vent perpendiculaire au long pan (sens V1) :

$$\mu_p = 0.53$$

$$\frac{h}{d} = \frac{9.6}{23} = 0.42 \Rightarrow 0.25 \leq \frac{h}{d} \leq 1$$

Le rapport

$$C_{pi}(0.42) = +0.09$$

d)-4 Cas de vent perpendiculaire au pignon (sens V4) :

$$\mu_p = 1$$

Le rapport

$$\frac{h}{d} = \frac{9.6}{96} = 0.10 \Rightarrow \frac{h}{d} \leq 0.25$$

$$C_{pi}(1) = -0.3$$

#### II .3.2.4 Détermination de la pression aérodynamique W (ze)

La pression aérodynamique W(zj) agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de la formule suivant:

$$W(zj) = C_d \times q_{dyn}(ze) \times [C_{pe} - C_{pi}] \dots \dots \dots \text{(Chapitre 2: Bases de calcul page 58)} .$$

a)- Cas de vent perpendiculaire au pignon (sens V2) :

⊕ Paroi verticale :  $q_{dyn} = 695 \text{ N/m}^2$        $C_{pi} = -0.01$

**Tableau 10 :** Valeurs de la pression aérodynamique des parois verticales selon V2

Zone	Cd	qdyn [N/m <sup>2</sup> ]	C <sub>pe</sub>	C <sub>pi</sub>	W(ze) [N/m <sup>2</sup> ]
A	1	695	-1	-0.01	<b>-688.05</b>
B	1	695	-0.8	-0.01	<b>-549.05</b>
C	1	695	-0.5	-0.01	<b>-340.05</b>
D	1	695	+0.8	-0.01	<b>562.55</b>
E	1	695	-0.3	-0.01	<b>-201.55</b>

⊕ Toiture :  $q_{dyn} = 840 \text{ N/m}^2$        $C_{pi} = -0.01$

**Tableau 11:** Valeurs de la pression aérodynamique de la toiture selon V2.

Zone	Cd	qdyn [N/m <sup>2</sup> ]	Cpe	Cpi	W(ze) [N/m <sup>2</sup> ]
F	1	840	-0.63	-0.01	<b>-520.8</b>
			0.284		<b>-230.16</b>
G	1	840	-0.75	-0.01	<b>-62.6</b>
			0.117		<b>-89.88</b>
H	1	840	-0.28	-0.01	<b>-226.8</b>
			0.23		<b>201.6</b>
I	1	840	-0.4	-0.01	<b>-327.26</b>
J	1	<b>840</b>	-0.92	-0.01	<b>-764.40</b>

b)- Cas de vent perpendiculaire au long pan (sens V3) :

✚ Paroi verticale :

$$q_{dyn} = 695 \text{ N/m}^2 \quad C_{pi} = -0.26$$

**Tableau 12 :** Valeurs de la pression aérodynamique des parois verticales selon V3

Zone	Cd	qdyn [N/m <sup>2</sup> ]	Cpe	Cpi	W(ze) [N/m <sup>2</sup> ]
A	1	695	-1	-0.26	<b>-514.3</b>
B	1	695	-0.8	-0.26	<b>-375.3</b>
C	1	695	-0.5	-0.26	<b>-166.8</b>
D	1	695	+0.8	-0.26	<b>736.7</b>
E	1	695	-0.3	-0.26	<b>-27.8</b>

⊕ Toiture :

$$q_{dyn} = 840 \text{ N/m}^2 \quad C_{pi} = -0.26$$

**Tableau 13:** Valeurs de la pression aérodynamique de la toiture selon V3.

Zone	Cd	qdyn [N/m <sup>2</sup> ]	Cpe	Cpi	W(ze) [N/m <sup>2</sup> ]
F <sub>sup</sub>	1	840	-1.108	-0.26	<b>-712.32</b>
F <sub>inf</sub>	1	840	-1.108	-0.26	<b>-712.32</b>
<b>G</b>	1	840	-1.32	-0.26	<b>-890.4</b>
<b>H</b>	1	840	-0.63	-0.26	<b>-310.8</b>
<b>I</b>	1	<b>840</b>	-0.5	-0.26	<b>-201.6</b>

c)- Cas de vent perpendiculaire au long pan (sens V1)

⊕ Paroi verticale :

$$q_{dyn} = 695 \text{ N/m}^2 \quad C_{pi} = 0.09$$

**Tableau 14 :** Valeurs de la pression aérodynamique des parois verticales selon V1

Zone	Cd	qdyn [N/m <sup>2</sup> ]	Cpe	Cpi	W(ze) [N/m <sup>2</sup> ]
A	1	695	-1	0.09	<b>-757.55</b>
B	1	695	-0.8	0.09	<b>-618.55</b>
C	1	695	-0.5	0.09	<b>-410.05</b>
D	1	695	+0.8	0.09	<b>493.45</b>
E	1	695	-0.3	<b>0.09</b>	<b>-271.05</b>

■ Toiture :

$$q_{dyn} = 840 \text{ N/m}^2 \quad C_{pi} = 0.09$$

**Tableau 15:** Valeurs de la pression aérodynamique de la toiture selon V1.

Zone	Cd	qdyn [N/m <sup>2</sup> ]	Cpe	Cpi	W(ze) [N/m <sup>2</sup> ]
F <sub>sup</sub>	1	840	-1.108	0.09	<b>-1006.32</b>
F <sub>inf</sub>	1	840	-1.108	0.09	<b>-1006.32</b>
<b>G</b>	1	840	-1.32	0.09	<b>-1184.4</b>
<b>H</b>	1	840	-0.63	0.09	<b>-604.8</b>
<b>I</b>	1	840	-0.5	0.09	<b>-495.6</b>

d)- Cas de vent perpendiculaire au long pan (sens V1)

■ Paroi verticale :

$$q_{dyn} = 695 \text{ N/m}^2 \quad C_{pi} = -0.3$$

**Tableau 16 :** Pression aérodynamique des parois verticales selon V4

Zone	Cd	qdyn [N/m <sup>2</sup> ]	Cpe	Cpi	W(ze) [N/m <sup>2</sup> ]
A	1	695	-1	-0.3	<b>-486.5</b>
B	1	695	-0.8	-0.3	<b>-347.5</b>
C	1	695	-0.5	-0.3	<b>-139</b>
D	1	695	+0.8	-0.3	<b>764.5</b>
E	1	695	-0.3	<b>-0.3</b>	<b>0</b>

➊ Toiture :

$$q_{dyn} = 840 \text{ N/m}^2 \quad C_{pi} = -0.3$$

**Tableau 17:** Pression aérodynamique de la toiture selon V4.

Zone	Cd	qdyn [N/m <sup>2</sup> ]	Cpe	Cpi	W(ze) [N/m <sup>2</sup> ]
F	1	840	-0.63	-0.3	<b>-277.2</b>
			0.284		<b>400.56</b>
G	1	840	-0.75	-0.3	<b>-378</b>
			0.117		<b>350.28</b>
H	1	840	-0.28	-0.3	<b>16.8</b>
			0.23		<b>445.2</b>
I	1	840	-0.4	-0.3	<b>-84</b>
J	1	840	-0.92	<b>-0.3</b>	<b>-520.8</b>

#### II .3.2.5 Calcul de la force de frottement $F_{fr}$ :

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés. Lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent (ou faiblement inclinées par rapport à la direction du vent) est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures Perpendiculaires au vent (au vent et sous le vent). (**Selon RNVA 2013, Chapitre 2, Article 2.6.3**).

La force du frottement  $F_{fr}$  est donnée par:

$$F_{fr} = C_d \sum q_{dyn}(zj) \times C_{fr,j} \times A_{fr,j} \quad [\text{N}] \quad \dots \text{(Article 1.4.3 RNV 2013)}$$

Avec :

**Cfr,j:** Le coefficient du frottement pour l'élément de surface **j**.

**Afr j:** L'aire de l'élément de surface **jen** (mm<sup>2</sup>).

##### a) Cas 1: Direction perpendiculaire au long-pan :

###### ❖ *Calcul des surfaces parallèles au vent :*

- La surface des deux pignons :

$$S_{Pignons} = [(6 \times 23) + ((3.6 \times 23)/2)] \times 2 = 358.8 \text{ m}^2$$

- La toiture qui est faiblement inclinée par rapport à la direction du vent

$$S_{\text{toitu}} = ((3.6/\sin 17.38) \times 2 \times 96) = 2313.96 \text{ m}^2$$

⇒ Total des surfaces parallèles au vent

$$A_{\text{frj}} = 358.8 + 2313.96 = 2672.76 \text{ m}^2$$

❖ *Calcul des surfaces perpendiculaires au vent (et sous le vent)*

- La surface des deux parois verticales (long pan)

$$S_{\text{long pan}} = [(96 \times 6)] \times 2 = 1152 \text{ m}^2$$

**Vérification de la condition (article 2.6.3 RNVA2013)**

*L'aire totale des surfaces parallèles au vent  $\leq 4 \times$  l'aire totale des surfaces perpendiculaires au vent.*

$$S = 2672.76 \text{ m}^2 < 4 \times 1152 \text{ m}^2 = 4608 \text{ m}^2$$

*Condition vérifiée*

*Donc, on doit négliger l'effet de frottement, cas de vent perpendiculaire au long-pan.*

b) Cas 2: Direction perpendiculaire au pignon (sens V2)

❖ *Calcul des surfaces parallèles au vent :*

La surface des deux parois verticales (long pan)

$$S_{\text{long pan}} = [(6 \times 96 \times 2)] = 1152 \text{ m}^2$$

La toiture qui est faiblement inclinée par rapport de la direction du vent

$$S_{\text{toitu}} = ((3.6/\sin 17.38) \times 2 \times 96) = 2313.96 \text{ m}^2$$

⇒ Total des surfaces parallèles au vent

$$A_{\text{frj}} = 1152 + 2313.63 = 3465.96 \text{ m}^2$$

❖ *Calcul des surfaces perpendiculaires au vent (et sous le vent)*

- La surface des deux parois verticales (long pan)

$$\text{Spignons} = [(6 \times 23) + ((3.6 \times 23)/2)] \times 2 = 358.8 \text{ m}^2$$

**Vérification de la condition (article 2.6.3 RNVA2013)**

*L'aire totale des surfaces parallèles au vent  $\leq 4 \times$  l'aire totale des surfaces perpendiculaires au vent.*

$$S = 3465.96 \text{ m}^2 > 4 \times 358.8 \text{ m}^2 = 1435.2 \text{ m}^2$$

*Condition non vérifiée*

*Donc on ne doit pas négliger l'effet de frottement, cas de vent perpendiculaire au*

**Calcul de la force de frottement :**

$$F_{fr} = C_{fr} \times q_p(ze) \times A_{fr}$$

**C<sub>fr</sub>:** Coefficient de frottement ( **le tableau 2.8 chapitre 2 de RNVA 2013**).

Dans notre cas, la toiture est composée d'un revêtement ondulé dont les ondulations sont perpendiculaires à la direction du vent, tout comme les parois verticales qui sont également recouvertes d'un bardage ondulé orienté perpendiculairement au vent. Cela entraîne une exposition directe à la pression du vent, ce qui doit être pris en compte avec précision dans le calcul des charges appliquées à la structure :

$$C_{fr} (\text{toiture}) = C_{fr} (\text{parois verticales}) = 0.04$$

✓ Pour la toiture:  $Ze = 9.6 \text{ m} \Rightarrow q_p (9.6 \text{ m}) = 840 \text{ N/m}^2$

$$A_{fr} = [(3.6 / \sin 17.38) \times 2 \times 96] = 2313.96 \text{ m}^2$$

$$F_{fr} (\text{toiture}) = 0.04 \times 2313.96 \times 840 = 77749.1 \text{ N}$$

$$F_{fr} (\text{toiture}) = 77.75 \text{ KN}$$

✓ Pour les parois verticales :  $Ze = 6\text{m} \Rightarrow q_p(6\text{m}) = 695 \text{ N/m}^2$

$$A_{fr} = 96 \times 6 \times 2 = 1152 \text{ m}^2$$

$$F_{fr} (\text{parois verticales}) = 0.04 \times 1152 \times 695 = 32025.6 \text{ N}$$

$$F_{fr} (\text{parois verticales}) = 32.03 \text{ KN}$$

**La force de frottement totale:**

$$F_{fr} = F_{fr}(\text{toiture}) + F_{fr}(\text{parois verticales}) = 77.75 + 32.03$$

$$F_{fr} = 109.78 \text{ KN}$$

#### II.4 Conclusion :

Nous avons présenté dans ce chapitre les principes généraux et les procédures suivies pour déterminer les charges agissant sur la structure, y compris les charges permanentes, les surcharges d'exploitation ainsi que les charges climatiques.

Les résultats obtenus dans ce chapitre serviront de base aux chapitres suivants, qui traiteront du dimensionnement des différents composants de la structure, tels que les pannes, les lisses de bardage, les potelets et autres éléments structurels.

# **CHAPITRE III :**

## **Pré dimensionnement**

### **des éléments**

### **secondaires**

### **III.1. Les pannes :**

#### **IV.1.1. Introduction :**

Les pannes, qui servent à soutenir la couverture du toit, sont disposées parallèlement à la ligne de faîte, dans le plan des versants. Elles sont dimensionnées pour résister à une flexion composée, afin de supporter le poids propre de la couverture, leur propre poids, les charges d'exploitation ainsi que les surcharges climatiques.

#### **III.1.2 Dimensionnement des panneaux de couverture :**

##### **➤ Définition d'un panneau sandwich :**

Les panneaux sandwich sont fréquemment utilisés dans la construction des toitures et des murs des bâtiments industriels, commerciaux et résidentiels. Ils se composent de deux couches externes, généralement en acier, en aluminium ou en matériaux composites, entre lesquelles se trouve une couche isolante rigide, telle que de la mousse de polyuréthane ou du polystyrène extrudé.

##### **➤ Principe de choix d'un panneau sandwich :**

1. Isolation thermique et acoustique efficace.
2. Installation rapide et aisée.
3. Poids léger
4. Bonne résistance aux conditions climatiques..

#### **III.1.3 Calcul des pannes de couverture :**

**a) Espacement entre pannes :** On prend l'entraxe entre les pannes  $e=1.42\text{m}$

**b) Evaluation des charges et surcharges :**

- **Les charges permanentes (G) :**

$G=0,15 \text{ KN/m}^2$  (poids propre du panneau sandwich)

$G = (P \text{ couverture} + P \text{ accessoire}) * e = (0.05+0.15) \times 1.42$

$G=0.284 \text{ KN/ml}$

- **Surcharges d'entretien (P) :** Dans le cas de toitures inaccessibles, on considère uniquement dans les calculs, une charge d'entretien qui est égale aux poids d'un ouvrier et son assistant et qui est équivalente à deux charges concentrées de **100 kg** chacune situées à **1/3** et **2/3** de la portée de la panne. (D'après le DTR BC 2.2 page 26).

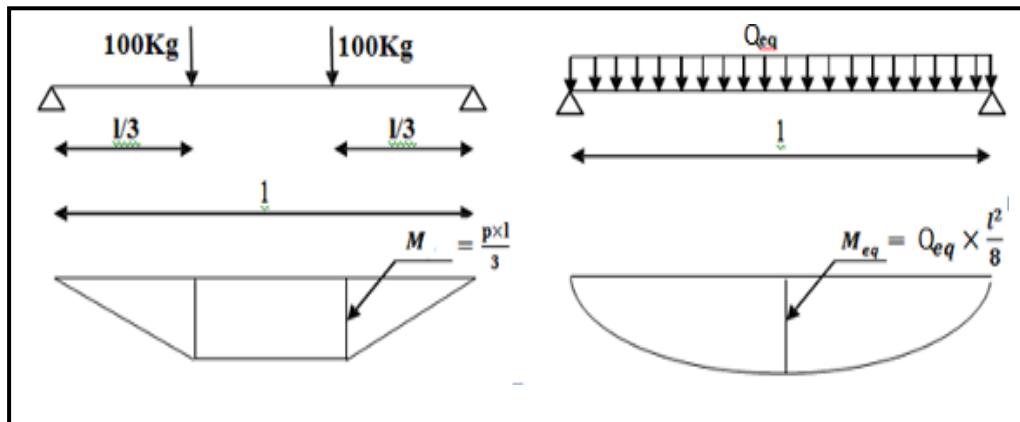


Figure 20 : Schéma statique de la poutre équivalente.

$$M_{max} = \frac{Pl^2}{8} = \frac{3 \times 100}{3 \times 6} = 44.44 \text{ Kg/m}^2$$

On a :  $P_{eq} = Q = 0.444 \text{ KN/m}^2$

- **Surcharges climatiques**

Surcharges du vent (V)

La charge du vent est également fonction de l'interpolation du site de construction et de la forme de la construction, le plus souvent, ces charges agissant en soulèvement.

$W = -1184.4 \text{ N/m}^2$ .....(chapitre II, tableau 15).

- Surcharge du vent (V) :  $W = (-1184.4 \times 1.42) = 1681.848 \text{ N/m}^2 = -1,681 \text{ KN/ml.}$
- Surcharge du sable (S) :  $S = (0.00015 \times 1,5) = 2.03 \times 10^{-4} \text{ KN/ml.}$

➤ Charges à prendre en considération :

$G = 0.284 \text{ KN/ml.}$

$W = -1,681 \text{ KN /ml.}$

$S = 2.03 \times 10^{-4} \text{ KN/ml.}$

$Q = 0,444 \text{ KN/ml}$

➤ Décomposition des charges :

- Suivant l'axe Z-Z :

$G_z = G \cos \alpha = 0.271 \text{ KN/ml.}$

$Q_z = Q \cos \alpha = 0.424 \text{ KN/ml.}$

$W_z = W = -1.681 \text{ KN/ml.}$

$S_z = S \cos \alpha = 1.937 \times 10^{-4} \text{ KN/ml.}$

- Suivant l'axe Y-Y :

### CHAPITRE III : PRE DIMENSIONNEMENTS DES ELEMENTS SECONDAIRES

$$G_y = G \sin \alpha = 0.085 \text{ KN/ml.}$$

$$Q_y = Q \sin \alpha = 0.133 \text{ KN/ml.}$$

$$W_y = 0 \text{ KN/ml.}$$

$$S_y = S \sin \alpha = 6.06 \times 10^{-4} \text{ KN/ml.}$$

➤ **Les combinaisons d'actions :**

▪ **L'ELU :**

- Suivant l'axe z-z :

$$\text{Combinaison 1: } q_{uz} = 1.35G_z + 1.5Q_z = 1.002 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Combinaison 2: } q_{uz} = 1.35G_z + 1.5S_z = 0.366 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Combinaison 3: } q_{uz} = G_z + 1.5W = -2.251 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Combinaison 4: } q_{uz} = G_z + 1.35W + S_z = -2.250 \text{ KN/ml}$$

- Suivant l'axe y-y :

$$\text{Combinaison 1: } q_{uy} = 1.35G_y + 1.5Q_y = 0.114 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Combinaison 2: } q_{uy} = 1.35G_y + 1.5S_y = 0.313 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Combinaison 3: } q_{uy} = 1.35G_y = 0.113 \text{ KN/ml}$$

Selon les deux axes y et z; les charges maximales à l'ELU /ml revenant à la panne la plus Sollicitée :

$$q_{uz} = G_z + 1.5W = -2.251 \text{ KN/ml}$$

$$q_{uy} = 1.35G_y + 1.5S_y = 0.314 \text{ KN/ml}$$

▪ **L'ELS :**

- Suivant l'axe z-z :

$$\text{Combinaison 1: } q_{uz} = G_z + Q_z = 0.695 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Combinaison 2: } q_{uz} = G_z + S_z = 0.271 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Combinaison 3: } q_{uz} = G_z + W = -1.41 \text{ KN/ml}$$

- Suivant l'axe y-y :

$$\text{Combinaison 1: } q_{uy} = G_y + Q_y = 0.218 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Combinaison 2: } q_{uy} = G_y + S_y = 0.086 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Combinaison 3: } q_{uy} = G_y + W = 0.085 \text{ KN/ml}$$

### CHAPITRE III : PRE DIMENSIONNEMENTS DES ELEMENTS SECONDAIRES

Selon les deux axes Y et Z ; les charges maximales à l'ELS on trouve la panne la plus Sollicitée.

$$q_{uz} = G_z + W = -1.41 \text{ KN/ml}$$

$$q_{uy} = G_y + Q_y = 0,218 \text{ KN/ml}$$

#### **III.1.4. Principe de pré dimensionnement de la panne :**

Les pannes sont soumises à une flexion déviée (flexion biaxiale). Elles doivent satisfaire deux critères essentiels :

- ✓ La condition de flèche (au niveau de l'État Limite de Service - ELS)
- ✓ La condition de résistance (au niveau de l'État Limite Ultime - ELU)

En général, le pré-dimensionnement des pannes s'effectue d'abord en tenant compte de la condition de flèche, puis la vérification finale est réalisée selon la condition de résistance..

##### **III.1.4.1 Vérification à la flèche (ELS)**

Le calcul de la flèche se fait par la combinaison de charges et surcharges de services (non pondérées) :

$$F \leq F_{adm.}$$

##### **Vérification à l'ELS :**

La flèche à l'état limite de services se fait avec les charges et surcharges de service (non pondérée):

Plan (z-z)

$$F = \frac{5 \times q \times l^2}{384 \times EI} \leq F_{adm} = \frac{l}{200}$$

$$I_y = \frac{5 \times q_z \times l^3 \times 200}{384 \times E} = \frac{5 \times 200 \times 1.41 \times 10^{-2} \times 600^3}{384 \times 21000}$$

$$I_y \geq 377.67 \text{ cm}^2$$

Plan (y-y)

$$I_z = \frac{5 \times q_y \times l^3 \times 200}{384 \times E} = \frac{5 \times 200 \times 0.218 \times 10^2 \times 600^3}{384 \times 21000}$$

$$I_z \geq 58.39 \text{ cm}^2$$

Donc, on choisit de façon préliminaire un profilé IPE140 avec des caractéristiques géométriques suivantes :

### CHAPITRE III : PRE DIMENSIONNEMENTS DES ELEMENTS SECONDAIRES

Désignation	Poids	Section	Dimension		Caractéristique						
			Abrégée	G	A	H	b	Iy	Iz	Wply	Wplz
<b>IPE 140</b>	12,9	16,4		140	73	541,2	44,92	88,34	19,25	2,45	1,98.10 <sup>3</sup>

**Tableau 18** : Caractéristique du profilé IPE 140 de la panne

- Poids propre réel :
  - IPE140 ..... P= 0.129 KN/m

$$G = ((P \text{ couverture} + P \text{ accessoire}) * e) + P \text{ panne}$$

$$G = (0.05 + 0.15) \times 1.42 + 0.129$$

$$G = 0.413 \text{ KN/ml}$$

$$W = -1,681 \text{ KN /ml.}$$

$$S = 2.03 \times 10^{-4} \text{ KN/ml.}$$

$$Q = 0,444 \text{ KN/ml}$$

➤ **Décomposition des charges :**

- Suivant l'axe Z-Z :

$$Gz = G \cos \alpha = 0.394 \text{ KN/ml.}$$

$$Qz = Q \cos \alpha = 0.424 \text{ KN/ml.}$$

$$Wz = W = -1.681 \text{ KN/ml.}$$

$$Sz = S \cos \alpha = 1.937 \times 10^{-4} \text{ KN/ml.}$$

- Suivant l'axe Y-Y :

$$Gy = G \sin \alpha = 0.123 \text{ KN/ml.}$$

$$Qy = Q \sin \alpha = 0.133 \text{ KN/ml.}$$

$$Wy = 0 \text{ KN/ml.}$$

$$Sy = S \sin \alpha = 6.06 \times 10^{-4} \text{ KN/ml.}$$

➤ **Les combinaisons d'actions :**

- **L'ELU :**

- Suivant l'axe z-z :

$$\text{Combinaison 1: } q_{sz} = 1.35Gz + 1.5Qz = 1.168 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Combinaison 2: } q_{sz} = 1.35Gz + 1.5Sz = 0.552 \text{ KN/ ml}$$

$$\text{Combinaison 3: } q_{sz} = Gz + 1.5W = - 2.128 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Combinaison 4 : } q_{sz} = Gz + 1.35W + Sz = - 1.875 \text{ KN/ml}$$

- Suivant l'axe y-y :

### CHAPITRE III : PRE DIMENSIONNEMENTS DES ELEMENTS SECONDAIRES

Combinaison 1:  $q_{sy} = 1.35G_y + 1.5Q_y = 0.365 \text{ KN/ml}$

Combinaison 2:  $q_{sy} = 1.35Gy + 1.5Sy = 0.167 \text{ KN/ ml}$

Combinaison 3:  $q_{sy} = 1.35 \text{ Gy} = 0.166 \text{ KN/ml}$

Selon les deux axes y et z; les charges maximales à l'ELU /ml revenant à la panne la plus Sollicitée :

$$q_{uz} = Gz + 1.5W = -2.128 \text{ KN/ml}$$

$$q_{uy} = 1.35Gy + 1.5Sy = 0.340 \text{ KN/ml}$$

- L'ELS :
    - Suyant l'axe z-z :

Combinaison 1:  $q_{sz} = Gz + Qz = 0.818 \text{ KN/ml}$

Combinaison 2:  $q_{sz} = Gz + Sz = 0.394 \text{ KN/ml}$

Combinaison 3:  $q_{sz} = Gz + W = -1.287 \text{ KN/ml}$

- Suivant l'axe y-y:

Combinaison 1:  $q_{sy} = G_y + Q_y = 0.256 \text{ KN /ml}$

Combinaison 2:  $q_{sy} = G_y + S_y = 0.124 \text{ KN/ml}$

Combinaison 3:  $q_{sy} = G_y + W = 0.123 \text{ KN/ml}$

Selon les deux axes Y et Z ; les charges maximales à l'ELS on trouve la panne la plus Sollicitée.

$$q_{sz} = Gz + W = -1.287 \text{ KN/ml}$$

$$q_{sy} = G_y + Q_y = 0.256 \text{ KN/ml}$$



## ■ Vérification de la flèche

$$F = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times EI} \leq F_{adm} = \frac{l}{200}$$

- Sujivant l'axe z-z'

$$F_z = \frac{5 \times 1.287 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21,000 \times 541.20} = 1.91\text{cm} \leq F_{adm} = \frac{600}{200} = 3\text{cm}$$

$F_z = 2.30\text{cm} \leq F_{adm} = 3\text{cm}$  .... Vérifiée

- Suivant l'axe y-y

$$F_y = \frac{5 \times 0.256 \times 10^{-2} \times 300^4}{384 \times 21,000 \times 44.92} = 0.05 \text{ cm} \leq F_{adm} = \frac{300}{200} = 1.5 \text{ cm}$$

### CHAPITRE III : PRE DIMENSIONNEMENTS DES ELEMENTS SECONDAIRES

Le calcul à l'ELS considère l'IPE140 comme suffisant car la fléché est vérifié dans les deux directions y et z.

### III.1.4.2 Vérification de la résistance des pannes (ELU) :

### a) Détermination des sollicitations :

## ■ Moments

$$\text{Axe z-z: } M_y = \frac{q_z \times l^2}{8} = \frac{2.128 \times 6^2}{8} = 9.57 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe y-y: } M_z = \frac{q_y \times \frac{l^2}{2}}{8} = \frac{0.340 \times 3^2}{8} = 0.38 \text{ KN.m}$$

#### ▪ Efforts tranchants

$$V_z = \frac{q_{uz} \times l}{2} = \frac{2.128 \times 6}{2} = 6.384 \text{ kN}$$

$$V_y = \frac{q_{uy} \times l}{2} = \frac{0.340 \times 6}{2} = 1.02 \text{KN}$$

**b) Vérification de la condition de moment :**

- **Classe du profilé**

JPE140       $b=73\text{mm}$        $t_f=6.9\text{mm}$

$$\frac{C}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{C}{t_f} = \frac{\frac{b}{2}}{t_f} = \frac{36.5}{6.9} = 5.28 \leq 10\varepsilon = 10$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1 \Rightarrow \text{La semelle est de classe 1}$$

### • Classe de l'âme : (âme fléchie)

Avec :  $d = 112.2 \text{ mm}$        $t_w = 4.7 \text{ mm}$

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \Rightarrow \frac{112.2}{4.7} = 23.8 < 72\varepsilon \Rightarrow L\text{'}\text{ame est de classe 1}$$

Donc la section du profilé globale est de classe 01.

Le calcul est en plasticité :

$$\left[ \frac{M_y \cdot sd}{M_{pl} \cdot v \cdot rd} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_z \cdot sd}{M_{pl} \cdot z \cdot rd} \right]^\beta \leq 1 \quad \dots \dots \dots \text{[EC03Art 5.4.8.1]}$$

$\alpha$  et  $\beta$ : Sont des constantes qui placent en sécurité si elles sont prises égales à l'unité, mais qui peuvent prendre les valeurs suivantes :

Pour les sections en I et en H :  $\alpha = 2$  et  $\beta = 5n \geq 1$

Avec :  $n = Nsd/(Nplz, rd) = 0$  (Sollicité à la flexion seule  $Nsd = 0$ ) ; donc :  $\beta = 1$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{88.3 \times 10^{-3} \times 235}{1} = 20.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_m 0} = \frac{19.2 \times 10^{-3} \times 235}{1} = 4.512 \text{ KN.m}$$

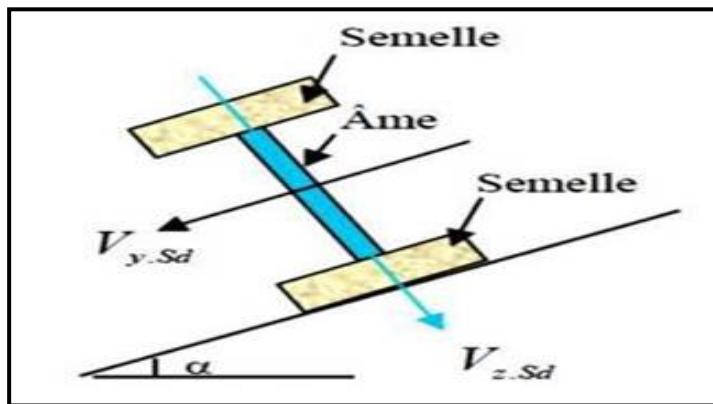
$$\left[ \frac{9.981}{20.75} \right]^2 + \left[ \frac{0.188}{4.512} \right]^1 = 0.27 \leq 1 \quad \text{Vérifiée}$$

La section IPE140 est vérifiée à l'ELU

**c) Vérification de l'effort tranchant :**

La vérification à l'effort de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$V_{plz} = \frac{Avz \times Fy}{\sqrt{3} \cdot \gamma m_0} \quad \text{et} \quad A_{vz} = A - 2 \cdot b_{tf} + (tw + 2r)$$



**Figure 21 :** Représentation de l'effort tranchant de la panne.

$$A_{VZ} = 16.4 - (2 \times 7.3 \times 0.69) + (0.47 + 2 \times 0.7) = 8.196 \text{ cm}^2$$

$$\text{Alors: } V_{\text{plz}} = \frac{8.196 \times 23.5}{\sqrt{3.1}} = 111.20 \text{ KN}$$

$$Avy = A - Avz = 16.4 - 8.196 = 8.204 \text{ cm}^2$$

$$\text{Alors: } V_{\text{ply}} = \frac{8.204 \times 23.5}{\sqrt{3.1}} = 111.31 \text{ KN}$$

*Vpl*: Effort tranchant résistant de la section.

### CHAPITRE III : PRE DIMENSIONNEMENTS DES ELEMENTS SECONDAIRES

*A* : Aire de cisaillement.

