

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université de Mohamed Elbachir El Ibrahimi
Bordj Bou Arreridj
Faculté des sciences et de la technologie
Département de Génie Civil



MÉMOIRE

En vue de l'obtention d'un diplôme de Master en Génie Civil

Option : Structures

Thème

**Étude d'une halle métallique avec fermes
en treilles à usage d'exposition**

Dirigé par :

Dr. Mazoz aida

Réalisé par :

SIDIALI Benali

WAHAB Abdelmoutaleb

Devant le jury composé de :

Président : Mr.NOUI Ammar

Examineurs : Mr.MAZOUZ Badis

Mr.DJOUDI Larbi

Mr.ABDEMEZIANE Nabil

Promotion: 2019/2020

Remerciements:

Nous remercions avant tout Allah tout puissant , de nos avoir guidé toutes ces années d'étude et de nos avoir donné la volante, la patience, le courage pour terminer ce travail.

Nous tenons en premier lieu à remercier Md. MAZOU AIDA ,enseignant à l'Université de Bordj Bou Arreridj ,mon directeur de recherche, pour nos avoir donné l'occasion de diriger ce travail tout le long de sa réalisation, sa patience, ses encouragements et ses conseils. Nous soulignons particulièrement sa rigueur, son sens de la pédagogie et son humanisme.

Nous remercions également tous les membres du jury.

Nous profitons ainsi pour cette occasion de remercier Monsieur l'examineur d'avoir examiné notre travail.

Merci à nos parents pour qui nous ont toujours encouragé et donné le goût d'avancer .

Enfin nous remercions tous ceux qui ont bien voulu nous aidé de près ou de loin pour réaliser ce travail.

Dédicaces

Abdelmoutaleb

Je dédie ce modeste travail

A mes très chers parents "tahar et Fatima" qui ont sacrifié les plus belles années de leur vie pour me voir un jour réussir, mais également pour leur soutien moral et leurs encouragements durant toute ma vie, et particulièrement durant la réalisation de mon mémoire de fin d'études.

A toute ma famille et tous mes amis, sans oublier tous les étudiants de ma promotion.

Je dédie ce modeste travail

A mes très chers parents "Belkacem et Louiza" qui ont sacrifié les plus belles années de leur vie pour me voir un jour réussir, mais également pour leur soutien moral et leurs encouragements durant toute ma vie, et particulièrement durant la réalisation de mon mémoire de fin d'études.

A toute ma famille et tous mes amis, sans oublier tous les étudiants de ma promotion.

SOMMAIRE

Introduction Générale	01
Chapitre 1: Présentation du projet	
1.1- Présentation du projet	02
1.1.1- Caractéristiques géographiques du lieu d'implantation.....	02
1.1.2- Caractéristiques géométriques et techniques	02
1.2- Prédimensionnement des éléments porteurs	05
1.3- Caractéristiques des matériaux	05
1.3.1- Acier de construction	05
1.3.2- Béton armé et brique.....	05
1.4- Règlements utilisés	06
Chapitre 2 : Calcul des surcharges climatiques	
2.1- Action de la neige sur la toiture de la halle métallique.....	07
2.1.1- Charge de neige S_k sur le sol.....	07
2.1.2- Valeur du coefficient de forme de la toiture (μ)	07
2.2- Action du vent sur la halle métallique	08
2.2.1- Détermination du coefficient dynamique C_d	09
2.2.2- Détermination de la pression dynamique du vent q_{dyn}	09
2.2.3- Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} et intérieure C_{pi}	11
2.2.4- Calcul des pressions q_j dues au vent	16
2.2.5- Calcul des forces de frottement	18
2.2.6- Analyse des résultats.....	19
2.2.7- Schémas récapitulatifs	20
Chapitre 3 : Calcul des éléments de la toiture	
3.1 Introduction.....	21
3.2 Etude de la couverture.....	21
3.3 Calcul des pannes	21
3.3.1 Définition	21
3.3.2 Détermination des charges et surcharges	22
3.3.3 Combinaisons de charge les plus défavorables.....	23
3.3.4 Combinaisons d'actions	24
3.3.5 Pré dimensionnement.....	24
3.3.6 Dimensionnement des pannes	25
3.4 Dimensionnement des pannes (avec des liernes)	29
3.4.1 Détermination des sollicitations.....	29
3.4.2 Vérification de la résistance des pannes	30
3.4.3 Vérification de la Condition de résistance	33
3.4.4 Vérification à L'ELS.....	33
3.5 Calcul des liernes	34
3.5.1 introduction	34
3.5.2 calcul de l'effort maximal revenant aux liernes	35
3.5.3 Dimensionnement des liernes	36
3.6 Calcul de l'échantignolle.....	36
3.6.1 Introduction.....	36
3.6.2 Calcul des charges revenant à l'échantignolle	37

3.6.3 Calcul du moment de renversement	38
3.6.4 Dimensionnement de l'échantignolle	38
3.6.5 Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle	38

Chapitre 4: Calcul des pans de fer

4.1 Introduction	40
4.2 Vérification de lisse de long pan	40
4.2.1 détermination des charges et surcharges revetmats à lisse la plus chargée (lisse intermédiaire)	40
4.2.2 Combinaisons de charge les plus défavorable	41
4.2.3 Détermination des sollicitations	41
4.3 Vérification de lisse de pignon	45
4.3.1 Combinaisons de charge les plus défavorable	45
4.4 Calcul des liernes de long pan	50
4.4.1 calcul de l'effort de traction dans le lierne le plus sollicité	51
4.4.2 Dimensionnement des liernes	51
4.5 Calcul des potelets	52
4.5.1 Introduction	52
4.5.2 Détermination des sollicitation	52
4.5.3 Calcul des charges et surcharge revenants au potelet le plus chargé (Potelet du milieu)	52
4.5.4 Dimensionnement du potelet	53
4.5.5 Vérification de la section à la résistance	54
4.5.6 Vérification de l'élément aux instabilités	55
4.6 Calcul de la poutre sablière	57
4.6.1 Prédimensionnement	58
4.6.2 conditions de la résistance	58

Chapitre 5 : Etude sismique

5.1 Introduction	61
5.2 Différents méthodes	61
5.3 Choix de la méthode dans notre cas	61
5.3.1 Condition d'applications	61
5.3.2 Principe de la méthode statique équivalente	61
5.3.3 Calcul de l'effort tranchant V à la base	61
5.3.4 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur	66

Chapitre 6 : Calcul des éléments structuraux

6.1 Etude et dimensionnement de système de contreventement	67
6.1.1 Introduction	67
6.1.2 Etude de contreventement horizontal	67
6.1.3 Contreventement vertical du long-pan	70
6.2 Calcul des fermes	72
6.2.1 Introduction	72
6.2.2 Hypothèse de calcul	72
6.2.3 Calcul des charges revenant à chaque nœud	74
6.2.4 Calcul des forces selon les combinaisons de charges	75
6.2.5 Dimensionnement des éléments de la ferme	76
6.2.6 Vérification des éléments comprimés au flambement	77
6.2.7 Résumé des Dimensions adoptées pour les éléments de la Ferme	83

6.3 JUSTIFICATION DES POTEAUX (IPE330)	84
6.3.1 Introduction	84
6.3.2 Efforts sollicitant	84
6.3.3 Vérification	85
6.3.4 Vérification de l'élément aux instabilités.....	86

Chapitre 7 : Etude de l'assemblage

7.1- Introduction.....	89
7.2 Calcul de l'assemblage au gousset les élément des fermes	90
7.3 Calcul de l'assemblage des pieds des potelets.....	95
7.4 Calcul de l'assemblage (poteau avec contreventement verticale)	99
7.5 Calcul de l'assemblage contreventement horizontale.....	103
7.6 Calcul de l'assemblage des pieds des poteaux avec contreventement	108

Chapitre 8 : Calcul des fondations

8.1- Introduction.....	114
8.2 Calcul semelle du poteau	115
8.3 Calcul semelle du potelet	131
Conclusion générale.....	140

Liste des figures :

Figure 1.1 : Perspective de la halle (dimensions en m)	03
Figure 1.2 : Élévation de la façade Pignon.....	03
Figure 1.3 : Élévation de la façade Long-pan	04
Figure 1.4 : Plan d'implantation.....	04
Figure 2.1 : Surcharge de Neige sur la toiture	07
Figure 2.2 : Vent perpendiculaire au long-pan	08
Figure 2.3 : Vent perpendiculaire au pignon	08
Figure 2.4 : Légende pour les parois verticales	11
Figure 2.5 : Répartition des C_{pe} pour les parois verticales (sens V1)	12
Figure 2.6 : Zones de pression pour la toiture (sens V1)	12
Figure 2.7 : Valeurs de C_{pe} pour chaque zone de la toiture (sens V1)	13
Figure 2.8 : Zones de pression et répartition des C_{pe} pour les parois verticales (sens V2)	14
Figure 2.9 : Zones de pression pour la toiture (sens V2)	14
Figure 2.10 : Zones de pression et répartition des C_{pe} pour la toiture (sens V2)	15
Figure 2.11 : Répartition des pressions sur les parois verticales pour le Sens V1.....	17
Figure 2.12 : Répartition des pressions sur la toiture pour le Sens V1	17
Figure 2.13 : Répartition des pressions sur les parois verticales pour le Sens V2.....	18
Figure 2.14 : Répartition des pressions sur la toiture pour le Sens V2	18
Figure 2.15 : Surcharges de vent pour (sens V ₁)	20
Figure 2.16 : Surcharges de vent pour (sens V ₂)	20
Figure 3.1 : Tole nervurée.....	21
Figure 3.2 : Disposition de la panne sur la toiture	21
Figure 3.3 : pente de calcul	22
Figure 3.4 : Schéma statique sous charge d'entretien.....	22
Figure 3.5 : Moment due à la charge d'entretien	23
Figure 3.6 : Présentation d'une lierne.....	34
Figure 3.7 : les schémas statiques	35
Figure 3.8 : représentation des efforts.....	36
Figure 3.9 : Echantignole.....	37
Figure 3.10 : Disposition de l'échantignole de rive.....	38
Figure 3.11 : Dimensions de l'échantignolle	39
Figure 4.1 : les schémas statiques de la lisse dans les deux plans y-y et z-z.....	40
Figure 4.2 : les schémas de diagramme de la lisse dans les deux plans y-y et z-z	42
Figure 4.3 : les schémas de la lisse dans les deux plans y-y et z-z	44
Figure 4.4 : les schémas statiques de la lisse dans les deux plans y-y et z-z.....	46
Figure 4.5 : les schémas de diagramme de la lisse dans les deux plans y-y et z-z	47
Figure 4.6 : les schémas de la lisse dans les deux plans y-y et z-z	48
Figure 4.7 : les schémas statiques.....	50
Figure 4.8 : représentation des efforts.....	51
Figure 4.9 : Schéma statique du potelet	52
Figure 4.10 : Schémas statique de la poutre sablière.....	58
Figure 4.11 : Schémas de la poutre sablière.....	59
Figure 6.1 : La vue en plan de la poutre au vent.....	67

Figure 6.2 : Les surface d'application des efforts horizontaux	68
Figure 6.3 : Schéma statique d'une partie de la poutre au vent	69
Figure 6.4 : schéma statique de la palée de stabilité en long pan	71
Figure 6.5 : Les composants de la ferme	73
Figure 6.6 : Schéma statique de la ferme	73
Figure 6.7: Surface afférente des nœuds.....	74
Figure 6.8 : Doubles cornières	77

Liste des tableaux :

Tableau 2-1 : Facteur de terrain	10
Tableau 2.3. Valeurs du coefficient d'exposition au vent C_e	10
Tableau 2.3. Valeurs de la pression dynamique	11
Tableau 2.4: Valeurs de surface et de C_{pe} pour chaque zone des parois verticales (sens V1)	11
Tableau 2.5: Valeurs des surfaces des zones de vent de la toiture (sens V1)	12
Tableau 2.6. Valeurs de C_{pe} pour chaque zone de la toiture (sens V1)	13
Tableau 2.7: Valeurs des surfaces et C_{pe} des zones de vent pour les parois verticales (sens V2) ..	13
Tableau 2.8: Valeurs des surfaces des zones de vent pour la toiture (sens V2)	14
Tableau 2.9: Valeurs de C_{pe} pour chaque zone de la toiture (sens V2)	15
Tableau 2.9: Valeurs pression sur les parois verticales pour le Sens V1	16
Tableau 2.10: Valeurs de pression sur les parois verticales pour le Sens V1	17
Tableau 2.11: Valeurs pression sur les parois verticales pour le Sens V2	17
Tableau 2.12: Valeurs de pression sur les parois verticales pour le Sens V2	18
Tableau 4.1. Caractéristique géométriques de IPE200.....	53
Tableau 5.1 : Facteur de qualité.....	64
Tableau 5.2 : poids total du la structure	65
Tableau 6.1. Les valeurs des forces horizontales	68
Tableau 6.2 : Les efforts max dans les éléments de la ferme	76
Tableau 6.3 : Les sections des éléments du ferme adopté	83

Résumé

Notre projet de fin d'études consiste à faire une étude et dimensionnement d'une halle d'exposition en charpente métallique situé à la ville de Bordj Bou Arreridj. Il est constitué de plusieurs portiques, stabilisés par des contreventements, et couvert par une toiture à deux versants symétriques. Ce projet est élaboré en plusieurs étapes ; en premier lieu l'évaluation des charges et surcharges ainsi que les effets des actions climatiques (neige et vent) selon le règlement Algérien « RNV 99 /V2013 », ensuite le dimensionnement des différents éléments (secondaires et porteurs), après l'étude dynamique de l'ouvrage selon le règlement parasismique Algérien « RPA 99 V 2003 », puis l'étude des assemblages selon le « CCM 97 », et enfin l'étude de l'infrastructure selon le « BAEL 91 », et comme logiciel nous avons utilisé le «ROBOT ». Le mémoire a été achevé par une conclusion.

Mots clés: Charpente métallique –halle d'exposition –Dimensionnement- Assemblage- Neige - Vent.

ملخص

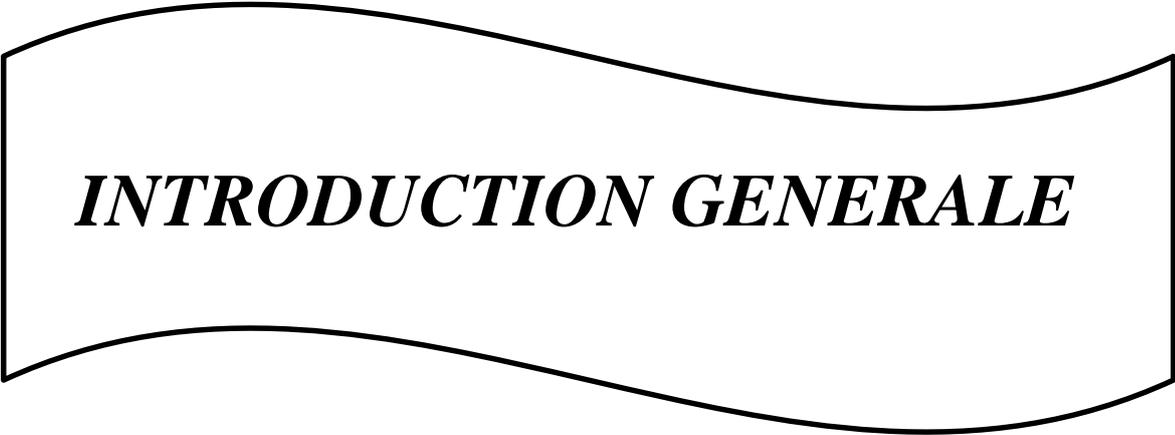
ينكون مشروع نهاية الدراسات لدينا من إجراء دراسة وتحديد أبعاد لقاعة عرض إطار معدني تقع في مدينة برج بوعريبيج. وتتكون من عدة رافعات قنطرية ، مثبتة بواسطة الدعامات ، ومغطاة بسقف بمنحدرين متماثلين. تم تطوير هذا المشروع في عدة خطوات أولاً تقييم الأحمال والحمولات الزائدة وكذلك آثار الإجراءات المناخية (التلج والرياح) "RNV 99 /V2013" حسب التنظيم الجزائري ثم تحديد أبعاد العناصر المختلفة (الثانوية والناقلات) بعد ذلك دراسة ديناميكية للهيكل حسب التنظيم الزلزالي الجزائري " RPA 99 V 2003 " وأخيراً دراسة البنية التحتية وفقاً لـ "BAEL 91" ثم دراسة التجمعات " CCM 97 " حسب وكبرنامج استخدمنا "ROBOT"

الكلمات المفتاحية: إطار معدني - صالة عرض - أبعاد - تجميع - تلج - ريج

summary

Our end-of-studies project consists of carrying out a study and dimensioning of a metal frame exhibition hall located in the town of Bordj Bou Arreridj. It consists of several gantries, stabilized by bracing, and covered by a roof with two symmetrical slopes. This project is developed in several steps ; firstly the assessment of loads and overloads as well as the effects of climatic actions (snow and wind) according to the Algerian regulation "RNV 99 / V2013, then the dimensioning of the different elements (secondary and carriers), after dynamic study of the structure according to the Algerian seismic regulation "RPA 99 V 2003 ", then the study of assemblies according to" CCM 97 ", and finally the study of infrastructure according to "BAEL 91", and as software we used "ROBOT". The brief was concluded with a conclusion.

Keywords: Metal frame - exhibition hall - Dimensioning - Assembly - Snow - Wind.



INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE :

Les progrès techniques réalisés dans le domaine de la production métallique contribuent à l'apparition d'un nouveau matériau, appelé acier. Ce dernier, dérivant directement du fer, apparut la fin du XIX siècle, modifiant une fois encore l'environnement de la construction.

Les performances de ce nouveau matériau entraînèrent la modification des procédés d'assemblage, des techniques de laminage et de modèles de calcul. En effet, avec la soudure, on passe d'un assemblage riveté ponctuel à une liaison linéaire.

C'est également avec l'apparition de l'acier que les dimensions des produits fabriqués en usine deviennent importantes. Il est alors possible d'obtenir des profilés d'une longueur supérieure à 6 m. L'utilisation de l'acier est de plus en plus massive en cette fin de XIX siècle atteignant un taux de croissance très important.

De nos jours, la construction métallique est très utilisée dans les bâtiments et ouvrages les plus divers. La forme constructive d'un ouvrage est déterminée par l'ensemble de ses principaux éléments: poutres, fermes, poteaux, coques.

Les moyens d'assemblage tels que les soudures ou les boulons permettent de relier entre les pièces élémentaires, de formes diverses, constituant une charpente métallique. Les assemblages soudés et boulonnés représentent ainsi une composante essentielle de toute structure et méritent de ce fait une attention particulière.

De ce fait, notre projet de fin d'étude de master s'est porté sur l'étude d'un ouvrage métallique. L'ouvrage en question est une halle métallique d'exposition dont l'implantation est prévue à Bordj Bou Arreridj .

L'étude de la structure est menée essentiellement en utilisant le logiciel d'éléments finis ROBOT qui permet à la fois de modéliser, analyser et de dimensionner différents types de structure, ainsi après un redimensionnement des différents éléments de la structure, un modèle 3D de celle-ci est implanté le logiciel.

Ce travail est composé d'une introduction, d'une conclusion et de dix autres chapitres qui sont comme suit :

- **Chapitre 1** : présentation de l'ouvrage Avant tout on commence par la présentation de l'ouvrage à étudier, les matériaux utilisés, ainsi que les différentes réglementations à respecter.
- **Chapitre 2** : étude climatique C'est là que sont estimés l'action du vent et celle de la neige qui sera éventuellement appliquées à notre ouvrage afin de les prendre en compte dans les calculs.
- **Chapitre 3**: Calcul de la toiture (couverture + pannes)
- **Chapitre 4**: Calcul des pans de fer (lisses de bardage + potelets+poutre sablière).
- **Chapitre 5**: Etude sismique.
- **Chapitre 6** : étude de système de contreventement et pré-dimensionnement et calcul des éléments structuraux dans lequel sont pré-dimensionnés les éléments (les fermes et les poteaux) de l'ossature sous le chargement statique, et avec lequel est réalisé ultérieurement un modèle 3D sous ROBOT.
- **Chapitre 7** : vérification des assemblages avec le logiciel ROBOT
- **Chapitre 8** : Calcul des fondations avec le logiciel ROBOT
 - Fixation des pieds des poteaux aux semelles de fondation
 - Dimensionnement des semelles en béton armé
 - Dimensionnement des longrines en béton armé



Présentation du projet

Chapitre 1: Présentation du projet

1.1- Présentation du projet :

Le projet consiste à étudier une halle en charpente métallique implantée à Bordj Bou Arreridj, destinée à l'exposition des machines électroménagers avec une toiture en pente à 2 versants. Vu son exploitation, on classe cette structure parmi les constructions de **catégorie I** qui regroupe l'ensemble des bâtiments industriels et des ouvrages de stockage. (cf. *Principes de calcul RNV 99/2013*).

1.1.1- Caractéristiques géographiques du lieu d'implantation :

Cet ouvrage sera bâti à Bordj Bou Arreridj qui est une ville située à une altitude de **928 m** par rapport au niveau moyen de la mer.

On a adopté quelques classifications nécessaires dans le déroulement des calculs :

- D'après la classification des zones de vent, Bordj Bou Arreridj fait partie de la **zone II**. (cf. *annexe 1, RNV 99/2013 page 109*)
- Pour les zones de neige, elle appartient à la **zone B**. (cf. *zones de neige par commune, RNV99/2013*)
- La construction est sise sur un site normal de terrain plat et sur une zone industrielle de **catégorie III** d'après la définition des catégories de terrain. (cf. *RNV 99/2013, tableau 2.4*)
- La halle sera implantée sur un sol meuble avec une contrainte admissible : $\sigma_{sol} = 2,0 \text{ bar}$. Le site est classé dans la zone sismique **II**.

1.1.2- Caractéristiques géométriques et techniques :

La longueur du long-pan L_l est de : $L_l = 5 \times 6 = 30 \text{ m}$

La longueur du pignon L_p est de : $L_p = 20 \text{ m}$

Pour les hauteurs on a :

- La hauteur des parois verticales H_{pv} est de : $H_{pv} = 9 \text{ m}$
- La hauteur de la toiture D est de : $D = 1 \text{ m}$

⇒ La hauteur totale H de la halle est alors $H = H_{pv} + D = 9 + 1$. ⇒ $H = 10 \text{ m}$.

L'ossature de la halle est constituée de **6 portiques** avec **fermes en treillis** espacés de **6m**,

vérifiant la relation $\frac{H_{pv}}{2} < E < H_{pv}$

E désigne l'entraxe des portiques ; $4,5 < E < 9$ ⇒ $E = 6 \text{ m}$

Chaque portique est composé de **2 poteaux** distants de **20m** encastés à leur pied, reliés entre eux par une **ferme à treillis trapézoïdale** formant deux versants identiques. La pente des versants est de **10%** c'est-à-dire que chaque versant fait un angle $\alpha = 5,71^\circ$ par rapport à l'horizontal.

Pour se protéger contre les précipitations, on utilisera les grands éléments de couverture, plus précisément des tôles d'acier nervurées et galvanisées de **type TN 40**. Elles sont supportées par des pannes espacées de **2m**, ce qui revient à **6 pannes par versant** fixées perpendiculairement aux fermes par l'intermédiaire des **échantignoles** pour éviter tout risque de glissement des pannes.

Chapitre 1: Présentation du projet

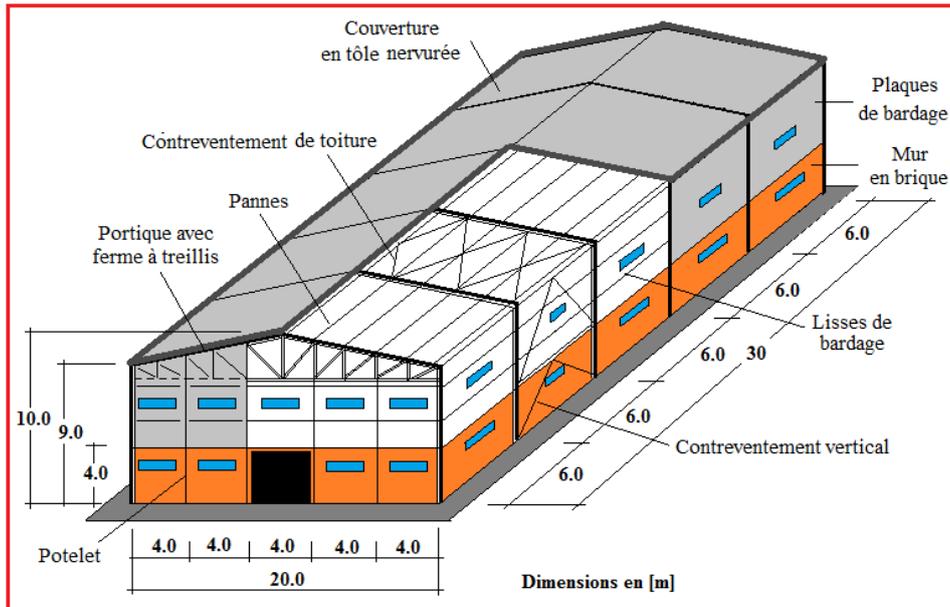


Figure 1.1 : Perspective de la halle (dimensions en m)

Le bardage, ayant pour rôle le remplissage des façades, est exécuté en tôle de même type que la couverture, de **5m** de haut (**bardage à simple peau**), fixé aux lisses de bardage qui s'attachent à leur tour aux **potelets** de pignon et aux poteaux pour reprendre les sollicitations dues au vent et assurer la stabilité de la structure. Sur chaque pignon, on dressera **4 potelets** espacés de **4m** articulés en tête et en pieds. Sous le bardage sera édifié un mur en brique de **4m** de haut à **double parois** pour laisser une place aux barres de contreventement et pour améliorer l'isolation thermique de la halle.

Les façades comprennent également des portes et des fenêtres :

- Chaque long-pan comporte **10 fenêtres vitrées** de 1.80mx0.60m parmi lesquelles 5 fenêtres sont ouvertes.
- De même, chaque pignon comporte un **portail** de 4mx4m et **9 fenêtres** de 1.8mx0.60m parmi lesquelles 4 fenêtres sont ouvertes.

Façade PIGNON - Portique

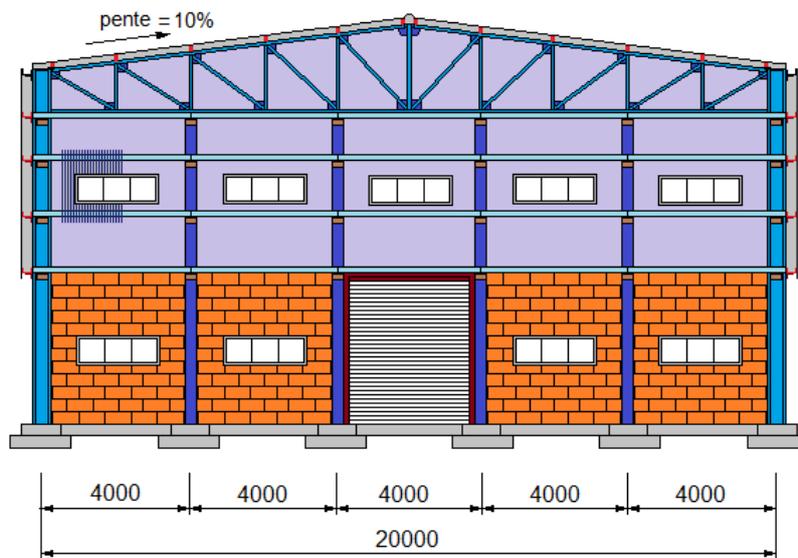


Figure 1.2 : Élévation de la façade Pignon

Chapitre 1: Présentation du projet

La rigidité de la structure ainsi que sa stabilité sont assurées par les portiques dans le sens transversal et par des dispositifs de contreventement dans le sens longitudinal. Tout cela pour pouvoir transmettre aux fondations la totalité de la poussée du vent qui agit sur la halle et pour conserver sa géométrie.

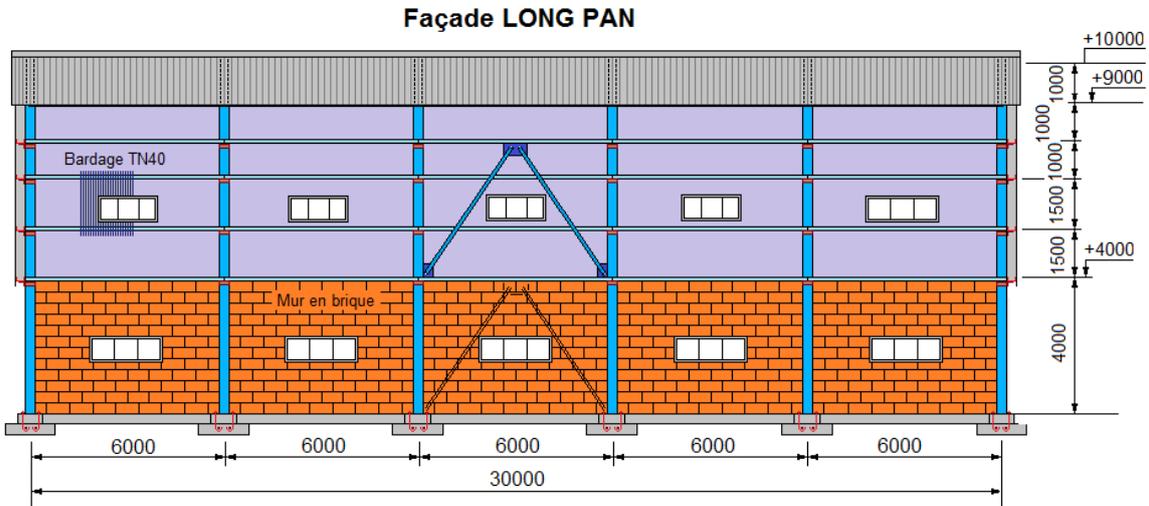


Figure 1.3 : Élévation de la façade Long-pan

Pour transmettre au sol d'assise toutes les charges et surcharges venant de la structure, on utilisera des semelles isolées liées entre elles par des longrines pour éviter les tassements différentiels et les déplacements horizontaux de ces semelles. Sur les massifs de béton sont fixés les pieds de poteaux et les pieds de potelets par l'intermédiaire d'une platine en tôle, soudée à leur base, destinée à transférer les efforts de réaction du montant (poteau, potelet) dans le béton de fondation. Cette platine est percée de plusieurs trous (2 ou 4 ou 6, ... selon le cas) pour le passage des tiges d'ancrage nécessaires pour maintenir le poteau en position d'équilibre verticale afin de résister au soulèvement ainsi que pour créer un encastrement du poteau dans la fondation.

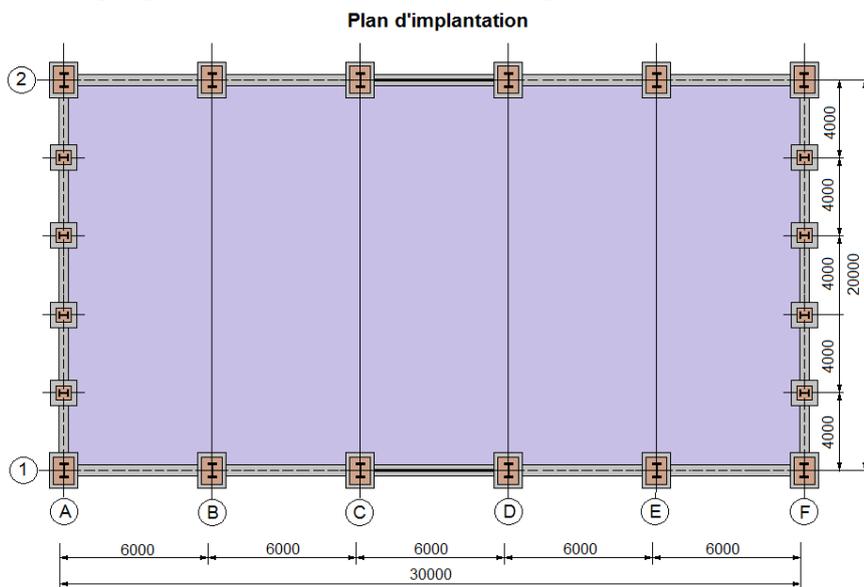


Figure 1.4: Plan d'implantation

Chapitre 1: Présentation du projet

1.2- Prédimensionnement des éléments porteurs

Le choix des éléments porteurs, est basé sur les règles empiriques de prédimensionnement suivantes :

❖ **Fermes à treillis** : pour une ferme trapézoïdale, la petite hauteur D_0 et la grande hauteur D doivent vérifier les conditions ci-après :

▪ $D_0 = \frac{L}{20}$; L : portée du portique, $L = 20,0m \Rightarrow D_0 = \frac{20m}{20} = 1m$

▪ $\frac{L}{10} \leq D \leq \frac{L}{8} \Rightarrow 2.0m \leq D \leq 2.5m \Rightarrow D = 2.0m$,

❖ **Poteaux** : profilé **IPE330** (de même section que la traverse),

❖ **Pannes** : la portée $l = 6m \Rightarrow h \cong \frac{l}{40} = 150mm \Rightarrow$ choix **IPE140 à 160**,

❖ **Lisses** : pour une portée $l = 6m \Rightarrow h \cong \frac{l}{40} = 150mm \Rightarrow$ choix **IPE120**.

pour une portée $l = 4m \Rightarrow h \cong \frac{l}{40} = 100mm \Rightarrow$ choix **IPE120**.

❖ **Potelets** : \Rightarrow choix **IPE200**.

1.3- Caractéristiques des matériaux

La conception et le calcul d'une halle en construction métallique sont basés sur son utilisation prévue, et essentiellement sur leurs caractéristiques de résistance pour assurer une sécurité suffisante et pour garantir une bonne aptitude au service. Ils sont alors fortement influencés par les propriétés des matériaux de construction qui composent l'ouvrage.

1.3.1- Acier de construction

a) L'acier possède de très bonne capacité de résistance mécanique lorsqu'il est soumis à un effort de traction. Effectivement, les valeurs limites de son élasticité et de sa résistance à la traction sont très élevées.

Tous les éléments en construction métallique utilisés dans ce projet sont :

- de nuance **S235**, ce qui signifie que $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$, où f_y désigne la résistance à la traction obtenue par essai de traction de l'acier.
- de module d'élasticité longitudinale **E = 21000daN/mm²**

En compression, son comportement est presque identique à son comportement sous un effort de traction (leur diagramme contrainte-déformation est symétrique par rapport à l'origine) mis à part les phénomènes d'instabilités éventuels.

b) Pour les pièces fortement sollicitées, les assemblages sont réalisés au moyen de boulons à haute résistance **HR de classe 8×8 et 10×9** (c'est-à-dire avec **des rondelles** pour développer une forte résistance au glissement relatif des pièces à assembler par frottement mutuel des pièces) ; ainsi que **des boulons ordinaires de classe 4×6 et 4×8** pour les autres pièces.

1.3.2- Béton armé et brique :

a) Pour les fondations et le plancher, on utilisera du béton armé qui est un matériau obtenu en enrobant dans le béton des aciers appelés « **les armatures** », disposées de telle façon à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal par lui-même, c'est-à-dire les efforts de traction, ou bien à renforcer le béton pour résister aux efforts de compression s'il ne peut, à lui seul, accomplir ce rôle. Le béton destiné au béton armé se différencie du béton ordinaire par son dosage et par la grosseur des granulats employés.