**Donc la résistance des pannes au cisaillement est vérifiée**

**d) Vérification au déversement :**

La vérification au déversement se fait par l'utilisation de la condition suivante :

$$M_{ysd} \leq M_{b,rd} = \chi LT \times \beta w \times W_{ply} \times \frac{fy}{\gamma m_1}$$

**$M_{b,Rd}$** : Le moment résistant de déversement,

$\chi_{LT}$ : Le coefficient de réduction pour le déversement, qui en fonction de l'élancement réduite.

$\lambda_{LT}$ : Coefficient d'imperfection,

$\alpha_{LT}$  : La valeur est donnée à partir du tableau des coefficients de flambement (EC3 partie 1-1).

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta w \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}}$$

et

$$M_{cr} = C_1 \pi^2 \frac{E \times I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}}$$

$\overline{\lambda_{IT}}$  : L'élancement réduit vis- vis du déversement.

**$M_{cr}$** : Moment critique élastique de déversement.

On a : La classe de profile est de classe 01

$\beta_w = 1$  : Facteur de corrélation approprié.

$\gamma_{m1} = 1.1$  : Coefficient partiel de sécurité.

**$C_1 = 1,132$**  : Facteur sans dimension qui dépend du le nature diagramme des moments (Charge uniformément repartie).

$I_t = 2.45 \text{ cm}^4$  : Moment d'inertie de torsion.

***Iw = 1.98 cm<sup>6</sup>***: Moment d'inertie de gauchissement.

**I<sub>Z</sub>** = 44.90cm<sup>4</sup> : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe faible inertie.

**L** = 6m : Longueur de maintien latéral,

**$E = 210000 MPa$**  : Module d'élasticité longitudinal,

**$\vartheta = 0.3$**  : Coefficient de poisson.

## CHAPITRE III : PRE DIMENSIONNEMENTS DES ELEMENTS SECONDAIRES

$$G = \frac{E}{2(1+\vartheta)} = \frac{21 \times 10^6}{2(1+0.3)} = 8.08 \times 10^6 \text{ N/cm}^2$$

$$M_{cr} = 1.32\pi^2 \frac{21 \times 10^6 \times 44.90}{600^2} \sqrt{\frac{1.98 \times 10^3}{44.90} + \frac{600^2 \times 8.08 \times 10^6 \times 2.45}{\pi^2 \times 21 \times 10^6 \times 44.9}}$$

$$M_{cr} = 971\ 072.368 N.cm$$

## On calcul:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 235 \times 10^2 \times 88.3}{971\,072.368}} = 1.46$$

$\chi LT = 0.21$  Pour les profiles laminés

$$\Phi_{LT} = 0.5 \times (1 + 0.21 \times (1.46 - 0.2) + 1.46^2) = 1.698$$

Le coefficient de réduction pour le déversement :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1.698 + \sqrt{1.698^2 + 1.46^2}} = 0.25$$

$$M_{brd} = \frac{0.25 \times 1 \times 88.3 \times 23.5}{1} = 518.76 \text{ KN.m}$$

e) **Résistance au voilement par cisaillement :**

La résistance au voilement par cisaillement doit être vérifiée pour les ames non radées comme il est indiqué au chapitre 5.6.1 page 89 [CCM97] :  $d/tw \leq 69\varepsilon$

- $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{F_y}}$
  - $d = 112.2mm$  : distance entre intérieurs des semelles,
  - $tw = 4.7mm$

$$\frac{d}{tw} = \frac{112.2}{4.7} = 23.87 \leq 69\varepsilon = 69 \sqrt{\frac{235}{235}} = 69$$

**Donc il n'y a pas lieu de vérifier le voilement par cisaillement.**

**f) Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme :**

La stabilité au flambement sera vérifiée si la condition suivante est vérifiée

$$\frac{d}{tw} \leq K \times \frac{E}{f_{yt}} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}}$$

### CHAPITRE III : PRE DIMENSIONNEMENTS DES ELEMENTS SECONDAIRES

$$A_w = t_w \times (h - 2tf) = 4.7 \times (140 - 2 \times 6.9) = 593.14 \text{ mm}^2 \text{ (aire de l'âme).}$$

$$A_{fc} = bw \times tf = 73 \times 6.9 = 503.7 \text{ mm}^2 \text{ (aire de la semelle comprimée).}$$

$F_y = 235 \text{ N/mm}^2$  (limite d'élasticité de la semelle comprimée).

$$E = 21 \cdot 10^4 \text{ N/mm}^2 \text{ (module d'élasticité).}$$

*K* = Coefficient pris égal à 0,3 (semelle de classe I).

*tw:* Epaisseur de l'âme.

$$K \times \frac{E}{f_{yt}} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 0.3 \times \frac{21 \times 10^4}{235} \times \sqrt{\frac{593.14}{503.7}} = 290.91$$

Donc la stabilité de la panne vis-à-vis du flambement de la semelle comprimé est assurée.

### III.2 Calcul des lisses de bardage :

### III.2.1 Introduction :

Les lisses de bardage constituent un élément essentiel de la structure métallique, contribuant à la stabilité et à la robustesse de l'ouvrage tout en supportant les panneaux de bardage.

Par conséquent, il est crucial de s'assurer que ces lisses soient conçues et installées avec précision, en conformité avec les normes et règlements en vigueur.

### III.2.2 Pré dimensionnement des lisses :

La structure en charpente métallique présente une hauteur de poteaux de 6,00 mètres.

L'espacement maximal entre les lisses est de 1,26 mètre.

Pour le dimensionnement, on prendra en considération la valeur la plus défavorable entre la pression du vent appliquée sur le long-pan et celle sur le pignon.

L'action maximale du vent est donnée par :  $W = -0,757 \text{ kN/m}^2$ .

Les lisses sont simplement appuyées sur deux poteaux de portée de **l = 6.00 m**, elles sont soumises à la flexion déviée sous l'effet des charges suivantes :

Les charges de la phase de construction sont :

### CHAPITRE III : PRE DIMENSIONNEMENTS DES ELEMENTS SECONDAIRES

- Poids propre du bardage :  $G_b = 0,20 \text{ KN/m}^2$

- Charge du vent :  $W = -0,757 \text{ KN/m}^2$

$$G = G_b \cdot e = 0,20 \times 1.26 = 0.252 \text{ KN/ml}$$

$$W' = W \cdot e = -0,757 \times 1.26 = -0,95 \text{ KN/ml}$$

➤ **ELU :**

$$Q_{uy} = (1,35G) = 1,35 \times 0,252 = 0,340 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{uz} = (1.5W') = 1.5 \times 0.95 = 1.425 \text{ KN/ml}$$

➤ **ELS :**

$$Q_{sy} = (G) = 0.252 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{sz} = (W') = -0.757 \text{ KN/ml}$$

Pour le pré dimensionnement on utilise la formule de la flèche :

La vérification à l'état limite de service se fait avec les charges et surcharges de service.

$$F = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times EI} \leq F_{adm} = \frac{l}{200}$$

Selon y-y :

$$I_y = \frac{5 \times 200 \times q_z \times l^3}{384 \times E} = \frac{5 \times 200 \times 1.425 \times 10^2 \times 6^3}{384 \times 2.1 \times 10^5} \times 10^3$$

$$I_y = 381.7 \text{ cm}^4$$

Selon z-z :

$$I_z = \frac{5 \times 200 \times q_y \times l^3}{384 \times E} = \frac{5 \times 200 \times 0.340 \times 10^2 \times 6^3}{384 \times 2.1 \times 10^5} \times 10^3$$

$$I_z = 91.07 \text{ cm}^4$$

Donc on propose un UPN 140

Profil	Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	t <sub>w</sub> mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>ply</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>plz</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
UPN 140	16	20.40	140	60	10	7	605	62.7	86.4	14.8	5.45	1.75

**Tableau 19** : Caractéristique du profilé UPN 140 de la panne

**III.2.3 Vérifications des lisses :**

Le poids propre réel  $G$  :

$$Gp = [(0,20) \times 1,26] + 0,16 = 0,412Kn/ml$$

- **ELU :**

$$q_{uy} = (1,35 Gp) = 1,35 \times 0,412 = 0,556KN/ml$$

- **ELS :**

$$q_{sy} = Gp = 0,412KN/ml$$

**a) La classe du profilé :**

✓ Classe de l'âme

Largeur de la partie droite de l'âme.....**d = 98.0 mm**

Épaisseur de l'âme .....**tw = 7.0 mm**

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \Rightarrow \frac{98}{7} = 14 < 72 \Rightarrow \text{L'âme est de classe 1}$$

**b) Classe de la semelle :**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{60/2}{10} \leq 10\varepsilon \Rightarrow 3.00 < 10 \Rightarrow \text{Donc la semelle est de classe 1}$$

**III.2.4 Vérification de la résistance à la flexion déviée :**

$$\left[ \frac{M_y \cdot sd}{Mpl. y. rd} \right]^\alpha + \left[ \frac{Mz \cdot sd}{Mpl. z. rd} \right]^\beta \leq 1$$

### CHAPITRE III : PRE DIMENSIONNEMENTS DES ELEMENTS SECONDAIRES

.....[EC03Art 5.4.8.1]

Avec :  $\alpha = 1$  et  $\beta = 2$

$$M_{zsd} = \frac{q_y \times Ly^2}{8} = \frac{0.486 \times 3^2}{8} = 0.546 \text{ KN.m}$$

$$M_{ysd} = \frac{q_z \times Lz^2}{8} = \frac{1.032 \times 6^2}{8} = 4.644 \text{ KN.m}$$

Module plastique de section autour de l'axe y .....  $W_{pl,y} = 103.00 \text{ cm}^3$

Module plastique de section autour de l'axe z .....  $W_{pl,z} = 28.30 \text{ cm}^3$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{86.4 \times 10^{-3} \times 235}{1} = 20.30 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz} = \frac{W_{plz} \times f_y}{y_m 0} = \frac{14.8 \times 10^{-3} \times 235}{1} = 3.478 \text{ KN.m}$$

$$\left[ \frac{4.644}{20.30} \right]^2 + \left[ \frac{0.546}{3.478} \right]^2 = 0.25 \leq 1 \quad \text{Vérifiée}$$

### III.2.5 Vérification au cisaillement :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante : ..... [Eurocode.03 p158].

$$V_{z, sd} \leq V_{pl, zd}$$

$$Vz. sd = \frac{qz \times l}{2} = \frac{1.425 \times 6}{2} = 4.275 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{Av_z \times fy}{\sqrt{3} \times v_m 0} = \frac{15 \times 23}{\sqrt{3} \times 1} = 203.51\text{KN}$$

### III.2.6 Vérification au déversement :

Le moment résistant de déversement est donné par :

$$M_{b.rd} = \frac{X_{lt} \times \beta_w \times W_{pl.y} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

$\beta w = 1$  (section de classe I).

$\chi_{lt}$  (Est le facteur de réduction pour le déversement)

$$Fv = 235 \text{ N/mm}^2$$

## CHAPITRE III : PRE DIMENSIONNEMENTS DES ELEMENTS SECONDAIRES

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl.y} \times f_y}{M_{cr}}}$$

**Mcr** : Moment critique élastique de déversement donné par la formule suivante :

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}}$$

Avec :

- ✓  $C1 = 1,132$  (Charge uniformément répartie)
  - ✓  $G = \frac{E}{2(1+\vartheta)} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} E = 21 \times 10^6 \\ \vartheta = 0.3 \end{array} \right. \rightarrow G = 8.08 \times 10^6 \text{ N/cm}^4$
  - ✓  $I_T$  : Moment d'inertie de torsion  $IT = 7,39 \text{ cm}^4$
  - ✓  $Iw$  : Moment d'inertie de gauchissement  $Iw = 3,26 * 103 \text{ cm}^6$
  - ✓  $Iz$  : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe faible inertie  $Iz = 85,3 \text{ cm}^4$

$$M_{cr} = 1.132 \times \frac{\pi^2 \times 21 \times 10^6 \times 85.3}{300^2} \sqrt{\frac{3.26 \times 10^3}{85.3} + \frac{300^2 \times 8.08 \times 10^6 \times 7.39}{\pi^2 \times 21 \times 10^6 \times 85.3}}$$

$$M_{cr} = 4\,111\,064.37N/cm$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{1 \times 138 \times 235 \times 10^2}{4\ 111\ 064.37}} = 0.88$$

$$\phi_{lt} = 0,5 \times [1 + \alpha_{lt}(\bar{\lambda}_{lt} - 0,2) + \bar{\lambda}_{lt}^2]$$

$$\emptyset_{lt} = 0,5 \times [1 + 0,21(0,88 - 0,2) + 0,88^2]$$

$$\phi_{lt} = 0.95$$

$$x_{lt} = \frac{1}{(0.95 + \sqrt{0.95^2 + 0.88^2}} = 0.76 < 1 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$M_{b,rd} = \frac{0.76 \times 1 \times 138 \times 10^{-3} \times 235}{1.1} = 22.40 \text{KN.m}$$

$M_{v,rd} = 4.644KN.m < M_{b,rd} = 22.40KN.m$  vérifiée

### **III.3 Calcul des potelets :**

#### **III.3.1 Introduction :**

Ce sont des éléments secondaires, souvent des profilés en I ou en H, placés sur le pignon afin de réduire la portée entre les poteaux et diminuer la portée des lisses supportant le bardage isolant

Ils sont soumis à une flexion composée:

- ✓ Une flexion due à l'action du vent sur les parois du pignon..
- ✓ Une compression résultant des charges permanentes dues au poids propre des lisses, du bardage, ainsi que du potelet lui-même..

#### **III.3.2 Le pré dimensionnement des potelets :**

##### **a) Les données**

- La hauteur de potelet le plus chargé  $L = 8.66m$ .
- La portée entre deux potelets  $d = 5.125m$
- Nombre de lisses supportées par le potelet ( $n = 4$ )
- Poids propre de bardage.....15 kg/m<sup>2</sup>
- Poids propre d'accessoires de pose..... 5kg/m<sup>2</sup>
- Poids propre de la lisse (IPE 140) ..... 12.9 kg/ml

##### **b) La condition de la flèche :**

$$q_{ws} = W \times e = 0.7645 \times 5.125 = 3.92KN/m$$

**Conditions de flèche :**

$$\delta = \frac{5 \times q_{sw} \times l^4}{384 \times E \times I} \leq \frac{l}{200}$$

$$I_y = \frac{5 \times 200 \times 3.92 \times (866)^3}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 3\ 157.106cm^4$$

Le profilé qui convient comme potelets est l'**HEA 200**

##### **c) Charges permanents G :**

- Les données
- La portée des lisses (UPN 140)=2.125m..... Nombre = 04
- La portée des lisses (UPN 140)=3.00m..... Nombre = 03
- La portée des lisses (IPE 200)=3.00m..... Nombre = 01

### CHAPITRE III : PRE DIMENSIONNEMENTS DES ELEMENTS SECONDAIRES

- Poids propre des lisses (UPN 140)=.....16 kg/m<sup>2</sup>
- Poids propre des lisses (IPE 200)=.....22.4 kg/m<sup>2</sup>
- Poids propre des lisses (HEA 200)=.....42.3 kg/m<sup>2</sup>

$$G = \left[ \sum (P_{lisse} \times L_{lisse} \times N_{lisse}) \right] + (P_{bardage} + P_{accesoire}) \times S_{tributaire}$$

$$G = [(4 \times 2.125 \times 16) + (3 \times 3 \times 16) + (42.3 \times 8.66) + (3 \times 22.4)] + ((15 + 5) \times (5.125 \times 8.66))$$

$$G = 1601.17 \text{ kg} = 1601.17 \text{ daN}$$

#### III.3.2.1 Vérification de la section à la résistance :

- Incidence de l'effort tranchant :

$$V_{sd} \leq 0.5 V_{pl,rd}$$

Il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

$$q_{z,sa} = 1.5W = 1.5 \times 392 = 588 \text{ daN/ml}$$

$$V_{z,sa} = \frac{q_{z,sa} \times L}{2} = \frac{588 \times 8.66}{2} = 2546.04 \text{ daN}$$

$$A_{vz} = 53.8 \text{ cm}^2$$

$$V_{plz,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{m0}} = \frac{53.8 \times 2350 / \sqrt{3}}{1} = 72994.4 \text{ daN} = 729.94 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 2546.04 \text{ daN} \leq 0.5 V_{pl,rd} = 36497 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

- Incidence de l'effort normal :

$$N_{sd} \leq \text{Min} (0.25 N_{pl,rd} ; 0.5 A_w \cdot f_y / \gamma_{m0}).$$

Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$N_{sd} = 1.35 G = 1.35 \times 1601.17 = 2161.58 \text{ daN}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{53.8 \times 2350}{1} = 126430 \text{ daN} = 1264.3 \text{ KN}$$

$$0.25 N_{pl,Rd} = 31607.50 \text{ daN}$$

$$A_w = (A - 2b \cdot tf) = 53.8 - 2 \times 2 \times 1 = 49.8 \text{ cm}^2$$

$$\frac{0.5 A_w \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{0.5 \times 49.8 \times 2350}{1} = 58515 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 2161.58 \text{ daN} \leq \text{Min} (31607.50 ; 58515) \dots \dots \dots \text{ Vérifiée.}$$

### CHAPITRE III : PRE DIMENSIONNEMENTS DES ELEMENTS SECONDAIRES

**La condition est vérifiée donc il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.**

## Vérification à la flexion :

$$M_{y, sd} \leq M_{cy, rd}$$

### • Classe de la section :

Classe de la semelle (semelle comprimée) :

$$\frac{c}{tf} = \frac{(b - tw - 2r)/2}{tf} \leq 10\epsilon \quad \text{Avec : } \epsilon = 1$$

$$\Rightarrow \frac{(200 - 6.5 - 18)/2}{10} = 8.775 \leq 10 \rightarrow \text{semelle est de classe 01}$$

### Classe de l'âme (flexion composée):

$$\frac{d}{t_w} = \frac{134}{6.5} = 20.61 < 72 \rightarrow \text{Ame de classe 1}$$

## • **La section et de classe 1 :**

$$M_{cy.r.d} = M_{ply.rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{ply,rd} = \frac{388.6 \times 23.5 \times 10^2}{1} = 913\,210 \,daN \cdot m$$

$$M_{y, sd} = \frac{588 \times 8.66^2}{8} = 2\,354.62\, daN \cdot m$$

### III.3.2.2 Vérification de l'élément aux instabilités :

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

### a) Flexion composée avec risque de flambement :

$$\frac{NSd}{\chi_{min} \times Npl; Rd} + \frac{ky \times My, sd}{Mpl, y, Rd} \leq 1$$

### b) Flexion composée avec risque de déversement

$$\frac{NSd}{\chi z \times Npl; Rd} + \frac{kLT \times My, sd}{\chi LT \times Mpl, y, Rd} \leq 1$$

Avec :

$$Nsd = 1.5 G = 1.5 \times 7.14 = 10.71 \text{ KN}$$

### CHAPITRE III : PRE DIMENSIONNEMENTS DES ELEMENTS SECONDAIRES

$$Ms \cdot dy = \frac{1.5 \times qw \cdot l^2}{8} = \frac{1.5 \times 3.92 \cdot 8.66^2}{8} = 55.12 \text{ KN.m}$$

$$Msdz = 0$$

❖ Calcul de la longueur de flambement :

Autour de l'axe faible y'y (dans le plan de l'âme): le potelet risque de flamber sur toute sa hauteur.

Donc la longueur de flambement  $l_{ky} = 8.66 \text{ m}$ . Autour de l'axe faible z'z (dans le plan perpendiculaire de l'âme), le poteau est empêché de flamber sur toute sa hauteur par les lisses de bardage.

Donc la longueur de flambement  $I_{ky} = 1 \text{ m}$

Pour le HEA 200, les rayons de giration sont:

$$\begin{cases} iy = 8.28 \text{ cm} \\ iz = 4.98 \text{ cm} \end{cases}$$

❖ Calcul des élancements :

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{iy} = \frac{910}{8.28} = 104.59$$

$$\lambda_z = \frac{l_{kz}}{iz} = \frac{100}{4.98} = 20.08$$

❖ Calcul de l'élancement critique :

$$\text{Acier S235: } \varepsilon = \left[ \frac{235}{f_y} \right]^{0.5} = 1$$

$$\text{Donc: } \lambda_{cr} = 93.9 \varepsilon = 93.9 \times 1 = 93.9$$

❖ Calcul des élancements réduits :

$$\lambda_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_w} = \frac{104.59}{93.9} \times \sqrt{1} = 1.12 > 0.2 \dots \text{ il ya un risque de flambement}$$

$$\lambda_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_w} = \frac{20.08}{93.9} \times \sqrt{1} = 0.22 > 0.2 \dots \text{ il ya un risque de flambement}$$

$$\sqrt{\beta_w} = 1 \rightarrow \text{HEA 200 est de classe 1}$$

❖ Calcul du coefficient de réduction :

$$\chi_{min} = \min(\chi_y, \chi_z)$$

Choix de la courbe de flambement d'après le tableau 5.5.3 Eurocode 3:

$$\text{Pour un HEA 200} \begin{cases} h = 190 \\ b = 200 \\ t_f = 10 \end{cases}$$

### CHAPITRE III : PRE DIMENSIONNEMENTS DES ELEMENTS SECONDAIRES

Donc :  $\frac{h}{b} = 0.95 > 1.2$ . Et  $tf = 10 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$

**Tableau 20 :** Coefficients de flambement correspondant à la section

Axe de flambement	Courbe de flambement	Facteur de d'imperfection $\alpha$
y-y'	C	$\alpha_y = 0.49$
z-z'	B	$\alpha_z = 0.34$

❖ Calcul de facteur de réduction :

Suivant y-y :

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi y + [\varphi y^2 - \lambda y^2]^{0.5}}$$

Avec:  $\chi y \leq 1$

$$\varphi_y = 0.5 [1 + \alpha y (\bar{\lambda} y - 0.2) + \bar{\lambda} y^2] = 0.5 [1 + 0.49 (1.12 - 0.2) + 1.12^2] = 1.35$$

$$\chi_y = 0.47$$

Suivant z-z :

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi z + [\varphi z^2 - \lambda z^2]^{0.5}}$$

Avec:  $\chi z \leq 1$

$$\varphi_z = 0.5 [1 + \alpha z (\bar{\lambda} z - 0.2) + \bar{\lambda} z^2] = 0.5 [1 + 0.34 (0.22 - 0.2) + 0.22^2] = 0.53$$

$$\chi_z = 0.98$$

$$\chi_{min} = \min (0.47; 0.98)$$

Donc :  $\chi_{min} = 0.47$

❖ Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis du déversement  $\overline{\lambda}_{LT}$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \left( \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0.5}; \beta_A = 1 \text{ (section 1, 2 et 3)} \text{ et } \lambda_1 = 93.9.$$

$\overline{\lambda}_{LT}$ : Elancement de l'élément vis-à-vis du déversement pour les profilés laminés I et H.

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{I_z}{i_z}}{(C1)^{0.5} \times \left[ 1 + \frac{1}{20} \times \left( \frac{I_z}{h} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

### CHAPITRE III : PRE DIMENSIONNEMENTS DES ELEMENTS SECONDAIRES

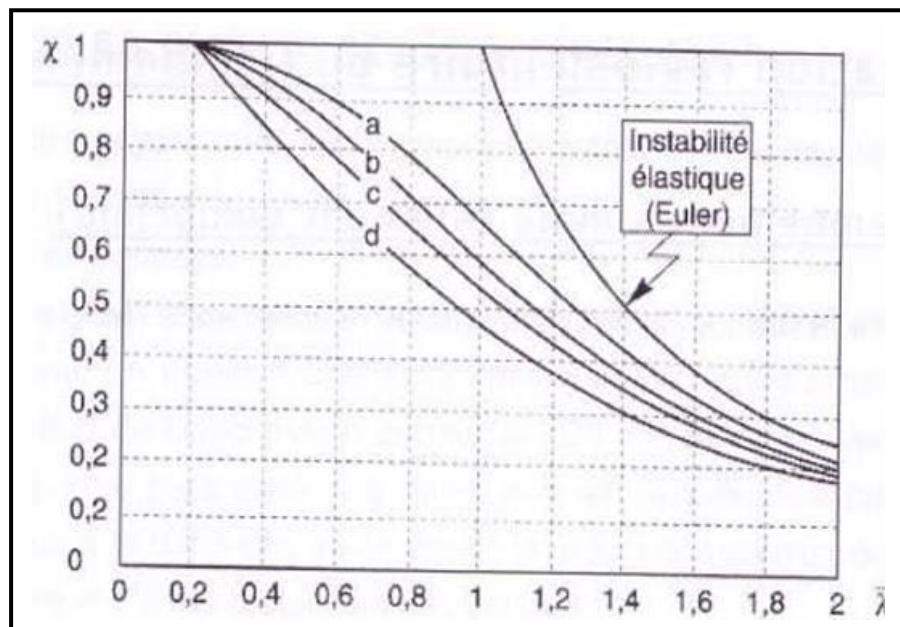
C1: Facteur sans dimension qui dépend du le nature diagramme des moments = 1.132.

$$\text{Tel que: } iz : (\text{rayon de giration}) = \sqrt{\frac{Iz}{A}} = \sqrt{\frac{1335.6}{4.98}} = 16.37 \text{ cm}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{1336}{4.98}}{(1.132)^{0.5} \times \left[ 1 + \frac{1}{20} \times \left( \frac{\frac{1336}{4.98}}{\frac{200}{10}} \right)^2 \right]^{0.25}} = 79.75$$

$$\overline{\lambda_{LT}} = \frac{79.75}{93.9} [1]^{0.5} = 0.84 > 0.4 \rightarrow \text{il y'a risque de déversement}$$

Courbe b  $\rightarrow \alpha = 0.34$



**Figure 22:** Les courbes du déversement.

$$\chi_{LT} = 0.95 < 1 \dots \dots \dots \text{ (D'après la figur}$$

# CHAPITRE IV :

## Pré dimensionnement des éléments structuraux

### **IV.1 Introduction :**

Le dimensionnement des éléments structuraux d'une charpente métallique constitue une étape cruciale dans la conception d'un bâtiment. Il vise à assurer que ces éléments possèdent une résistance adéquate pour supporter les charges auxquelles ils seront soumis tout au long de la durée de vie de la construction.

La conception prend en compte plusieurs facteurs, tels que les charges de gravité (le poids propre de la structure, les équipements, les finitions), ainsi que les charges de vent et celles liées à l'utilisation du bâtiment. Les éléments structuraux doivent être dimensionnés pour résister à ces charges sans subir de déformations excessives ni de ruptures, afin d'éviter tout dommage ou effondrement de la construction.

### **IV.2 CALCUL DES TRAVERSES :**

Les traverses constituent les poutres principales d'une toiture à deux versants. Elles sont généralement fabriquées à partir de profils métalliques de type IPE ou HEA.

Les traverses de la toiture ont pour fonction de supporter les éléments de couverture et de reprendre les charges permanentes ainsi que les surcharges appliquées sur celles-ci.

#### **IV.2.1 Pré dimensionnement des traverses :**

##### **a) Charge permanentes G :**

- ✓ Couvertures panneaux (sandwichs) ..... 15 kg/m<sup>2</sup>
- ✓ Accessoire de pose ..... 5 kg/m<sup>2</sup>
- ✓ Les pannes IPE 140 ..... 12.9 kg/ml
- ✓ La porté de la traverse ..... 12.05 m
- ✓ Espacement entre pannes :  $e = 1.42 \text{ m}$
- ✓ Nombre des panne  $nb = 11$
- ✓ La porté de panne  $lp = 6.025 \text{ m}$

$$G = (P_{couverture} + P_{acc}) \times e + (P_{panne} \times nb \times lp)$$

$$G = (15 + 5) \times 1.42 + (12.9 \times 11 \times 6.025)$$

$$G = 8.62 \text{ KN/m}$$

##### **b) Surcharge climatique du vent (perpendiculaire au vent) :**

La zone la plus chargée est G dont Cpi = 0.09

$$W = -qj = 1.184 \times 12.05 = 14.27 \text{ KN/m}$$

La porté de la solive = 12.05m

**c) Surcharge sable (par projection horizontale) :**

$$S = 0.00015 \times (12.05) \times 6 = 0.0108 \text{ KN/m}$$

**d) Combinaisons des charges les plus défavorables :**

➤ Les charges et surcharges appliquée :

$$G = 8.62 \text{ KN/m}$$

$$W = -14.27 \text{ KN/m}$$

$$S = 1.47 \times 10^{-4} \text{ KN/m}$$

$$Q = 0.44 \text{ KN/m}$$

➤ La combinaison la plus défavorable :

$$1.35G + 1.5(W + S) = 1.35 \times 8.62 + 1.5 \times (14.27 + (1.47 \times 10^{-4})) = 33.057 \text{ KN/m}$$

**e) Vérification de condition de flèche :**

$$Fadm = \frac{l}{250} = \frac{1205}{250} = 4.82 \text{ cm}$$

$$F_z = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times EI_y}$$

$$I_y = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times Fadm} = \frac{5 \times 33.07 \times 10^{-2} \times 1205^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 4.82} = 8969.22 \text{ cm}^4$$

On prend IPE 360 ( $I_y = 16265 \text{ cm}^4$ ).

⊕ Vérification de résistance :

$$qu = 33.057 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{qu \times l^2}{12} = \frac{33.057 \times 12.05^2}{12} = 399.99 \text{ KN.m} \approx 400 \text{ KN.m}$$

$$Mrd = \frac{Wply \times Fy}{\gamma_{m0}} = \frac{903.6 \times 23.5}{1} = 21234.6 > 400 \text{ KN.m}$$

**(La résistance est vérifiée)**

⊕ Vérification de cisaillement :

$$V_{sd}max = \frac{qu \times l}{2} = \frac{33.057 \times 12.05}{2} = 199.17 \text{ KN}$$

$$Vrd = \frac{Avz \times Fy}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{62.794 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1} = 851.97 \text{ KN}$$

$$V_{sd}max = 199.17 \text{ KN} < 0.5 \times 851.97 = 425.99 \text{ KN}$$

**(Le Cisaillement est vérifiée.)**

Le profile **IPE 360** est adéquat pour les traverses.

## **IV.3 CALCUL DES POTEAUX :**

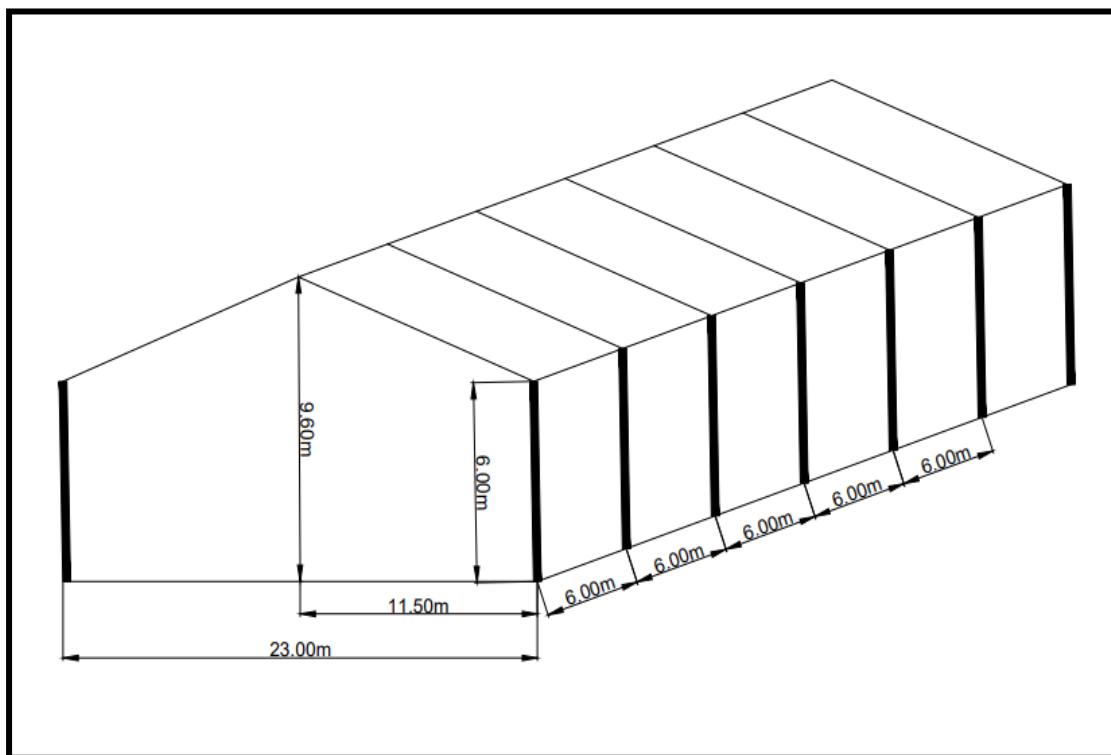
### **III.3.1 Définition**

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux des ossatures des bâtiments, qui transmettent les efforts extérieurs issus des charges permanentes, de la neige et des surcharges d'exploitation aux fondations. Ils sont principalement sollicités en compression, avec une possible flexion en fonction du système statique utilisé.