Chapitre 1: Présentation du projet

Comme on avait dit précédemment, les poteaux reposent sur un massif en béton armé, cela nous incite à utiliser un **béton contrôlé dosé à 350 kg/m³ de ciment**. Le dosage qui est le poids, exprimé en kilogramme, de ciment utilisé pour 1m³ de béton mis en œuvre (pour le béton armé, le dosage est généralement compris entre 300 et 400 kg)

La résistance caractéristique à 28 jours d'âge f_{c28} du béton utilisé est de :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} = 2,5 \text{ daN/mm}^2$$

La contrainte admissible de compression $\bar{\sigma}_b$ du béton est : $\bar{\sigma}_b = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

γ_b : coefficient de sécurité, dans les situations normales, elle a pour valeur $\gamma_b = 1,5$

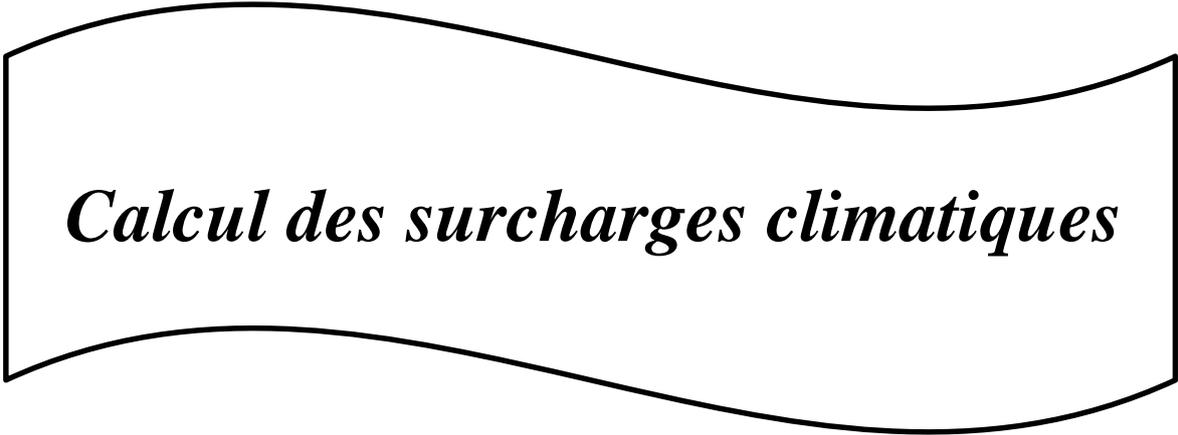
$$\text{D'où } \bar{\sigma}_b = 0,85 \frac{2,5}{1,5} = 14,17 \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 14,17 \text{ MPa} = 1,417 \text{ daN/mm}^2$$

- b) Pour le mur édifié sous le bardage, on utilisera **des briques creuses de terre cuite** dont les trous sont placés horizontalement parallèle au plan de pose (trous dirigés suivant l'axe longitudinal de la pièce). Ces briques sont bourdées au mortier de ciment et dont les joints verticaux sont décalés d'assise en assise ce qui permet d'obtenir une cohésion du mur et une meilleure répartition et transmission des charges.

1.4- Règlements utilisés

Les règlements utilisés dans l'étude de cette structure sont:

- Règles neige et vent (**RNVA2013**) **D.T.R-C2.47**.
- Charges permanentes et surcharges d'exploitation **D.T.R-B.C-22**.
- Règles parasismique algériennes (**RPA99 version 2003**) **D.T.R-B.C-2.48**.
- Règles de conception et de calcul des structures en acier (**CCM97**)- **D.T.R-B.C-2.44**.
- Règles de calcul des fondations superficielles **D.T.R-B.C-2.33**.



Calcul des surcharges climatiques

2.1- Action de la neige sur la toiture de la halle métallique

La toiture d'une construction est soumise à l'accumulation de la neige. Selon les Règles Algériennes **RNV99** qui sont applicables sur l'ensemble des constructions situées à une altitude inférieure à **200m**, la **valeur représentative de la charge statique de neige** dépend de la localisation du lieu d'implantation de l'ouvrage sur la carte des zones de neige, de l'altitude de ce site par rapport au niveau moyen de la mer et aussi de la forme de la toiture de l'ouvrage.

La charge caractéristique de neige (S) s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu \cdot S_k \quad [\text{kN/m}^2] \quad \dots\dots\dots (2.1)$$

avec

S : charge caractéristique de neige par unité de surface (en KN/m²)

S_k : charge de neige sur le sol en [kN/m²]

μ : coefficient d'ajustement des charges ou coefficient de forme

Remarque :

Il n'est pas nécessaire de calculer les charges de neige suspendues en débord des toitures, car cette charge doit être prise en compte seulement pour les constructions situées à plus de **1000m** d'altitude, ce qui n'est pas le cas dans notre étude.

2.1.1- Charge de neige S_k sur le sol

La valeur de S_k varie suivant la localisation géographique et suivant l'altitude du lieu considéré.

a) Influence de la localisation géographique

La halle métallique est construite à **Bordj Bou Arréridj**, qui fait partie de la **zone B** selon les zones de neige définis par la RNV 99/2013, d'où on a la formule suivante :

Pour la **zone B** :
$$S_k = \frac{0,04 \cdot H + 10}{100} \quad \dots\dots\dots (2.2)$$

H : altitude par rapport au niveau de la mer du site considéré (en m).

b) Influence de l'altitude

Le site se trouve à une altitude de 928 m au dessus de la mer.

$$H = 928 \text{ m} \Rightarrow S_k = \frac{0,04 \cdot 928 + 10}{100} \Rightarrow S_k = 0,4712 \text{ KN/m}^2 = 47,12 \text{ daN/m}^2$$

2.1.2- Valeur du coefficient de forme de la toiture (μ)

Elle est en fonction de la forme de la toiture. On a une toiture en pente de 10% (c'est-à-dire: $\alpha = 5,71^\circ$) à deux versants, sans obstacle de retenue ; (μ) s'obtient du Tableau des coefficients de forme pour une toiture à 2 versants avec une valeur unique de α :

$$0^\circ < \alpha = 5,71^\circ < 30^\circ ; \quad \text{on a : } \mu = 0,8$$

d'où la charge caractéristique de neige S est comme suit:

$$S = 0,8 \times 47,12 \Rightarrow S = 37,7 \text{ daN/m}^2.$$

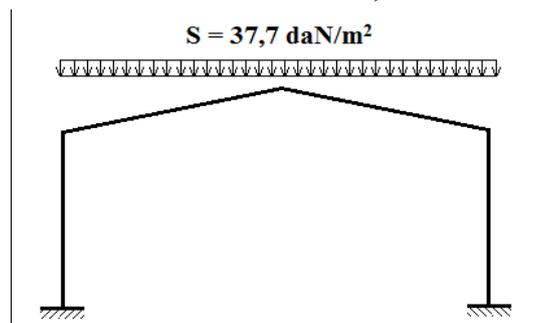


Figure 2.1: Surchage de Neige sur la toiture

2.2- Action du vent sur la halle métallique

L'effet du vent sur une construction métallique est généralement prépondérant, une étude approfondie doit être effectuée pour déterminer l'action du vent dans toutes les directions possibles dont le calcul est mené conformément au règlement Algérien de Neige et Vent RNV99/2013. La pression du vent dépend d'un certain nombre de facteurs, en particulier:

- la région,
- le site d'implantation,
- la hauteur de la construction,
- la forme géométrique de la construction,
- la rigidité de la construction et
- les ouvertures (ou de la perméabilité à l'air) de la construction.

Il s'agit, donc, de calculer la pression due au vent q_j qui s'exerce sur un élément de surface j . Les règles RNV99 sont applicables car notre structure a une hauteur totale $H=10\text{m} < 200\text{m}$.

Le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de la structure. Pour notre cas, on a une halle métallique de forme rectangulaire donc on considèrera les deux directions du vent qui sont :

- La direction du vent perpendiculaire au long-pan (**sens V_1**)
- La direction du vent perpendiculaire au pignon (**sens V_2**)

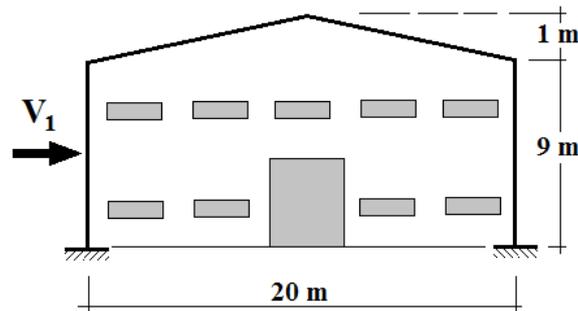


Figure 2.2: Vent perpendiculaire au long-pan

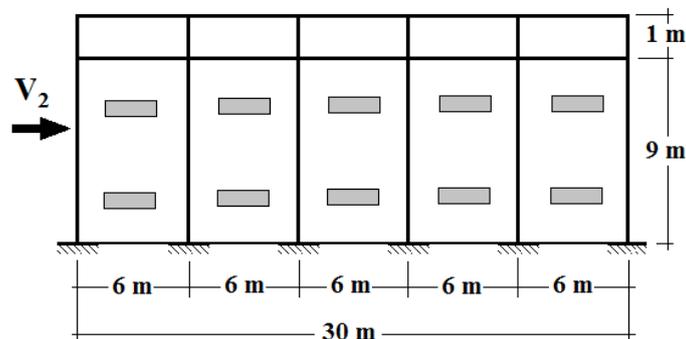


Figure 2.3: Vent perpendiculaire au pignon

La pression (q_j) due au vent sur la surface de l'élément j est donnée par la formule suivante :

$$q_j = C_d * W(z_j) \text{ en } [\text{N}/\text{m}^2] \dots\dots\dots (2.3)$$

C_d : coefficient dynamique de la construction

$W(z_j)$: pression nette exercée sur l'élément de surface j , calculée à la hauteur z_j de l'élément, elle est donnée par :

Chapitre 2: Calcul des surcharges climatiques

$$W(z_j) = q_{dyn}(z_j) * [C_{pe} - C_{pi}] \text{ en [N/m}^2] \dots\dots\dots(2.4)$$

où q_{dyn} : pression dynamique du vent calculée à la hauteur z_j
 C_{pe} : coefficient de pression extérieure
 C_{pi} : coefficient de pression intérieure.

2.2.1- Détermination du coefficient dynamique C_d

Le coefficient dynamique C_d dépend du type de matériau de la construction ainsi que sa hauteur totale. Pour un bâtiment métallique de hauteur inférieure à 15m. On prend :

$$C_d = 1 \quad (\text{chap.3§3.2 - RNV/2013})$$

2.2.2- Détermination de la pression dynamique du vent q_{dyn}

La pression dynamique q_{dyn} à la hauteur de référence z_e est donnée par (§2.3.1- RNV/2013) :

$$q_{dyn}(z_e) = q_{réf} * C_e(z_e) \text{ en [N/m}^2] \dots\dots\dots(2.5)$$

où $q_{réf}$: pression dynamique de référence (en N/m²),
 $C_e(z_e)$: coefficient d'exposition au vent,

La valeur de la pression dynamique de référence $q_{réf}$ est en fonction de la zone de vent du lieu d'implantation. **Bordj Bou Arreridj** fait partie de la **zone II**

$$\Rightarrow q_{réf} = 435 \text{ N/m}^2 \text{ (Tableau 2.2, RNV99/2013)}$$

2.2.2.1- Hauteur de référence z_e

- Pour les murs au vent des bâtiments à parois verticales, la hauteur de référence z_e est déterminée selon la figure 2.1 de RNV99/ 2013. Dans notre cas, la hauteur des parois verticales (h) est inférieure à la longueur ou la largeur (b) de la halle métallique étudiée, c'est à dire ($h < b$), alors, la structure doit être considérée comme un tout et il n'est plus nécessaire de la subdiviser en éléments de surface j horizontaux $\Rightarrow z_e = h = 9\text{m}$;
- Pour les murs sous le vent et parallèles au vent, z_e est prise égale à la hauteur (h) de la halle métallique.
- Pour la toiture, z_e est prise égale à la hauteur maximale de la halle métallique, $z_e = h = 10\text{m}$.

2.2.2.2- Coefficient d'exposition au vent C_e

Le coefficient d'exposition C_e tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol. En outre, il tient compte de la nature turbulente du vent. $C_e(z)$ est donné par l'expression ci-contre :

$$C_e(z) = C_t^2(z) * C_r^2(z) * [1 + 7I_v(z)] \dots\dots\dots(2.6)$$

où:
 C_t est le coefficient de topographie,
 C_r est le coefficient de rugosité,
 I_v est l'intensité de la turbulence,
 z (en m) est la hauteur considérée.

Chapitre 2: Calcul des surcharges climatiques

a) Coefficient de topographie C_t

Le coefficient de topographie $C_t(z)$ prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles tels que les collines et les dénivellations isolées.

Notre halle métallique est sise sur un site plat:

$$(\emptyset < 0,05) \Rightarrow C_t(z) = 1 \quad [\text{Formule 2.4-RNV99/2013}]$$

b) Facteur de terrain K_T

La halle métallique est située dans une zone industrielle de **catégorie III** d'où les valeurs suivantes :

Tableau 2-1 : Facteur de terrain

Catégorie de terrain	K_T	z_0 (m)	z_{\min} (m)	ε
III	0,215	0,3	5	0,61

z_0 : paramètre de rugosité,

z_{\min} : hauteur minimale,

ε : coefficient utilisé pour le calcul du coefficient C_d .

c) Coefficient de rugosité C_r :

Le coefficient de rugosité $C_r(z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il est défini par la loi logarithmique népérienne (chap.2 §2.4.4-RNV/2013):

- Pour les parois verticales :

$$z = 9 \text{ m} \Rightarrow z_{\min} = 5 \text{ m} \leq z = 9 \text{ m} \leq 200 \text{ m}$$

Donc $C_r(z) = K_T * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \dots\dots\dots(2.7)$

$$\Rightarrow C_r(9\text{m}) = 0,215 * \ln\left(\frac{9}{0,3}\right) = \mathbf{0,73}$$

- Pour la toiture :

$$z = 10 \text{ m} \Rightarrow z_{\min} = 5 \text{ m} \leq z = 10 \text{ m} \leq 200 \text{ m} \quad \text{Donc} \quad C_r(z) = K_T * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)$$

$$\Rightarrow C_r(10\text{m}) = 0,215 * \ln\left(\frac{10}{0,3}\right) = \mathbf{0,75}$$

d) Intensité de turbulence I_v :

Elle est donnée par la formule suivante (§2.4.6 -RNV99/2013) :

$$\text{Pour } Z > Z_{\min} = 5\text{m} \quad \rightarrow \quad I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \dots\dots\dots(2.8)$$

- Pour les parois verticales ($z = 9 \text{ m}$)

$$I_v(9\text{m}) = \frac{1}{1 * \ln\left(\frac{9}{0,3}\right)} = \mathbf{0,294}$$

- Pour la toiture ($z = 10 \text{ m}$)

$$I_v(10\text{m}) = \frac{1}{1 * \ln\left(\frac{10}{0,3}\right)} = \mathbf{0,285}$$

❖ Valeurs du coefficient d'exposition au vent C_e

Tableau 2.3. Valeurs du coefficient d'exposition au vent C_e

Coefficients	C_t	C_r	I_v	$C_e(z)$
Parois verticales	1	0,73	0,294	1,63
Toiture	1	0,75	0,285	1,68

❖ Valeurs de la pression dynamique du vent q_{dyn}

Finalement, les valeurs de la pression dynamique q_{dyn} sont résumées dans le Tableau suivant:

Chapitre 2: Calcul des surcharges climatiques

Tableau 2.3. Valeurs de la pression dynamique

	Z _e (m)	C _t	C _r	I _v	C _e	q _{réf} (N/m ²)	q _{dyn} (N/m ²)
Parois verticales	9	1	0,73	0,294	1,63	435	709,05
Toiture	10	1	0,75	0,285	1,68	435	730,80

2.2.3-Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} et intérieure C_{pi}

2.2.3.1-Coefficients de pression extérieure C_{pe} :

Comme notre construction est à base rectangulaire, le coefficient de pression extérieure C_{pe} dépend alors de la valeur de la surface chargée S (en m²) de la paroi considérée, tel que :

$$\begin{aligned}
 C_{pe} &= C_{pe1} && \text{si } S \leq 1\text{m}^2 \\
 C_{pe} &= C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1})\log_{10}(S) && \text{si } 1\text{m}^2 < S < 10\text{m}^2 \\
 C_{pe} &= C_{pe10} && \text{si } S \geq 10\text{m}^2 \dots\dots\dots(2.9)
 \end{aligned}$$

❖ Vent perpendiculaire au long-pan (sens V1) :

a)- Parois verticales:

b = 30m ; d = 20m ; h = 9m ; e = min(b, 2xh) = min(30, 2x9) = 18m

où **b** désigne la dimension du coté perpendiculaire au vent (en m)

d : dimension du coté parallèle au vent (en m)

e : excentricité (en m).