Les profilés laminés en forme de I ou de H sont couramment employés comme poteaux dans les charpentes métalliques. Ils offrent une excellente compatibilité pour l'assemblage des poutres dans les deux directions perpendiculaires, ce qui facilite grandement les opérations de montage. Ils sont soumis à la compression et éventuellement à la flexion selon le système statique adopté.

- ✓ Un effort de compression dû aux Charges transférées des traverses et du toiture (vent, sable...).
- ✓ Un effort de flexion dû aux posée horizontalement du vent.

### **III.3.2 Evaluation des charges et surcharge :**



**Figure 23:** Dimension du portique

## CHAPITRE IV : PRE DIMENSIONNEMENTS DES ELEMENT STRUCTURAUX

### a) Charge permanente :

Surface d'influence :  $S = 12.05 \times 6 = 72.3 \text{ m}^2$

- Couvertures (panneaux sandwichs) .....  $0.15 \times 72.3 = 10.85 \text{ KN}$
- Accessoire de pose .....  $0.05 \times 72.3 = 3.62 \text{ KN}$
- Les pannes IPE 140 .....  $0.129 \times 6 \times 10 = 7.74 \text{ KN}$
- La solives IPE 200 .....  $0.224 \times 6 = 1.344 \text{ KN}$
- Travers IPE 360 .....  $0.571 \times 12.05 = 6.88 \text{ KN}$
- Poids des lisses de bardage UPN140 .....  $0.160 \times 6 \times 3 = 2.88 \text{ KN}$

### b) Sur charge du sable :

$$S = 0.00015 \times 72.3 = 1.084 \times 10^{-2} \text{ KN}$$

La charge de sable :  $S = S \times \cos \alpha = 1.084 \times 10^{-2} \times \cos (17.38^\circ) = 10.35 \times 10^{-3} \text{ KN}$ .

### c) Sur charges d'exploitations :

charges d'entretien (Q) .....  $0.44 \times 12.05 = 5.302 \text{ KN}$

La charge d'entretien ;  $Q = Q \times \cos \alpha = 5.302 \times \cos (17.38^\circ) = 5.06 \text{ KN}$

### III.3.3 Détermination de la $N_{max}$ descente de charges :

#### a) Charges permanentes :

$$G_t = (G_{couverture} + G_{acc} + G_{panne} + G_{travers}) \times \cos 25.68 + (G_{solive} + G_{lissee})$$

$$G_t = (10.85 + 3.62 + 7.74 + 6.88) \times \cos 17.38^\circ + (1.344 + 2.88) = 31.98 \text{ KN}$$

⊕ A L'ELU :

$$N_{max} = 1.35G + 1.5(Q + S) = 1.35(31.98) + 1.5(5.06 + 10.35 \times 10^{-3})$$

$$N_{max} = 50.92 \text{ KN}$$

$$N_{max} = \frac{A \times F_y}{\gamma_{m0}}$$

$N_{max}$ : Effort normal de compression déterminé par la descente de charges.

$F_y$ : Limite d'élasticité de l'acier.

$\gamma_{m0}$ : Coefficient partiel de sécurité.

$$N_{max} = \frac{A \times F_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow A = \frac{N_{max} \times \gamma_{m0}}{F_y} = \frac{50.92 \times 1}{23.5} = 2.16 \text{ cm}^4$$

## CHAPITRE IV : PRE DIMENSIONNEMENTS DES ELEMENT STRUCTURAUX

Pour la section obtenue on surdimensionne notre section et on opte pour un **HEA 300** pour des raisons de sécurité.

### **III.3.4 Vérifications au flambement :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$N_{max} \leq \frac{\beta a \times F_y \times A \times \chi_{min}}{\gamma_{m1}}$$

✓ Calcul de l'élancement réduit  $\bar{\lambda}_t$

$$l_{ky} = 0.7 \times 9.6 = 6.72 \text{ m}$$

$$l_{kz} = 0.7 \times 9.6 = 6.72 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{6.72}{0.1182} = 56.85$$

$$\lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{6.72}{0.07} = 96$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z \times \sqrt{\beta a}}{93.9} = \frac{96 \times \sqrt{1}}{93.9} = 1.02$$

Autour de zz' → Courbe c →  $\chi_y = 0.5343$

$$N_{max} = \frac{1 \times 235 \times 11250 \times 0.5343}{1.1} = 1396.86 \text{ KN}$$

$N_{max} = 50.92 \text{ KN} < N_{max} = 1396.86 \text{ KN} \rightarrow \text{Poteau vérifié au flambement.}$

## **IV.4 ETUDE DE CONTREVENTEMENT :**

### **IV.4.1 Définition :**

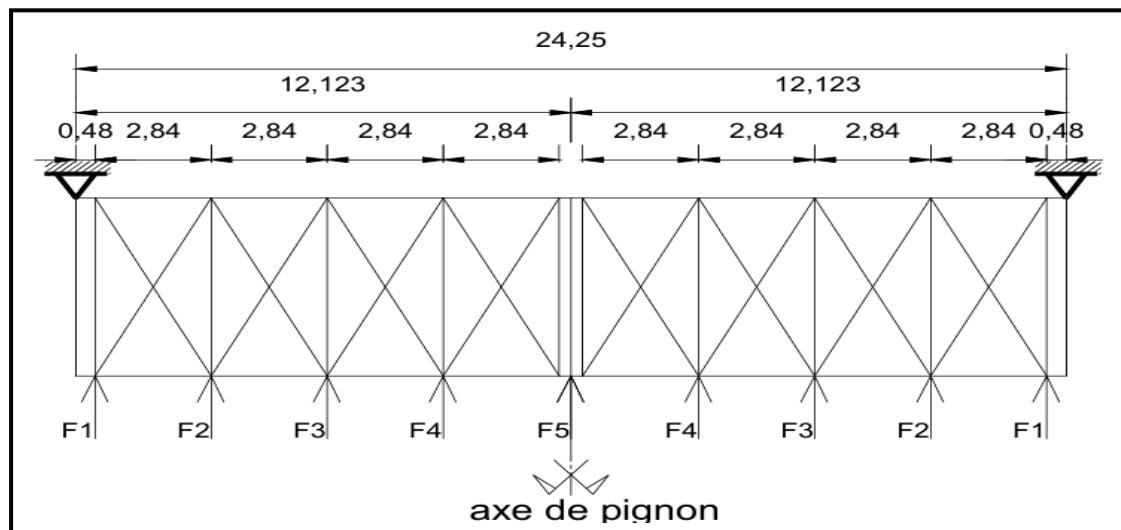
Le contreventement est un système structurel destiné à assurer la stabilité globale de l'ouvrage face aux efforts horizontaux résultant d'actions telles que le vent, les séismes, les chocs ou le freinage. Ce système permet également de stabiliser localement certaines parties de la structure, comme les poutres et les poteaux, en évitant les phénomènes d'instabilité tels que le flambement ou le basculement latéral.

Les contreventements de toiture, également appelés poutres au vent, sont généralement disposés le long des versants de la toiture. Ils sont souvent installés dans les travées périphériques de la structure. Les diagonales de ces contreventements sont généralement constituées de cornières doubles fixées sur la traverse ou la ferme. Leur rôle principal est de transmettre les efforts du vent exercés sur le pignon jusqu'aux fondations.

#### **IV.4.2 Calcul de la poutre au vent en pignon :**

Les efforts dus au vent sur la façade pignon sont transmis progressivement, du bardage aux lisses, puis aux potelets, et enfin à la traverse supérieure du portique. Cette dernière, n'étant pas rigide transversalement, nécessite une stabilisation à travers un système de contreventement dans le plan de la toiture.

La poutre au vent est modélisée comme une poutre en treillis reposant sur deux appuis, soumise aux réactions horizontales des potelets ainsi qu'aux efforts d'entraînement dus à l'action du vent



**Figure 24:** Schéma statique de la poutre au vent

##### **a) Les efforts appliqués sur la poutre au vent :**

$$F1 = (V \times \frac{h_1}{2} \times \frac{b}{8}) + \frac{Ffr}{8} = (0.764 \times \frac{6}{2} \times \frac{24.25}{8}) + \frac{54.88}{8} = 13.80 \text{ KN}$$

$$F2 = (V \times \frac{h_2}{2} \times \frac{b}{8}) + \frac{Ffr}{8} = (0.764 \times \frac{7.01}{2} \times \frac{24.25}{8}) + \frac{54.88}{8} = 14.97 \text{ KN}$$

$$F3 = (V \times \frac{h_3}{2} \times \frac{b}{8}) + \frac{Ffr}{8} = (0.764 \times \frac{7.86}{2} \times \frac{24.25}{8}) + \frac{54.88}{8} = 15.96 \text{ KN}$$

$$F4 = (V \times \frac{h_4}{2} \times \frac{b}{8}) + \frac{Ffr}{8} = (0.764 \times \frac{8.71}{2} \times \frac{24.25}{8}) + \frac{54.88}{8} = 16.94 \text{ KN}$$

$$F5 = (V \times \frac{h_5}{2} \times \frac{b}{8}) + \frac{Ffr}{8} = (0.764 \times \frac{9.56}{2} \times \frac{24.25}{8}) + \frac{54.88}{8} = 17.93 \text{ KN}$$

##### **b) Effort de traction dans les diagonales :**

On ne fait travailler que les diagonales tendues et on considère que les diagonales comprimées ne reprennent aucun effort, car du fait de leur grand élancement, elles tendent à flamber sous de faibles efforts. Suivant le sens du vent (paroi D ou paroi E), c'est l'une ou l'autre des diagonales qui est tendue.

## CHAPITRE IV : PRE DIMENSIONNEMENTS DES ELEMENT STRUCTURAUX

Le contreventement de versant est une poutre à treillis supposée horizontale.

## Par la méthode des coupures

On établit que l'effort  $F_d$  dans les diagonales d'extrémité (les plus sollicitées) est donné comme suit:  $F_d \cos \alpha + F1 = R$

Avec :

$$R = \frac{\sum F_i}{2} = \frac{2(F1 + F2 + F3 + F4) + F5}{2} = \frac{2(13.80 + 14.97 + 15.96 + 16.94) + 17.93}{2}$$

$$R = 70.63KN$$

$$\tan \alpha = \left( \frac{2.84}{6} \right) \Rightarrow \alpha = \arctg (0.47333) = 25.33^\circ$$

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow -RB + F1 + Fd \cos \alpha \Rightarrow Fd = \frac{RB - F1}{\cos \alpha}$$

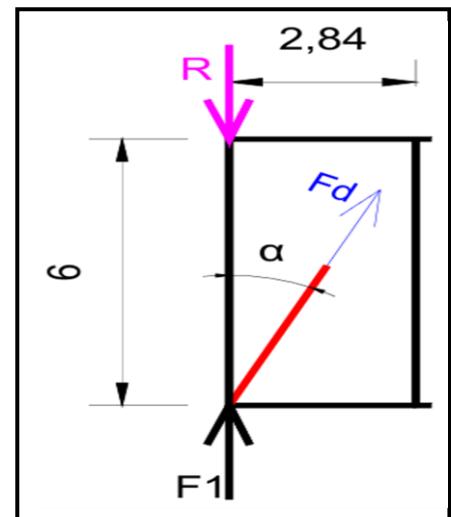
$$Fd = \frac{70.63 - 13.45}{\cos 25.33} = 63.26 \text{ KN}$$

$$Nsd = Fd \Rightarrow Nsd = 63.26 \text{ KN}$$

### c) Section de la diagonale :

$$Nsd \leq Npl,rd = \frac{A \times Fy}{\gamma_m \phi}$$

$$A \geq \frac{Nsd \times \gamma_{m0}}{Fy} = \frac{63.26 \times 1}{23.5} = 2.70 \text{cm}^2$$



**Figure 25 :** L'effort  $F_d$  dans la diagonale d'extrémité.

Soit une cornière isolée de 2L (80x80x8) ; ( $A = 24.34 \text{ cm}^2$ ). avec 03 boulon Ø14 et 03 trous de Ø16. **pour des ajustements adaptatifs pour le projet.**

**d) Vérification à la résistance ultime de la section :**

$$Nsd < Nu,rd$$

$$Npl,rd = \frac{0.9 \times A_{nette} \times fu}{\gamma_{m2}} =$$

Section nette :  $Anette = Abrut - 2(dtrou \times tw)$

$$Anette = 12.27 - 2(1.6 \times 0.8)$$

Anette = 9.71 cm<sup>2</sup>

$$N_{pl,rd} = \frac{0.9 \times 9.71 \times 36}{1.26} = 249.68\text{KN}$$

## IV.5 ETUDE DE LA PALEE DE STABILITE :

### IV.5.1 Calcul de la palée :

Les palées de stabilité sont utilisées pour résister aux efforts du vent agissant sur la façade pignon du bâtiment. Ces efforts sont transmis par le système de contreventement en toiture (poutre au vent). Seules les diagonales travaillant en traction sont sollicitées, comme c'est le cas dans le fonctionnement de la poutre au vent.

#### IV.5.1.1 Par la méthode des coupures :

##### a) Effort de traction dans la diagonale tendue :

$$N \cos \alpha = R - F1$$

$$R = 63.29 \times \cos 17.38 + 13.45 = 73.83 \text{ KN}$$

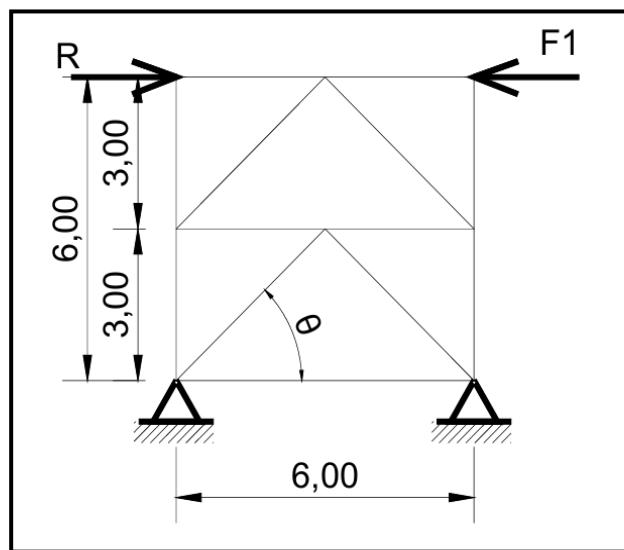


Figure 26 : Schéma statique de Palée de stabilité.

$$\tan \theta = \frac{\frac{6}{2}}{\frac{6}{2}} = 1 \Rightarrow \theta = 45^\circ$$

$$N = \frac{R - F1}{\cos \theta} = \frac{73.83 - 13.45}{\cos 45} = 85.39 \text{ KN}$$

##### b) Section de la diagonale :

###### ❖ Calcul de la section brute A :

$$Nsd = 1.5N = 1.5 (85.39) = 128.08 \text{ KN}$$

$$Nsd \leq Nplrd = \frac{A \times f}{\gamma m_0}$$

## **CHAPITRE IV : PRE DIMENSIONNEMENTS DES ELEMENT STRUCTURAUX**

$$A \geq \frac{Nsd \times \gamma m0}{Fy} = \frac{128.08 \times 1}{23.5} = 5.45 \text{ cm}^2$$

On adopte 2 UPN 120/ 8 de section ( $A=40.8\text{cm}^2$ ) avec 06 BO 6.8 Ø14 et 06 trous Ø16 pour des ajustements adaptatifs pour le projet.

#### ❖ Vérification à la résistance ultime de la section:

$$Nsd \leq Npl,rd = \frac{0.9 \times A_{nette} \times fu}{\gamma_{m2}}$$

$$Anette = 40.8 - 2(1.6 \times 0.8) = 38.24 \text{ cm}^2$$

$$N_{pl,rd} = \frac{0.9 \times A_{nette} \times Fu}{\gamma_{m2}} = \frac{0.9 \times 38.24 \times 36}{1.26} = 983.31\text{KN}$$

$Nsd = 128.08KN \leq Npl, rd = 983.31KN$  .... condition vérifiée

# **CHAPITRE V :**

# **CALCUL DES**

# **ASSEMBLAGES**

## V.1. Introduction :

La conception et le dimensionnement des assemblages en construction métallique revêtent une importance cruciale, équivalente à celle du calcul des éléments porteurs, car ils constituent un facteur déterminant pour la sécurité finale de l'ouvrage. Étant donné que les structures métalliques présentent généralement une faible redondance, les assemblages deviennent des points névralgiques pour le transfert des efforts entre les différents composants de la structure. Ainsi, toute défaillance au niveau d'un assemblage peut compromettre l'intégrité et le fonctionnement global de l'ensemble de la structure.

- ⊕ Les assemblages sont des ensembles constitués de plusieurs composants.
- ⊕ Les abouts des éléments structurels liaisonnés.
- ⊕ Les pièces accessoires de liaison.
- ⊕ Les organes de fixation proprement dits assurant la solidarisation effective entre les Composants en présence.

## V.2 Modalisation :

Après avoir créé un modèle du projet dans le programme robot, nous avons examiné les assemblages entre les différentes pièces.

### V.2.1 Assemblage du Faitage (Traverse-Traverse) :

L'assemblage traverse – traverse - Comme montre le schéma ci-après, la liaison traverse traverse est assurée par un assemblage boulonné reliant les deux platines soudées sur l'extrémité de la traverse. L'assemblage est sollicité par un moment fléchissant, effort tranchant.

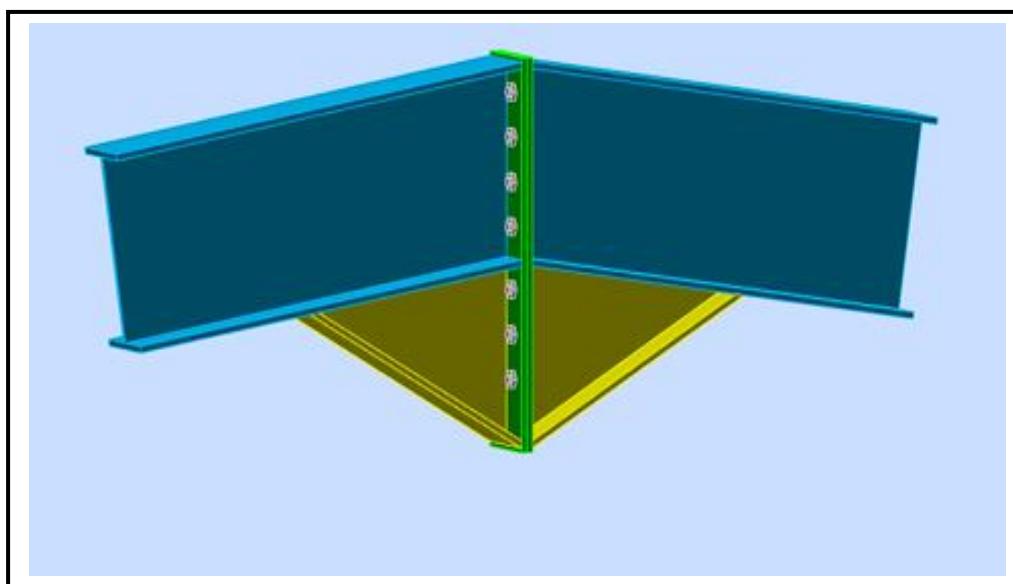


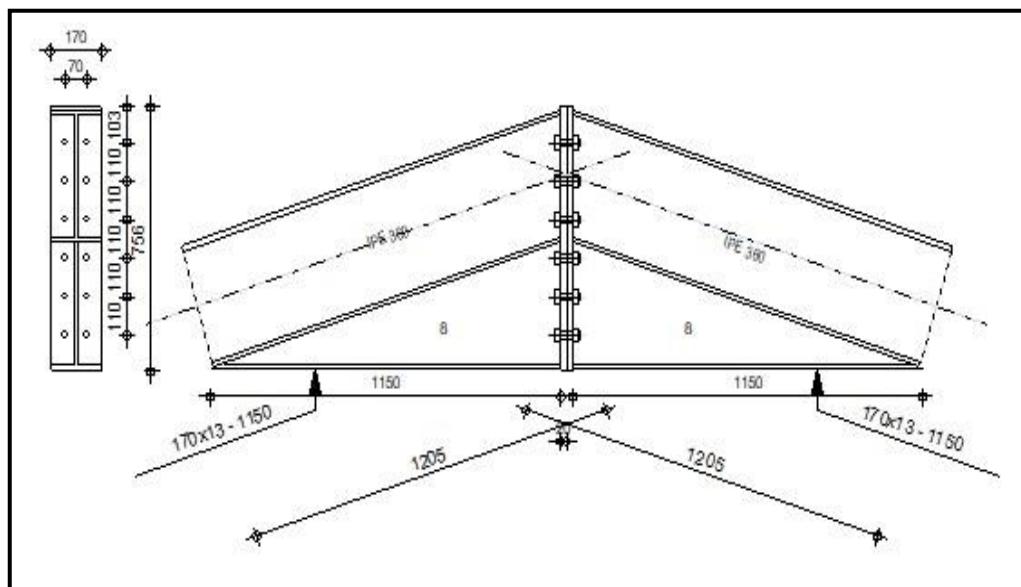
Figure 27 : Représentation de l'assemblage traverse-traverse.

Cet assemblage constitué de **02** colonnes des boulons chaque colonne a **06** boulons **HR 10.9** de diamètre de **20 mm**.

 **Les composants de l'assemblage:**

- Traverse IPE360
- Jarret IPE360
- Platine 756x170x20

 **Disposition des boulons :**



**Figure 28 :** Disposition des boulons de l'assemblage traverse-traverse.

 **La note de calcul :**



## GENERAL

Assemblage N°: 1

Nom de l'assemblage: Poutre - poutre

Noeud de la structure: 991

Barres de la structure: 931, 932

## GEOMETRIE

## GAUCHE

## POUTRE

Profilé: IPE 360

Barre N°: 931

$a = -162,6$  [Deg] Angle d'inclinaison

$h_{bl} = 360$  [mm] Hauteur de la section de la poutre

$b_{tbl} = 170$  [mm] Largeur de la section de la poutre

$t_{tbl} = 8$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

$t_{tbl} = 13$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

$r_{bl} = 18$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$A_{bl} = 72,73$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre

$I_{xbl} = 16265,60$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre

Matériaux: ACIER

$s_{eb} = 235000,00$  [kPa] Résistance

## DROITE

## POUTRE

Profilé: IPE 360

Barre N°: 932

$a = -17,4$  [Deg] Angle d'inclinaison

$h_{br} = 360$  [mm] Hauteur de la section de la poutre

$b_{tbl} = 170$  [mm] Largeur de la section de la poutre

$t_{tbl} = 8$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

$t_{tbl} = 13$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

$r_{br} = 18$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$A_{br} = 72,73$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre

$I_{xbr} = 16265,60$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre

$a = -17,4$  [Deg] Angle d'inclinaison

Matériaux: ACIER

$s_{eb} = 235000,00$  [kPa] Résistance

## BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

$d = 20$  [mm] Diamètre du boulon

Classe = HR 10.9 Classe du boulon

$F_b = 176,40$  [kN] Résistance du boulon à la rupture

$n_h = 2$  Nombre de colonnes des boulons

$n_v = 6$  Nombre de rangées des boulons

$h_1 = 103$  [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

Ecartement  $e_i = 70$  [mm]

Entraxe  $p_i = 110;110;110;110;110$  [mm]

## PLATINE

$h_{pr} = 756$  [mm] Hauteur de la platine

$b_{pr} = 170$  [mm] Largeur de la platine

$t_{pr} = 20$  [mm] Epaisseur de la platine

Matériaux: ACIER E24

$s_{spr} = 235000,00$  [kPa] Résistance

## JARRET INFÉRIEUR

$w_{rd} = 170$  [mm] Largeur de la platine

$t_{frd} = 13$  [mm] Epaisseur de l'aile

$h_{rd} = 360$  [mm] Hauteur de la platine

$t_{wrd} = 8$  [mm] Epaisseur de l'âme

$l_{rd} = 1205$  [mm] Longueur de la platine

$a_d = 0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison

Matériaux: ACIER E24

 $s_{ebu} = 235000,00 \text{ [kPa]}$  Résistance

## SOUDURES D'ANGLE

 $a_w = 6 \text{ [mm]}$  Soudure âme $a_f = 9 \text{ [mm]}$  Soudure semelle $a_{fd} = 5 \text{ [mm]}$  Soudure horizontale

## EFFORTS

Cas: Calculs manuels

 $M_y = -101,49 \text{ [kN*m]}$  Moment fléchissant $F_z = 0,00 \text{ [kN]}$  Effort tranchant $F_x = 17,27 \text{ [kN]}$  Effort axial

## RESULTATS

## DISTANCES DE CALCUL

Boulon N°	Type	a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	a <sub>3</sub>	a <sub>4</sub>	a <sub>5</sub>	a <sub>6</sub>	a' <sub>1</sub>	a' <sub>2</sub>	a' <sub>3</sub>	a' <sub>4</sub>	a' <sub>5</sub>	a' <sub>6</sub>	s	s <sub>1</sub>	s <sub>2</sub>
1	Intérieurs	23	31			69	81									
2	Centraux	23	31													110
3	Centraux	23	31													110
4	Centraux	23	31													110
5	Centraux	23	31													110
6	Centraux	23	31													110

 $x = 61 \text{ [mm]}$  Zone comprimée $x = e_s * \ddot{O}(b/e_a)$ 

## EFFORTS PAR BOULON - METHODE PLASTIQUE

Boulon N°	d <sub>i</sub>	F <sub>t</sub>	F <sub>a</sub>	F <sub>s</sub>	F <sub>p</sub>	F <sub>b</sub>	F <sub>i</sub>	p <sub>i</sub> [%]
1	636	147,71	0,00	367,35	147,71	176,40	-> 147,71	100,00

Boulon N°	d <sub>i</sub>	F <sub>t</sub>	F <sub>a</sub>	F <sub>s</sub>	F <sub>p</sub>	F <sub>b</sub>	F <sub>i</sub>	p <sub>i</sub> [%]
2	526	80,56	103,40	156,67	80,56	176,40	-> 80,56	100,00
3	416	80,56	103,40	156,67	80,56	176,40	-> 80,56	100,00
4	306	80,56	103,40	156,67	80,56	176,40	-> 80,56	22,24
5	196	80,56	103,40	156,67	80,56	176,40	-> 80,56	0,00
6	86	80,56	103,40	156,67	80,56	176,40	-> 80,56	0,00

d<sub>i</sub> – position du boulon

F<sub>t</sub> – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant

F<sub>a</sub> – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant

F<sub>s</sub> – effort transféré par la soudure

F<sub>p</sub> – effort transféré par l'aile du porteur

F<sub>b</sub> – effort transféré par le boulon

F<sub>i</sub> – effort sollicitant réel

## VERIFICATION DE LA RESISTANCE

$$F_{\text{tot}} = 653,51 \text{ [kN]} \quad \text{Effort total dans la semelle comprimée}$$

$$F_{\text{tot}} = 2 * \sum [F_i * (p_i / 100)]$$

$$M_{\text{tot}} = 350,94 \text{ [kN*m]} \quad \text{Moment Résultant Total}$$

$$M_{\text{tot}} = 2 * \sum [F_i * d_i * (p_i / 100)] \quad [9.2.2.2]$$

Moment [9.2.2.2.1]

$M_y \leq M_{\text{tot}}$	$101,49 < 350,94$	<b>vérifié</b>	(0,29)
---------------------------	-------------------	----------------	--------

Effort axial [9.1]

$F_{\text{min}} = 317,52 \text{ [kN]}$	$F_{\text{min}} = \min(0.15 * A * s_e, 0.15 * n * P_v)$		
--	---	--	--

$ F_x  \leq F_{\text{min}}$	$ 17,27  < 317,52$	<b>vérifié</b>	(0,05)
-----------------------------	--------------------	----------------	--------

La méthode de calcul est applicable

## VERIFICATION DE LA POUTRE

$$F_{\text{res}} = 188,99 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de compression}$$

$$F_{\text{res}} = F_{\text{tot}} * M / M_{\text{tot}}$$

Compression réduite de la semelle [9.2.2.2.2]

$N_c \text{ adm} = 653,51 \text{ [kN]}$  Résistance de la section de la poutre

$$N_{cadm} = A_{bc} * s_e + N * A_{bc} / A_b$$

$$F_{res} \leq N_c \text{ adm}$$

$$188,99 < 653,51$$

vérifié

$$(0,29)$$

### DISTANCES DE CALCUL

Boulon N°	Type	a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	a <sub>3</sub>	a <sub>4</sub>	a <sub>5</sub>	a <sub>6</sub>	a' <sub>1</sub>	a' <sub>2</sub>	a' <sub>3</sub>	a' <sub>4</sub>	a' <sub>5</sub>	a' <sub>6</sub>	s	s <sub>1</sub>	s <sub>2</sub>	
1	Intérieurs	23	31			69	81										
2	Centraux	23	31													110	
3	Centraux	23	31													110	
4	Centraux	23	31													110	
5	Centraux	23	31													110	
6	Centraux	23	31													110	

$$x = 61 \text{ [mm]} \text{ Zone comprimée}$$

$$x = e_s * \ddot{\sigma} (b/e_a)$$

### EFFORTS PAR BOULON - METHODE PLASTIQUE

Boulon N°	d <sub>i</sub>	F <sub>t</sub>	F <sub>a</sub>	F <sub>s</sub>	F <sub>p</sub>	F <sub>b</sub>	F <sub>i</sub>	p <sub>i</sub> [%]
1	636	147,71	0,00	367,35	147,71	176,40	-> 147,71	100,00
2	526	80,56	103,40	156,67	80,56	176,40	-> 80,56	100,00
3	416	80,56	103,40	156,67	80,56	176,40	-> 80,56	100,00
4	306	80,56	103,40	156,67	80,56	176,40	-> 80,56	22,24
5	196	80,56	103,40	156,67	80,56	176,40	-> 80,56	0,00
6	86	80,56	103,40	156,67	80,56	176,40	-> 80,56	0,00

d<sub>i</sub> – position du boulon

F<sub>t</sub> – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant

F<sub>a</sub> – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant

F<sub>s</sub> – effort transféré par la soudure

F<sub>p</sub> – effort transféré par l'aile du porteur

F<sub>b</sub> – effort transféré par le boulon

F<sub>i</sub> – effort sollicitant réel

## VERIFICATION DE LA RESISTANCE

$F_{\text{tot}} = 653,51 \text{ [kN]}$  Effort total dans la semelle comprimée

$$F_{\text{tot}} = 2 * \sum [F_i * (p_i / 100)]$$

$M_{\text{tot}} = 350,94 \text{ [kN*m]}$  Moment Résultant Total

$$M_{\text{tot}} = 2 * \sum [F_i * d_i * (p_i / 100)]$$

[9.2.2.2]

Moment [9.2.2.2.1]

$M_y \leq M_{\text{tot}}$	$101,49 < 350,94$	vérifié	(0,29)
---------------------------	-------------------	---------	--------

Effort axial			[9.1]
--------------	--	--	-------

$F_{\text{min}} = 317,52 \text{ [kN]}$	$F_{\text{min}} = \min(0.15 * A * s_e, 0.15 * n * P_v)$		
--	---	--	--

$ F_x  \leq F_{\text{min}}$	$ 17,27  < 317,52$	vérifié	(0,05)
-----------------------------	--------------------	---------	--------

La méthode de calcul est applicable

## VERIFICATION DE LA POUTRE

$F_{\text{res}} = 188,99 \text{ [kN]}$  Effort de compression

$$F_{\text{res}} = F_{\text{tot}} * M / M_{\text{tot}}$$

Compression réduite de la semelle			[9.2.2.2.2]
-----------------------------------	--	--	-------------

$N_{c \text{ adm}} = 653,51 \text{ [kN]}$ Résistance de la section de la poutre	$N_{cadm} = A_{bc} * s_e + N * A_{bc} / A_b$		
---	--	--	--

$F_{\text{res}} \leq N_{c \text{ adm}}$	$188,99 < 653,51$	vérifié	(0,29)
---	-------------------	---------	--------

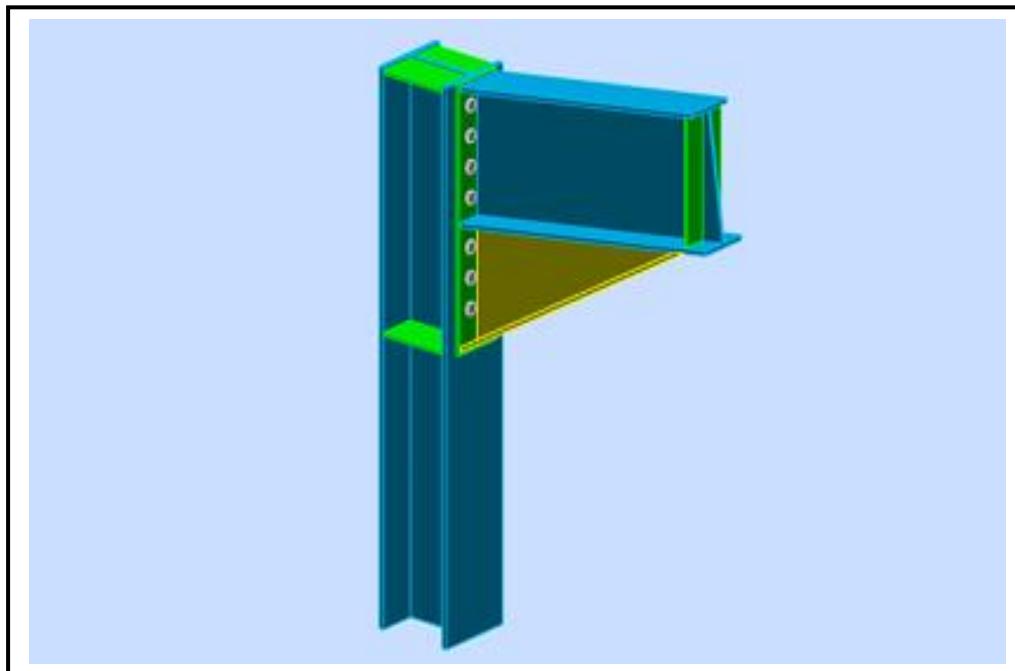
## REMARQUES

Pince du boulon à l'âme du profil trop faible. 31 [mm] < 33 [mm]

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme** Ratio 0,29

### V.2.2 Assemblage de rive (Poteau-Traverse) :

L'assemblage poteau – traverse - Comme montre le schéma ci-après, la liaison poteau traverse est assurée par un assemblage boulonné reliant la platine soudée sur l'extrémité de la traverse à la semelle du poteau. L'assemblage est sollicité par un moment fléchissant, effort tranchant et un effort normal.



**Figure 29 :** Représentation de l'assemblage traverse-Poteau.

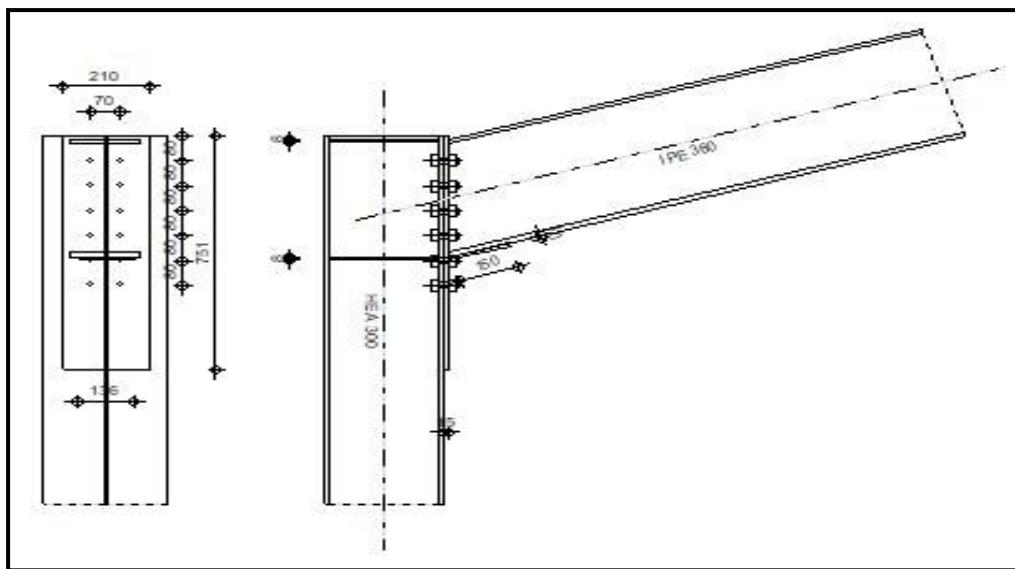
Cet assemblage constitué de **02** colonnes des boulons chaque colonne a **06** boulons **HR 10.9** de diamètre de **18 mm**, La platine a une épaisseur de **15 mm**.

#### ⊕ Les composants de l'assemblage:

- Traverse IPE360
- Poteau HEB300
- Platine 751x210x15

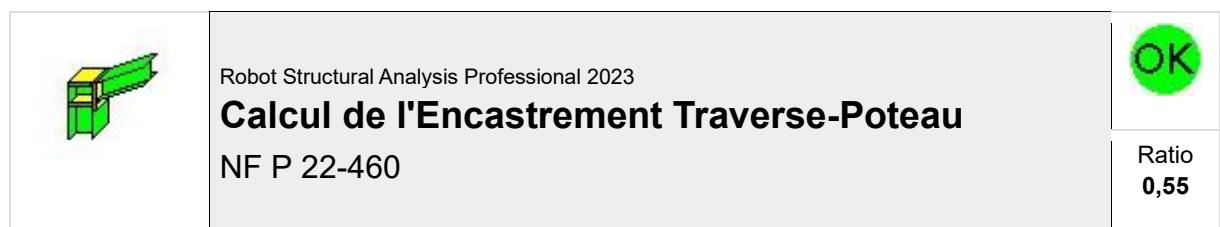
Les raidisseurs utilisés sont des raidisseurs de 262mm x146mm x8 mm

⊕ **Disposition des boulons :**



**Figure 30 :** Disposition des boulons de l'assemblage poteau traverse.

⊕ **La note de calcul :**



## Général

Assemblage N°: 19

Nom de l'assemblage : Angle de portique

Noeud de la structure : 722

Barres de la structure : 627, 629

## Géométrie

### Poteau

Profilé : HEA 300

Barre N° : 627

$a = -90,0$  [Deg] Angle d'inclinaison

$h_c = 290$  [mm] Hauteur de la section du poteau

Profilé : HEA 300

$b_{fc} = 300$  [mm] Largeur de la section du poteau  
 $t_{wc} = 8$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau  
 $t_{fc} = 14$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau  
 $r_c = 27$  [mm] Rayon de congé de la section du poteau  
 $A_c = 112,53$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau  
 $I_{xc} = 18263,50$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER

$s_{ec} = 235000,00$  [kPa] Résistance

## Poutre

Profilé : IPE 360

Barre N°: 629

$a = 17,4$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_b = 360$  [mm] Hauteur de la section de la poutre  
 $b_f = 170$  [mm] Largeur de la section de la poutre  
 $t_{wb} = 8$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre  
 $t_{fb} = 13$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre  
 $r_b = 18$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre  
 $r_b = 18$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre  
 $A_b = 72,73$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre  
 $I_{xb} = 16265,60$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER

$s_{eb} = 235000,00$  [kPa] Résistance

## Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

$d = 18$  [mm] Diamètre du boulon

Classe = HR 10.9 Classe du boulon

$d = 18$  [mm] Diamètre du boulon

$F_b = 138,24$  [kN] Résistance du boulon à la rupture

$n_h = 2$  Nombre de colonnes des boulons

$n_v = 6$  Nombre de rangées des boulons

$h_l = 80$  [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

Ecartement  $e_i = 70$  [mm]

Entraxe  $p_i = 80;80;80;80;80$  [mm]

### Platine

$h_p = 751$  [mm] Hauteur de la platine

$b_p = 210$  [mm] Largeur de la platine

$t_p = 15$  [mm] Epaisseur de la platine

Matériaux: ACIER E24

$s_{ep} = 235000,00$  [kPa] Résistance

### Renfort horizontal inférieur

$w_{pd} = 136$  [mm] Hauteur du raidisseur

$l_{pd} = 150$  [mm] Longueur du raidisseur vertical

$t_{pd} = 10$  [mm] Epaisseur du raidisseur vertical

Matériaux: ACIER E24

$f_{ypd} = 235000,00$  [kPa] Résistance

### Raidisseur poteau

#### Supérieur

$h_{su} = 262$  [mm] Hauteur du raidisseur

$b_{su} = 146$  [mm] Largeur du raidisseur

$t_{hu} = 8$  [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériaux: ACIER E24

$Sesu = 235000,00$  [kPa] Résistance

**Inférieur**

$h_{sd} = 262$  [mm] Hauteur du raidisseur

$b_{sd} = 146$  [mm] Largeur du raidisseur

$t_{hd} = 8$  [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériaux: ACIER E24

$s_{esu} = 235000,00$  [kPa] Résistance

**Soudures d'angle**

$a_w = 6$  [mm] Soudure âme

$a_f = 9$  [mm] Soudure semelle

$a_s = 6$  [mm] Soudure du raidisseur

**Efforts**

Cas: Calculs manuels

$M_y = -85,80$  [kN\*m] Moment fléchissant

$F_z = -35,99$  [kN] Effort tranchant

$F_x = 21,56$  [kN] Effort axial

**Résultats****Distances de calcul**

Boulon Nº	Type	$a_1$	$a_2$	$a_3$	$a_4$	$a_5$	$a_6$	$a'_1$	$a'_2$	$a'_3$	$a'_4$	$a'_5$	$a'_6$	$s$	$s_1$	$s_2$
<b>1</b>	Extérieurs			70	82			4	31	74	82			70		
<b>2</b>	Extérieurs			-10	2			4	31	-6	2			70		
<b>3</b>	Intérieurs	23	31			41	54	4	31			50	59			
<b>4</b>	Centraux	23	31					4	31							80
<b>5</b>	Centraux	23	31					4	31							80
<b>6</b>	Centraux	23	31					4	31							80

$$x = 61 \text{ [mm]} \text{ Zone comprimée}$$

$$x = e_s * \bar{O}(b/e_a)$$

Efforts par boulon - méthode plastique

Boulon N°	d <sub>i</sub>	F <sub>t</sub>	F <sub>a</sub>	F <sub>s</sub>	F <sub>p</sub>	F <sub>b</sub>		F <sub>i</sub>	p <sub>i</sub> [%]
1	463	30,58	0,00	173,05	489,04	138,24	->	30,58	100,00
2	383	-11,98	0,00	173,05	411,04	138,24	->	138,24	100,00
3	303	151,08	0,00	306,83	491,89	138,24	->	138,24	26,80
4	223	55,82	75,20	113,95	310,97	138,24	->	55,82	0,00
5	143	55,82	75,20	113,95	310,97	138,24	->	55,82	0,00
6	63	55,82	75,20	113,95	310,97	138,24	->	55,82	0,00

d<sub>i</sub> – position du boulon

F<sub>t</sub> – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant

F<sub>a</sub> – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant

F<sub>s</sub> – effort transféré par la soudure

F<sub>p</sub> – effort transféré par l'aile du porteur

F<sub>b</sub> – effort transféré par le boulon

F<sub>i</sub> – effort sollicitant réel

Vérification de la résistance

$$F_{\text{tot}} = 411,74 \text{ [kN]} \text{ Effort total dans la semelle comprimée}$$

$$F_{\text{tot}} = 2 * \sum [F_i * (p_i / 100)]$$

$$M_{\text{tot}} = 156,80 \text{ [kN*m]} \text{ Moment Résultant Total}$$

$$M_{\text{tot}} = 2 * \sum [F_i * d_i * (p_i / 100)]$$

[9.2.2.2]

## Moment

[9.2.2.2.1]

$$M_y \leq M_{\text{tot}}$$

$$85,80 < 156,80$$

vérifié

(0,55)

## Effort tranchant

[8.1.2]

$$Q_{\text{adm}} = 45,03 \text{ [kN]}$$

$$Q_{\text{adm}} = 1,1 * m_v * (P_v - N_1)$$

$$Q_1 \leq Q_{\text{adm}}$$

$$3,00 < 45,03$$

vérifié

(0,07)

**Effort axial**

[9.1]

$$F_{\min} = 248,83 \text{ [kN]}$$

$$F_{\min} = \min(0.15 \cdot A \cdot s_e, 0.15 \cdot n \cdot P_v)$$

$$|F_x| \leq F_{\min}$$

$$|21,56| < 248,83$$

vérifié

(0,09)

**La méthode de calcul est applicable****Vérification de la poutre**

$$F_{\text{res}} = 225,29 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de compression}$$

$$F_{\text{res}} = F_{\text{tot}} * M/M_{\text{tot}}$$

**Compression réduite de la semelle**

[9.2.2.2.2]

$$N_{c \text{ adm}} = 655,14 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de la section de la poutre} \quad N_{c \text{ adm}} = A_{bc} * s_e + N * A_{bc} / A_b$$

$$F_{\text{res}} \leq N_{c \text{ adm}}$$

$$225,29 < 655,14$$

vérifié

(0,34)

**Vérification du poteau**

## Compression de l'âme du poteau

[9.2.2.2.2]

$$F_{\text{res}} \leq F_{\text{pot}}$$

$$225,29 < 890,79$$

vérifié

(0,25)

**Cisaillement de l'âme du poteau - (recommandation C.T.I.C.M)**

$$V_R = 411,74 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant dans l'âme} \quad V_R = 0.47 * A_v * s_e$$

$$|F_{\text{res}}| \leq V_R$$

$$|225,29| < 411,74$$

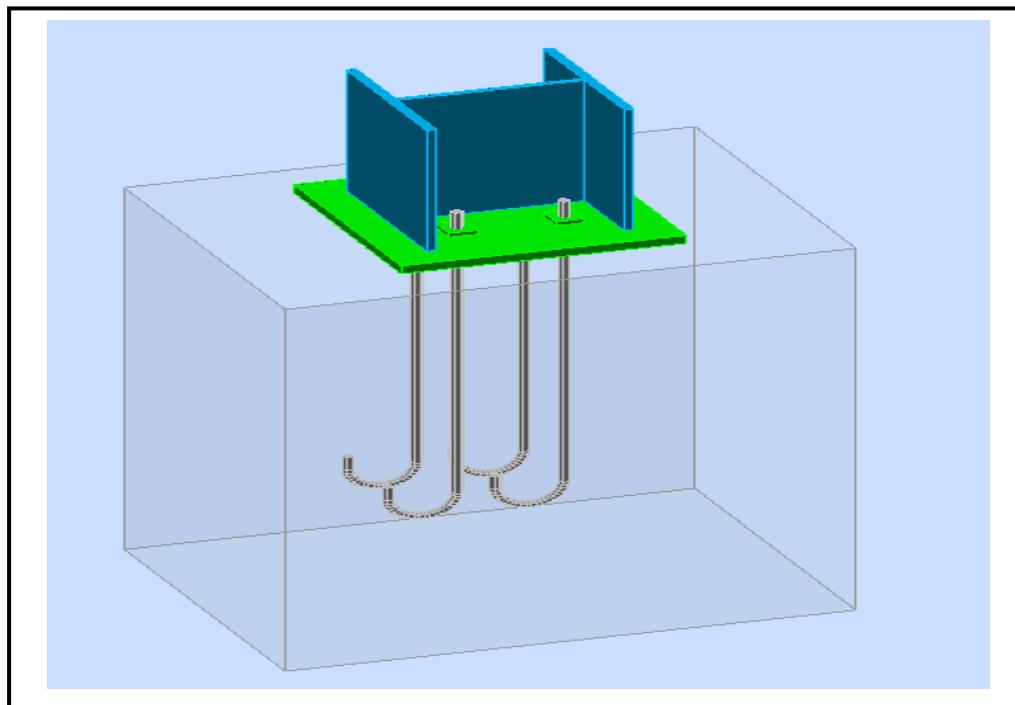
vérifié

(0,55)

**Remarques**Epaisseur de la platine trop faible ou nulle.  $15 \text{ [mm]} < 19 \text{ [mm]}$ Boulon face à la semelle ou trop proche de la semelle.  $26 \text{ [mm]} < 27 \text{ [mm]}$ **Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme**

Ratio 0,55

### V.2.3 Assemblage des pieds de poteaux encastré :

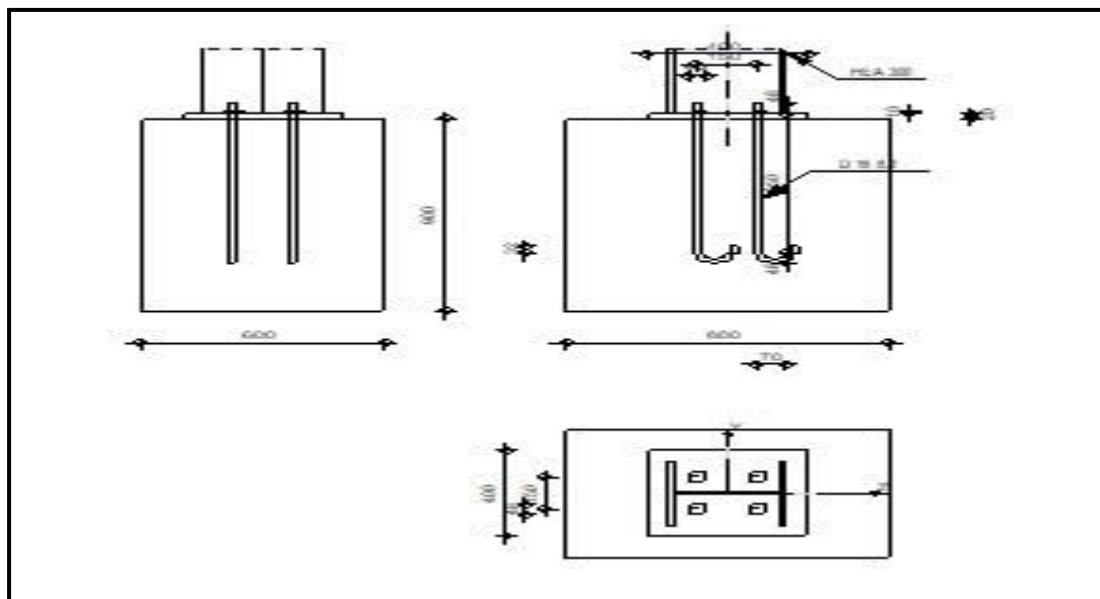


**Figure 31 :** Représentation de l'assemblage pied poteau encastré type.

Cet assemblage constitué de 04 tiges d'ancrage 8.8 de diamètre de 16 mm, avec un platine de 30mm d'épaisseur.

#### Les composants de l'assemblage:

- Poteau HEB300
- Semelle en Béton



**Figure 32 :** détails sur l'assemblage pied de poteau articulé.

 **La note de calcul :**

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014 <b>Calcul du Pied de Poteau encastré</b> 'Les pieds de poteaux encastrés' de Y.Lescouarc'h (Ed. CTICM)	 Ratio <b>0,69</b>
---	---	---

## GENERAL

Assemblage N°: 73

Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré

Noeud de la structure : 3

Barres de la structure : 2

## GEOMETRIE

### POTEAU

Profilé : HEA 300

Barre N°: 2

$a = 0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison

$h_c = 290$  [mm] Hauteur de la section du poteau

$b_{fc} = 300$  [mm] Largeur de la section du poteau

$t_{wc} = 9$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau

$t_{fc} = 14$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau

$r_c = 27$  [mm] Rayon de congé de la section du poteau

$A_c = 112,53$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau

$I_{yc} = 18263,50$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER

$s_{ec} = 235000,00$  [kPa] Résistance

### PLAQUE PRINCIPALE DU PIED DE POTEAU

$l_{pd} = 400$  [mm] Longueur

$b_{pd} = 400$  [mm] Largeur

$t_{pd} = 20$  [mm] Epaisseur

Matériaux : ACIER E24

$s_e = 235000,00$  [kPa] Résistance

### ANCORAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe de tiges d'ancrage

$d = 16$  [mm] Diamètre du boulon

$d_0 = 16$  [mm] Diamètre des trous pour les tiges d'ancrage

$n_H = 2$  Nombre de colonnes des boulons

$n_V = 2$  Nombre de rangées des boulons

Ecartement  $e_{Hi} = 150$  [mm]

Entraxe  $e_{Vi} = 150$  [mm]

### Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 48$  [mm]

$L_2 = 650$  [mm]

$L_3 = 96$  [mm]

$L_4 = 32$  [mm]

### Platine

$l_{wd} = 40$  [mm] Longueur

$b_{wd} = 48$  [mm] Largeur

$t_{wd} = 10$  [mm] Epaisseur

### SEMELLE ISOLEE

$L = 800$  [mm] Longueur de la semelle

$B = 600$  [mm] Largeur de la semelle

**BETON****SEMELLE ISOLEE**

L = 800 [mm] Longueur de la semelle

H = 900 [mm] Hauteur de la semelle

$f_{c28} = 40000,00$  [kPa] Résistance

$s_{bc} = 22666,67$  [kPa] Résistance

n = 5,53 ratio Acier/Béton

**SOUDURES**

$a_p = 10$  [mm] Plaque principale du pied de poteau

**EFFORTS**

Cas: Calculs manuels

N = -15,03 [kN] Effort axial

$Q_y = -2,88$  [kN] Effort tranchant

$Q_z = 11,11$  [kN] Effort tranchant

$M_y = -19,53$  [kN\*m] Moment fléchissant

$M_z = 0,00$  [kN\*m] Moment fléchissant

**RESULTATS****BETON****PLAN XZ**

$d_{tz} = 75$  [mm] Distance de la colonne des boulons d'ancrage de l'axe Y

**Coefficients d'équation pour la définition de la zone de pression**

A = 133 [mm]  $A = b_{pd}/3$

B = 4397,60  $[cm^2]$   $B = (M_y/N - 0,5 * l_{pd}) * b_{pd}$

C = 6108,56  $[cm^3]$   $C = 2 * n * A_t * (d_{tz} + M_y/N)$

D = -167985,48  $[cm^4]$   $D = -2 * n * A_t * (d_{tz} + 0,5 * l_{pd}) * (d_{tz} + M_y/N)$

$$z_0 = 55 \text{ [m]} \text{ Zone comprimée}$$

$$A \cdot z_0^3 + B \cdot z_0^2 + C \cdot z_0 + D = 0$$

$$p_{my} = 7335,72 \text{ [kPa]} \text{ Contrainte due à l'effort axial et au moment } M_y$$

$$p_{my} = 2 \cdot (M_y + N \cdot d_{tz}) / [b_{pd} \cdot z_0 \cdot (d_{tz} + l_{pd}/2 - z_0/3)]$$

$$F_{ty} = 65,44 \text{ [kN]} \text{ Effort de traction total dans la ligne des boulons d'ancrage}$$

$$F_{ty} = (M_y \cdot N \cdot (l_{pd}/2 - z_0/3)) / (d_{tz} + l_{pd}/2 - z_0/3)$$

## VERIFICATION DU BETON POUR LA PRESSION DIAMETRALE

$$p_m = 7335,72 \text{ [kPa]} \text{ Contrainte maxi dans le béton}$$

$$p_m = p_{my}$$

La valeur du coefficient K est calculée automatiquement

$$K = 1 + [3 - 4/3 \cdot (b_{pd}/b + l_{pd}/a)] \cdot \tilde{O}[(1 - 4/3 \cdot b_{pd}/b_b) \cdot (1 - 4/3 \cdot l_{pd}/a)] \quad [\text{B.A.E.L (A.8.4,12)}]$$

$$K = 1,28 \quad \text{Coefficient de zone de pression diamétrale}$$

$$p_m \leq K \cdot s_{bc}$$

$$7335,72 < 28967,63$$

vérifié

$$(0,25)$$

## ANCRAGE

$$N_{ty} = 32,72 \text{ [kN]} \text{ Effort de traction dû à l'effort axial et au moment } M_y$$

$$N_{ty} = F_{ty}/n$$

$$N_t = 32,72 \text{ [kN]} \text{ Force de traction max dans le boulon d'ancrage}$$

$$N_t = N_{ty}$$

## Vérification de la semelle tendue du poteau

$$l_1 = 150 \text{ [mm]}$$

$$l_1 = 0,5 \cdot b_{fc}$$

$$l_2 = 220 \text{ [mm]}$$

$$l_2 = p \cdot a_2$$

$$l_3 = 185 \text{ [mm]}$$

$$l_3 = 0,5 \cdot [(b_{fc} - s) + p \cdot a_2]$$

$$l_4 = 185 \text{ [mm]}$$

$$l_4 = 0,5 \cdot (s + p \cdot a_2)$$

$$l_{eff} = 150 \text{ [mm]}$$

$$l_{eff} = \min(l_1, l_2, l_3, l_4)$$

$$N_t \leq l_{eff} \cdot t_{fc} \cdot s_{ec}$$

$$32,72 < 493,50$$

vérifié

$$(0,07)$$

## Adhérence

$$N_t \leq p \cdot d \cdot t_s \cdot (L_2 + 6,4 \cdot r + 3,5 \cdot L_4) \quad 32,72 < 96,74$$

vérifié

$$(0,34)$$

## Vérification de la résistance de la section filetée d'une tige

$$N_t \leq 0,8 \cdot A_s \cdot s_e$$

$$32,72 < 69,08$$

vérifié

$$(0,47)$$

## Résistance un effort incliné sur le plan du joint

$$|T_z| \leq \tilde{O}[s_e^2 \cdot A_b^2 - N^2]/1,54$$

$$|2,78| < 68,59$$

vérifié

$$(0,04)$$

$$|T_y| \leq \tilde{O}[s_e^2 \cdot A_b^2 - N^2]/1,54$$

$$|-0,72| < 68,59$$

vérifié

$$(0,01)$$

**PLATINE****Zone de traction**

$$t_{pmin} = 0 \text{ [mm]}$$

$$t_{pmin} = V_{11} * 1.5 * \bar{O}3 / (s_e * b_{pd})$$

$$t_{pd}^3 t_{pmin}$$

$$20 > 0$$

vérifié

$$(0,00)$$

**Traction**

$$a_1 = 56 \text{ [mm]} \text{ Pince bord de la soudure de l'aile du poteau-axe du boulon d'ancrage} \quad a_1 = a_2 - \bar{O}2a_p$$

$$a_2 = 70 \text{ [mm]} \text{ Pince bord de l'aile du poteau-axe du boulon d'ancrage} \quad a_2 = (S_{eHi} - h_c)/2$$

$$s = 150 \text{ [mm]} \text{ Entraxe verticale des boulons d'ancrage} \quad s = \min(e_v)$$

$$N_t[\text{daN}] \leq 375 * t_{pd}[\text{mm}] * [(a_2/a_1) * (s/(s+a_2))] \quad 3271,83 < 6408,31 \quad \text{vérifié} \quad (0,51)$$

**Zone comprimée**

$$M_{22'} = 2,95 \text{ [kN*m]} \text{ Moment fléchissant} \quad M_{22'} = V_{22'} * [0.5 * (l_{pd} - h_c) - z_0/3]$$

$$M_{22'} \leq s_e * b_{pd} * t_{pd}^2 / 6 \quad 2,95 < 6,27 \quad \text{vérifié} \quad (0,47)$$

**Cisaillement**

$$V_{22'} = 80,47 \text{ [kN]} \text{ Effort tranchant} \quad V_{22'} = p_m * (b_{pd} * z_0 * 0.5)$$

$$V_{22'} \leq s_e / \bar{O}3 * (b_{pd} * t_{pd} / 1.5) \quad 80,47 < 723,61 \quad \text{vérifié} \quad (0,11)$$

$$t_{pmin} = 2 \text{ [mm]} \quad t_{pmin} = V_{22'} * 1.5 * \bar{O}3 / (s_e * b_{pd})$$

$$t_{pd}^3 t_{pmin} \quad 20 > 2 \quad \text{vérifié} \quad (0,11)$$

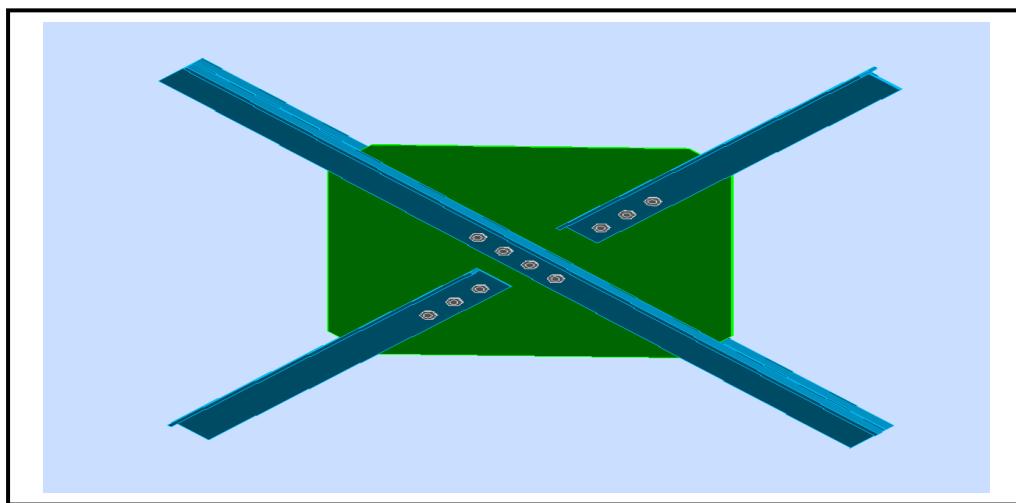
$$M_3 = 3,67 \text{ [kN*m]} \text{ Moment fléchissant} \quad M_3 = 0.125 * p_m * b_{pd} * (b_{pd} - b_{fc})^2$$

$$M_3 \leq s_e * b_{pd} * t_{pd}^2 / 6 \quad 3,67 < 6,27 \quad \text{vérifié} \quad (0,59)$$

$$t_{pd}^3 0.139 * (l_{pd} - h_c) * p_m^{1/3} \quad 20 > 14 \quad \text{vérifié} \quad (0,69)$$

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,69**

## V.2.4 Assemblage de la diagonale sur le gousset :

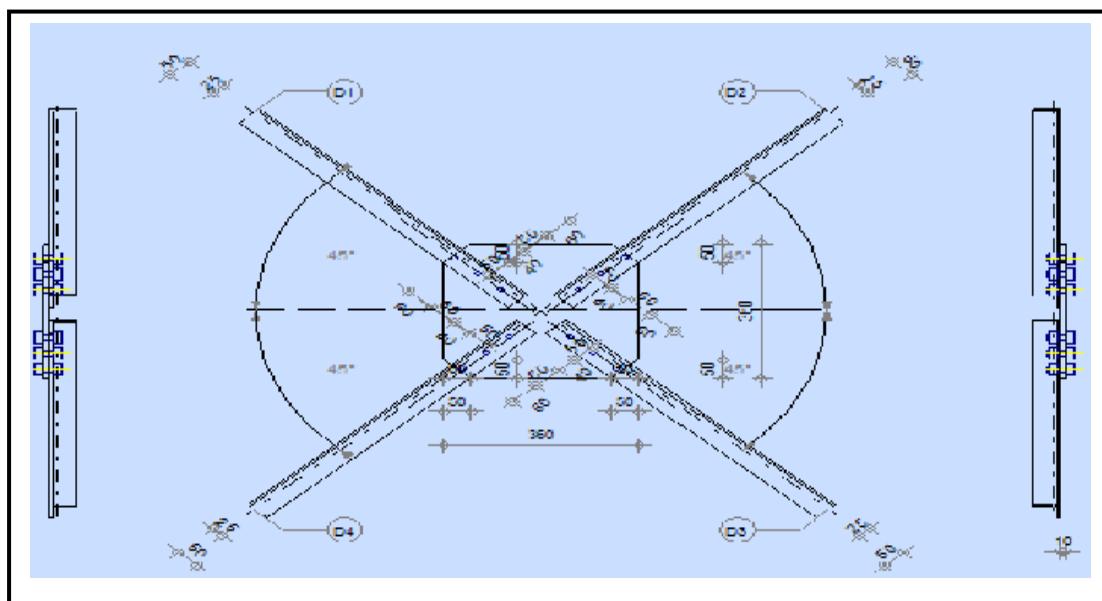


**Figure 33 :** Vue de l'assemblage des diagonales.

L'assemblage est réalisé par des boulons ordinaires de classe HR 8.8, dont la résistance au glissement par cisaillement .