On a : **d = 20m > e = 18m**

On divise donc, les parois verticales selon la légende du §5.1.2- chap.5-RNV99/2013) comme suit:

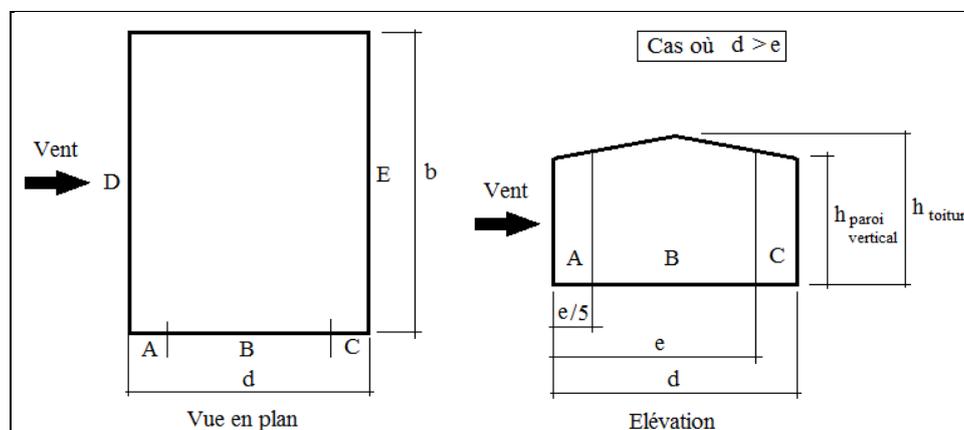


Figure 2.4. Légende pour les parois verticales

Par conséquent, les coefficients de pression extérieure C_{pe} pour chaque zone sont donnés au tableau suivant :

Tableau 2.4: Valeurs de surface et de C_{pe} pour chaque zone des parois verticales (sens V₁)

Zone	A	B	C	D	E
Surface (m ²)	32,4	129,6	18	270	270
C _{pe}	-1	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3

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

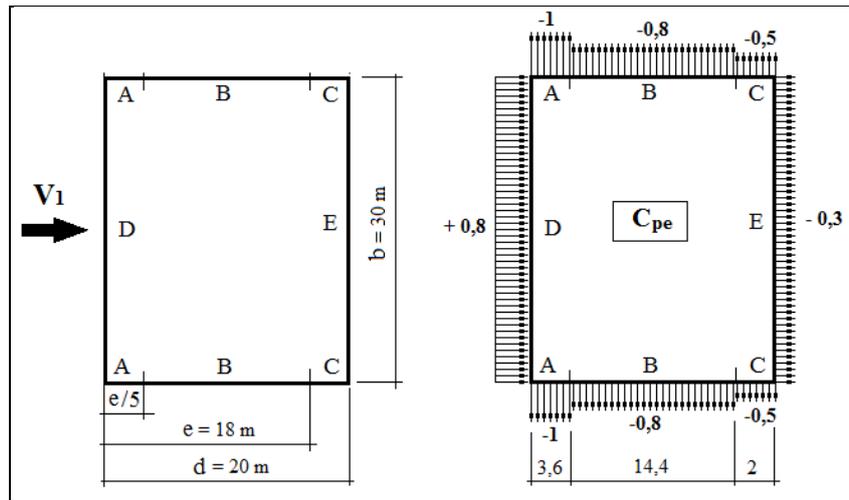


Figure 2.5. Répartition des C_{pe} pour les parois verticales (sens V_1)

b)- Toiture:

La direction du vent V_1 est perpendiculaire aux génératrices de la toiture d'où l'angle $\theta = 0^\circ$

On a : $\theta = 0^\circ$; $\alpha = 5,71^\circ$; $b = 30\text{ m}$; $d = 20$; $h = 10\text{ m}$

$e = \min(b ; 2h) = \min(30 ; 2 \times 10) = 20\text{ m}$

Dans ce cas, on a cinq zones F, G, H, J et I qui sont présentées à la figure suivante :

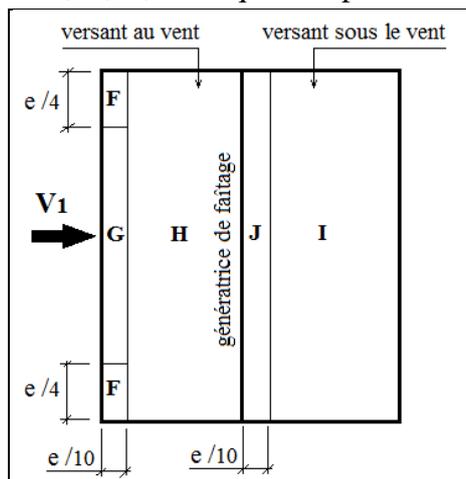


Figure 2.6. Zones de pression pour la toiture (sens V_1)

Les surfaces des zones F, G, H, J et I sont données par le tableau suivant :

Tableau 2.5: Valeurs des surfaces des zones de vent de la toiture (sens V_1)

Zone	F		G		H		J		I	
Dimension Géométrique (m)	$e/10$	$e/4$	$e/10$	$b - \frac{2e}{4}$	$\frac{d}{2} - \frac{e}{10}$	b	$e/10$	b	$\frac{d}{2} - \frac{e}{10}$	b
	2	5	2	20	8	30	2	30	8	30
Surface (m^2)	10		40		240		60		240	

La surface de chaque zone est $\geq 10\text{ m}^2$, donc : $C_{pe} = C_{pe10}$ (Voir §5.1.1.2 - RNV99/2013).

Chapitre 2: Calcul des surcharges climatiques

- Pour des valeurs de α situées entre 5° et 15° les valeurs de C_{pe} sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de $C_{pe}(5^\circ)$ et $C_{pe}(15^\circ)$ en appliquant la relation suivante:

$$C_{pe}(\alpha) = C_{pe}(5^\circ) + \left[\frac{\alpha - 5^\circ}{15^\circ - 5^\circ} (C_{pe}(15^\circ) - C_{pe}(5^\circ)) \right] \dots\dots\dots (2.10)$$

- Par simplification, on adopte les valeurs de C_{pe} pour l'angle (5°) qui est plus proche à la pente de notre toiture ($\alpha = 5,71^\circ$).

Tableau 2.6. Valeurs de C_{pe} pour chaque zone de la toiture (sens V1)

Zone	F	G	H	I	J
C_{pe}	-1,7	-1,2	-0,6	-0,6	-0,6

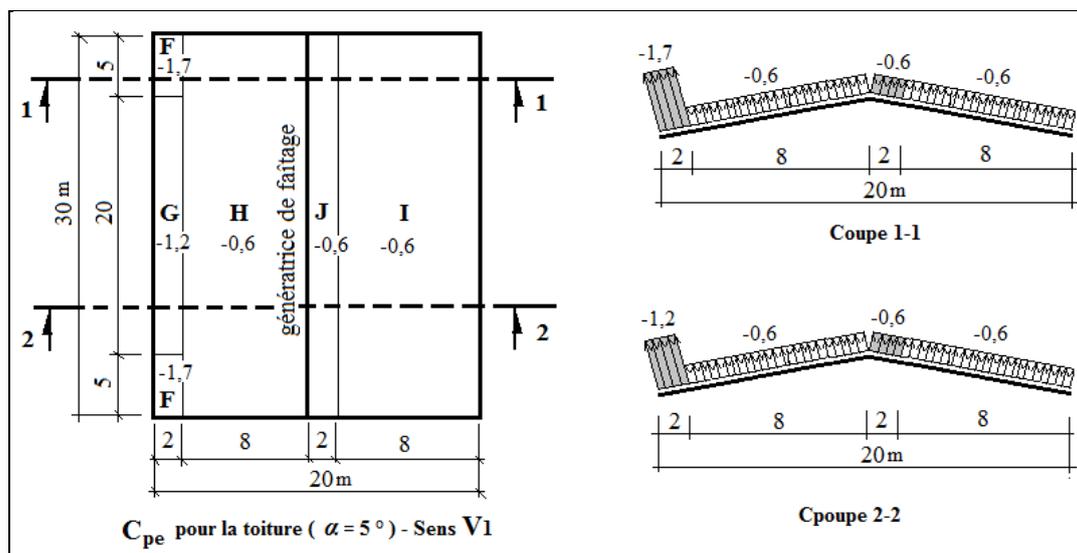


Figure 2.7. Valeurs de C_{pe} pour chaque zone de la toiture (sens V1)

❖ **Vent perpendiculaire au pignon (Sens V2) :**

a)- Parois verticales:

Pour la direction V2 du vent, on a :

$$b = 20m ; d = 30m ; h = 9m ; e = \min(b, 2h) = \min(20, 2 \times 9) = 18m.$$

On voit bien que $d > e$, donc les parois verticales parallèles au vent V2 seront subdivisées en trois zones A, B et C comme l'indique la figure 2.4 précédente.

Les surfaces des zones A, B, C, D, et E et les valeurs de C_{pe} correspondant à ces zones sont portées sur le tableau suivant :

Tableau 2.7: Valeurs des surfaces et C_{pe} des zones de vent pour les parois verticales (sens V2)

Zone	A		B		C		D		E	
Dimension	e/5	H	e-e/5	H	d-e	h	b	h	B	h
Géométrique (m)	3,6	9	14,4	9	12	9	20	9	20	9
Surface (m ²)	32,4		129,6		108		180		180	
$C_{pe} = C_{pe10}$	-1		-0,8		-0,5		+0,8		-0,3	

Chapitre 2: Calcul des surcharges climatiques

La figure 2.8 illustre la répartition des C_{pe} pour les parois verticales :

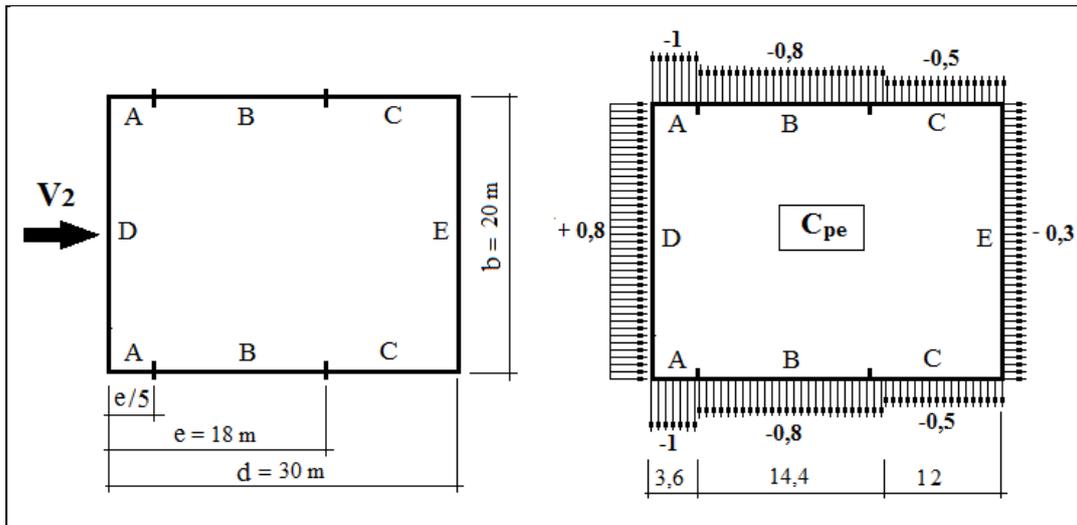


Figure 2.8. Zones de pression et répartition des C_{pe} pour les parois verticales (sens V_2)

b)- Toiture:

La direction du vent est parallèle aux génératrices de la toiture donc $\theta = 90^\circ$

On a : $\alpha = 5,71^\circ$; $b = 20\text{m}$; $d = 30\text{m}$; $h = 10\text{m}$

$e = \min (b ; 2h) = \min (20 ; 2 \times 10) = 20\text{m}$

Selon le paragraphe (§5.1.8.1-RNV99/2013), on a quatre zones F, G, H et I qui sont présentées à la **figure 2.9** suivante :

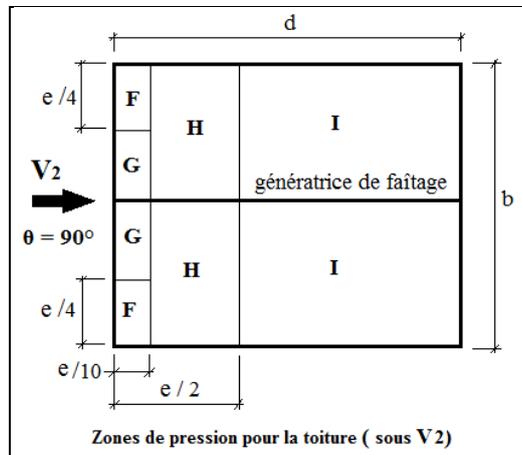


Figure 2.9. Zones de pression pour la toiture (sens V_2)

Les surfaces des zones F, G, H et I sont données par le tableau suivant :

Tableau 2.8: Valeurs des surfaces des zones de vent pour la toiture (sens V_2)

Zone	F		G		H		I	
Dimension Géométrique (m)	$e/10$	$e/4$	$e/10$	$b/2 - e/4$	$e/2 - e/10$	$b/2$	$d - e/2$	$b/2$
Surface (m^2)	2	5	2	5	8	10	20	10
Surface (m^2)	10		10		80		200	

N.B.: Pour toutes les zones, la surface de chacune est $\geq 10\text{m}^2$, donc : $C_{pe} = C_{pe10}$

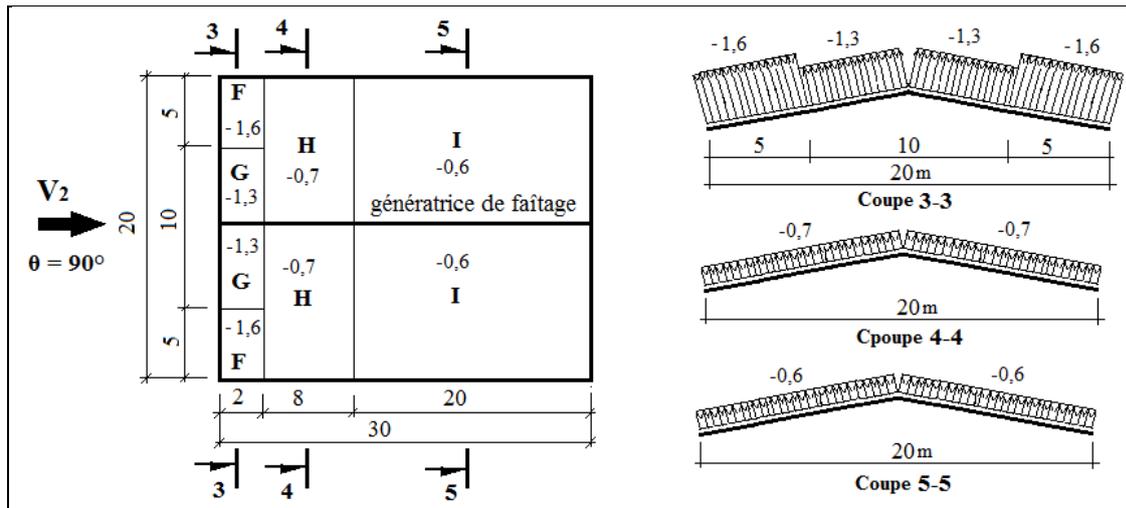
Chapitre 2: Calcul des surcharges climatiques

- Pour des valeurs de α situées entre 5° et 15° les valeurs de C_{pe} sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de $C_{pe}(5^\circ)$ et $C_{pe}(15^\circ)$.
- Par simplification, on adopte les valeurs de C_{pe} pour l'angle (5°) qui est plus proche à la pente de notre toiture ($\alpha = 5,71^\circ$).

Le tableau suivant donne les valeurs de C_{pe} de chaque zone :

Tableau 2.9: Valeurs de C_{pe} pour chaque zone de la toiture (sens V2)

Zone	F	G	H	I
$C_{pe} = C_{pe10}$	-1,6	-1,3	-0,7	-0,6



Figure

Figure 2.10. Zones de pression et répartition des C_{pe} pour la toiture (sens V2)

2.2.3.2- Coefficients de pression intérieure C_{pi} :

Pour les bâtiments sans face dominante, le coefficient de pression intérieure C_{pi} est déterminé à partir de (la figure 5.14 - RNV99/2013) avec (h) la hauteur du bâtiment, (d) sa profondeur et μ_p l'indice de perméabilité donné par:

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures où } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

❖ Vent perpendiculaire au long-pan (sens V1) :

- La somme des surfaces de toutes les ouvertures = 18fenêtres et 2 portes = $51,44 \text{ m}^2$
- La somme des ouvertures où $C_{pe} \leq 0$ = 13fenêtres et 2 portes = $46,04 \text{ m}^2$

$$\Rightarrow \mu_p = \frac{46,04}{51,44} = 0,895$$

D'autre part, on a : $0,25 < h/d = 9/20 = 0,45 < 1$

Donc, le coefficient de pression intérieure C_{pi} doit être calculé par une interpolation linéaire :

$$C_{pi} \left(\mu_p; \frac{h}{d} \right) = C_{pi}(\mu_p; 0,25) + \left[\frac{\frac{h}{d} - 0,25}{1 - 0,25} (C_{pi}(\mu_p; 1) - C_{pi}(\mu_p; 0,25)) \right]$$

$$C_{pi}(0,895; 0,45) = -0,3 + \left[\frac{0,45 - 0,25}{1 - 0,25} (-0,43 + 0,3) \right] = -0,33$$

$$\mathbf{C_{pi} = -0.33}$$

Chapitre 2: Calcul des surcharges climatiques

❖ Vent perpendiculaire au pignon (sens V2) :

- La somme des surfaces de toutes les ouvertures = 18fenetres et 2 portes = 51,44 m²
 - La somme des ouvertures où $C_{pe} \leq 0$ = 14fenetres et 1 porte = 31,12 m²

$$\Rightarrow \mu_p = \frac{31,12}{51,44} = 0,605$$

D'autre part, on a : $0,25 < h/d = 9/30 = 0,30 < 1$

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} doit être calculé par une interpolation linéaire :

$$C_{pi} \left(\mu_p; \frac{h}{d} \right) = C_{pi}(\mu_p; 0,25) + \left[\frac{\frac{h}{d} - 0,25}{1 - 0,25} (C_{pi}(\mu_p; 1) - C_{pi}(\mu_p; 0,25)) \right]$$

$$C_{pi}(0,605; 0,30) = 0,02 + \left[\frac{0,30 - 0,25}{1 - 0,25} (-0,05 - 0,02) \right] = +0,015$$

$$C_{pi} = +0,015$$

2.2.4- Calcul des pressions q_j dues au vent :

La pression (q_j) due au vent sur la surface de l'élément j est donnée par la formule suivante :

$$q_j = C_d * W(z_j) \text{ en [N/m}^2\text{]}$$

$W(z_j)$: pression nette exercée sur l'élément de surface j , calculée à la hauteur z_j de l'élément:

$$W(z_j) = q_{dyn}(z_j) * [C_{pe} - C_{pi}] \text{ en [N/m}^2\text{]}$$

$$\text{donc : } q_j = C_d * q_{dyn}(z_j) * [C_{pe} - C_{pi}]$$

où

C_d : coefficient dynamique de la construction

q_{dyn} : pression dynamique du vent calculée à la hauteur z_j

C_{pe} : coefficient de pression extérieure

C_{pi} : coefficient de pression intérieure.

❖ Vent perpendiculaire au long-pan (Sens V1) :

a) Parois verticales :

Le tableau 2.9 donne les valeurs de pression q_j sur les parois verticales pour le sens V1:

Tableau 2.9: Valeurs pression sur les parois verticales pour le **Sens V1**

Zone	C_d	q_{dyn} (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	q_j (N/m ²)
A	1	709,05	-1	- 0,33	- 475,06
B			-0,8		- 333,25
C			-0,5		- 120,54
D			+0,8		+ 801,23
E			-0,8		- 333,25

Chapitre 2: Calcul des surcharges climatiques

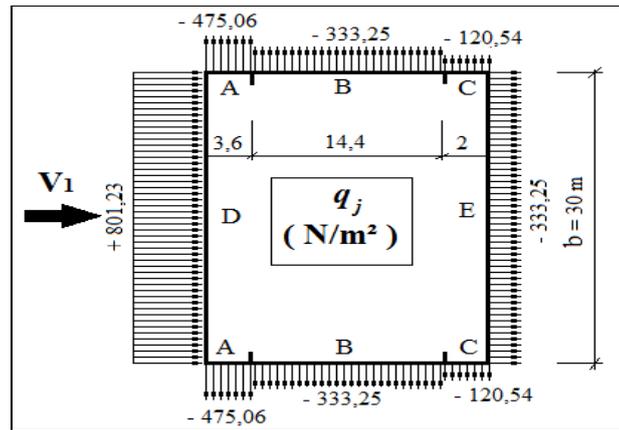


Figure 2.11. Répartition des pressions sur les parois verticales pour le Sens V1

b) Toitures :

Le tableau 2.10 donne les valeurs de pression q_j sur la toiture pour le sens V1

Tableau 2.10: Valeurs de pression sur les parois verticales pour le Sens V1

Zone	C_d	q_{dyn} (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	q_j (N/m ²)
F	1	730,8	-1,7	-0,33	-1001,20
G			-1,2		-635,80
H			-0,6		-197,32
I			-0,6		-197,32
J			-0,6		-197,32

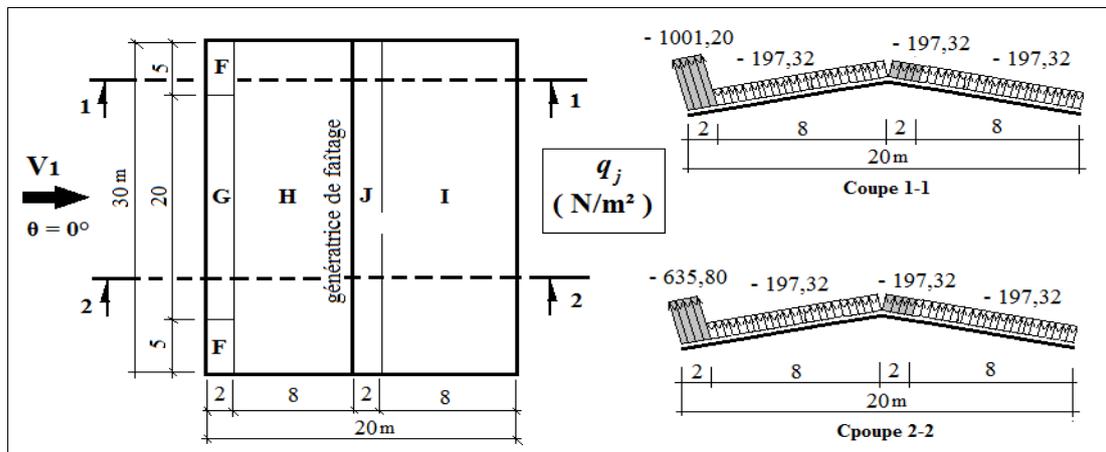


Figure 2.12. Répartition des pressions sur la toiture pour le Sens V1

❖ **Vent perpendiculaire au pignon (sens V2) :**

a)- Parois verticales :

Le tableau 2.11 donne les valeurs de pression q_j sur les parois verticales pour le sens V2:

Tableau 2.11: Valeurs pression sur les parois verticales pour le Sens V2

Zone	C_d	q_{dyn} (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	q_j (N/m ²)
A	1	709,05	-1	+0,015	-719,69
B			-0,8		-577,88
C			-0,5		-365,16
D			+0,8		+556,60
E			-0,3		-223,35

Chapitre 2: Calcul des surcharges climatiques

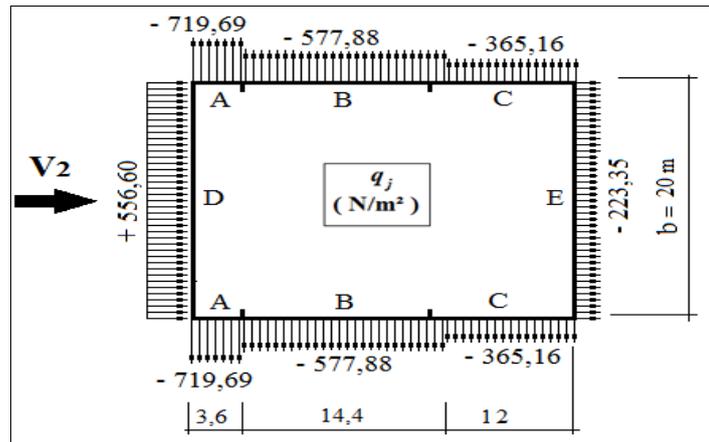


Figure 2.13. Répartition des pressions sur les parois verticales pour le Sens V2

b)- Toiture :

Le tableau 2.12 donne les valeurs de pression q_j sur la toiture pour le sens V2

Tableau 2.12: Valeurs de pression sur les parois verticales pour le Sens V2

Zone	C_d	q_{dyn} (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	q_j (N/m ²)
F	1	730,8	- 1,6	+ 0,015	- 1180,24
G			- 1,3		- 961,00
H			- 0,7		- 522,52
I			- 0,6		- 449,44

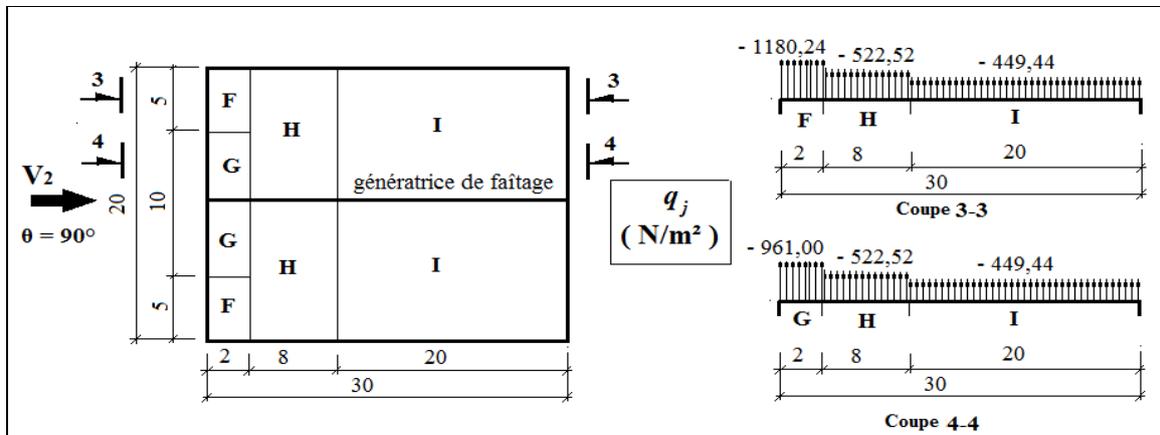


Figure 2.14. Répartition des pressions sur la toiture pour le Sens V2

2.2.5- Calcul des forces de frottement

Selon RNV99/ 2013 (Chap.2-§ 2.6.3), 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).

❖ Vent perpendiculaire au Long-pan (sens V1) :

- Calcul de toutes les surfaces parallèles au vent :

$$\text{Les surfaces des deux pignons} := 2 \left[(9 \times 20) + \left(\frac{1 \times 20}{2} \right) \right] = 380 m^2$$

$$\text{La toiture qui est faiblement inclinée par rapport de la direction du vent} := 2 \times \left(\frac{10}{\cos 5,71^\circ} \right) \times 30603 m^2$$

Chapitre 2: Calcul des surcharges climatiques

⇒ Total des surfaces parallèle au vent = $380m^2 + 603m^2 = 983m^2$

- Calcul des surfaces perpendiculaire au vent (et sous le vent) :
- Les surfaces des deux long-pans : = $2 \times (9 \times 30) = 540m^2$
- Vérification de la condition du § 2.6.3-RNV99/2013 :
- Total des surfaces parallèles au vent $\leq 4 \times$ Total des surfaces perpendiculaire au vent:
 $983m^2 < 4 \times 540m^2 = 2160m^2$, C'est vérifiée.
- ⇒ On peut, donc, négliger l'effet de frottement pour le cas du vent perpendiculaire au long-pan.

❖ Vent perpendiculaire au Pignon (sens V_2) :

- Calcul de toutes les surfaces parallèles au vent :
Les surfaces des deux long-pans : $2 \times 9 \times 30 = 540m^2$
La toiture qui est faiblement inclinée par rapport de la direction du vent :

$$= 2 \times \left(\frac{10}{\cos 5,71^\circ} \right) \times 30 = 603m^2$$

⇒ Total des surfaces parallèles au vent = $540m^2 + 603m^2 = 1143m^2$

- Calcul des surfaces perpendiculaire au vent (et sous le vent) :
Les surfaces des deux pignons : = $2 \left[(9 \times 20) + \left(\frac{1 \times 20}{2} \right) \right] = 380m^2$
- Vérification de la condition du § 2.6.3-RNV99/2013 :
Total des surfaces parallèles au vent $\leq 4 \times$ Total des surfaces perpendiculaire au vent:
 $1143m^2 < 4 \times 380m^2 = 1520m^2$, C'est vérifiée.
⇒ On peut, donc, négliger l'effet de frottement pour le cas du vent perpendiculaire au pignon.

2.2.6- Analyse des résultats :

a) Parois verticales :

❖ Sens V_1

- **Pour le long-pan :**
On prendra en compte la valeur de $q_j' = + 801,23 \text{ N/m}^2$
- **Pour le pignon :**
En faisant la moyenne des pressions de vent, on a :

$$q_j' = \frac{-475,06 - 333,25 - 120,54}{3} = -309,62 \text{ N/m}^2$$

❖ Sens V_2

❖ Pour le long-pan :

$$q_j'' = \frac{-719,69 - 577,88 - 365,16}{3} = -554,24 \text{ N/m}^2$$

- ❖ **Pour le pignon :** on prendra $q_j'' = + 556,60 \text{ N/m}^2$

D'où, la charge de vent normal V_n qui agit sur long-pan est : $V_n = q_j' = + 801,23 \text{ N/m}^2$
Et celle du pignon est $V_n = q_j'' = + 556,60 \text{ N/m}^2$

Chapitre 2: Calcul des surcharges climatiques

b) Toiture :

❖ Sens V_1

En faisant la moyenne des charges de vent agissant sur le versant le plus sollicité de la toiture, on obtient :

$$q_{j'} = \frac{-1001,20 - 197,32}{2} = -599,26 \text{ N/m}^2$$

❖ Sens V_2

En faisant la même procédure que précédente, on a :

$$q_{j''} = \frac{-1180,24 - 522,52}{2} = -851,38 \text{ N/m}^2$$

Donc, le cas le plus défavorable donne la charge du vent normal V_n au niveau de la toiture, d'où :

$$V_n = q_{j''} = -851,38 \text{ N/m}^2$$

2.2.7- Schémas récapitulatifs

Après avoir calculé les surcharges climatiques de vent en respectant *la RNV 99/2013*, nous allons récapituler ici les surcharges de vent qu'on prendra en compte dans le prochain calcul.

❖ Vent perpendiculaire au Long-pan (sens V_1) :

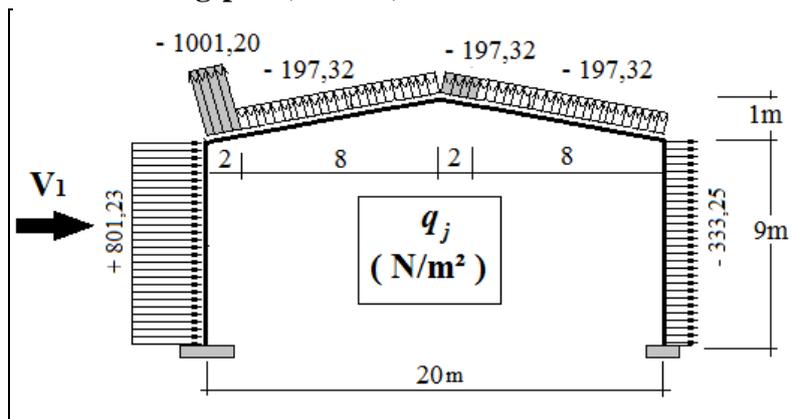


Figure 2.15. Surcharges de vent pour (sens V_1)

❖ Vent perpendiculaire au Pignon (sens V_2) :

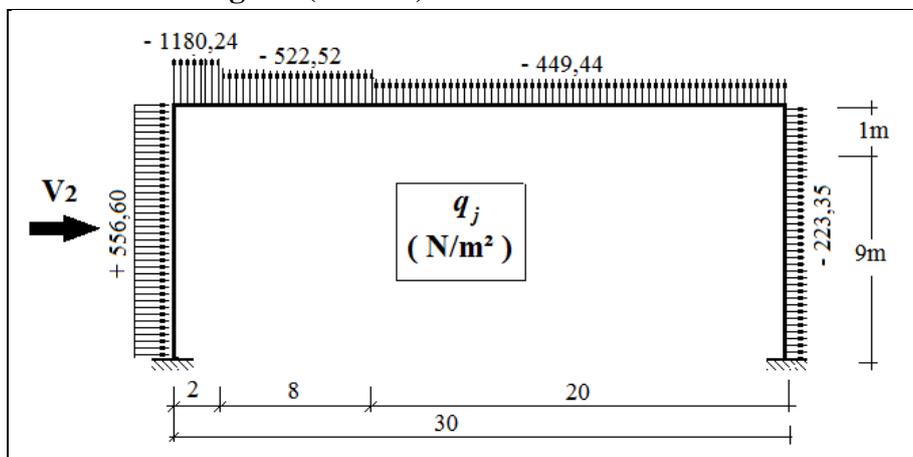


Figure 2.16. Surcharges de vent pour (sens V_2)

Calcul des éléments de la toiture

Chapitre 3: Calcul des éléments de la toiture

3.1 Introduction :

Dans ce chapitre, on a vérifié la résistance des profilés choisis, aux différents efforts. Les éléments concernés par cette étude sont : les pannes, les couvertures.

Les formules de vérification utilisées sont tirées de CM97 règles de conception et de calcul des structures en acier.

3.2 Etude de la couverture :

On a une charge 1168.84 N/m^2 d'après l'étude du vent ce qui donne la couverture est en tôle nervurée type TN40 d'épaisseur $10/10^{\text{ème}}$, de longueur 6m et de largeur 0.726m , elle sera disposée de manière à utiliser son module de résistance maximal, $(I/V)_{\text{max}}$.

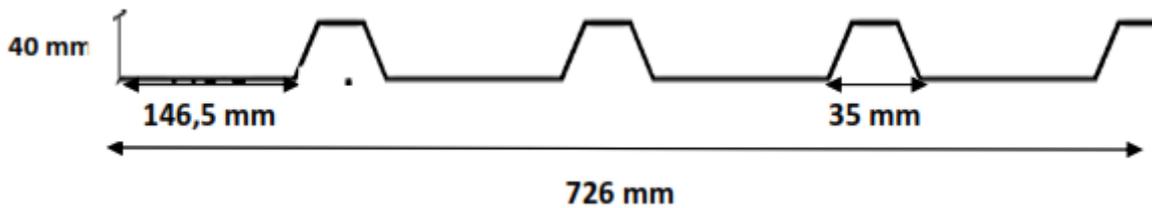


Figure 3.1: Toile nervurée

- Poids propre (TN40 10/10 ^{ème})	$P = 10 \text{ dan/m}^2.$
- Contrainte de rupture	$f_u = 400 \text{ N/m}^2.$
- Contrainte de élastique	$f_y = 160 \text{ N/mm}^2.$
- Flèche admissible	$\delta_{\text{max}} = 1/200.$
- Module de résistance	$w = 9.24 \text{ cm}^3/\text{ml}.$
- Moment d'inertie	$I = 27.21 \text{ cm}^4/\text{ml}.$

3.3 Calcul des pannes :

3.3.1 Définition :

Les pannes sont des éléments qui ont pour fonction de supporter la couverture, sont disposées parallèlement à la ligne de faîtage, dans les plans des versants. Elles sont calculées en flexion déviée, sous l'effet des charges permanentes et d'exploitation et des charge climatiques

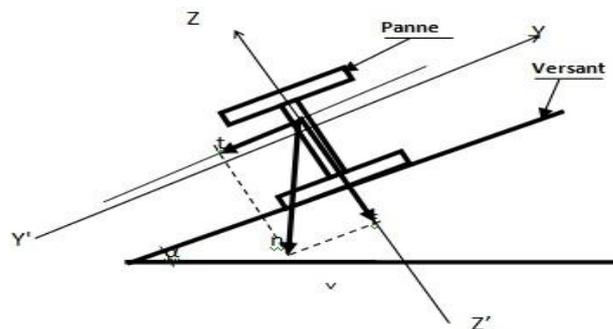


Figure 3.2 Disposition de la panne sur la toiture.

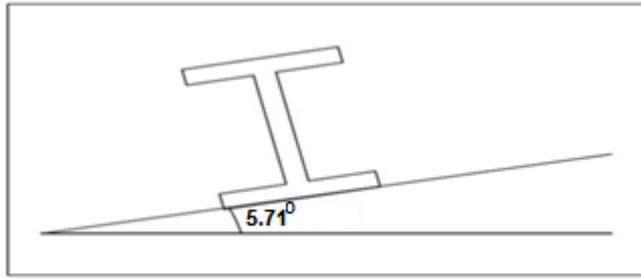


Figure 3.3 pente de calcul.

3.3.2 Détermination des charges et surcharges :

a) **Les charges permanentes :** (selon le DTR .b1.c.2.2)

Poids propre de la couverture (TN40).....**10 kg/m²**

Poids propre d'accessoires d'attache.**5 kg/m²**

Poids propre des pannes est estimés à(IPE100)**8.1 kg/m²**

$$G = [(PTN40 + P_{accessoires}) \times e] + P_{pannes} .$$

Espacement des pannes $e = 2.01m$

$$G = [(10 + 5) \times 2.01] + 8.1 = 36.24kg/ml = \mathbf{0.362KN/ml} .$$

b) **Surcharge d'entretien P_{eq} :**

Dans le cas des toitures inaccessible on considère uniquement dans les calculs une charge d'entretien qui est égale au poids d'un ouvrier et de son assistant et qui est équivalente a deux charges concentrées de 100 kg chacune située à 1/3 et 2/3 de la portée de la panne.