⊕ **Les composants de l'assemblage:**

- ✓ 2 Cornière 2CAE 80×8
- ✓ Gousset 600×600×10



**Figure 34 :** détails sur l'assemblage au gousset - deux barres

**La note de calcul :****GENERAL**

Assemblage N°: 75

Nom de l'assemblage : Gousset - contreventement

**GEOMETRIE****BARRES**

		Barre 1	Barre 2-4	Barre 3			
Profilé:		2 CAE 80x8	2 CAE 80x8	2 CAE 80x8			
	h	80	80	80			mm
	b <sub>f</sub>	80	80	80			mm
	t <sub>w</sub>	8	8	8			mm
	t <sub>f</sub>	8	8	8			mm
	r	10	10	10			mm
	A	24,53	24,53	24,53			cm <sup>2</sup>
Matériau:		ACIER	ACIER	ACIER			
	s <sub>e</sub>	235000,00	235000,00	235000,00			kPa
	f <sub>u</sub>	365000,00	365000,00	365000,00			kPa
Angle	a	45,0	45,0	45,0			Deg

**BOULONS****Barre 1**

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Classe = 4.8 Classe du boulon

d = 14 [mm] Diamètre du boulon

d<sub>0</sub> = 15 [mm] Diamètre du trou de boulonA<sub>s</sub> = 1,15 [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace du boulonA<sub>v</sub> = 1,54 [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du boulonf<sub>yb</sub> = 280000,00 [kPa] Limite de plasticité

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Classe = 4.8 Classe du boulon

$f_{ub} = 400000,00 \text{ [kPa]}$  Résistance du boulon à la traction

$n = 3$  Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 60;60 [mm]

$e_1 = 40 \text{ [mm]}$  Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre

$e_2 = 50 \text{ [mm]}$  Distance de l'axe des boulons du bord de la barre

$e_c = 100 \text{ [mm]}$  Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

### Barre 2-4

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Classe = 4.8 Classe du boulon

$d = 14 \text{ [mm]}$  Diamètre du boulon

$d_0 = 15 \text{ [mm]}$  Diamètre du trou de boulon

$A_s = 1,15 \text{ [cm}^2\text{]}$  Aire de la section efficace du boulon

$A_v = 1,54 \text{ [cm}^2\text{]}$  Aire de la section du boulon

$f_{yb} = 280000,00 \text{ [kPa]}$  Limite de plasticité

$f_{ub} = 400000,00 \text{ [kPa]}$  Résistance du boulon à la traction

$n = 4$  Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 60;60;60 [mm]

$e_2 = 50 \text{ [mm]}$  Distance de l'axe des boulons du bord de la barre

### Barre 3

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Classe = 4.8 Classe du boulon

$d = 14 \text{ [mm]}$  Diamètre du boulon

$d_0 = 15 \text{ [mm]}$  Diamètre du trou de boulon

$A_s = 1,15 \text{ [cm}^2\text{]}$  Aire de la section efficace du boulon

$A_v = 1,54 \text{ [cm}^2\text{]}$  Aire de la section du boulon

$f_{yb} = 280000,00 \text{ [kPa]}$  Limite de plasticité

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Classe = 4.8 Classe du boulon

$f_{ub}$  = 400000,00 [kPa] Résistance du boulon à la traction

$n$  = 3 Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 60;60 [mm]

$e_1$  = 40 [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre

$e_2$  = 50 [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre

$e_c$  = 100 [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

## GOUSSET

$l_p$  = 660 [mm] Longueur de la platine

$h_p$  = 660 [mm] Hauteur de la platine

$t_p$  = 10 [mm] Epaisseur de la platine

## Paramètres

$h_1$  = 70 [mm] Grugeage

$v_1$  = 70 [mm] Grugeage

$h_2$  = 70 [mm] Grugeage

$v_2$  = 70 [mm] Grugeage

$h_3$  = 70 [mm] Grugeage

$v_3$  = 70 [mm] Grugeage

$h_4$  = 70 [mm] Grugeage

$v_4$  = 70 [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (0;-0)

$e_v$  33 [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des  
= 0 ] barres

$e_H$  33 [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes  
= 0 ] des barres

Matériaux: ACIER

$s$  = 235000,00 [kPa] Résistance

## EFFORTS

Cas: Calculs manuels

$N_1 = 10,00 \text{ [kN]}$  Effort axial

$N_2 = 10,00 \text{ [kN]}$  Effort axial

$N_3 = 10,00 \text{ [kN]}$  Effort axial

$N_4 = 10,00 \text{ [kN]}$  Effort axial

## RESULTATS

### PLATINE

Section gousset

$N_1 < N_{\text{res}}$	$ 10,00  < 1085,72$	vérifié	(0,01)
------------------------	---------------------	---------	--------

Attache gousset

$N_2 < N_{\text{res}}$	$ 10,00  < 1085,72$	vérifié	(0,01)
------------------------	---------------------	---------	--------

### BARRES

$T_1 = 125,45 \text{ [kN]}$  Résistance des boulons au cisaillement

$M_1 = 266,95 \text{ [kN]}$  Résistance de la barre

$ N_1  < \min(T_1; M_1)$	$ 10,00  < 125,45$	vérifié	(0,08)
--------------------------	--------------------	---------	--------

$T_{2-4} = 167,27 \text{ [kN]}$  Résistance des boulons au cisaillement

$M_{2-4} = 266,95 \text{ [kN]}$  Résistance de la barre

$ N_{2-4}  < \min(T_{2-4}; M_{2-4})$	$ 10,00  < 167,27$	vérifié	(0,06)
--------------------------------------	--------------------	---------	--------

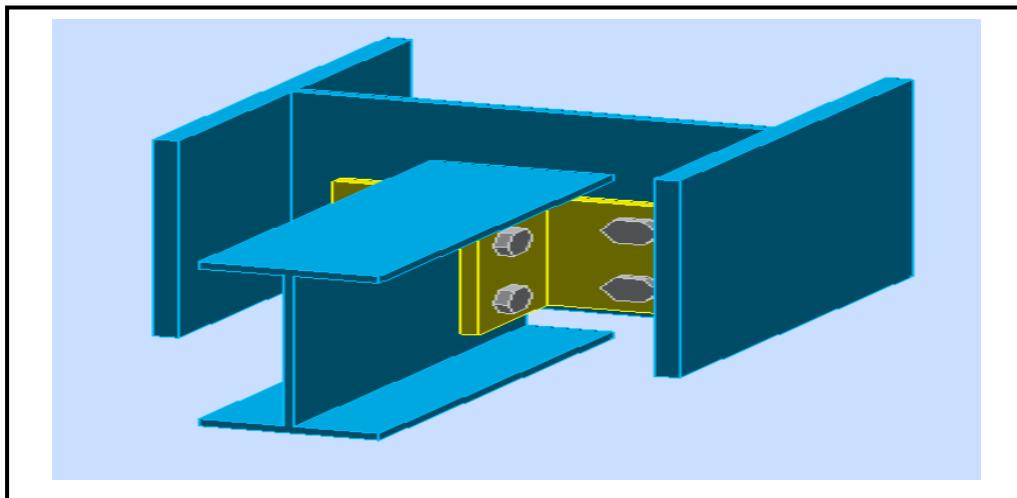
$T_3 = 125,45 \text{ [kN]}$  Résistance des boulons au cisaillement

$M_3 = 266,95 \text{ [kN]}$  Résistance de la barre

$ N_3  < \min(T_3; M_3)$	$ 10,00  < 125,45$	vérifié	(0,08)
--------------------------	--------------------	---------	--------

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,08

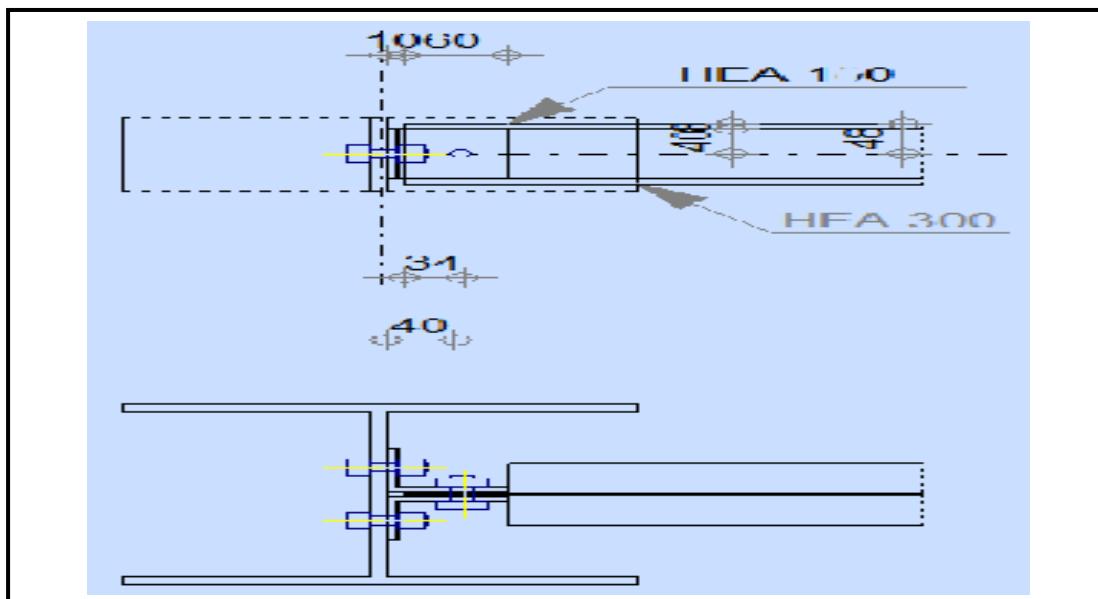
**V.2.5 Assemblage poteau - console :**

**Figure 35 :** Représentation de l'assemblage poteau - console.

Cet assemblage constitué de 06 boulons 8.8 de diamètre de 16mm, avec deux Cornière CAE 100x10.

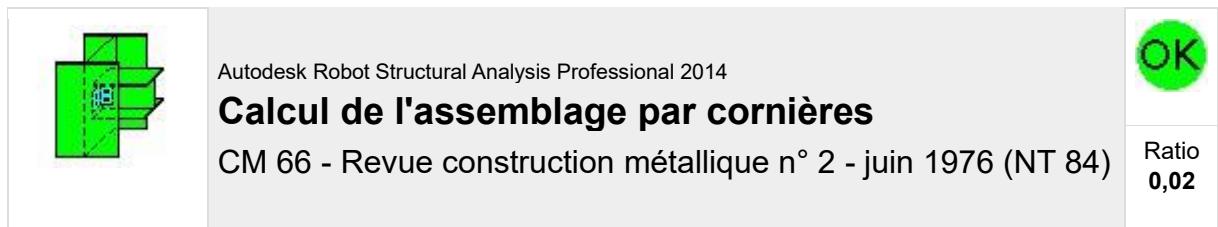
**Les composants de l'assemblage :**

- ✓ Poutre IPE200
- ✓ Poteau HEB300
- ✓ 2 Cornière CAE 100×10



**Figure 36 :** détails sur l' assemblage poteau – console type.

 **La note de calcul :**



## GENERAL

Assemblage N°: 76

Nom de l'assemblage : Par cornières: poutre-poteau (âme)

Noeud de la structure: 590

Barres de la structure: 14, 528

## GEOMETRIE

### POTEAU

Profilé: HEA 300

Barre N°: 14

$a_1 = -90,0$  [Deg] Angle d'inclinaison

$h_c = 290$  [mm] Hauteur de la section du poteau

$b_{fc} = 300$  [mm] Largeur de la section du poteau

$t_{wc} = 9$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau

$t_{fc} = 14$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau

$r_c = 27$  [mm] Rayon de congé de la section du poteau

$A_c = 112,53$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau

$I_{yc} = 18263,50$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER

$s_{ec} = 235000,00$  [kPa] Résistance

### POUTRE PORTEE

Profilé: IPE 200

Barre N°: 528

$a_2 = 180,0$  [Deg] Angle d'inclinaison

$h_b = 200$  [mm] Hauteur de la section de la poutre

$b_{fb} = 100$  [mm] Largeur de la section de la poutre

$t_{wb} = 6$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

$t_{fb} = 9$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

$r_b = 12$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$A_b = 28,48$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre

$I_{yb} = 1943,17$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER

$s_{eb} = 235000,00$  [kPa] Résistance

## CORNIERE

Profilé: CAE 100x10

$a_3 = 0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison

$h_c = 100$  [mm] Hauteur de la section de la cornière

$b_c = 100$  [mm] Largeur de la section de la cornière

$t_c = 10$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la cornière

$r_c = 12$  [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière

$L_c = 130$  [mm] Longueur de la cornière

Matériau: ACIER

$s_c = 235000,00$  [kPa] Résistance

## BOULONS

### BOULONS ASSEMBLANT LE POTEAU A LA CORNIERE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.8 Classe du boulon

$d' = 16$  [mm] Diamètre du boulon

Classe = 4.8 Classe du boulon  
 A's = 1,57 [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace du boulon  
 A'<sub>v</sub> = 2,01 [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du boulon  
 f<sub>y</sub> = 280000,00 [kPa] Limite de plasticité  
 f<sub>u</sub> = 400000,00 [kPa] Résistance du boulon à la traction  
 n' = 2,00 Nombre de rangées des boulons  
 h'<sub>1</sub> = 30 [mm] Niveau du premier boulon

### BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.8 Classe du boulon  
 d = 16 [mm] Diamètre du boulon  
 A<sub>s</sub> = 1,57 [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace du boulon  
 A<sub>v</sub> = 2,01 [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du boulon  
 f<sub>y</sub> = 280000,00 [kPa] Limite de plasticité  
 f<sub>u</sub> = 400000,00 [kPa] Résistance du boulon à la traction  
 n = 2,00 Nombre de rangées des boulons  
 h<sub>1</sub> = 30 [mm] Niveau du premier boulon

### EFFORTS

Cas: 13: ULS /16/ 1\*1.33 + 2\*1.33 + 12\*1.50  
 T = 0,96 [kN] Effort tranchant

### RESULTATS

#### BOULONS

cisaillement des boulons (*Côté de la poutre portée*)

T £ 1.3 * n * A <sub>v</sub> * f <sub>y</sub> / Ö(1+(a <sup>2</sup> * a <sup>2</sup> )/d <sup>2</sup> )  0,96  < 70,02	vérifié	(0,01)
--	---------	--------

cisaillement des boulons (*Côté de la poutre porteuse*)

$T \leq 1.3 * n' * A'v * f_y$	$ 0,96  < 146,37$	vérifié	(0,01)
-------------------------------	-------------------	---------	--------

## PROFILES

Pression diamétrale (*Côté de la poutre portée*)

$T \leq 3 * n * d * t_{wb} * s_{eb} / \sqrt{1 + (a^2 * a^2) / d^2}$	$ 0,96  < 60,44$	vérifié	(0,02)
---	------------------	---------	--------

Pression diamétrale (*Côté de la poutre porteuse*)

$T \leq 6 * n' * d' * t_w * s_e$	$ 0,96  < 383,52$	vérifié	(0,00)
----------------------------------	-------------------	---------	--------

Pince transversale

$T \leq 1.25 * n * t_{wb} * d_t * s_{eb}$	$ 0,96  < 213,85$	vérifié	(0,00)
---	-------------------	---------	--------

Effort tranchant (*Côté de la poutre portée*)

$T \leq 0.65 * (h_a - n * d) * t_{wb} * s_{eb}$	$ 0,96  < 129,17$	vérifié	(0,01)
---	-------------------	---------	--------

## CORNIERE

Pression diamétrale (*Côté de la poutre portée*)

$T \leq 6 * n * d * t_c * s_c / \sqrt{1 + (a^2 * a^2) / d^2}$	$ 0,96  < 215,84$	vérifié	(0,00)
---	-------------------	---------	--------

Pression diamétrale (*Côté de la poutre porteuse*)

$T \leq 6 * n' * d' * t_c * s_c$	$ 0,96  < 451,20$	vérifié	(0,00)
----------------------------------	-------------------	---------	--------

Pince transversale (*Côté de la poutre portée*)

$T \leq 2.5 * n * t_c * d_v * s_c$	$ 0,96  < 352,50$	vérifié	(0,00)
------------------------------------	-------------------	---------	--------

Pince transversale (*Côté de la poutre porteuse*)

$T \leq 2.5 * n' * t_c * d'_v * s_c$	$ 0,96  < 352,50$	vérifié	(0,00)
--------------------------------------	-------------------	---------	--------

Effort tranchant (*Côté de la poutre portée*)

$T \leq 0.866 * t_c * (L_c - n * d) * s_c$	$ 0,96  < 199,44$	vérifié	(0,00)
--	-------------------	---------	--------

Effort tranchant (*Côté de la poutre porteuse*)

$T \leq 0.866 * t_c * (L_c - n' * d') * s_c$	$ 0,96  < 199,44$	vérifié	(0,00)
--	-------------------	---------	--------

Moment fléchissant (*Côté de la poutre portée*)

$T \leq (2/a) * (I/v)_c * s_c$	$ 0,96  < 181,23$	vérifié	(0,01)
--------------------------------	-------------------	---------	--------

Moment fléchissant (*Côté de la poutre porteuse*)

$T \leq t_c * L_c^2 / (3a') * s_c$	$ 0,96  < 206,04$	vérifié	(0,00)
------------------------------------	-------------------	---------	--------

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,02**

# **CHAPITRE VI :**

# **CALCUL DU MUR**

# **DE SOUTÈNEMENT**

## VI .1 Introduction :

Les murs de soutènement en béton armé, également appelés murs cantilevers, sont très couramment employés. Ils sont constitués d'un voile en béton armé encastré sur une semelle de fondation, en béton armé également et généralement horizontale. Celle-ci comprend le patin, situé à l'avant du voile, et le talon, situé à l'arrière.

La semelle peut être pourvue d'une bêche pour améliorer la stabilité de l'ouvrage au glissement. C'est le cas notamment lorsque la bonne résistance du sol de fondation et/ou des problèmes d'emprise permettent ou imposent une semelle de largeur plus faible.

## VI .2 Domaine d'emploi :

Les murs en béton armé sont très probablement les types d'ouvrages de soutènement les plus couramment employés.

Ils sont bien adaptés pour la réalisation d'ouvrages en remblai comme en déblai, pour supporter de grandes charges imposées par la poussée. L'exécution d'ouvrages en déblai peut nécessiter toutefois des emprises importantes ou la réalisation d'ouvrages de soutènement provisoires.

## VI .3 Calcul de murs de soutènement :

Le mur de soutènement de notre projet est conçu pour résister aux forces de poussée exercées par les céréales empilées derrière lui plutôt que par le sol. par conséquent, nous utiliserons les données relatives aux céréales empilés.

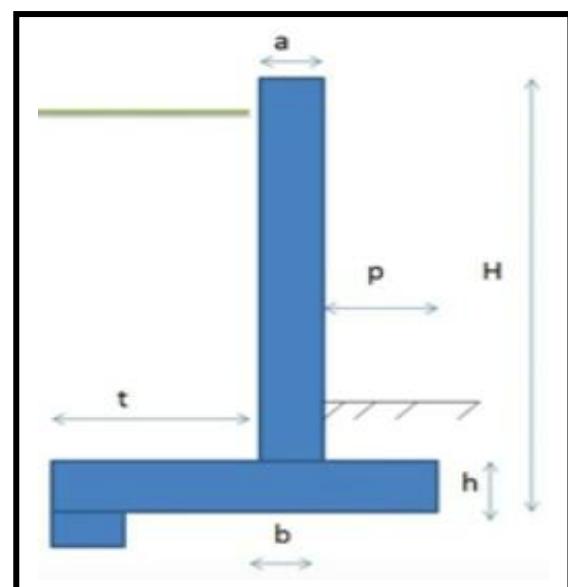
- La masse volumique du blé est d'environ 770 kg/m<sup>3</sup> allant jusqu'à 800 kg/m<sup>3</sup>.

### VI .3.1 Données :

✓ Sigma Sol ( bars)	=	2,00
✓ Angle Frott. ( degré)	=	30
✓ Cohésion	=	0,00
✓ Masse V. T ( t/m3)	=	0,80
✓ Masse V. B ( t/m3)	=	2,50
✓ Acier Fe ( MPa)	=	400
✓ Béton Fc28 ( MPa)	=	25
✓ Hauteur Mur ( M)	=	4,00
✓ Ancrage ( M)	=	1,00
✓ Surch. sur les T (t/m2)	=	1,00

➤ **Pré dimensionnement :**

- ✓  $a = \frac{H}{24} > 15\text{cm}$
- ✓  $b = \frac{H}{12}$
- ✓  $A = 1.15 \times (0.2; 0.45)H$
- ✓  $h = \frac{H}{12}$
- ✓  $\frac{H}{8} \leq P \leq \frac{H}{5}$



**VI .3.2 Résultats :**

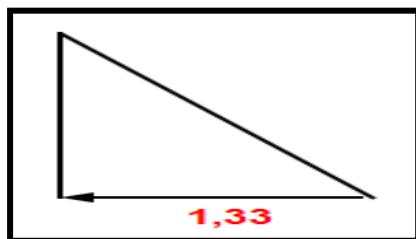
- ✓ Coeff. de la Poussée = 0,33
- ✓ Coeff. de la Butée = 3,00
- ✓ Hauteur Totale ( m ) = 5,50
- ✓ Ep. de la Semelle (h) ( m )  $\geq$  0,42
- **On Prend : 0,50m**
- ✓ Ep. du mur à la base (b) ( m ) = 0,50
- ✓ Ep. du mur à l'extré.(a) ( m ) = 0,25
- ✓ Larg. Semelle (A) m ( $1.15 \leq A \leq 2.58$ )

Pour des restant constructif On Prend :  $A=3.00\text{m}$

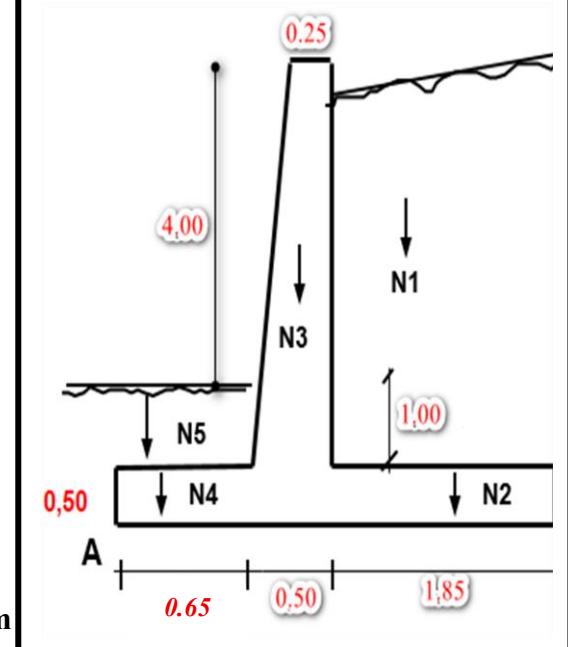
- ✓ Larg. sous Butée :  $0.62 \leq P \leq 1$

➤ **On Prend : 0.65m**

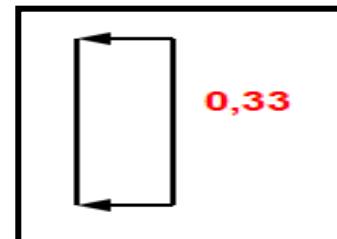
- ✓ Larg. talon = 1.85m



**Figure 38 :** Poussée due aux terres  
( $\text{t/m}^2$ )



**Figure 37 :** détails sur le mur



**Figure 39 :** Poussée due aux surch.  
( $\text{t/m}^2$ )

**VI .3.2.1 Renversement par rapport au point A :**

Poussée :	Effort (ELS)	Effort (ELU)	Bras de levier	Mt (ELS)	Mt (ELU)
Terres :	3,33	4,50	1,67	5,55	7,50
Surcharges :	1,65	2,48	2,50	4,13	6,20
<b>Total :</b>	<b>4,98</b>	<b>6,98</b>		<b>9,68</b>	<b>13,70</b>

**VI .3.2.2 Stabilité par rapport au point A :**

Effort (ELS)	Masse Vol.	Hauteur r	Longueur	Effort (t)	Distance (m)	Moment /A
N1	0,80	4,50	1,70	6,12	2,55	15,61
N2	2,50	0,50	1,70	2,13	2,55	5,43
N3	2,50	5,00	0,50	6,25	1,45	9,06
N4	2,50	0,50	1,20	1,50	0,60	0,90
N5	0,80	0,50	1,20	0,48	0,60	0,29
q			1,70	1,70	2,55	4,34
<b>Total</b>				<b>18,18</b>		<b>35,63</b>

**VI .3.2.3 Vérification de la sécurité au renversement :**

3,68 &gt; 1,50..... Vérifiée

**a) Calcul de la butée :**

- ✓ Effort de butée (t) = 1,2
- ✓ Moment de butée (t.m) = 0,40
- ✓ Vérification de la sécurité : 13,70 < 32,43..... Vérifié
- ✓ Vérification au glissement : 6,98 < 11,7.....la bêche n'est pas nécessaire

**b) Etude du Fut:** Pour une section de béton : h=0,50 ; b=1,00**c) Poussée des Terres (t/m<sup>2</sup>)= 1,20****d) Poussée des Surch. (t/m<sup>2</sup>)= 0,33**

Poussée :	Effort (ELS)	Effort (ELU)	Mt (ELS)	Mt (ELU)
<b>Terres :</b>	2,70	3,65	4,05	5,47
<b>Surcharges :</b>	1,49	2,24	3,35	5,03
<b>Total :</b>			7,40	10,50

### VI .3.3 Calcul des Fondations :

#### VI .3.3.1 Contraintes :

- ✓ Excentricité  $e/A$  (m) = 1,43
- ✓ Excentricité  $e/(milieu sem.)$  (m) = 0,27
- ✓  $\Sigma \sigma_1 (t/m^2) = 7,89 < 20$ .....Vérifiée
- ✓  $\Sigma \sigma_2 (t/m^2) = 2,8 > 0$ .....Vérifiée

#### VI .3.3.2 Etude de la semelle :

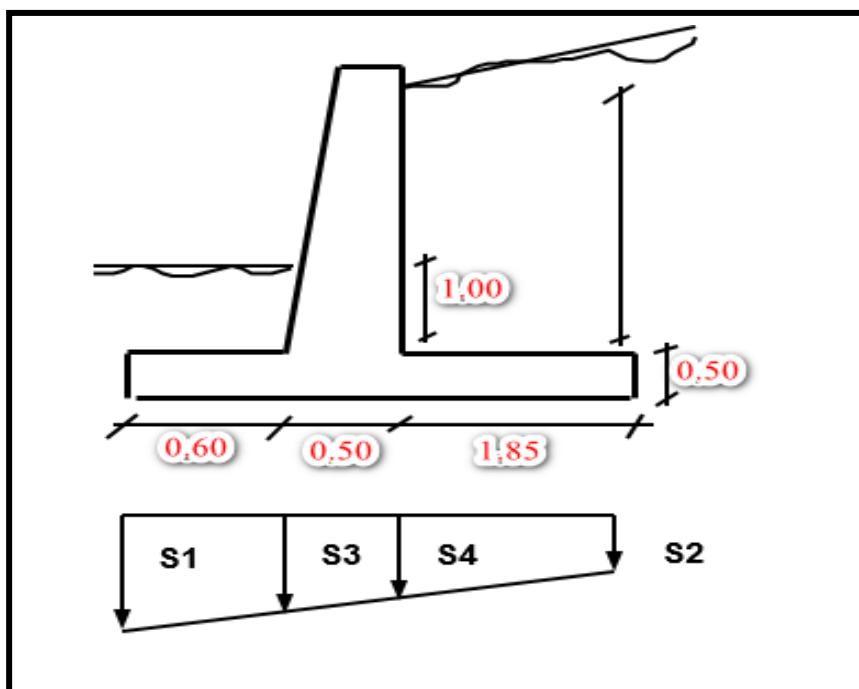


Figure 40 : détails sur le mur

- $\Sigma \sigma_1 (t/m^2) = 7,89$
- $\Sigma \sigma_2 (t/m^2) = 2,8$
- $\Sigma \sigma_3 (t/m^2) = 6,09$
- $\Sigma \sigma_4 (t/m^2) = 5,35$

Semelle Avant :

- ✓  $\Sigma g_0 (t/m^2) = 1,65$
- ✓  $\Sigma g_1 - \Sigma g_0 (t/m^2) = 6,24$
- ✓  $\Sigma g_3 - \Sigma g_0 (t/m^2) = 4,44$

**Moment :**

- ✓  $M_1 (t.m) = 3,20$
- ✓  $M_2 (t.m) = 0,86$
- Moment Total (t.m) :** **4,06**

Semelle Arrière :