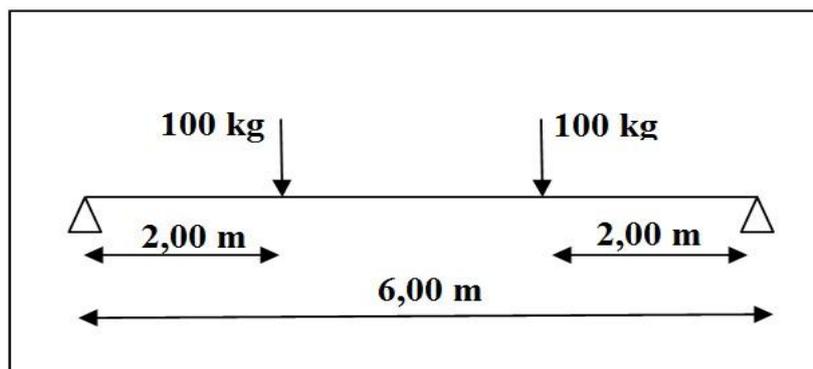


Figure 3.4 Schéma statique sous charge d'entretien

$$M_{max} = 100 \times 2 = 200 \text{ kg.m} .$$

La charge uniformément répartie (P_{eq}) due à la surcharge d'entretien est obtenue en égalisant les deux moments max dues à P_{eq} aux charges ponctuelles P.

Chapitre 3: Calcul des éléments du la toiture

$$M_{\max} = P \times l/3 = P_{eq} \times l^2/8.$$

$$P_{eq} = 8/3 \times P/l = 8/3 \times 100/6$$

$$P_{eq} = 44.44 \text{ kg/ml} = 0.4444 \text{ KN/ml.}$$

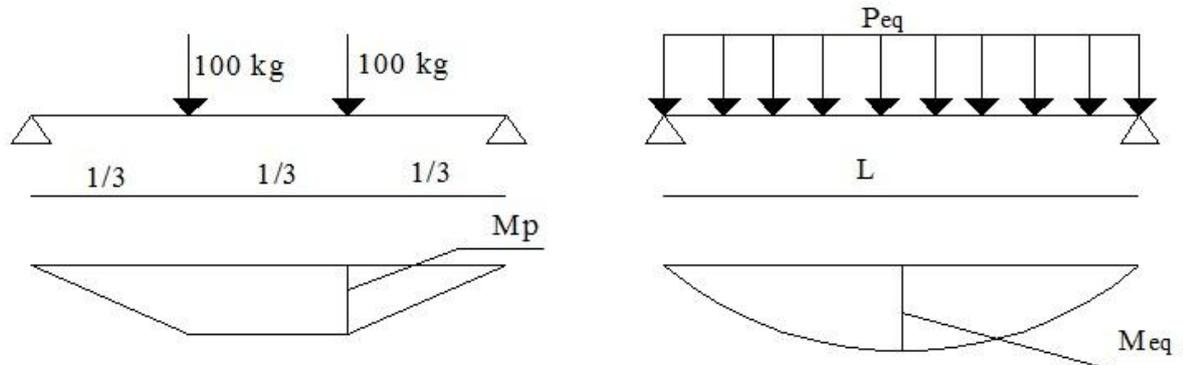


Figure 3.5 Moment due à la charge d'entretien

a) Surcharge climatique due au vent :

La panne la plus sollicitée est celle exposée au vent sur la façade latérale gauche et latérale droite avec :

$$V = -0.851 \text{ KN/m}^2 \text{ (chapitre2)}$$

$$V = -0.851 \times 2.01 = -1.71 \text{ KN/ml.}$$

b) Surcharge climatique due a la neige :

$$S = 0.38 \text{ KN/m}^2. \text{ (chapitre2)}$$

$$S = 0.38 \times 2.01 = 0.76 \text{ KN/ml.}$$

3.3.3 Combinaisons de charge les plus défavorables

- **Les charges et surcharges appliquée :**

$$G = 0.362 \text{ KN/ml.}$$

$$P_{eq} = 0.444 \text{ KN/ml.}$$

$$V = -1.71 \text{ KN/ml.}$$

$$S = 0.76 \text{ KN/ml.}$$

- **Decomposition de charges:**

➤ **Suivant l'axe Z-Z**

$$G_{zz} = G \times \cos\alpha = 0.362 \times \cos 5.71 = 0.36 \text{ KN/ml.}$$

$$Q_{zz} = P_{eq} \times \cos\alpha = 0.444 \times \cos 5.71 = 0.442 \text{ KN/ml.}$$

$$V_{zz} = -1.71 \text{ KN/ml.}$$

$$S_{zz} = S \times \cos\alpha = 0.76 \times \cos 5.71 = 0.756 \text{ KN/ml.}$$

Chapitre 3: Calcul des éléments du la toiture

➤ Suivant l'axe Y-Y

$$\begin{aligned}G_{yy} &= G \times \sin\alpha = 0.362 \times \sin 5.71 = 0.036 \text{ KN/ml.} \\Q_{yy} &= P_{eq} \times \sin\alpha = 0.444 \times \sin 5.71 = 0.0442 \text{ KN/ml.} \\V_{yy} &= 0 \text{ KN/ml.} \\S_{yy} &= S \times \sin\alpha = 0.76 \times \sin 5.71 = 0.0756 \text{ KN/ml.}\end{aligned}$$

3.3.4 Combinaisons d'actions :

Remarque :

les charges d'entretien ne se combinent pas avec les charges climatiques (vent et neige) d'après le DTR.

• ELU

➤ Axe Z-Z:

$$\begin{aligned}G_{max} + 1.5V &= 0.3 + 1.5 \times -1.71 = -2.183 \text{ KN/ml.} \\1.35G_z + 1.5S_z &= 1.35 \times 0.36 + 1.5 \times 0.756 = 1.62 \text{ KN/ml.} \\1.35G_z + 1.5Q_z &= 1.35 \times 0.36 + 1.5 \times 0.442 = 1.15 \text{ KN/ml.}\end{aligned}$$

➤ Axe Y-Y :

$$\begin{aligned}1.35G_y + 1.5S_y &= 1.35 \times 0.036 + 1.5 \times 0.0756 = 0.162 \text{ KN/ml.} \\1.35G_y + 1.5Q_y &= 1.35 \times 0.036 + 1.5 \times 0.0442 = 0.115 \text{ KN/ml.}\end{aligned}$$

• ELS

➤ Axe Z-Z

$$\begin{aligned}G_z + V &= 0.36 - 1.71 = -1.35 \text{ KN/ml.} \\G_z + S_z &= 0.36 + 0.756 = 1.12 \text{ KN/ml.} \\G_z + Q_z &= 0.36 + 0.442 = 0.82 \text{ KN/ml.}\end{aligned}$$

➤ Axe Y-Y

$$\begin{aligned}G_y + S_y &= 0.036 + 0.0756 = 0.112 \text{ KN/ml.} \\G_y + Q_y &= 0.036 + 0.0442 = 0.08 \text{ KN/ml.}\end{aligned}$$

3.3.5 Pré dimensionnement :

Le pré dimensionnement se fait par la condition de la flèche :

$$f = \frac{5 \times q_s \times l^4}{3 \times 384 \times E \times I} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm.}$$

l: la longueur de la panne

q_s: la charge la plus défavorable à l'ELS Suivant l'axe Z-Z :

Chapitre 3: Calcul des éléments de la toiture

$$I_y \geq \frac{5 \times q_s \times l^4}{3 \times 384 \times E} = \frac{5 \times 1.35 \times 600^4 \times 10^{-1}}{3 \times 384 \times 2.1 \times 10^5} = 361.6 \text{ cm}^4$$

❖ Donc on choisit **IPE140**.

Ces caractéristiques sont :

- $I_y = 541.2 \text{ cm}^4$.
- $I_z = 44.9 \text{ cm}^4$.
- $A = 16.4 \text{ cm}^2$.
- $H = 14 \text{ cm}$.
- $P = 12.9 \text{ Kg/m}$.

Le poids propre réel G :

$$G = (10 + 5) \times 2.01 + 12.9 = 0.428 \text{ KN/ml.}$$

$$G_z = G \times \cos 5.71 = 0.43 \text{ KN/ml.}$$

$$G_y = G \times \sin 5.71 = 0.043 \text{ KN/ml.}$$

3.3.6 Dimensionnement des pannes :

Les pannes sont dimensionnées pour satisfaire les conditions suivantes :

✓ Condition de la flèche.

✓ Condition de résistance.

3.3.6.1 Les combinaisons de calcul :

❖ **ELU**

$$(1) \quad \begin{cases} q_z = 1.35G_z + 1.5Q_z = 1.35 \times 0.43 + 1.5 \times 0.442 = 1.24 \text{ KN/ml.} \\ q_y = 1.35G_y + 1.5Q_y = 1.35 \times 0.043 + 1.5 \times 0.0442 = 0.124 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

$$(2) \quad \begin{cases} q_z = G_z + 1.5V_z = 0.43 + 1.5 \times -1.71 = -2.126 \text{ KN/ml.} \\ q_y = 1.35G_y + 1.5V_y = 1.35 \times 0.043 + 1.5 \times 0 = 0.058 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

$$(3) \quad \begin{cases} q_z = 1.35G_z + 1.5S_z = 1.35 \times 0.43 + 1.5 \times 0.756 = 1.70 \text{ KN/ml.} \\ q_y = 1.35G_y + 1.5S_y = 1.35 \times 0.043 + 1.5 \times 0.0756 = 0.170 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

Selon les deux axes Y et Z, les charges (maximale et correspondante) à l'ELU revenant à panne la plus sollicitée sont:

$$q_z = G_{\max} + 1.5V_z = -2.126 \text{ KN/ml (maximale)}$$

$$q_y = 1.35G_y + 0 = 0.058 \text{ KN/ml (correspondante)}$$

3.3.6.2 Détermination des sollicitations :

- **Moments**

- ✓ **Sous le vent :**

$$\text{Axe } Z_Z \quad M_y = qz \frac{l^2}{8} = 2.126 \times \frac{6^2}{8} = 9.57 \text{KN.m}$$

$$\text{Axe } Y_Y \quad M_z = qy \frac{l^2}{8} = 0.058 \times \frac{6^2}{8} = 0.26 \text{KN.m}$$

- ✓ **Sous charge d'exploitation:**

$$\text{Axe } Z_Z \quad M_y = qz \frac{l^2}{8} = 1.24 \times \frac{6^2}{8} = 5.58 \text{KN.m}$$

$$\text{Axe } Y_Y \quad M_z = qy \frac{l^2}{8} = 0.124 \times \frac{6^2}{8} = 0.558 \text{KN.m}$$

- ✓ **Sous charge de la neige:**

$$\text{Axe } Z_Z \quad M_y = qz \frac{l^2}{8} = 1.70 \times \frac{6^2}{8} = 7.65 \text{KN.m}$$

$$\text{Axe } Y_Y \quad M_z = qy \frac{l^2}{8} = 0.170 \times \frac{6^2}{8} = 0.765 \text{KN.m}$$

- ✓ **Effort tranchant:**

- Effort tranchant due au vent: $V_v = q.l/2 = -2.126 \times 6/2 = -6.38 \text{KN.}$
- Effort tranchant due à neige: $V_s = q.l/2 = 1.70 \times 6/2 = 5.1 \text{KN.}$
- Effort tranchant due au poids propre: $V_G = q.l/2 = 0.43 \times 6/2 = 1.29 \text{KN.}$
- Effort tranchant due aux charge d'exploitation: $V_Q = q.l/2 = 1.24 \times 6/2 = 3.72 \text{KN.}$

1^{er} combinaison :

$$V_Z = V_G + 1.5V_v = 1.29 + 1.5 \times -6.38 = -10.86 \text{KN.}$$

2^{eme} combinaison :

$$V_Z = 1.35V_G + 1.5V_Q = 1.35 \times 1.29 + 1.5 \times 3.72 = 7.32 \text{KN.}$$

3^{eme} combinaison :

$$V_Z = 1.35V_G + 1.5V_s = 1.35 \times 1.29 + 1.5 \times 5.1 = 9.39 \text{KN.}$$

Chapitre 3: Calcul des éléments du la toiture

3.3.6.3 Vérification de la résistance des pannes :

a) Vérification a l'effort tranchant :

Selon les règles CCM97, la vérification à l'effort de cisaillement est donnée par la formule suivante

$$V_Z \leq V_{PLZ}$$

Où: V_{plz} est la valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement de l'acier donnée par :

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times F_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} \quad \text{EC3 Art 5.4.3}$$

Avec :

F_y : Résistance limite d'élasticité.

V_{plz} : Effort tranchant résistant de la section.

A_{vz} : Aire de cisaillement qui peut être.

Profils laminés Iou H la aire de cisaillement donnée par :

$$A_{vz} = A - 2 \times b \times tf + (tw + 2 \times r) \times tf$$

$$A_{vz} = 16.4 - 2 \times 7.3 \times 0.69 + (0.47 + 2 \times 0.7) \times 0.69 = 7.6 \text{ cm}^2$$

$$V_{plz} = 7.6 \times \frac{23.5}{\sqrt{3}} \times 1.1 = 113.43 \text{ KN}$$

- Sous le vent:

$$V_z = 10.86 \text{ KN} < V_{plz} = 113.43 \text{ KN} \quad \Longrightarrow \quad \text{vérifiée.}$$

- Sous le la charge verticale:

$$V_z = 7.32 \text{ KN} < V_{plz} = 113.43 \text{ KN} \quad \Longrightarrow \quad \text{vérifiée.}$$

- Sous la neige:

$$V_z = 9.39 \text{ KN} < V_{plz} = 113.43 \text{ KN} \quad \Longrightarrow \quad \text{vérifiée.}$$

b) Vérification au diversement :

a) La vérification à faire est : $M_{sd,y} \leq \chi_{lt} \times \beta_w \times \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}}$ EC3 Art5.5.2

$$\beta_w = 1 \quad \longrightarrow \quad \text{section de classe 1}$$

χ_{lt} : coefficient de réduction en fonction de λ_{lt}

Chapitre 3: Calcul des éléments du la toiture

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w W_{ply} f_y}{M_{cr}}} \approx \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \cdot \sqrt{\beta_w}$$

M_{cr} : est le moment critique de déversement.

$$M_{cr} = \frac{C_1 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(K \times L)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{(K \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j) \right\}$$

C_1, C_2, C_3 : facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement.

$$C_1 = 1,132 \quad , \quad C_2 = 0,459 \quad , \quad C_3 = 0,525 \quad ; \quad \text{EC3 Tab F.1.2}$$

K et K_w : les facteurs de longueur effective avec : $K=1$ appui simple , $K_w=1$; EC3 Tab F.1.2

$$L = 600 \text{ cm};$$

$$Z_g = Z_a - Z_s.$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} Z_a = -7\text{cm} & \text{sous le vent} \\ Z_a = 7 \text{ cm} & \text{sous la charge vertical.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} Z_s = 0 & \text{section doublement symétrique EC3 Figuer F .1.1} \\ Z_j = 0 & \text{section doublement symétrique EC3 Figuer F .1.1} \\ Z_g = Z_a - Z_s = -7\text{cm.} & \text{sous le vent} \\ Z_g = Z_a - Z_s = 7\text{cm.} & \text{sous la charge vertical} \\ I_t = 2.45 \text{ cm}^4. & \end{array} \right.$$

$$I_w = I_z \times \left(\frac{h - t_f}{2} \right)^2 = 44.90 \times \left(\frac{14 - 0.69}{2} \right)^2 = 1988.57 \text{ cm}^6$$

$$G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)}$$

$$G = \frac{210000}{2 \times (1 + 0.3)} = 80770 \text{ MPa}$$

✓ **Sous le vent :**

$$M_{cr} = \frac{1,132 \times \pi^2 \times 2,1 \times 44.9}{(1 \times 6)^2} \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 + \frac{1988.57 \times 10^{-4}}{44.9} + \frac{(1 \times 7)^2 \times 80770 \times 10^{-5} \times 2.45}{\pi^2 \times 2,1 \times 44.9} \right]^{\frac{1}{2}} - ((0,459 \times -0,07) - 0) \right\}$$

$$M_{cr} = 4.33 \text{ KN.}$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{\beta_w \times w_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = \left[\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0,5} = \sqrt{\frac{1 \times 88.3 \times 10^{-6} \times 235}{4.33 \times 10^{-3}}} = 2.18 > 0.4$$

Donc il y a un risque de déversement

α_{LT} : Coefficient d'imperfection de déversement.

Profilé laminé; $\alpha = 0.21$;

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 \times [1 + 0,21(2,18 - 0,2) + 2,18^2] = 3,08$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = 0,189$$

On a $M_{sd,y} = 9.57 \text{ KN.m}$

$$M_{sd,y} \leq 0,189 \times 1 \times \frac{88,3 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 3,56 \text{ KN.m}$$

Donc: $M_{sd,y} = 9.57 > M_{b,rd} = 3.56$ **condition non vérifiée.**

Le déversement n'est pas vérifié donc on adopte des liernes, les résultats de la nouvelle vérification sont donnés comme suite :

3.4 Dimensionnement des pannes (avec des liernes).

3.4.1 Détermination des sollicitations :

a) Moments :

✓ Sous le vent :

Axe Z_Z $M_y = qz \frac{l^2}{8} = 2.126 \times \frac{6^2}{8} = 9.57 \text{ KN.m}$

Axe Y_Y $M_z = qy \frac{l^2}{8} = 0.058 \times \frac{3^2}{8} = 0.065 \text{ KN.m}$

✓ Sous charge d'exploitation:

Axe Z_Z $M_y = qz \frac{l^2}{8} = 1.24 \times \frac{6^2}{8} = 5.58 \text{ KN.m}$

Axe Y_Y $M_z = qy \frac{l^2}{8} = 0.124 \times \frac{3^2}{8} = 0.14 \text{ KN.m}$

✓ Sous charge de la neige:

Axe Z_Z $M_y = qz \frac{l^2}{8} = 1.70 \times \frac{6^2}{8} = 7.65 \text{ KN.m}$

Axe Y_Y $M_z = qy \frac{l^2}{8} = 0.170 \times \frac{3^2}{8} = 0.19 \text{ KN.m}$

✓ Effort tranchant:

- Effort tranchant due au vent: $V_v = q \cdot \frac{l}{2} = -2.126 \times 6/2 = -6.38 \text{ KN.}$

- Effort tranchant due à neige: $V_s = q \cdot l/2 = 1.70 \times 6/2 = 5.1 \text{ KN.}$

Chapitre 3: Calcul des éléments du la toiture

- Effort tranchant due au poids propre: $V_G = q.l/2 = 0.43 \times 6/2 = 1.29 \text{ KN}$.

- Effort tranchant due aux charge d'exploitation: $V_Q = q.l/2 = 1.24 \times 6/2 = 3.72 \text{ KN}$.

1^{er} combinaison :

$$V_Z = V_G + 1.5V_v = 1.29 + 1.5 \times -6.38 = -10.86 \text{ KN.}$$

2^{eme} combinaison :

$$V_Z = 1.35V_G + 1.5V_Q = 1.35 \times 1.29 + 1.5 \times 3.72 = 7.32 \text{ KN.}$$

3^{eme} combinaison :

$$V_Z = 1.35V_G + 1.5V_s = 1.35 \times 1.29 + 1.5 \times 5.1 = 9.39 \text{ KN.}$$

3.4.2 Vérification de la résistance des pannes :

a) Vérification a l'effort tranchant :

Selon les règles CCM97, la vérification à l'effort de cisaillement est donnée par la formule suivante : V_Z et V_{plz}

Où: V_{plz} est la valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement de l'acier donnée par :

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times F_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} \quad \text{EC3 Art 5.4.3}$$

Avec :

F_y : Résistance limite d'élasticité.

V_{plz} : Effort tranchant résistant de la section.

A_{vz} : Aire de cisaillement qui peut être.

Profils laminés Iou H la aire de cisaillement donnée par :

$$A_{vz} = 7.6 \text{ cm}^2$$

$$V_{plz} = 113.43 \text{ KN}$$

- Sous le vent:

$$V_Z = 10.86 < V_{plz} = 113.43 \text{ KN} \quad \Longrightarrow \text{ vérifiée.}$$

- Sous la charge verticale:

$$V_Z = 7.32 \text{ KN} < V_{plz} = 113.43 \text{ KN} \quad \Longrightarrow \text{ vérifiée.}$$

- Sous la neige:

$$V_Z = 9.39 \text{ KN} < V_{plz} = 113.43 \text{ KN} \quad \Longrightarrow \text{ vérifiée.}$$

Chapitre 3: Calcul des éléments du la toiture

b) Vérification au diversement :

a) La vérification à faire est : $M_{sd,y} \leq \chi_{lt} \times \beta_w \times \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}}$ EC3 Art5.5.2

$\beta_w=1$ \longrightarrow section de classe 1

χ_{lt} : coefficient de réduction en fonction de λ_{lt}

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \cdot W_{ply} \cdot f_y}{M_{cr}}} \approx \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \cdot \sqrt{\beta_w}$$

M_{cr} : est le moment critique de déversement.

$$M_{cr} = \frac{C1 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(K \times L)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{(K \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + (C2 \cdot Z_g - C3 \cdot Z_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C2 \cdot Z_g - C3 \cdot Z_j) \right\}$$

$C1, C2, C3$: facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement.

$$C_1 = 1,132 \quad , \quad C_2 = 0,459 \quad , \quad C_3 = 0,525 \quad ; \quad \text{EC3 Tab F.1.2}$$

K et K_w : les facteurs de longueur effective avec : $K=1$ appui simple, $K_w=1$; EC3 Tab F.1.2

$$L = 300 \text{ cm};$$

$$Z_g = Z_a - Z_s.$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} Z_a = -7 \text{ cm} & \text{sous le vent} \\ Z_a = 7 \text{ cm} & \text{sous la charge vertical.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} Z_s = 0 & \text{section doublement symétrique EC3 Figure F .1.1} \\ Z_j = 0 & \text{section doublement symétrique EC3 Figure F .1.1} \end{array} \right.$$

$$Z_g = Z_a - Z_s = -7 \text{ cm.} \quad \text{sous le vent}$$

$$Z_g = Z_a - Z_s = 7 \text{ cm.} \quad \text{sous la charge vertical}$$

$$I_t = 1.74 \text{ cm}^4.$$

$$I_w = I_z \times \left(\frac{h - tf}{2} \right)^2 = 44.9 \times \left(\frac{14 - 0.69}{2} \right)^2 = 1988.57 \text{ cm}^6$$

$$G = \frac{E}{2 \times (1 + V)}$$

$$G = \frac{210000}{2 \times (1 + 0.3)} = 80770 \text{ MPa}$$

Chapitre 3: Calcul des éléments de la toiture

✓ **Sous le vent :**

$$M_{cr} = \frac{1,132 \times \pi^2 \times 2,1 \times 44,9}{(1 \times 3)^2} \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 + \frac{1988,57 \times 10^{-4}}{44,9} + \frac{(1 \times 3)^2 \times 80770 \times 10^{-5} \times 2,45}{\pi^2 \times 2,1 \times 44,9} \right. \right. \\ \left. \left. + \left((0,459 \times -0,07) - 0 \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - \left((0,459 \times -0,07) - 0 \right) \right\}$$

$$M_{cr} = 22,1 \text{ KN.}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w W_{ply} f_y}{M_{cr}}} \approx \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \cdot \sqrt{\beta_w} = \sqrt{\frac{1 \times 88,3 \times 10^{-6} \times 235}{22,1 \times 10^{-3}}} = 0,97 > 0,4$$

Donc il y a un risque de déversement

α_{LT} : Coefficient d'imperfection de déversement.

Profilé laminé; $\alpha = 0,21$;

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 \times [1 + 0,21(0,97 - 0,2) + 0,97^2] = 1,05$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = 0,68$$

On a $M_{sd,y} = 9,57 \text{ KN.m}$

$$M_{sd,y} \leq 0,68 \times 1 \times \frac{88,3 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 12,83 \text{ KN.m}$$

Donc: $M_{sd,y} = 9,57 \text{ KN.m} < M_{b,rd} 12,83 \text{ KN.m}$ condition vérifiée

3.4.3 Vérification de la Condition de résistance :

La condition à vérifier est :

$$\left(\frac{M_y}{M_{pl,y}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{pl,z}} \right)^\beta \leq 1 \quad EC3 \text{ Art 5.8.8.1(11)}$$

Avec : section en I et H : $\alpha = 2$, $\beta = 1$.

$$M_{ply} = \frac{w_{ply} \times F_Y}{\gamma M_0} = \frac{88,3 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 18,86 \text{ kn.m}$$

$$M_{plz} = \frac{19,2 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 4,1 \text{ kn.m}$$

- **Sous le vent:**

$$\left(\frac{9.57}{18.86}\right)^2 + \left(\frac{0.065}{4.1}\right)^1 = 0.27 \leq 1 \quad C.V$$

- **Sous la charge vertical:**

$$\left(\frac{5.58}{18.86}\right)^2 + \left(\frac{0.14}{4.1}\right)^1 = 0.12 \leq 1 \quad C.V$$

3.4.4 Vérification à L'ELS :

3.4.4.1 Combinaisons de calcul :

$$(1) \quad \begin{cases} q_z = G_z + Q_z = 0.43 + 0.442 = 0.87 \text{KN/ml.} \\ q_y = G_y + Q_y = 0.043 + 0.0442 = 0.087 \text{KN/ml.} \end{cases}$$

$$(2) \quad \begin{cases} q_z = G_z + V_z = 0.43 + -1.71 = -1.28 \text{KN/ml.} \\ q_y = G_y + V_y = 0.043 + 0 = 0.043 \text{KN/ml.} \end{cases}$$

$$(3) \quad \begin{cases} q_z = G_z + S_z = 0.43 + 0.756 = 1.178 \text{KN/ml.} \\ q_y = G_y + S_y = 0.043 + 0.0756 = 0.1178 \text{KN/ml.} \end{cases}$$

Selon les deux axes Y et Z, les charge maximale à l'ELS revenant à panne la plus sollicitée sont:

$$q_z = G_z + V_z = -1.28 \text{KN/ml(maximale).}$$

$$q_y = G_y + S_y = 0.1178 \text{KN/ml(maximale).}$$

3.4.4.2 Calcul de la flèche :

$$f = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{cm}$$

- **suyvant l'axe Z-Z:**

$$f = \frac{5 \times q_z \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1.28 \times 6^4 \times 10^2}{384 \times 541.2 \times 2.1} = 1.90 \text{cm} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{cm}$$

- suivant l'axe Y-Y:

$$f = \frac{5 \times q_y \times l^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{5 \times 0.1178 \times 3^4 \times 10^2}{384 \times 44.9 \times 2.1} = 0.13 \text{ cm} \leq f_{adm} = \frac{l/2}{200} = \frac{300}{200} = 1.5 \text{ cm}$$

Donc on choisit pour toutes les pannes un **IPE140**.

3.5 Calcul des liernes :

3.5.1 Introduction

Les liernes sont des tirants, qui fonctionnent en traction elle sont généralement formés de barres rondes ou de petites cornières leur rôle principale est d'éviter la déformation latéral des pannes.

Compte tenu de la faible inertie transversale des pannes, et des lors que la pente des versants (α) atteint **8 à 10%**, l'effet de la charge $Q_{y,sd}$ (perpendiculaire à l'ame de la panne) devient préjudiciable et conduit à des section de pannes importantes, donc onéreuse.

La solution consiste à réduire la portée transversal des pannes en les reliant entre elle par des liernes (tirants). Situés à mi- portée.

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

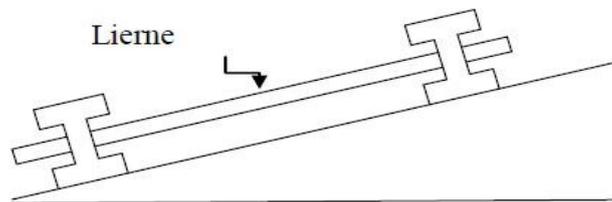


Figure 3.6 Présentation d'une lierne

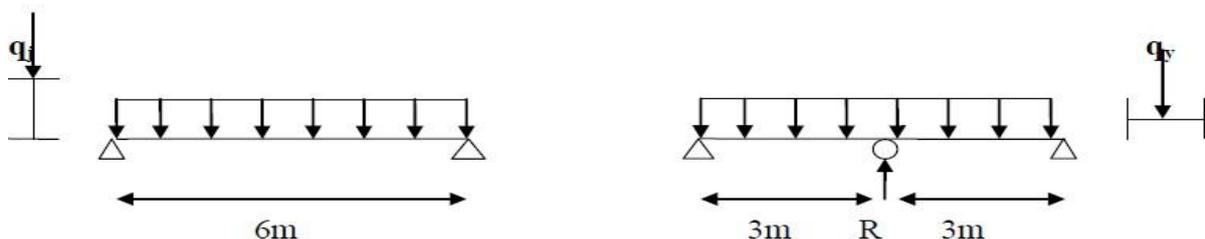


Figure 3.7 les schémas statiques

3.5.2 calcul de l'effort maximal revenant aux liernes:

La réaction **R** au niveau du lierne: $R = 1.25 \times Q_{sd,y} \times \frac{l}{2} = 1.25 \times 1.7 \times 3 = 6.3 \text{ KN}$.

Effort de traction dans le tronçon de lierne **L₁** provenant de la panne sablière

$$T_1 = R/2 = 6.3/2 = 3.15 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon **L₂** : $T_2 = R + T_1 = 6.3 + 3.15 = 9.45 \text{ KN}$

Chapitre 3: Calcul des éléments de la toiture

Effort dans le tronçon L₃ : $T_3 = R + T_2 = 6.3 + 9.45 = 15.75 \text{ KN}$

Effort dans les diagonales L₄ : $2 \times T_4 \times \sin\theta = T_3$

$$\theta = \arctg \frac{2.01}{3} = 33.82^\circ$$

$$T_4 = \frac{T_3}{2 \times \sin\theta} = \frac{15.75}{2 \times \sin 33.82^\circ} = 14.19 \text{ KN}$$

Remarque:

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

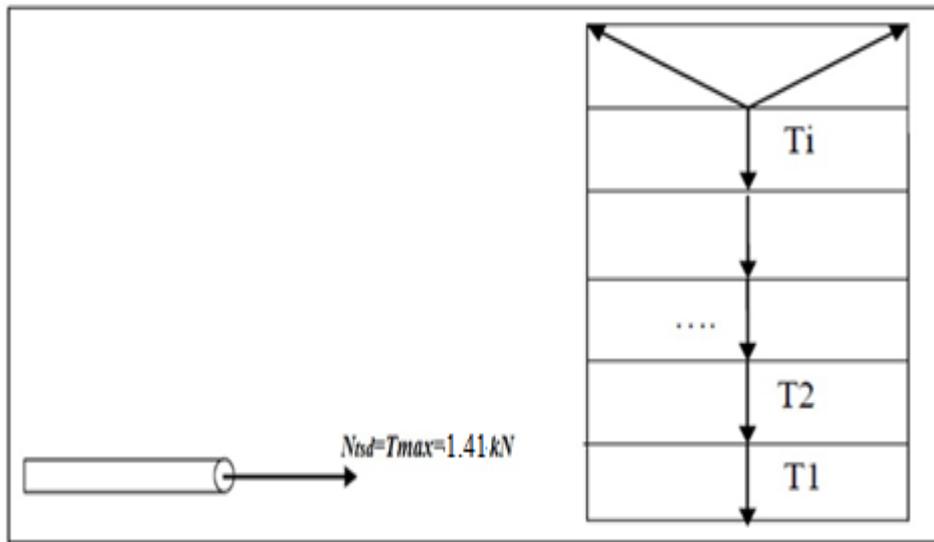


Figure 3.8 représentation des efforts

3.5.3 Dimensionnement des liernes :

Le tronçon le plus sollicité est **L3**

→ **Élément tendu:**

$$N_{sd} \leq N_{pl,rd}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}; \quad \text{Résistance plastique de la section brute}$$

$$N_{sd} = T_3 \leq \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \leq \frac{T_3 \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{15.75 \times 1.1}{2350} = 0.074 \text{ cm}^2$$

Chapitre 3: Calcul des éléments du la toiture

$$A = \pi \times \frac{\varphi^2}{4} \geq 0.074 \text{ cm}^2$$

$$\varphi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0.074}{3.14}} = 0.31 \text{ cm}$$

Soit une barre ronde de diamètre : $\Phi = 0.3 \text{ cm} = 3. \text{ mm}$.

Pour des raison pratiques et pour plus de sécurité on opte pour une barre ronde de diamètre

$\Phi = 10 \text{ mm}$

On va choisir un **$\emptyset 10$** pour les liernes des pannes.

3.6 Calcul de l'échantignolle

3.6.1 Introduction.

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

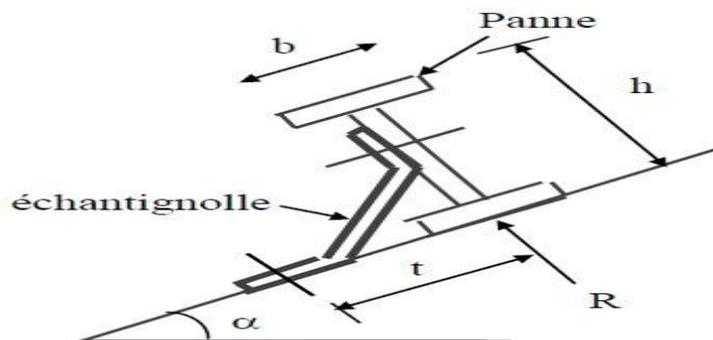


Figure 3.9: Echantignole

l'excentrement (**t**) est limité par la condition suivant:

$$2 \times \left(\frac{b}{2}\right) \leq t \leq 3 \times \left(\frac{b}{2}\right)$$

Pour un **IPE140**:

$$b = 7.3\text{cm}; \text{ et } h = 14\text{cm}$$

donc:

$$2 \times \left(\frac{7.3}{2}\right) = 7.3\text{cm} \leq t \leq 3 \times \left(\frac{7.3}{2}\right) = 10.95\text{cm}$$

$$7.3\text{cm} \leq t \leq 10.95\text{cm} \quad \text{soit: } \mathbf{t = 8\text{cm.}}$$

Chapitre 3: Calcul des éléments de la toiture

3.6.2 Calcul des charges revenant à l'échantignolle :

$$G = (10 + 5) \times 2.01 + 12.9 = 0.428 \text{KN/ml.}$$

$$G_z = G \times \cos 5.71 = 0.43 \text{KN/ml.}$$

$$G_y = G \times \sin 5.71 = 0.043 \text{KN/ml.}$$

a) Effort de soulèvement :

$$Q_z = G_z + 1.5V_z = 0.43 + 1.5 \times -1.71 = -2.157 \text{KN/ml}$$

b) Effort suivant rampant:

$$Q_y = 1.35G_y + 1.5V_y = 1.35 \times 0.043 + 1.5 \times 0 = 0.058 \text{KN/ml}$$

❖ Echantignolle de rive :

$$R'_z = Q_z \times \frac{1}{2} = 2.157 \times \frac{6}{2} = 6.47 \text{ KN}$$

$$R'_y = Q_y \times \frac{1}{2} = 0.058 \times \frac{6}{2} = 0.174 \text{ KN}$$

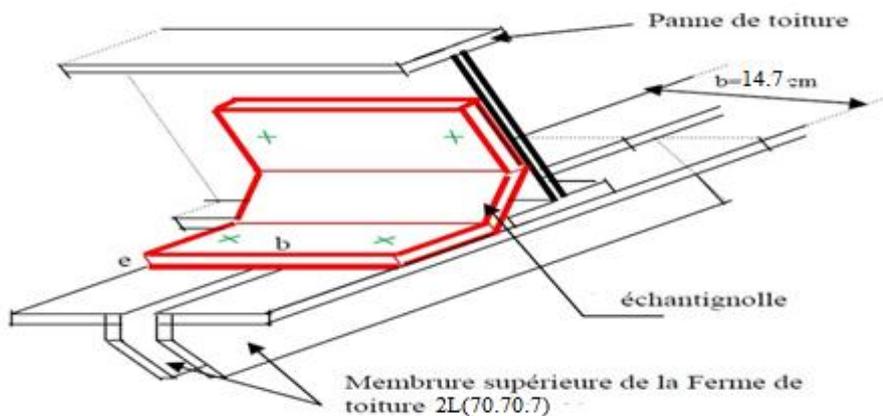


Figure 3.10 Disposition de l'échantignolle de rive

❖ Echantignolle intermédiaire :

$$R_z = R'_z \times 2 = 6.47 \times 2 = 12.94 \text{ KN}$$

$$R_y = R'_y \times 2 = 0.174 \times 2 = 0.348 \text{ KN}$$

3.6.3 Calcul du moment de renversement :

$$M_R = R_z \times t + R_y \times \frac{h}{2} = 12.94 \times 0.08 + 0.348 \times 0.07 = 1.06 \text{KN.m.}$$

3.6.4 Dimensionnement de l'échantignolle :

Flexion simple

Remarque : Généralement les échantignolle sont des éléments formes à froid. La classe de section est au moins de classe 3 .

$$M_{sd,y} \leq M_{el,rd}$$
$$M_{el,rd} = \frac{W_{el} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$M_{el,rd}$: Moment de résistance élastique de la section brute.