- $\Sigma g_0 (t/m^2) = 4,85$
- $\Sigma g_4 - \Sigma g_0 (t/m^2) = 0,50$
- $\Sigma g_2 - \Sigma g_0 (t/m^2) = -2,05$

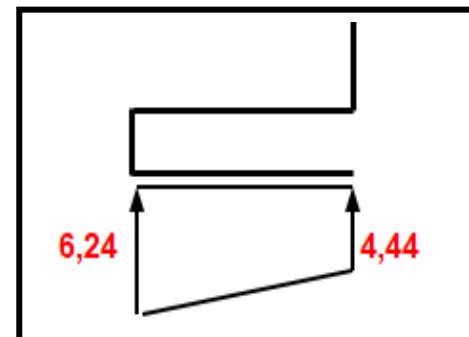


Figure 41 : Semelle Avant

**Moment :**

- ✓  $M_1 (t.m) = 0,72$
- ✓  $M_2 (t.m) = -2,46$

**Moment Total (t.m) :** **-1,74**

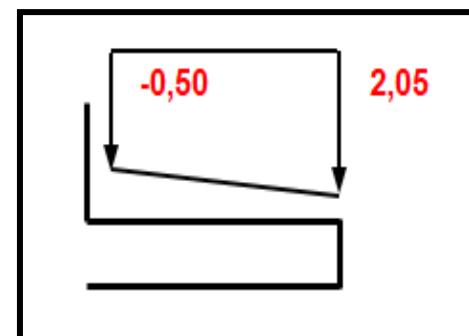


Figure 42 : Semelle Arrière

**Semelle Avant :**

- Moment Total (t.m) : **4,06**
- Pour une section de béton :  $h=0,50 ; b=1,00$

**Semelle Arrière :**

- Moment Total (t.m) : **-1,74**
- Pour une section de béton :  $h=0,50 ; b=1,00$

**VI .3.4 Ferraillage :****VI .3.4.1 Ferraillage de la semelle :**

Le ferraillage de la semelle se fait par la méthode des consoles

✓ **Longueur de la console D :**

$$D = A + \frac{c}{4} \approx 0.70m$$

$$\sigma_d = \sigma_{\max} - \frac{(\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) \cdot D}{B}$$

$$\sigma_d = 6.661 \frac{t}{m^2} = 65.32 \text{ KN/m}^2$$

$$R = \frac{(\sigma_{\max} + \sigma_d) \cdot D}{2}$$

$$R = 0.430t = 4.21 \text{ KN}$$

✓ **Le bras de levier :**

$$d = \frac{\sigma_d + 2\sigma_{\max}}{\sigma_d + \sigma_{\max}} \cdot \frac{D}{3}$$

$$d = 0.360 \text{ m}$$

➤ **Le moment :  $M = R \times d = 4.21 \times 0.36 = 1.515 \text{ KN.m}$**

✓ **Section D'encastrement du patin :**

$$d = 0.9 \times 0.50 = 0.45 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu = 0.021 < 0.186$$

Il n'est pas nécessaire de mettre des Armatures comprimées

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 0.026$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$Z = 0.44$$

$$A_s = \frac{M}{Z \times \sigma_s} = 0.017 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non-fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = 5.53 \text{ cm}^2$$

$A_{min} > As$  Donc on Adopte  $A_{min}$  pour ferraillée la semelle

✓ **Choix des Barres**

- Pour la nappe inférieure on prend : 7T 12/ml espace de 15 cm
- Pour les armatures de répartitions on prend : 7T 12/ml espace de 15 cm

**VI .3.4.2 Ferraillage du Rideau :**

Nous étudierons la section d'encastrement située au niveau supérieur de la semelle

Calcul de force de poussée pour 1 ml de largeur

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\Delta}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \quad K_a = 0.27$$

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma_r H_t^2 \quad P_a = 27 \text{ KN} \quad \beta = 0$$

$$P_H = P_a \cos \beta = 27 \text{ KN}$$

$$P_V = P_a \sin \beta = 0.00$$

✓ **Point d'application de cette poussée :**

$$Y = \frac{H_t}{3} = \frac{5}{3} = 1.66 \text{ m}$$

Le moment utilisé dans le calcul de ferraillage M est calculé par la multiplication de la résultante du poussé par le tiers de la hauteur total.

$$D'où \quad M = 27 \times 1.66 = 45 \text{ KN.m}$$

$$d = 0.9 \times 0.50 = 0.45 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} \quad \mu = 0.0015 < 0.186$$

Il n'est pas nécessaire de mettre des Armatures comprimées

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 0.0018$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$Z = 0.449$$

$$A_s = \frac{M}{Z \times \sigma_s} = 0.50 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non-fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = 5.43 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max} (A_s, A_{min}) = 5.43 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix des Barres**

**Face arrière**

- Pour la nappe inférieure on prend : 5T 14/ml espace de 20 cm
- Pour les armatures de répartitions on prend : 7T 10/ml espace de 15 cm

**Face avant**

- Pour la nappe inférieure on prend : 5T 16/ml espace de 20 cm
- Pour les armatures de répartitions on prend : 7T 10/ml espace de 15 cm

# **CHAPITRE VII :**

## **CALCULE DES**

## **INFRASTRUCTURES**

## VII-1 Etude des fondations :

### VII -1-1-Introduction :

La fondation d'un ouvrage donnée est l'élément qui joue le rôle d'interface entre l'ouvrage et le sol, assurant la bonne transmission et la répartition des charges (poids propre et surcharges climatiques et d'utilisation) de cet ouvrage sur le sol. Le type de fondation sera établi en faisant une étude du sol pour la garantie d'une construction solide, Suivant la capacité portante du sol: Soit le sol en place a des qualités suffisantes pour qu'on puisse y fonder l'ouvrage, soit ses qualités sont médiocres et il faut alors le renforcer ou envisager d'autres solutions.

Le cas le plus souhaité est d'avoir un sol rocheux ; n'ayant pas besoin de fondations profondes, c'est un sol bien solide avec un risque de tassement différentiel assez faible par rapport aux autres sols, ainsi l'entreprise chargé de la construction aura un gain de temps et d'argent Les critères influant le choix d'une fondation sont donc :

- La qualité du sol.
- Les charges amenées par la construction
- Le coût d'exécution.

### VII-1-2- Type de fondation superficielle :

Les fondations superficielles sont de trois types :

#### a) Semelles isolées :

C'est une semelle dite « ponctuelle » qui désigne une fondation qui va être placée sous un poteau, reprenant des charges ponctuelles de la structure et qui transmet et répartit ces charges sur le sol d'assise.

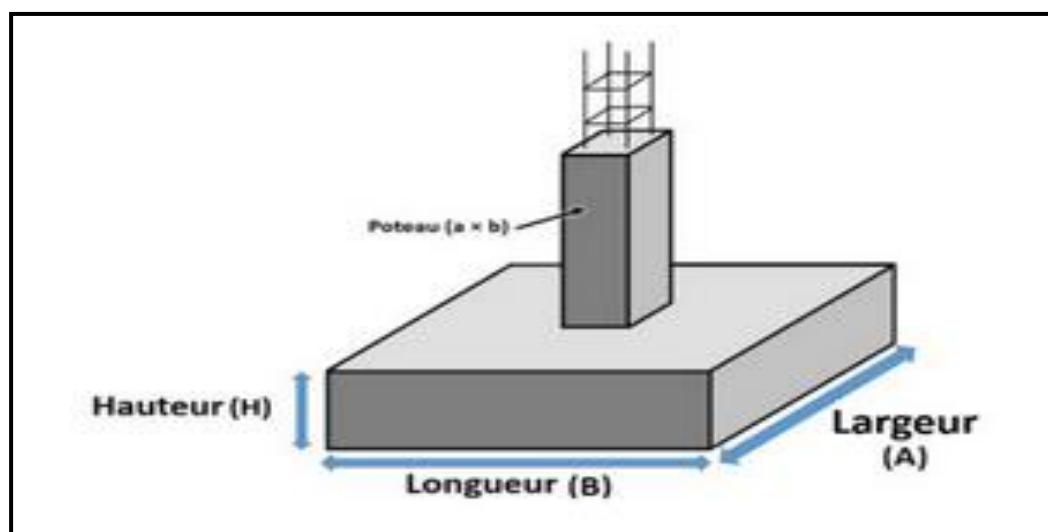
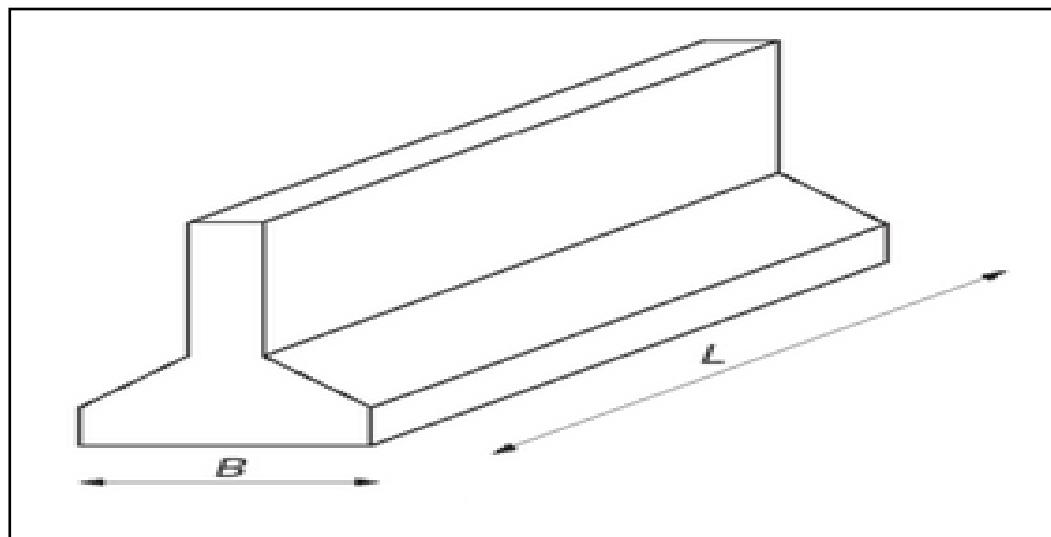


Figure 43 : Semelle isolé.

**b) Semelle filante :**

C'est une semelle qui est continue a l'inverse de la semelle isolée, On distingue deux utilisations pour ce type de semelle : supporter plusieurs colonnes ou bien un mur porteur (voile). Un des principaux avantages de ce type de semelle est qu'elle est mieux adaptée à des sols moins homogènes offrant ainsi une bonne stabilité à la structure.



**Figure 44 :** Semelle Filante.

**c) Radier générale :**

C'est une fondation qui est répartie tout au long de surface du bâtiment, reprenant ainsi les charges mieux réparties, elle a l'allure d'un plancher renversé.



**Figure 45 :** Radier Générale.

**Note :** Pour faire un choix de type de fondation, on doit d'abord calculer la contrainte du sol par rapport au type de semelle utilisé (isolé, filante, radier).

### VII.1.3 Calcul de la contrainte du sol :

Le sol d'assise de l'ouvrage est un sol rocheux « S1 » avec les caractéristiques géotechniques suivantes :

- Poids Volumique du sol :  $\gamma = 19 \text{ KN/m}^3$
- Angle de frottement :  $\varphi = 35^\circ$
- Cohésion :  $c = 0.07 \text{ bar}$
- A partir les essais de laboratoire La formule de TERZAGHI relative à une fondation superficielle soumise à une charge verticale est donnée comme suit:

$$\sigma = \gamma \times D + \frac{1}{F} [\alpha \gamma B \cdot N\gamma + D (Nq - 1) + \beta c Nc]$$

Avec :

$\gamma$ : Poids volumique du sol = 1.9 ( $\text{t/m}^3$  )

$D$  : *Encastrement de la fondation*: 2.00 ( $\text{m}$ )

$F$  : *Coefficient de sécurité*

$B$  : *Coté de la fondation (Pour 1m de la semelle)*

$C$  : *Cohésion du sol (bar)*

$\alpha, \beta$  : *Coefficients dépendant du type de semelle.*

**Tableau 21** : différents termes de calcul de la contrainte du sol.

Cas	$\alpha$	$\beta$	$\gamma (\text{t/m}^3)$	$D(\text{m})$	$F$	$B(\text{m})$	$C(\text{bar})$
<b>Semelle isolée</b>	0.4	1.2					
<b>Semelle filante</b>	0.5	1	1.9	2	3	1	0.07
<b>Radier générale</b>	0.4	1.2					

$N\gamma, Nq, Nc$  : Coefficients de capacité portantes, dépendant de deux paramètres :  $c'$  et  $\varphi'$

$$\text{Donc : } c' = \frac{2}{3}c = 0,133 \text{ bar } \text{Et } \varphi' = \arctan\left(\frac{2}{3}\tan\varphi\right) = 22,023^\circ$$

Puisque  $\varphi = 35^\circ$ , donc les valeurs de  $N..$  sont déterminées **d'apre le tableau annexe N° 10**

$$N_y = 45.41 ; \quad Nq = 41.44 ; \quad Nc = 57.75$$

L'équation devient :

✓ **Semelle isolée :**

$$\sigma = 0.19 \times 2 + \frac{1}{3}[0.4 \times 0.19 \times 1 \times 45.41 + 2 \times (41.44 - 1) + 1.2 \times 0.07 \times 57.75]$$

$$\sigma = 30.18 \text{ t/m}^2 = 3.018 \text{ bar}$$

✓ **Semelle filante :**

$$\sigma = 0.19 \times 2 + \frac{1}{3}[0.5 \times 0.19 \times 1 \times 45.41 + 2 \times (41.44 - 1) + 1 \times 0.07 \times 57.75]$$

$$\sigma = 30.22 \text{ t/m}^2 = 3.022 \text{ bar}$$

✓ **Radier général :**

$$\sigma = 0.19 \times 2 + \frac{1}{3}[0.4 \times 0.19 \times 1 \times 45.41 + 2 \times (41.44 - 1) + 1.2 \times 0.07 \times 57.75]$$

$$\sigma = 30.18 \text{ t/m}^2 = 3.018 \text{ bar}$$

Le taux de travail calculé est 3.018 bar, un taux de travail de **2.00 bar** est suffisant pour dimensionner les fondations de l'ouvrage.

#### VII.1.4 Agressivité du sol :

En se référant à la norme algérienne NA 16002, les analyses chimiques ont montré que le sol de fondation est de moyenne agressivité vis-à-vis du béton de classe XA2, il est nécessaire d'utiliser un ciment résistant aux sulfates pour le béton des infrastructures.

#### VII.1.5 Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend de plusieurs facteurs clés, notamment la nature du sol, les charges que la fondation doit supporter, la hauteur de la structure, ainsi que les exigences réglementaires locales et les conditions climatiques. Ces facteurs jouent un rôle déterminant dans la sélection du type de fondation le plus adapté afin d'assurer la stabilité et la sécurité de l'ouvrage.

- Étude géotechnique.
- Charge de la structure.

- Hauteur de la construction.
- Exigences locales en matière de construction.
- Conditions climatiques.

## VII.2. Etude des semelles :

### VII.2.1 Semelle isolée :

Dans ce type de semelle on doit faire l'étude de 3 cas les plus sollicite :

- ✓ Semelle pour les poteaux des coins (S1).
- ✓ Semelle pour les poteaux de rive (S2).
- ✓ Semelle pour les poteaux sous le **potelet** (S3)

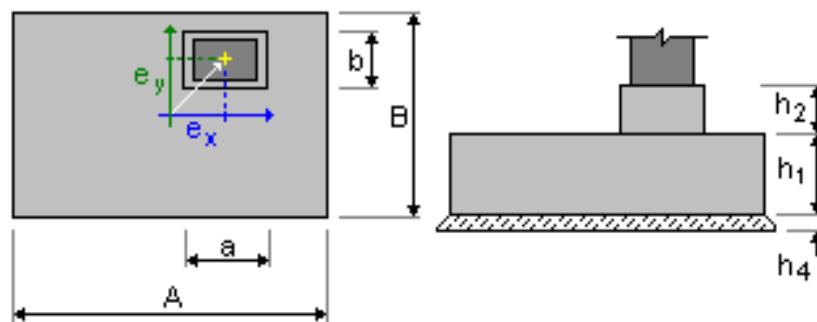
D'apre La note de calcule donnés par le logiciel ROBOT en trouve :

#### VII.2.1.1 Données de base :( Semelle pour les poteaux de rive)

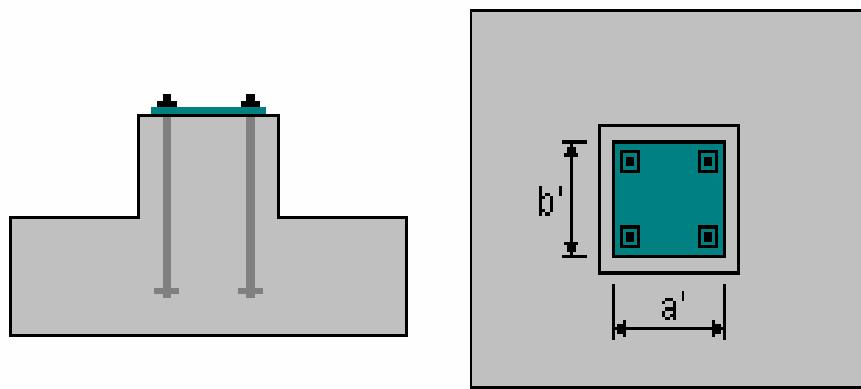
##### 1.1.1 Principes

- Norme pour les calculs géotechniques : DTU 13.12
- Norme pour les calculs béton armé : BAEL 91 mod. 99
- Forme de la semelle : libre

##### 1.1.2 Géométrie:



A	= 3,20 (m)	a	= 0,50 (m)
B	= 2,10 (m)	b	= 0,50 (m)
h1	= 0,70 (m)	ex	= 0,00 (m)
h2	= 1,25 (m)	ey	= 0,00 (m)
h4	= 0,05 (m)		



$$a' = 40,0 \text{ (cm)}$$

$$b' = 40,0 \text{ (cm)}$$

$$c_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$c_2 = 3,0 \text{ (cm)}$$

### 1.1.3 Matériaux

- Béton: BETON; résistance caractéristique = 25000,00 kPa  
Poids volumique = 2501,36 (kG/m<sup>3</sup>)
- Armature longitudinale: type HA 400/résistance caractéristique = 400000,00 kPa
- Armature transversale: type HA 400/ résistance caractéristique = 400000,00 kPa
- Armature additionnelle : type HA 400/résistance caractéristique = 400000,00 kPa

### 1.1.4 Chargements:

#### Charges sur la semelle:

Cas	Nature	Groupe	N	F <sub>x</sub>	F <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
(kN)	(kN)	(kN)		(kN*m)	(kN*m)		
PP	permanente		6	26,00	-9,33	0,03	0,28
PERM2	permanente		6	0,02	-0,00	0,01	-0,00
PERM21	d'exploitation		6	20,51	-14,70	-2,09	0,35
PERM211	d'exploitation		6	0,01	-0,00	-0,00	0,00
V0(+)	vent	6		-26,34	2,77	-3,52	0,20
V0(-)	vent	6		-3,41	-1,13	-0,86	0,05
V90(+)	vent		6	-30,27	5,16	-3,51	0,20
V90(-)	vent		6	-7,57	1,29	-0,88	0,05
V180(+)	vent		6	-28,76	21,42	-2,84	0,14
V180(-)	vent		6	-6,06	17,55	-0,21	-0,01
							30,98

V270(+) vent	6	-15,39	1,59	3,93	-0,47	16,05
V270(-) vent	6	7,31	-2,28	6,56	-0,63	-4,03

## 1.2 Dimensionnement géotechnique

### 1.2.1 Principes

Dimensionnement de la fondation sur:

- Capacité de charge
- Glissement
- Renversement
- Soulèvement

### 1.2.2 Sol:

Contraintes dans le sol:  $s_{ELU} = 300.00 \text{ (kPa)}$   $s_{ELS} = 200.00 \text{ (kPa)}$

Niveau du sol:  $N_1 = 0,00 \text{ (m)}$

Niveau maximum de la semelle:  $N_a = 0,00 \text{ (m)}$

Niveau du fond de fouille:  $N_f = -2,00 \text{ (m)}$

### Sables et graves compacts

- Niveau du sol: 0.00 (m)
- Poids volumique: 1937.46 (kG/m<sup>3</sup>)
- Poids volumique unitaire: 2692.05 (kG/m<sup>3</sup>)
- Angle de frottement interne: 35.0 (Deg)
- Cohésion: 7.00 (kPa)

### 1.2.3 États limites

#### - Calcul des contraintes

Type de sol sous la fondation: uniforme

Combinaison dimensionnante **18\_ELU:1.35PP+1.35PERM2+1.50PERM21+1.50PERM211**

Coefficients de chargement: 1.35 \* poids de la fondation

1.35 \* poids du sol

Résultats de calculs: au niveau du sol

Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation:  $Gr = 373,57 \text{ (kN)}$

Charge dimensionnante:

$$Nr = 454,47 \text{ (kN)} \quad Mx = 0,55 \text{ (kN*m)} \quad My = 250,20 \text{ (kN*m)}$$

Dimensions équivalentes de la fondation:

$$B' = 1$$

$$L' = 1$$

Épaisseur du niveau: Dmin = 1,95 (m)

**Méthode de calculs de la contrainte de rupture: pressiométrique de contrainte (ELS), (DTU 13.12, 3.22)**

$$q_{ELS} = 200.00 \text{ (kPa)}$$

$$q_u = 600.00 \text{ (kPa)}$$

**Butée de calcul du sol:**

$$q_{lim} = q_u / g_f = 300.00 \text{ (kPa)}$$

$$g_f = 2,00$$

$$\text{Contrainte dans le sol: } q_{ref} = 103.29 \text{ (kPa)}$$

$$\text{Coefficient de sécurité: } q_{lim} / q_{ref} = 2.905 > 1$$

- **Soulèvement**

**Soulèvement ELU**

Combinaison dimensionnante 18\_ELU : 1.00PP+1.00PERM2+1.80V0(+)

**Coefficients de chargement:** 1.00 \* poids de la fondation  
1.00 \* poids du sol

Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: Gr = 276,72 (kN)

**Charge dimensionnante:**

$$N_r = 248,56 \text{ (kN)} \quad M_x = 0,60 \text{ (kN*m)} \quad M_y = -178,43 \text{ (kN*m)}$$

**Surface de contact** s = 82,70 (%)  
slim = 10,00 (%)

**Soulèvement ELS**

Combinaison défavorable: 28\_ELS : 1.00PP+1.00PERM2+0.77PERM211+1.00V270(+)

**Coefficients de chargement:** 1.00 \* poids de la fondation  
1.00 \* poids du sol

Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: Gr = 276,72 (kN)

**Charge dimensionnante:**

$$N_r = 271,94 \text{ (kN)} \quad M_x = 0,29 \text{ (kN*m)} \quad M_y = -31,25 \text{ (kN*m)}$$

**Surface de contact** s = 100,00 (%)  
slim = 100,00 (%)

- **Glissement**

Combinaison dimensionnante **18\_ELU : 1.00PP+1.00PERM2+1.80V0(+)**

**Coefficients de chargement:** **1.00** \* poids de la fondation  
**1.00** \* poids du sol

Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: Gr = 276,72 (kN)

**Charge dimensionnante:**

Nr = 248,56 (kN)      Mx = 0,60 (kN\*m)      My = -178,43 (kN\*m)

**Dimensions équivalentes de la fondation:** A<sub>—</sub> = 3,20 (m)      B<sub>—</sub> = 2,10 (m)

**Surface du glissement:**      5,56 (m<sup>2</sup>)

**Cohésion:**      C = 7.00 (kPa)

Coefficient de frottement fondation - sol: tg(f) = 0,70

Valeur de la force de glissement F = 39,69 (kN)

Valeur de la force empêchant le glissement de la fondation:

- **su niveau du sol:**      F(stab) = 163,18 (kN)  
4.111 > 1

**Renversement**

**Autour de l'axe OX**

Combinaison dimensionnante **8\_ELU : 1.00PP+1.00PERM2+1.80V90(+)**

**Coefficients de chargement:** **1.00** \* poids de la fondation  
**1.00** \* poids du sol

**Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation:**      Gr = 276,72 (kN)

**Charge dimensionnante:**

Nr = 248,26 (kN)      Mx = 12,93 (kN\*m)      My = -22,27 (kN\*m)

Moment stabilisateur:      M<sub>stab</sub> = 290,55 (kN\*m)

Moment de renversement:      M<sub>renv</sub> = 42,81 (kN\*m)

Stabilité au renversement:      6.788 > 1

**Autour de l'axe OY**

Combinaison défavorable: **18\_ELU : 1.00PP+1.00PERM2+1.80V0(+)**

Coefficients de chargement:      **1.00** \* poids de la fondation  
**1.00** \* poids du sol

Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: Gr = 276,72 (kN)

Charge dimensionnante:

$$Nr = 248,56 \text{ (kN)}$$

$$Mx = 0,60 \text{ (kN*m)}$$

$$My = -178,43 \text{ (kN*m)}$$

Moment stabilisateur:

$$M_{stab} = 442,75 \text{ (kN*m)}$$

Moment de renversement:

$$M_{renv} = 223,48 \text{ (kN*m)}$$

Stabilité au renversement:

$$1.981 > 1$$

### 1.3 Dimensionnement Béton Armé

#### 1.3.1 Principes

- Fissuration : préjudiciable
- Milieu : non agressif
- Prise en compte de la condition de non-fragilité : oui

#### 1.3.2 Analyse du poinçonnement et du cisaillement

##### Cisaillement

Combinaison dimensionnante 16\_ELU :

$$1.35PP+1.35PERM2+1.50PERM21+1.50PERM211+1.20V0(-)$$

Coefficients de chargement: 1.00 \* poids de la fondation

1.00 \* poids du sol

##### Charge dimensionnante:

$$Nr = 354,26 \text{ (kN)} \quad Mx = 0,26 \text{ (kN*m)} \quad My = -251,67 \text{ (kN*m)}$$

Longueur du périmètre critique: 2,10 (m)

Effort tranchant: 100,71 (kN)

Hauteur efficace de la section  $h_{eff} = 0,64 \text{ (m)}$

Surface de cisaillement:  $A = 1,34 \text{ (m}^2\text{)}$

Contrainte de cisaillement: 74,93 (kPa)

Contrainte de cisaillement admissible: 1166,67 (kPa)

Coefficient de sécurité: 15.57 > 1

#### 1.3.3 Ferraillage théorique

##### Semelle isolée:

Aciers inférieurs:

18\_ELU : 1.35PP+1.35PERM2+1.50PERM21+1.50PERM211

**My = 131,19 (kN\*m) Asx = 7,04 (cm<sup>2</sup>/m)**

6\_ELU : 1.35PP+1.35PERM2+1.00PERM21+1.00PERM211+1.80V270(-)

$$\mathbf{M_x = 20,37 \text{ (kN*m)}} \quad \mathbf{A_{sy} = 7,04 \text{ (cm}^2\text{/m)}} \\ \mathbf{A_s \text{ min} = 6,40 \text{ (cm}^2\text{/m)}}$$

Aciers supérieurs:

$$\mathbf{A'_{sx} = 0,00 \text{ (cm}^2\text{/m)}} \\ \mathbf{A'_{sy} = 0,00 \text{ (cm}^2\text{/m)}} \\ \mathbf{A_s \text{ min} = 0,00 \text{ (cm}^2\text{/m)}}$$

Espacement réglementaire maximal  $e_{\max} = 0,25 \text{ (m)}$

Fût:

$$\text{Armature longitudinale} \quad \mathbf{A = 25,75 \text{ (cm}^2\text{)}} \quad \mathbf{A \text{ min.} = 8,00 \text{ (cm}^2\text{)}} \\ \mathbf{A = 2 * (A_{sx} + A_{sy})} \\ \mathbf{A_{sx} = 11,51 \text{ (cm}^2\text{)}} \quad \mathbf{A_{sy} = 1,36 \text{ (cm}^2\text{)}}$$

### 1.3.4 Ferraillage réel

#### 2.3.1 Semelle isolée:

Aciers inférieurs:

En X:

$$\mathbf{19 \text{ HA 400 12} \quad l = 3,48 \text{ (m)} \quad e = 1*-0,90 + 18*0,10}$$

En Y:

$$\mathbf{29 \text{ HA 400 12} \quad l = 2,38 \text{ (m)} \quad e = 1*-1,40 + 28*0,10}$$

Aciers supérieurs:

#### 2.3.2 Fût

Armature longitudinale

En X:

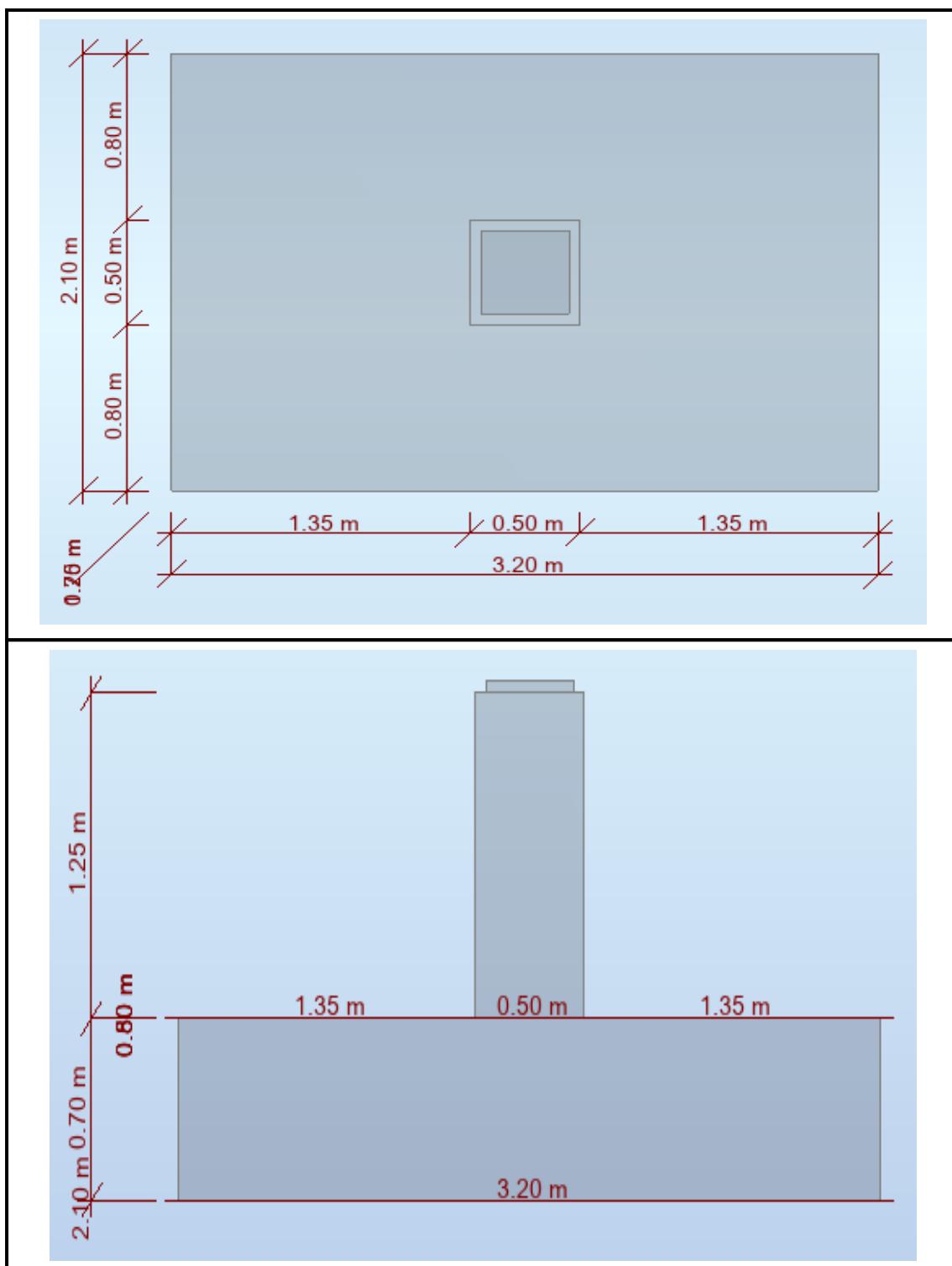
$$\mathbf{2 \text{ HA 400 12} l = 4,74 \text{ (m)} \quad e = 1*-0,19 + 1*0,37}$$

En Y:

$$\mathbf{11 \text{ HA 400 14} \quad l = 4,83 \text{ (m)} \quad e = 1*-0,19 + 10*0,04}$$

Armature transversale

$$\mathbf{8 \text{ HA 400 8} \quad l = 1,92 \text{ (m)} \quad e = 1*0,69 + 5*0,20 + 2*0,09}$$



**Figure 46 :** détails de la fondation des poteaux

### VII.3 Conclusion :

Les fondations superficielles isolées constituent le type de fondation approprié pour la structure étudiée. Le tableau suivant présente trois types de fondations ainsi que leurs dimensions

**Tableau 22 :** démontions des fondations et profil poteaux

N°	Profil du poteau	Dimensions des semelles		
		A(m)	B(m)	ht(m)
S1	HEA300	3.20	2.10	0.70
S2	HEA300	1.70	1.70	0.35
S3	HEA200	1.70	1.10	0.35

# CONCLUSION GENERALE

# CONCLUSION GENERALE

Parmi les missions incombant à l'ingénieur figure la conception des ouvrages et la garantie de leur bon fonctionnement, sûr et conforme, tout en respectant l'ensemble des règles et normes de construction en vigueur. Il doit également prendre en compte plusieurs facteurs essentiels, notamment la sécurité structurelle, la rentabilité économique, ainsi que les aspects architecturaux qui assurent l'harmonie du design avec l'environnement environnant et les besoins des utilisateurs

Ce projet de fin d'études a contribué à approfondir notre vision et notre compréhension des techniques de construction métallique, des murs de soutènement ainsi que des infrastructures. Il nous a offert une précieuse opportunité d'appliquer les connaissances théoriques et les compétences techniques acquises tout au long de notre parcours universitaire sur un projet réel. Ce travail nous a permis d'établir un lien concret entre l'aspect théorique et la pratique sur le terrain, renforçant ainsi notre efficacité professionnelle et nous préparant de manière plus adéquate aux exigences du marché du travail dans le domaine du génie civil

Les conclusions générales qu'on peut tirer de cette analyse est la suivante :

- Dans les structures métalliques, les effets du vent figurent parmi les charges les plus défavorables à considérer. Toutefois, il est également indispensable de prendre en compte la classification de la zone sableuse, conformément aux dispositions du Règlement National de Vent (RNV) de 2013, Annexe 1
- Afin de réaliser les calculs tridimensionnels et la modélisation, nous avons utilisé le logiciel Robot Structural Analysis, ce qui a grandement contribué à une représentation plus précise du comportement réel de la structure
- La nécessité que les profilés choisis doit être résister aux différents phénomènes d'instabilité.
- La configuration géométrique des systèmes de contreventement joue un rôle fondamental dans le contrôle du comportement global de la structure et dans l'assurance de sa stabilité sous l'effet des différentes charges.
- Une attention particulière doit être accordée à la rigidité de l'assemblage permettent d'assurer la continuité entre les éléments, tels que les poteaux et les traverse.
- La construction métallique se distingue par sa facilité d'exécution et son poids relativement léger par rapport aux autres matériaux, ce qui en fait une option très

attrayante pour les bâtiments de grande hauteur, tout en permettant la réalisation de vastes espaces libres

- ✚ Le calcul du mur de soutènement et nécessaire pour dimensionne le ferraillage de rideau et semelle filante.

L'obtention d'un ouvrage conforme au règlement exigés est très nécessaire, qui sert à résister aux différentes sollicitations, dans le souci de préserver la sécurité des vies humaines et des biens, nous espérons avoir réussi dans ce modeste travail, et nous prions Dieu qu'il soit bénéfique aux étudiants

# **REFERENCES**

# **BIBLIOGRAPHIQUES**

## **REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES**

### Livres et ouvrages :

- Calcul pratique des structures métalliques 2ème édition Author(s): M. BELAZOUGUI
- Manuel de construction métallique ;extraits des Eurocodes à l'usage des étudiants Author(s): Jean Pierre Muzeau
- Construction métallique (Tome 1) Généralités- Résistance des sections Instabilités ; L'auteur : Philippe MARON
- Les murs de soutènement - Livre théorique Etudes techniques et calcul de poussée des terres ; L'auteur : Lionel Sacré.

### Projets de fin d'études

- 1) Etude d'un hangar en charpente métallique à usage de stockage avec un pont roulant ; AMRANE LYES; mémoire Master2, 2016, Université Abderrahmane MIRA- BEJAIA.
- 2) Étude d'un hangar industriel avec un pont roulant en construction métallique ; OUALI Mohand tayeb et HAMMOUDI Abdelkader ; mémoire Master2, 2014, Université Abderrahmane MIRA- BEJAIA
- 3) Etude d'un hangar en charpente métallique avec Mezzanine; Ouaret Lydia et Latbi Nassima; mémoire Master 2, 2015, Université Abderrahmane MIRA- BEJAIA.
- 4) Etude d'un hangar en construction métallique à usage de fabrication mécanique; AMMOUCHI Hanane et HAMMOUMA Hakima; mémoire Master2, 2015, Université Abderrahmane MIRA- BEJAIA.
- 5) Etude d'un hangar en charpente métallique avec mezzanine ; BOUNAB ZAHIR BEKOUCHE HAMZA ; mémoire Master2, 2015, Université Abderrahmane MIRA- BEJAIA
- 6) Etude de deux hangars en charpente métallique à usage industrielle ; AIT ALDJET Merieme et KHANOUCHE Louisa ; mémoire Master2, 2014, Université Abderrahmane MIRA- BEJAIA
- 7) "Etude d'un hangar réalisé en Charpente métallique"Kias Hadjar - Laib Chaima mémoire Master2, 2020. Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf -Mila
- 8) Calcul des éléments résistants d'une construction métallique selon l'eurocode3 ; JEAN MOREL.

# *Annexes*

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
République Algérienne Démocratique et Populaire

وزير التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
جامعة العلوم والتكنولوجيا

Faculté des Sciences et de la Technologie  
Département Hydraulique et Génie Civil



كلية العلوم والتكنولوجيا  
قسم الري والهندسة المدنية

Université de Ghardaïa

Filière : Génie Civil  
Spécialité : Structures.

**Autorisation d'impression d'un mémoire du Master**

Les membres du jury	Nom et prénom	Signature
Le président de jury	DAHEUR Hadj Guemnia	
Examinateur 1	Mr. NESSIL Hanid	
Encadrant	Mr. Cherif Miloud	

Je soussigné M<sup>me</sup> : DAHEUR Hadj Guemnia

Président de jury des étudiants :

1. HADI MATAZZAH Bouhafs
2. FARDIALLAH Houssem Eddine

Thème

**Etude d'un hangar en charpente métallique au niveau de la commune El  
Mansoura Wilaya Ghardaïa**

autorise les étudiants mentionnés ci-dessus d'imprimer et déposer leur manuscrit final au niveau du département.

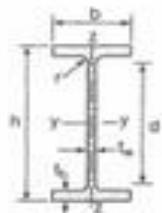
Président de jury :

DAHEUR HADJ  
GUENMIA



Le chef de département :

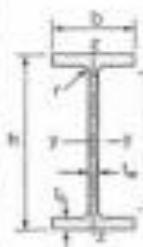
Poutrelles									
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.								
	Dimensions						Masses par mètre	Aire de la section	
	h	b	a	e	r	$h_t$	P	A	
	h	b	$t_w$	$t_f$	r	d	P	A	
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm <sup>2</sup>	
IPE	IPE 60	80,0	46	3,8	5,2	5	59,6	6,0	7,6
	IPE 100	100,0	55	4,1	5,7	7	74,8	8,1	10,3
	IPE 120	120,0	64	4,4	6,3	7	93,4	10,4	13,2
	IPE 140	140,0	73	4,7	6,9	7	112,2	12,9	16,4
	IPE 160	160,0	82	5,0	7,4	9	127,2	15,8	20,1
	IPE 180	180,0	91	5,3	8,0	9	146,0	18,8	23,9
	IPE 200	200,0	100	5,6	8,5	12	159,0	22,4	28,5
	IPE 220	220,0	110	5,9	9,2	12	177,6	26,2	33,4
	IPE 240	240,0	120	6,2	9,8	15	190,4	30,7	39,1
	IPE 270	270,0	135	6,6	10,2	15	219,6	36,1	45,9
	IPE 300	300,0	150	7,1	10,7	15	248,6	42,2	53,8
	IPE 330	330,0	160	7,5	11,5	18	271,0	49,1	62,6
	IPE 360	360,0	170	8,0	12,7	18	298,6	57,1	72,7
	IPE 400	400	180	8,6	13,5	21	331,0	66,3	84,5
	IPE 450	450,0	190	9,4	14,6	21	378,8	77,6	98,8
	IPE 500	500,0	200	10,2	16,0	21	426,0	90,7	115,5
	IPE 550	550,0	210	11,1	17,2	24	487,6	105,5	134,4
	IPE 600	600,0	220	12,0	19,0	24	514,0	122,4	156,0



## Produits sidérurgiques - formes, dimensions, caractéristiques

## NORMES DE RÉFÉRENCE

Dimensions : NF A 45-205  
Tolérances : NF EN 10034

IPE (suite)		Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion	
		$I_x$	$I_x/N_x$	$I_y$	-	-	$I_y$	$I_y/N_y$	$I_y$	-	-		
		$I_y$	$W_{pl,y}$	$I_y$	$W_{pl,y}$	$A_{pl}$	$I_x$	$W_{pl,z}$	$I_z$	$W_{pl,z}$	$A_y$		
		$cm^4$	$cm^3$	$cm$	$cm^3$	$cm^2$	$cm^4$	$cm^3$	$cm$	$cm^3$	$cm^2$		
		IPE 80	80,1	29,0	3,24	23,2	3,6	8,46	3,69	1,05	5,8	5,1	0,76
		IPE 100	171,0	34,2	4,07	39,4	5,1	16,91	5,78	1,24	9,1	6,7	1,20
		IPE 120	317,8	58,0	4,96	60,7	6,3	27,65	8,64	1,45	13,6	8,8	1,74
		IPE 140	541,2	77,3	5,74	88,3	7,6	44,93	12,30	1,65	19,2	10,6	2,45
		IPE 160	969,3	108,7	6,56	123,9	9,7	68,28	16,65	1,84	26,1	12,8	3,60
		IPE 180	1317,0	148,3	7,42	166,4	11,8	100,81	22,16	2,05	34,6	15,3	4,79
		IPE 200	1943,2	194,3	8,26	220,6	14,0	142,31	28,46	2,24	44,6	18,0	6,06
		IPE 220	2771,0	252,0	9,11	285,4	15,9	204,91	37,24	2,48	58,1	21,3	8,07
		IPE 240	3881,6	324,3	9,97	366,6	18,1	263,98	47,26	2,69	73,9	24,6	12,89
		IPE 270	5789,0	428,9	11,23	484,9	22,1	418,77	62,19	3,02	97,0	29,0	15,94
		IPE 300	8386,1	557,1	12,46	628,4	25,7	605,82	80,48	3,35	125,2	33,7	20,12
		IPE 330	11766,9	710,1	13,71	804,3	30,8	786,00	98,90	3,65	153,7	38,7	28,15
		IPE 360	16266,6	903,6	14,95	1019,1	35,1	1043,20	122,78	3,79	191,1	45,5	37,32
		IPE 400	23120,4	1156,4	16,55	1307,1	42,7	1317,58	148,40	3,95	229,0	51,1	51,08
		IPE 450	33742,9	1469,7	18,48	1701,8	50,8	1675,35	176,35	4,12	276,4	58,3	68,37
		IPE 500	49196,5	1927,9	20,43	2194,1	59,9	2140,30	214,09	4,30	335,9	67,2	89,29
		IPE 550	67116,5	2440,6	22,35	2787,9	72,3	2696,48	253,95	4,45	400,5	76,1	123,24
		IPE 600	92093,5	3069,4	24,30	3512,4	83,8	3385,78	307,80	4,66	485,6	87,8	165,42

Poutrelles									
Matière	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.								
	Dimensions						Masses par mètre	Aire de la section	
	h	b	s	e	r	h <sub>1</sub>	P	A	
	h	b	t <sub>w</sub>	t <sub>g</sub>	r	d	P	A	
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm <sup>2</sup>	
HEA	HEA 100	96	100	5,0	8	12	56	16,7	21,2
	HEA 120	114	120	5,0	8	12	74	19,8	25,3
	HEA 140	133	140	5,5	8,5	12	92	24,7	31,4
	HEA 160	152	160	6,0	9	15	104	30,4	38,8
	HEA 180	171	180	6,0	9,5	15	122	35,5	45,3
	HEA 200	190	200	6,5	10	18	134	42,3	53,8
	HEA 220	210	220	7,0	11	18	152	50,5	64,3
	HEA 240	230	240	7,5	12	21	164	60,3	76,8
	HEA 260	250	260	7,5	12,5	24	177	68,2	86,8
	HEA 280	270	280	8,0	13	24	196	76,4	97,3
	HEA 300	290	300	8,5	14	27	208	85,3	112,5
	HEA 320	310	300	9,0	15,5	27	225	97,5	124,4
	HEA 340	330	300	9,5	16,5	27	243	104,8	133,5
	HEA 360	350	300	10,0	17,5	27	261	112,1	142,8
	HEA 380	390	300	11,0	19	27	298	124,8	159,0
	HEA 400	440	300	11,5	21	27	344	139,8	178,0
	HEA 500	490	300	12,0	23	27	390	155,1	197,5
	HEA 550	540	300	12,5	24	27	438	166,2	211,8
	HEA 600	590	300	13,0	25	27	486	177,8	226,5
	HEA 650	640	300	13,5	26	27	534	189,7	241,8
	HEA 700	690	300	14,5	27	27	582	204,5	260,5
	HEA 800	790	300	15,0	28	30	674	224,4	285,8
	HEA 900	890	300	16	30	30	770	251,6	320,5
	HEA 1000	990	300	16,5	31	30	868	272,3	346,8

## Produits sidérurgiques - formes, dimensions, caractéristiques

NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-201 Tolérances : NF EN 10034											
	Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion	
	$I_x$	$I_x/W_z$	$I_y$	-	-	$I_y$	$I_y/W_z$	$I_y$	-	-		
HEA (suite)	$I_x$	$W_{x,z}$	$I_y$	$W_{y,z}$	$A_y$	$I_y$	$W_{x,z}$	$I_y$	$W_{y,z}$	$A_y$	$I_x$	
	$\text{cm}^4$	$\text{cm}^2$	$\text{cm}$	$\text{cm}^2$	$\text{cm}^2$	$\text{cm}^4$	$\text{cm}^2$	$\text{cm}$	$\text{cm}^2$	$\text{cm}^2$	$\text{cm}^4$	
	HEA 100	349,2	72,8	4,96	83,9	7,6	133,8	26,8	2,51	41,1	16,9	5,24
	HEA 120	606,2	106,3	4,89	119,5	8,5	230,9	38,5	3,62	58,9	22,1	5,99
	HEA 140	1033,1	155,4	5,73	173,5	10,1	339,3	55,6	3,52	84,8	24,6	8,13
	HEA 160	1673,0	229,1	6,57	245,1	13,2	615,5	76,9	3,98	117,6	30,1	12,19
	HEA 180	2510,3	293,6	7,45	324,9	14,5	924,8	102,7	4,92	150,5	35,5	14,80
	HEA 200	3882,2	388,8	8,28	429,5	18,1	1335,8	130,8	4,98	203,8	41,6	20,98
	HEA 220	5429,7	515,2	9,17	568,5	20,7	1954,5	177,7	5,51	270,6	50,2	28,46
	HEA 240	7783,2	675,1	10,05	744,6	25,2	2798,9	250,7	6,90	351,7	59,7	41,55
	HEA 260	10425,0	836,4	10,97	919,8	29,8	3658,2	282,2	6,90	430,2	67,4	52,37
	HEA 280	13873,3	1012,8	11,86	1112,2	31,7	4793,0	340,2	7,90	518,1	75,4	62,10
	HEA 300	18263,5	1259,0	12,74	1380,3	37,3	6310,5	420,7	7,49	641,2	87,0	85,17
	HEA 320	22926,8	1479,3	13,58	1626,1	41,1	8885,8	485,7	7,49	799,7	98,2	107,97
	HEA 340	27780,1	1678,4	14,40	1860,5	45,0	1248,3	495,8	7,46	755,9	102,5	127,20
	HEA 360	33069,8	1890,8	15,22	2068,5	49,0	1786,8	525,8	7,43	802,3	106,7	148,82
	HEA 380	45069,4	2311,3	16,64	2581,8	57,3	2563,1	570,9	7,34	872,9	118,2	189,04
	HEA 400	63721,6	2896,4	18,00	3215,9	65,8	3945,2	638,9	7,29	905,5	130,4	243,76
	HEA 420	86874,8	3660,0	19,38	3948,8	74,7	10365,6	691,0	7,24	1058,5	142,7	309,27
	HEA 450	111932,2	4145,8	22,09	4621,8	83,7	16817,2	721,1	7,15	1198,9	148,9	351,54
	HEA 500	141200,1	4786,7	24,97	5350,4	93,2	21268,1	751,3	7,05	1595,7	165,2	397,81
	HEA 550	178176,2	5474,3	26,83	6136,3	100,2	21721,3	781,4	6,96	1204,8	161,5	448,20
	HEA 600	215901,4	6240,6	28,75	7031,8	117,0	12175,5	811,7	6,84	1258,7	168,0	513,89
	HEA 650	263442,6	7082,1	30,58	8098,5	138,8	12634,7	842,3	6,65	1312,3	174,8	596,87
	HEA 700	322075,0	7984,8	32,29	10811,0	163,3	13542,4	902,8	6,50	1414,5	182,4	736,72
	HEA 750	393846,2	11188,8	33,98	12624,4	184,8	13998,9	933,3	6,25	1499,7	193,7	822,41

Poutrelles												
UPN	matériaux	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.										
								Indication des tolérances :		$t \leq 322 : \pm 5\%$ $t > 322 : \pm 5\%$		
	Profils	Dimensions							Masse par mètre	Aire de la section	Position du centre de gravité	
		$t$	$b$	$t_f$	$t_w$	$t$	$t_f$	$t_w$	$P$	$A$	$d_1$	$d_2 = v_2$
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm <sup>2</sup>	cm	cm
		60	43	6,0	5,2	8,0	4,00	4,7	8,7	11,0	1,45	3,05
		80	52	6,0	5,2	8,5	4,50	5,4	10,6	13,5	1,55	3,45
		100	63	7,0	6,2	9,0	4,50	6,2	15,3	17,0	1,81	3,89
		120	73	7,0	6,2	9,0	4,50	6,2	16,2	20,4	1,76	4,24
		140	83	7,0	10,0	10,0	5,00	9,8	16,9	24,0	1,84	4,66
		160	93	7,5	10,5	10,5	5,50	11,6	18,9	24,0	1,82	5,06
		180	103	7,0	8,0	11,0	6,00	12,0	21,8	27,8	1,82	5,46
		200	113	8,5	11,5	11,5	6,50	13,1	25,2	32,2	2,01	5,49
		220	123	9,0	12,5	12,5	6,50	16,7	26,4	37,4	2,14	5,86
		240	133	9,0	13,0	13,0	7,00	18,5	33,2	42,3	2,25	6,27
		260	143	10,0	14,0	14,0	7,50	20,6	37,9	48,3	2,36	6,64
		280	153	10,0	15,0	15,0	8,00	21,6	41,9	53,4	2,53	6,97
		300	163	10,0	16,0	16,0	8,50	23,1	46,1	58,6	2,70	7,30

Paramètre	Symbol	Renvoi
Pression dynamique de référence	$q_{ref}$	§ 2.3.1
Hauteur de référence	$z_r$	§ 2.3.2
Catégorie de terrain et facteurs de site	-	§ 2.4.3
Intensité de turbulence $I_v$	$I_v$	§ 2.4.6
Coefficient de topographie	$C_t(z)$	§
Coefficient de rugosité	$C_r(z)$	2.4.5
Coefficient d'exposition	$C_e(z)$	§ 2.4.4
Pression dynamique de pointe	$q_p$	§ 2.4 § 2.3
Pression exercée par le vent (par exemple sur les revêtements, bardages, fixations et éléments de construction)		
Coefficient de pression intérieur	$C_{pi}$	§ 5.1
Coefficient de pression extérieur	$C_{pe}$	§ 5.2
Coefficient de pression net	$C_{pn}$	§ 5.3
Coefficient de force	$C_f$	Chap. 4
Pression aérodynamique extérieure	$W_e = q_p \cdot C_{pe}$	§ 2.6.2
Pression aérodynamique intérieure	$W_i = q_p \cdot C_{pi}$	§ 2.6.2
Forces exercées par le vent (effets globaux par exemple)		
Coefficient dynamique	$C_d$	Chap. 3
Force exercée par le vent (à partir des coefficients de force)	$F_u$	2.6.1
Force exercée par le vent (à partir des coefficients de pression)	$F_w$	2.6.2

Tableau 2.1 : Étapes de calcul des actions dues au vent

Hauteur $z$ (m)	Catégories de terrain				
	0	I	II	III	IV
≤ 1	1,811	1,545	1,423	1,276	1,173
2	2,137	1,883	1,423	1,276	1,173
5	2,603	2,373	1,929	1,276	1,173
10	2,983	2,776	2,352	1,703	1,173
15	3,216	3,025	2,616	1,973	1,440
20	3,387	3,207	2,810	2,174	1,640
25	3,521	3,352	2,965	2,335	1,801
30	3,633	3,472	3,094	2,470	1,937
35	3,729	3,575	3,205	2,587	2,055
40	3,813	3,666	3,302	2,690	2,159
50	3,956	3,820	3,468	2,865	2,337
60	4,074	3,947	3,606	3,012	2,487
70	4,175	4,056	3,725	3,139	2,617
80	4,264	4,152	3,829	3,250	2,731
100	4,414	4,315	4,006	3,440	2,926
125	4,566	4,480	4,187	3,634	3,127
150	4,692	4,617	4,337	3,796	3,295
175	4,800	4,735	4,466	3,936	3,440
200	4,895	4,838	4,579	4,058	3,568

Tableau 2.3 : Valeurs du coefficient d'exposition  $C_e(z)$  pour  $C_t(z) = 1$

Angle de pente $\alpha$	Zones pour vent de direction $0 = 0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$C_{p,F}$	$C_{p,G}$	$C_{p,H}$	$C_{p,I}$	$C_{p,H}$	$C_{p,I}$	$C_{p,I}$	$C_{p,J}$	$C_{p,I}$	$C_{p,J}$
-45°	-0,6		-0,6		-0,8		-0,7		-1,0	-1,5
-30°	-1,1	-2,0	-0,8	-1,5	-0,8		-0,6	-0,8	-1,4	
-15°	-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5	-0,7	-1,2	
-5°	-3,3	-3,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	+0,2	+0,2		
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-0,6	-0,6		
	+0,0		+0,0		+0,0		+0,0	+0,0		
15°	-0,9	-1,8	-0,8	-1,5	-0,3		-0,4	-1,0	-1,5	
	+0,2		+0,2		+0,2		+0,0	0,0	0,0	
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-0,4	-0,5		
	0,7		0,7		0,4		0,0	0,0		
45°	0,0		0,0		0,0		-0,2	-0,3		
	+0,7		+0,7		+0,6		0,0	0,0		
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,2	-0,3		
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,2	-0,3		

Angle de pente $\alpha$	Zones pour vent de direction $0 = 90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$C_{p,F}$	$C_{p,G}$	$C_{p,H}$	$C_{p,I}$	$C_{p,H}$	$C_{p,I}$	$C_{p,I}$	$C_{p,I}$
-45°	-1,4	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-30°	-1,5	-2,1	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-15°	-1,9	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	-0,8	-1,2
-5°	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	-1,2
5°	-1,6	-2,2	-1,3	-2,0	-0,7	-1,2		0,0
15°	-1,3	-2,0	-1,3	-2,0	-0,6	-1,2		-0,5
30°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,8	-1,2		-0,5
45°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,9	-1,2		-0,5
60°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0		-0,5
75°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0		-0,5

Tableau 5.4 : Coefficients de pression extérieure pour toitures à deux versants

Facteurs de moment uniforme équivalents (M<sub>u</sub>)

Diagramme des moments	Facteur de moment uniforme équivalents (M <sub>u</sub> )
Moment d'extrémité 	$B_{M,ur} = 1,8 - 0,7\mu$
Moment créé par des forces latérales dans le plan 	$B_{M,Q} = 1,2$
Moment créé par des forces latérales dans le plan et des moments d'extrémité 	$B_{M,Q} = B_{M,ur} + \frac{ M_Q }{2M_u} (B_{M,ur} - B_{M,ur})$ $\Delta M = \begin{cases}  M_u  & \text{dû aux charges transversales seulement} \\  max. M  & \text{pour diagrammes de moment sans changement de signe} \\  max. M  +  min. M  & \text{pour diagrammes de moment avec changement de signe} \end{cases}$

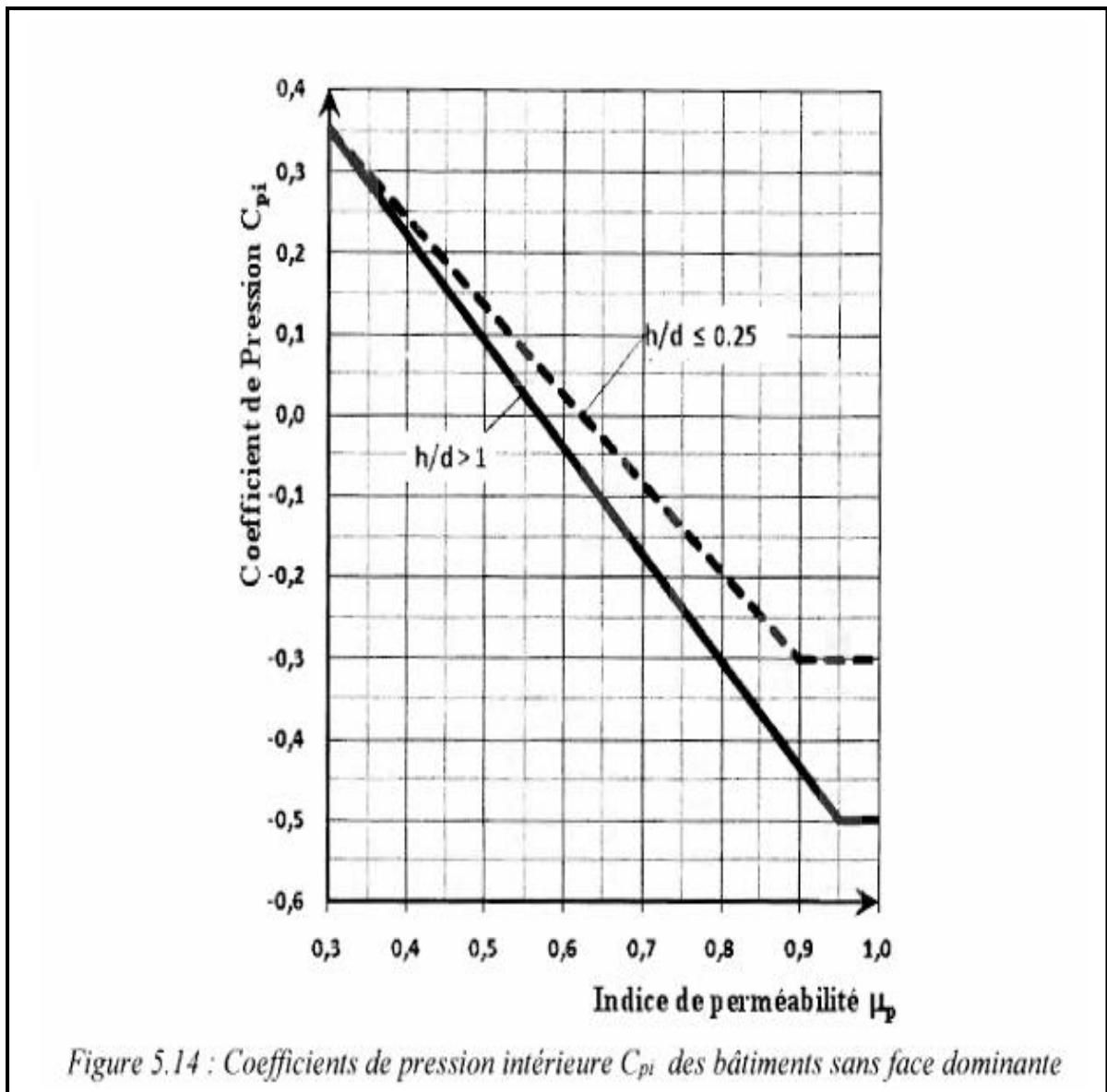
Changement et conditions d'appui dans le plan	Diagramme du moment échissant	$C_1$	$C_2$
		1,13	0,45
		2,57	1,55
		1,35	0,55
		1,89	1,50

Zone	q <sub>réf</sub> (N/m <sup>2</sup> )
I	375
II	435
III	500
IV	575

Tableau 2.2 : Valeurs de la pression dynamique de référence

38	TISSEMSILT	II
39	EL OUED	III
40	KHENCHELA	II
41	SOUK AHRAS	III
42	TIPAZA	I
43	MILA	I
44	AIN DEFLA	I
45	NAAMA	III
46	AIN TEMOUCHENT	II
47	GHARDAIA Communes de : HASSIEL GARAA, GOLEA, HASSI LEFHAL Toutes les autres communes	IV
48	RELIZANE	III

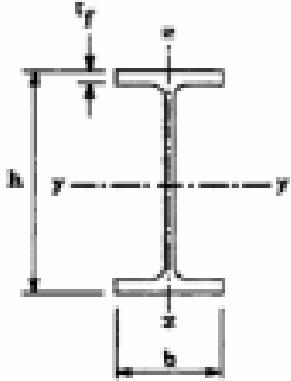
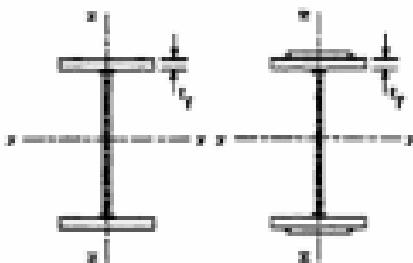
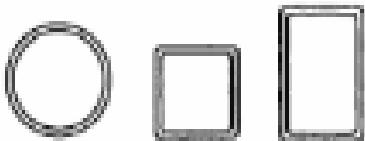
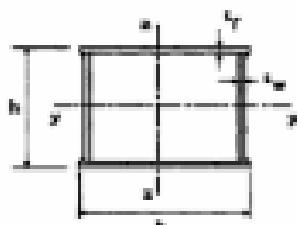
Tableau A.2 : Zones climatiques du vent

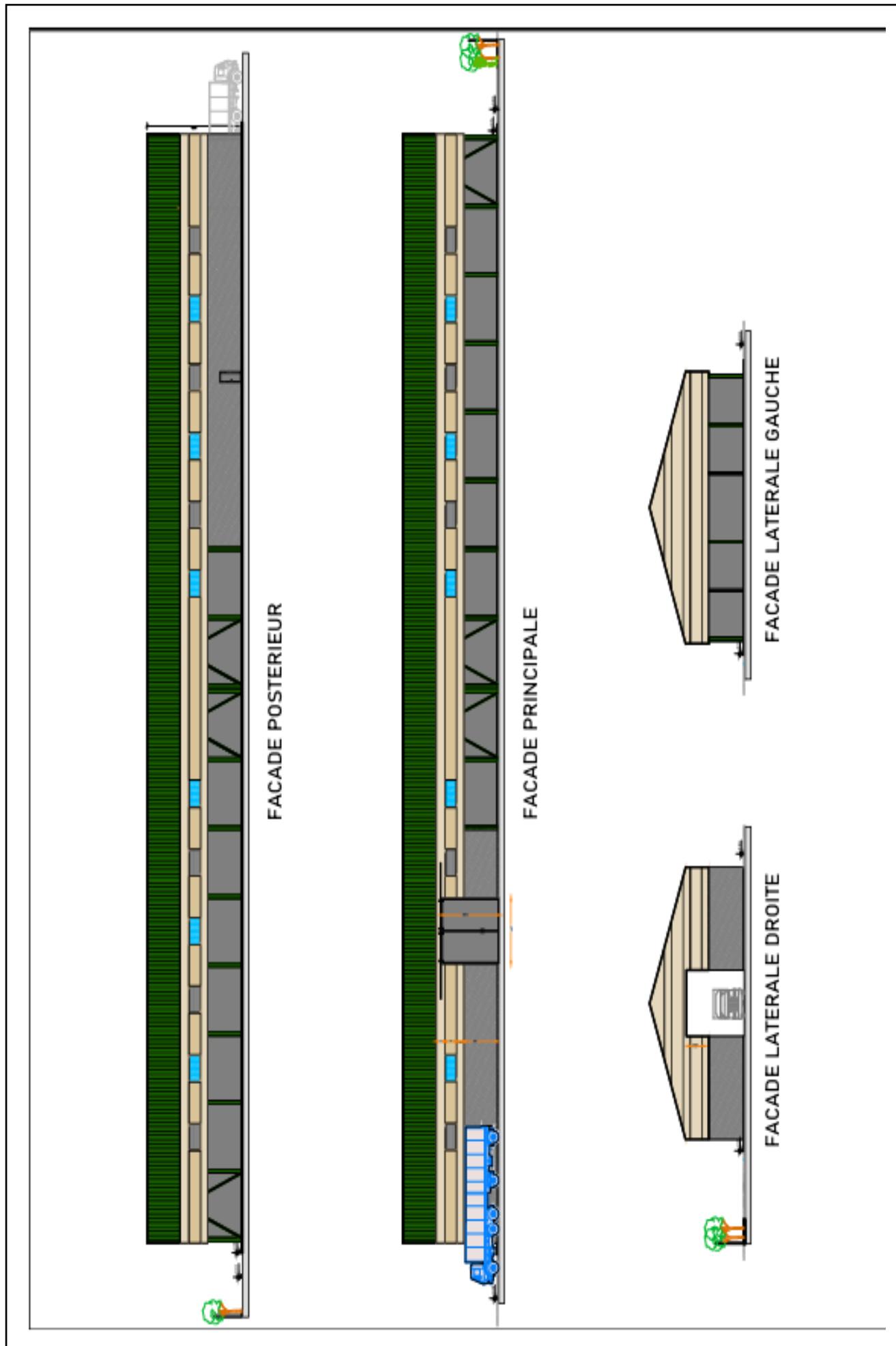


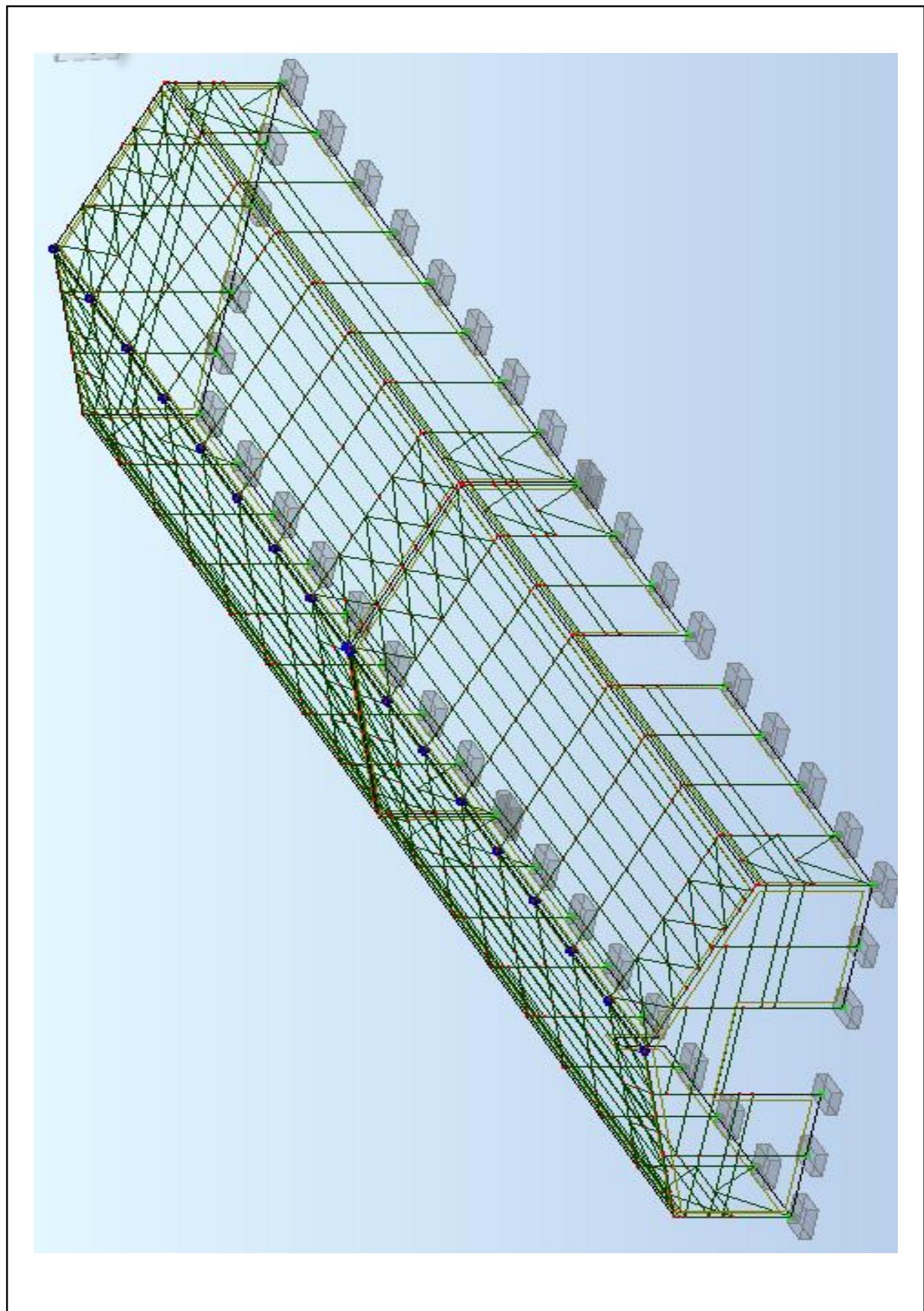
**FACTEURS DE PORTANCES DES FONDATIONS SUPERFICIELLES**

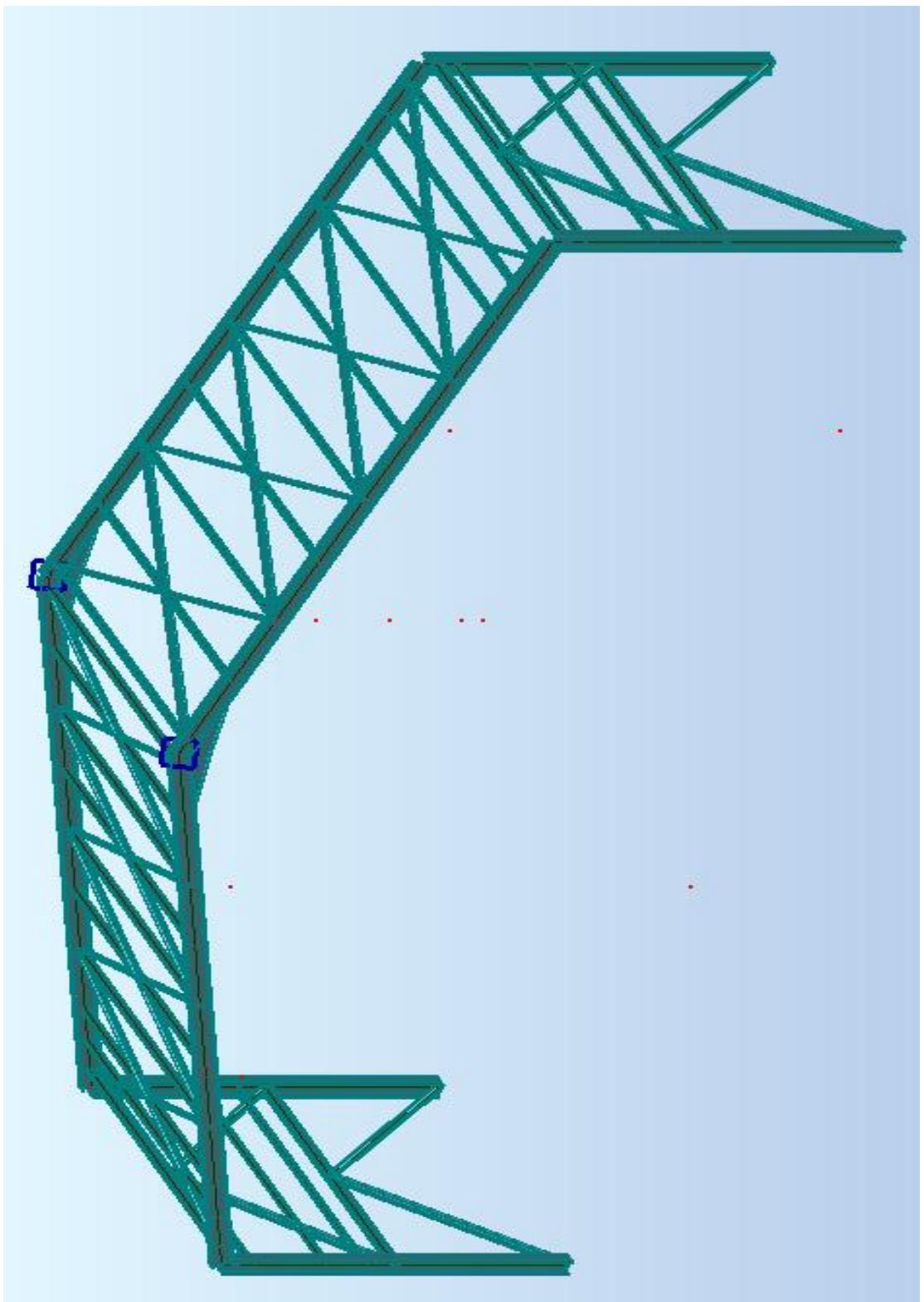
$\varphi$	$N_c$	$N_q$	$N_y$	$N_y$ (EC7)	$\varphi$	$N_c$	$N_q$	$N_y$	$N_y$ (EC7)
0	5.14	1.00	0.00	0.00	25	20.72	10.66	10.88	9.01
1	5.38	1.09	0.07	0.00	26	22.25	11.85	12.54	10.59
2	5.63	1.20	0.15	0.01	27	23.94	13.20	14.47	12.43
3	5.90	1.31	0.24	0.03	28	25.80	14.72	16.72	14.59
4	6.19	1.43	0.34	0.06	29	27.86	16.44	19.34	17.12
5	<b>6.49</b>	<b>1.57</b>	<b>0.45</b>	<b>0.10</b>	30	<b>30.14</b>	<b>18.40</b>	<b>22.40</b>	<b>20.09</b>
6	6.81	1.72	0.57	0.15	31	32.67	20.63	25.99	23.59
7	7.16	1.88	0.71	0.22	32	35.49	23.18	30.21	27.72
8	7.53	2.06	0.86	0.30	33	38.64	26.09	35.19	32.59
9	7.92	2.25	1.03	0.40	34	42.16	29.44	41.06	38.37
10	<b>8.34</b>	<b>2.47</b>	<b>1.22</b>	<b>0.52</b>	35	<b>46.12</b>	<b>33.30</b>	<b>48.03</b>	<b>45.23</b>
11	8.80	2.71	1.44	0.66	36	50.59	37.75	56.31	53.40
12	9.28	2.97	1.69	0.84	37	55.63	42.92	66.19	63.18
13	9.81	3.26	1.97	1.05	38	61.35	48.93	78.02	74.90
14	10.37	3.59	2.29	1.29	39	67.87	55.96	92.25	89.01
15	<b>10.98</b>	<b>3.94</b>	<b>2.65</b>	<b>1.58</b>	40	<b>75.31</b>	<b>64.20</b>	<b>109.41</b>	<b>106.05</b>
16	11.63	4.34	3.06	1.91	41	83.86	73.90	130.21	126.74
17	12.34	4.77	3.53	2.31	42	93.71	85.37	155.54	151.94
18	13.10	5.26	4.07	2.77	43	105.11	99.01	186.53	182.80
19	13.93	5.80	4.68	3.30	44	118.37	115.31	224.63	220.77
20	<b>14.83</b>	<b>6.40</b>	<b>5.39</b>	<b>3.93</b>	45	<b>133.37</b>	<b>134.87</b>	<b>271.75</b>	<b>267.75</b>
21	15.81	7.07	6.20	4.66	46	152.10	158.50	330.34	326.20
22	16.88	7.82	7.13	5.51	47	173.64	187.21	403.65	399.36
23	18.05	8.66	8.20	6.50	48	199.26	222.30	496.00	491.56
24	19.32	9.60	9.44	7.66	49	229.92	265.50	613.14	608.54
					50	<b>266.88</b>	<b>319.06</b>	<b>762.86</b>	<b>758.09</b>

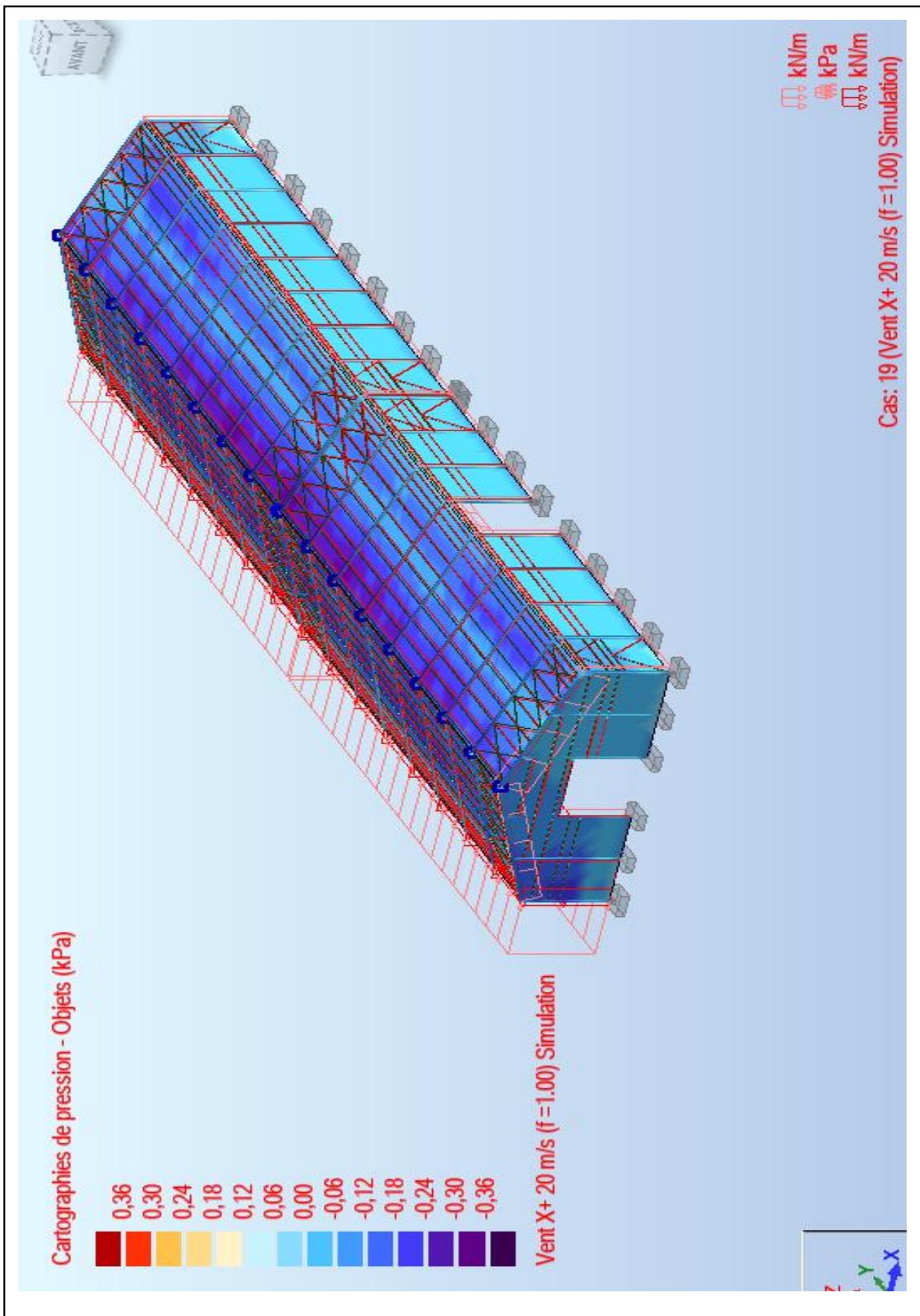
Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section

Type de Section	Limites	axe de flambement	courbe de flambement
<b>Sections en I laminées</b> 	$h/b > 1,2$ : $t_f \leq 40 \text{ mm}$ $40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$ $h/b \leq 1,2$ : $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	$y-y$ $z-z$ $y-y$ $z-z$ $y-y$ $z-z$	a b b c b c d d
<b>Sections en I soudées</b> 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $t_f > 40 \text{ mm}$	$y-y$ $z-z$ $y-y$ $z-z$	b c b d
<b>Sections creuses</b> 	laminées à chaud formées à froid - en utilisant $t_{yb}^{**}$ formées à froid - en utilisant $t_{ya}^{**}$	quel qu'il soit	a b c
<b>Caissons soudés</b> 	d'une manière générale (sauf ci-dessous) Soudures épaisses et $b/t_f < 30$ $h/t_{yw} < 30$	quel qu'il soit	b c
<b>Sections en U, L, T et sections pleines</b> 		quel qu'il soit	c









# CALCULS DES CHARGES NEIGE ET VENT

## selon NV65 02/09

### **DIMENSIONS DU BATIMENT**

Hauteur:	<b>9,60 m</b>
Largeur:	<b>23,00 m</b>
Profondeur:	<b>96,40 m</b>
Position du sol:	<b>0,10 m</b>
Altitude de la construction:	<b>9,60 m</b>

### **DONNEES VENT**

Région:	<b>1</b>
Type de vent:	<b>normal</b>
Site:	<b>normal</b> <b>ks = 1,000</b>

Pression de base:	<b>0,50 kPa</b>
-------------------	-----------------

### **RESULTATS VENT**

#### **Cas de charge: Vent 0 deg sur.(+)**

*Gamma :*      **1,000**

Coefficients de chargement

surface: **935**      *Ce :*    **0,800**    *Ci :*    **0,300**    *Ce-Ci* =    **0,500**  
*qH :*    **0,50 kPa**    *Delta :*    **1,000**  
*qr(z) =*    **0,25 kPa local**

surface: **936**      *Ce :*    **-0,500**    *Ci :*    **0,300**    *Ce-Ci* =    **-0,800**  
*qH :*    **0,50 kPa**    *Delta :*    **1,000**  
*qr(z) =*    **-0,40 kPa local**

surface: **937**      *Ce :*    **-0,347**    *Ci :*    **0,300**    *Ce-Ci* =    **-0,647**  
*qH :*    **0,50 kPa**    *Delta :*    **1,000**  
*qr(z) =*    **-0,32 kPa local**

surface: **938**      *Ce :*    **-0,578**    *Ci :*    **0,300**    *Ce-Ci* =    **-0,878**  
*qH :*    **0,50 kPa**    *Delta :*    **1,000**  
*qr(z) =*    **-0,44 kPa local**

surface: **549**      *Ce :*    **-0,500**    *Ci :*    **0,300**    *Ce-Ci* =    **-0,800**  
*qH :*    **0,50 kPa**    *Delta :*    **1,000**  
*qr(z) =*    **-0,40 kPa local**

surface: **604**      *Ce :*    **-0,500**    *Ci :*    **0,300**    *Ce-Ci* =    **-0,800**  
*qH :*    **0,50 kPa**    *Delta :*    **1,000**  
*qr(z) =*    **-0,40 kPa local**

#### **Cas de charge: Vent 0 deg dép.(-)**

*Gamma :*      **1,000**

Coefficients de chargement

surface: 935       $Ce : 0,800$   $Ci : -0,300$   $Ce-Ci = 1,100$   
 $qH : 0,50 \text{ kPa}$   $Delta : 1,000$   
 $qr(z) = 0,55 \text{ kPa local}$

surface: 936       $Ce : -0,500$   $Ci : -0,300$   $Ce-Ci = -0,200$   
 $qH : 0,50 \text{ kPa}$   $Delta : 1,000$   
 $qr(z) = -0,10 \text{ kPa local}$

surface: 937       $Ce : -0,347$   $Ci : -0,300$   $Ce-Ci = -0,047$   
 $qH : 0,50 \text{ kPa}$   $Delta : 1,000$   
 $qr(z) = -0,02 \text{ kPa local}$

surface: 938       $Ce : -0,578$   $Ci : -0,300$   $Ce-Ci = -0,278$   
 $qH : 0,50 \text{ kPa}$   $Delta : 1,000$   
 $qr(z) = -0,14 \text{ kPa local}$

surface: 549       $Ce : -0,500$   $Ci : -0,300$   $Ce-Ci = -0,200$   
 $qH : 0,50 \text{ kPa}$   $Delta : 1,000$   
 $qr(z) = -0,10 \text{ kPa local}$

surface: 604       $Ce : -0,500$   $Ci : -0,300$   $Ce-Ci = -0,200$   
 $qH : 0,50 \text{ kPa}$   $Delta : 1,000$   
 $qr(z) = -0,10 \text{ kPa local}$

### Cas de charge: Vent 90 deg sur.(+)

$Gamma : 1,000$

Coefficients de chargement

surface: 935       $Ce : -0,500$   $Ci : 0,300$   $Ce-Ci = -0,800$   
 $qH : 0,50 \text{ kPa}$   $Delta : 1,000$   
 $qr(z) = -0,40 \text{ kPa local}$

surface: 936       $Ce : -0,500$   $Ci : 0,300$   $Ce-Ci = -0,800$   
 $qH : 0,50 \text{ kPa}$   $Delta : 1,000$   
 $qr(z) = -0,40 \text{ kPa local}$

surface: 937       $Ce : -0,500$   $Ci : 0,300$   $Ce-Ci = -0,800$   
 $qH : 0,50 \text{ kPa}$   $Delta : 1,000$   
 $qr(z) = -0,40 \text{ kPa local}$

surface: 938       $Ce : -0,500$   $Ci : 0,300$   $Ce-Ci = -0,800$   
 $qH : 0,50 \text{ kPa}$   $Delta : 1,000$   
 $qr(z) = -0,40 \text{ kPa local}$

surface: 549       $Ce : -0,500$   $Ci : 0,300$   $Ce-Ci = -0,800$   
 $qH : 0,50 \text{ kPa}$   $Delta : 1,000$   
 $qr(z) = -0,40 \text{ kPa local}$

surface: 604       $Ce : 0,800$   $Ci : 0,300$   $Ce-Ci = 0,500$   
 $qH : 0,50 \text{ kPa}$   $Delta : 1,000$   
 $qr(z) = 0,25 \text{ kPa local}$

### Cas de charge: Vent 90 deg dép.(-)

$Gamma : 1,000$

Coefficients de chargement

surface: 935

*Ce* : -0,500 *Ci* : -0,300 *Ce-Ci* = -0,200  
*qH* : 0,50 kPa *Delta* : 1,000  
*qr(z)* = -0,10 kPa local

surface: 936

*Ce* : -0,500 *Ci* : -0,300 *Ce-Ci* = -0,200  
*qH* : 0,50 kPa *Delta* : 1,000  
*qr(z)* = -0,10 kPa local

surface: 937

*Ce* : -0,500 *Ci* : -0,300 *Ce-Ci* = -0,200  
*qH* : 0,50 kPa *Delta* : 1,000  
*qr(z)* = -0,10 kPa local

surface: 938

*Ce* : -0,500 *Ci* : -0,300 *Ce-Ci* = -0,200  
*qH* : 0,50 kPa *Delta* : 1,000  
*qr(z)* = -0,10 kPa local

surface: 549

*Ce* : -0,500 *Ci* : -0,300 *Ce-Ci* = -0,200  
*qH* : 0,50 kPa *Delta* : 1,000  
*qr(z)* = -0,10 kPa local

surface: 604

*Ce* : 0,800 *Ci* : -0,300 *Ce-Ci* = 1,100  
*qH* : 0,50 kPa *Delta* : 1,000  
*qr(z)* = 0,55 kPa local

### Cas de charge: Vent 180 deg sur.(+)

Gamma : 1,000

Coefficients de chargement

surface: 935

*Ce* : -0,500 *Ci* : 0,300 *Ce-Ci* = -0,800  
*qH* : 0,50 kPa *Delta* : 1,000  
*qr(z)* = -0,40 kPa local

surface: 936

*Ce* : 0,800 *Ci* : 0,300 *Ce-Ci* = 0,500  
*qH* : 0,50 kPa *Delta* : 1,000  
*qr(z)* = 0,25 kPa local

surface: 937

*Ce* : -0,578 *Ci* : 0,300 *Ce-Ci* = -0,878  
*qH* : 0,50 kPa *Delta* : 1,000  
*qr(z)* = -0,44 kPa local

surface: 938

*Ce* : -0,347 *Ci* : 0,300 *Ce-Ci* = -0,647  
*qH* : 0,50 kPa *Delta* : 1,000  
*qr(z)* = -0,32 kPa local

surface: 549

*Ce* : -0,500 *Ci* : 0,300 *Ce-Ci* = -0,800  
*qH* : 0,50 kPa *Delta* : 1,000  
*qr(z)* = -0,40 kPa local

surface: 604

*Ce* : -0,500 *Ci* : 0,300 *Ce-Ci* = -0,800  
*qH* : 0,50 kPa *Delta* : 1,000  
*qr(z)* = -0,40 kPa local

### Cas de charge: Vent 180 deg dép.(-)

Gamma : 1,000

Coefficients de chargement

surface: 935

*Ce* : -0,500 *Ci* : -0,300 *Ce-Ci* = -0,200  
*qH* : 0,50 kPa *Delta* : 1,000  
*qr(z)* = -0,10 kPa local

surface: 936

*Ce* : 0,800 *Ci* : -0,300 *Ce-Ci* = 1,100  
*qH* : 0,50 kPa *Delta* : 1,000  
*qr(z)* = 0,55 kPa local

surface: 937

*Ce* : -0,578 *Ci* : -0,300 *Ce-Ci* = -0,278  
*qH* : 0,50 kPa *Delta* : 1,000  
*qr(z)* = -0,14 kPa local

surface: 938

*Ce* : -0,347 *Ci* : -0,300 *Ce-Ci* = -0,047  
*qH* : 0,50 kPa *Delta* : 1,000  
*qr(z)* = -0,02 kPa local

surface: 549

*Ce* : -0,500 *Ci* : -0,300 *Ce-Ci* = -0,200  
*qH* : 0,50 kPa *Delta* : 1,000  
*qr(z)* = -0,10 kPa local

surface: 604

*Ce* : -0,500 *Ci* : -0,300 *Ce-Ci* = -0,200  
*qH* : 0,50 kPa *Delta* : 1,000  
*qr(z)* = -0,10 kPa local

**Cas de charge: Vent 270 deg sur.(+)**

Gamma : 1,000

Coefficients de chargement

surface: 935

*Ce* : -0,500 *Ci* : 0,300 *Ce-Ci* = -0,800  
*qH* : 0,50 kPa *Delta* : 1,000  
*qr(z)* = -0,40 kPa local

surface: 936

*Ce* : -0,500 *Ci* : 0,300 *Ce-Ci* = -0,800  
*qH* : 0,50 kPa *Delta* : 1,000  
*qr(z)* = -0,40 kPa local

surface: 937

*Ce* : -0,500 *Ci* : 0,300 *Ce-Ci* = -0,800  
*qH* : 0,50 kPa *Delta* : 1,000  
*qr(z)* = -0,40 kPa local

surface: 938

*Ce* : -0,500 *Ci* : 0,300 *Ce-Ci* = -0,800  
*qH* : 0,50 kPa *Delta* : 1,000  
*qr(z)* = -0,40 kPa local

surface: 549

*Ce* : 0,800 *Ci* : 0,300 *Ce-Ci* = 0,500  
*qH* : 0,50 kPa *Delta* : 1,000  
*qr(z)* = 0,25 kPa local

surface: 604

*Ce* : -0,500 *Ci* : 0,300 *Ce-Ci* = -0,800  
*qH* : 0,50 kPa *Delta* : 1,000  
*qr(z)* = -0,40 kPa local

**Cas de charge: Vent 270 deg dép.(-)**

Gamma : 1,000

Coefficients de chargement

surface: 935

*Ce* : -0,500 *Ci* : -0,300 *Ce-Ci* = -0,200  
*qH* : 0,50 kPa *Delta* : 1,000  
*qr(z)* = -0,10 kPa local

surface: 936

*Ce* : -0,500 *Ci* : -0,300 *Ce-Ci* = -0,200  
*qH* : 0,50 kPa *Delta* : 1,000  
*qr(z)* = -0,10 kPa local

surface: 937

*Ce* : -0,500 *Ci* : -0,300 *Ce-Ci* = -0,200  
*qH* : 0,50 kPa *Delta* : 1,000  
*qr(z)* = -0,10 kPa local

surface: 938

*Ce* : -0,500 *Ci* : -0,300 *Ce-Ci* = -0,200  
*qH* : 0,50 kPa *Delta* : 1,000  
*qr(z)* = -0,10 kPa local

surface: 549

*Ce* : 0,800 *Ci* : -0,300 *Ce-Ci* = 1,100  
*qH* : 0,50 kPa *Delta* : 1,000  
*qr(z)* = 0,55 kPa local

surface: 604

*Ce* : -0,500 *Ci* : -0,300 *Ce-Ci* = -0,200  
*qH* : 0,50 kPa *Delta* : 1,000  
*qr(z)* = -0,10 kPa local

## **DONNEES NEIGE**

Région:

**A1**

Altitude géographique:

**0 m**Pression de base - neige normale: (*Pn*<sub>0</sub>)**0,00 kPa**

Pn :

**0,00 kPa**Pression de base - neige accidentelle: (*P'n*<sub>0</sub>)**0,00 kPa**

P'n :

**0,00 kPa**

## **RESULTATS NEIGE**