3.6.5 Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle :

$$W_{el} \geq \frac{M_R \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{1.06 \times 10^5 \times 1.1}{235 \times 10^2} = 4.96 \text{ cm}^2.$$

$$W_{el} \geq \frac{b \times e^2}{6} \quad \text{pour les section rectangulaires}$$

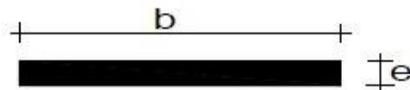


Figure 3.11 Dimensions de l'échantignolle.

Remarque : la largeur de l'échantignolle « b » est calculée après avoir dimensionné la membrure supérieure de la ferme **2L (70 × 70 × 7)**.

$b = 7 + 7 + 0.7 = 14.7 \text{ cm}$; avec l'épaisseur des gousset de 15 mm.

Donc:

$$e \geq \sqrt{\frac{6 \times w_{el}}{b}} = \sqrt{\frac{6 \times 4.96}{14.7}} = 1.42 \text{ cm}.$$

Soit: $e = 1.5 \text{ cm}$.



Calcul des pans de fer

Chapitre 4: Calcul des pans de fer

4.1 Introduction :

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

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

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

4.2 Vérification de lisse de long pan:

4.2.1 détermination des charges et surcharges revetmats à lisse la plus chargée (lisse intermédiaire) :

❖ D'après le tableau 1 des panneaux sandwich :

$h = 5\text{m} \rightarrow 3$ (nombre espacement)

H poteau = 9 m

Donc $n = 3 \rightarrow e = 1.5\text{m}$

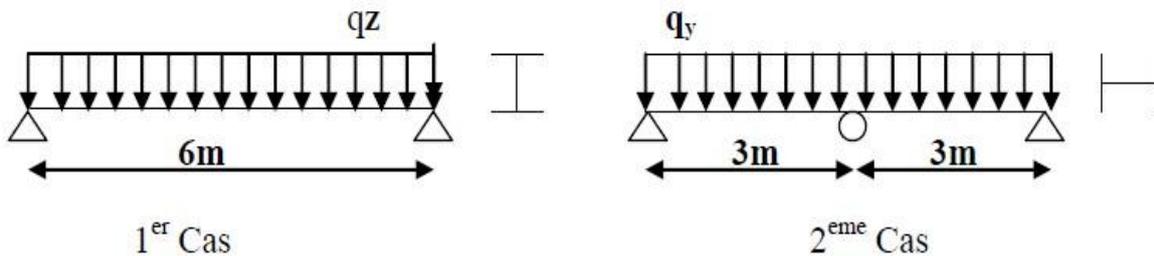


Figure 4.1 les schémas statiques de la lisse dans les deux plans y-y et z-z.

a) Les charges permanentes

Poids propre de bardage (TN40).....**10 kg/m²**

Poids propre d'accessoires d'attache**5 kg/m²**

Poids propre de la lisse on suppose un (IPE120).....**10.4 kg/m²**

$$G = [(P_{bardage} + P_{accessoire}) \times e] + P_{lisse}$$

$$G = [(10 + 5) \times 1.5] + 10.4 = \mathbf{34.4 \text{ kg/m}^2}$$

b) Surcharge climatique due au vent (suivant le plan de l'ame).

On calcul les lisses avec la valeur max obtenue lors de l'étude au vent:

$$V = \mathbf{801.23 \text{ N/m}^2}.$$

$$V = 80.12 \times 1.5 = \mathbf{120.18 \text{ daN/ml}}.$$

4.2.2 Combinaisons de charge les plus défavorable:

$$1.35G + 1.5V$$

$$Q_{z.sd} = 1.5V = 1.5 \times 120.18 = 180.27 \text{ daN/m}^2.$$

$$Q_{y.sd} = 1.35G = 1.35 \times 34.4 = 46.44 \text{ daN/m}^2.$$

4.2.3 Détermination des sollicitations

❖ Moments :

- Poutre sur deux appuis :

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times l^2}{8} = \frac{180.27 \times 6^2}{8} = 811.22 \text{ daN.m}$$

- Poutre sur trois appuis :

$$M_{z.sd} = \frac{Q_{y.sd} \times (l/2)^2}{8} = \frac{46.44 \times 3^2}{8} = 52.25 \text{ daN.m}$$

4.2.3.1 Vérification de la sécurité des lisses :

❖ E L U

a) Vérification à la flexion :

Nature de sollicitation: **flexion déviée.**

- **Classe de la section IPE120:**

✓ **Classe de la semelle(comprison):**

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

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

$$\frac{b_f/2}{t_f} = \frac{64/2}{6.3} = 5.08 \leq 10$$

Semelle de classe 1.

Chapitre 4: Calcul des pans de fer

✓ **Classe de l'ame(flexion):**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \rightarrow \frac{93.4}{4.4} = 21.23 < 72$$

Ame de classe 1.

La section est de classe 1.

✚ **Remarque:**

les profilés laminés de calibres inférieur ou égale à 1' **IPE120**, sont généralement d'un section de **classe 1**.

La vérification de la section à la résistance est donnée par la formule suivant:

Section de classe 1 et 2

$$\left(\frac{M_{y.sd}}{M_{ply.rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z.sd}}{M_{plz.rd}} \right)^\beta$$

Ou α et β sont des constantes qui placent en sécurité. Si elles sont prises égale à l'unité, mais qui peuvent prendre les valeurs suivantes :

Section **I** et **H**:

$$\alpha = 2; \quad \beta = 5n \geq 1 \quad \text{avec: } n = \frac{N_{sd}}{N_{pl}}$$

❖ **Caractéristique géométriques de IPE120:**

$$W_{el.y} = 53 \text{ cm}^3; \quad W_{el.z} = 8.64 \text{ cm}^3; \quad W_{pl.y} = 60.7 \text{ cm}^3; \quad W_{pl.z} = 13.6 \text{ cm}^3; \quad I_y = 317.8 \text{ cm}^4; \quad I_z = 27.65 \text{ cm}^4;$$

$$A_{vz} = 6.3 \text{ cm}^2; \quad A_{vy} = 8.6 \text{ cm}^2;$$

$$M_{ply.rd} = \frac{W_{pl.y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{60.7 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 1296.8 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz.rd} = \frac{W_{pl.z} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{13.6 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 290.54 \text{ daN.m}$$

❖ **Remarque:** Dans notre cas ,l'effort normale($N_{sd}=0$) $\beta=1$

$$\left(\frac{M_{y.sd}}{M_{ply.rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z.sd}}{M_{plz.rd}} \right)^\beta = \left(\frac{620.6}{1296.8} \right)^2 + \left(\frac{52.25}{290.54} \right)^1 = 0.41 < 1 \dots \dots C.V$$

b) Vérification ou cisaillement :

La vérification ou cisaillement est donner par les formule suivant:

$$V_{z.sd} \leq V_{plz.Rd} \quad \text{et} \quad V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz} \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}}$$

Chapitre 4: Calcul des pans de fer

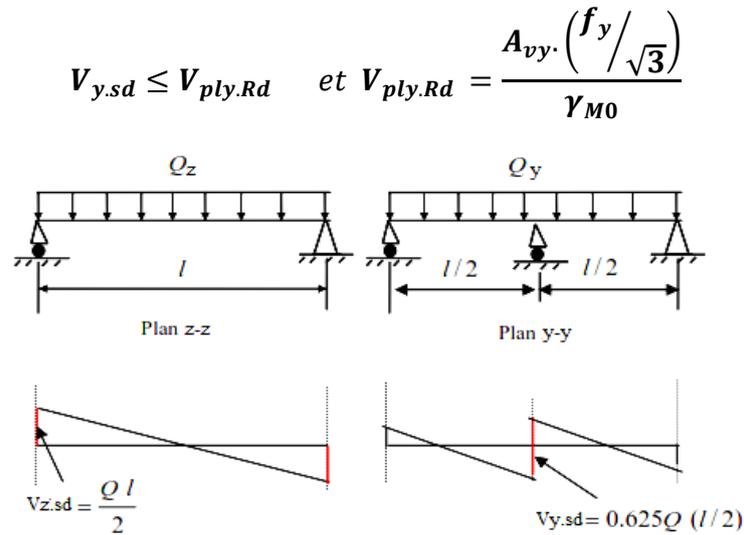


Figure 4.2 les schémas de diagramme de la lisse dans les deux plans y-y et z-z.

$$V_{z.sd} = \frac{Q_{z.sd} \cdot l}{2} = \frac{180.27 \times 6}{2} = \mathbf{540.81 \text{ daN.}}$$

$$V_{y.sd} = 0.625 \cdot Q_{y.sd} \cdot \frac{l}{2} = 0.625 \times 46.44 \times \frac{6}{2} = \mathbf{87.075 \text{ daN.}}$$

$$V_{plz.Rd} = \frac{6.3 \cdot (2350 / \sqrt{3})}{1.1} = \mathbf{7771 \text{ daN.}}$$

$$V_{ply.Rd} = \frac{8.6 \cdot (2350 / \sqrt{3})}{1.1} = \mathbf{10607 \text{ daN.}}$$

$$V_{z.sd} = \mathbf{540.81 \text{ daN}} \leq V_{plz.Rd} = \mathbf{7771 \text{ daN}} \quad \text{C.V}$$

$$V_{y.sd} = \mathbf{87.075 \text{ daN}} \leq V_{ply.Rd} = \mathbf{10607 \text{ daN}} \quad \text{C.}$$

c) Vérification ou déversement :

Il n'y a pas de risque de déversement de la lisse du moment que la semelle comprimée est soutenue latéralement sur toute sa longueur.

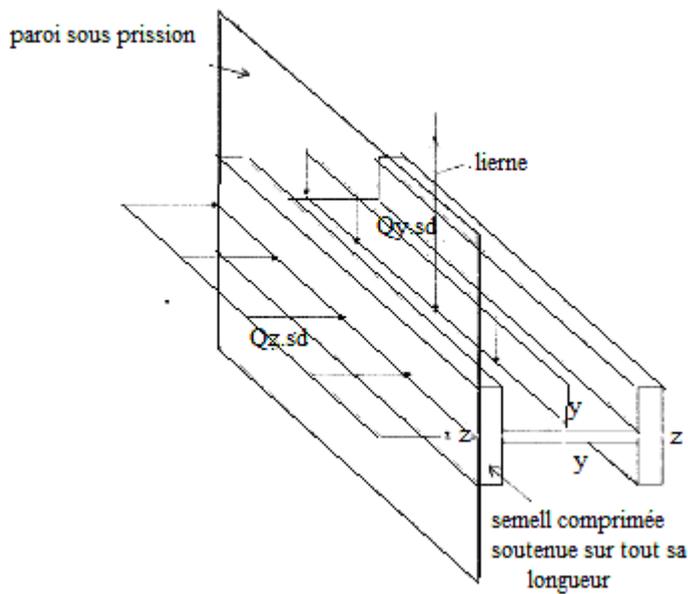


Figure 4.3 les schémas de la lisse dans les deux plans y-y et z-z.

❖ E L S

a) vérification à la flèche:

le calcul de la flèche se fait par les combinaisons de charge et charge service (**non pondérées**)

G+V

Condition de vérification: $f \leq f_{adm}$

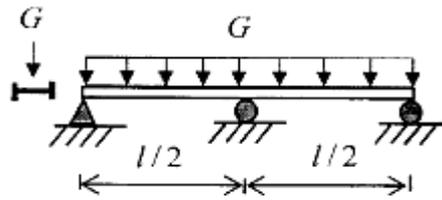
Avec:

$$f_{adm} = \frac{l}{200}$$

- Flèche verticale suivant y-y (sur trois appuis):

$$f = \frac{2.05 \times G \times (l/2)^4}{384 \times E \times I_z} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{300}{200} = \mathbf{1.5cm}$$

$$f = \frac{2.05 \times 34.4 \times 10^{-2} \times (600/2)^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 27.65} = \mathbf{0.26cm} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{300}{200} = \mathbf{1.5cm} \quad \mathbf{C.V}$$

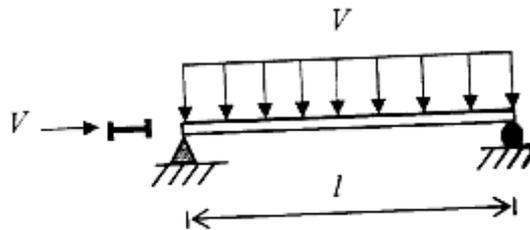


Plan y-y

- Flèche horizontale suivant z-z (sur deux appuis):

$$f = \frac{5 \times V \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3\text{cm}$$

$$f = \frac{5 \times 120.18 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 317.8} = 2.95\text{cm} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3\text{cm} \quad C.V$$



Plan z-z

4.3 Vérification de lisse de pignon:

La lisse de pignon est soumise à un vent de dépression de: $V = 556.6 \text{ N/m}^2$

$$V = 55.66 \times 1.5 = 83.49 \text{ daN/ml.}$$

4.3.1 Combinaisons de charge les plus défavorable:

$G + V$

$$Q_{z.sd} = 1.5V = 1.5 \times 83.49 = 125.24 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{y.sd} = 1.35G = 1.35 \times 34.4 = 46.44 \text{ daN/ml.}$$

4.3.2 Détermination des sollicitations

❖ Moments :

- Poutre sur deux appuis :

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times l^2}{8} = \frac{125.24 \times 4^2}{8} = 250.47 \text{ daN.m}$$

- Poutre sur trois appuis :

Chapitre 4: Calcul des pans de fer

$$M_{z.sd} = \frac{Q_{y.sd} \times (l/2)^2}{8} = \frac{46.44 \times 2^2}{8} = 23.22 \text{ daN.m}$$

4.3.3 Vérification de la sécurité des lisses :

❖ E L U

a) Vérification à la flexion biaxiale:

IPE120 est de classe 1

$$\left(\frac{M_{y.sd}}{M_{ply.rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z.sd}}{M_{plz.rd}} \right)^\beta$$

$$M_{ply.rd} = \frac{W_{pl.y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{60.7 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 1296.8 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz.rd} = \frac{W_{pl.z} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{13.6 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 290.54 \text{ daN.m}$$

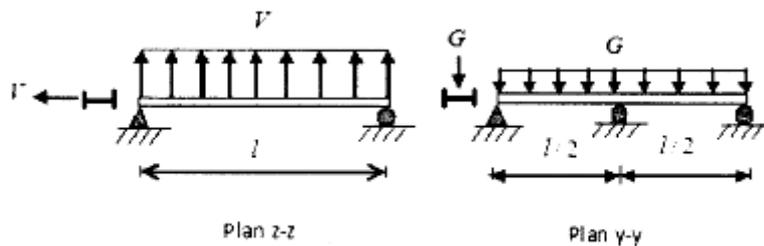


Figure 4.4 les schémas statiques de la lisse dans les deux plans y-y et z-z.

$$\left(\frac{M_{y.sd}}{M_{ply.rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z.sd}}{M_{plz.rd}} \right)^\beta = \left(\frac{250.47}{1296.8} \right)^2 + \left(\frac{23.22}{290.54} \right)^1 = 0.12 < 1 \dots C.V$$

b) Vérification ou cisaillement :

La vérification ou cisaillement est donner par les formule suivant:

$$V_{z.sd} \leq V_{plz.Rd} \quad \text{et} \quad V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz} \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{y.sd} \leq V_{ply.Rd} \quad \text{et} \quad V_{ply.Rd} = \frac{A_{vy} \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}}$$

Chapitre 4: Calcul des pans de fer

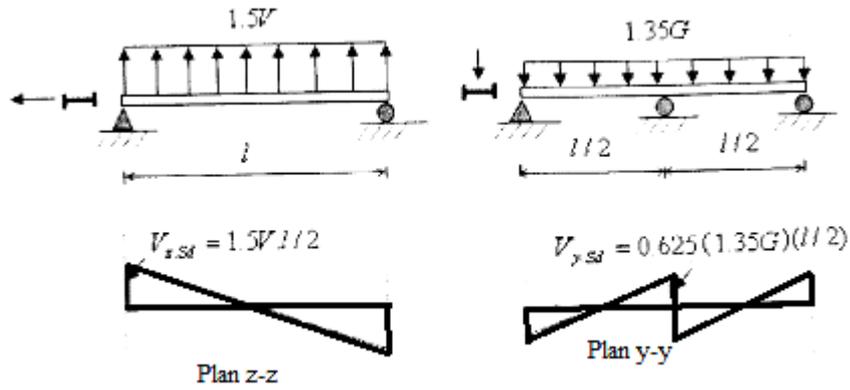


Figure 4.5 les schémas de diagramme de la lisse dans les deux plans y-y et z-z.

$$V_{z.sd} = \frac{Q_{z.sd} \cdot l}{2} = \frac{125.24 \times 4}{2} = 250.48 \text{ daN.}$$

$$V_{y.sd} = 0.625 \cdot Q_{y.sd} \cdot \frac{l}{2} = 0.625 \times 46.44 \times \frac{4}{2} = 58.05 \text{ daN.}$$

$$V_{plz.Rd} = \frac{6.3 \cdot \left(\frac{2350}{\sqrt{3}} \right)}{1.1} = 7771 \text{ daN.}$$

$$V_{ply.Rd} = \frac{8.6 \cdot \left(\frac{2350}{\sqrt{3}} \right)}{1.1} = 10607 \text{ daN.}$$

$$V_{z.sd} = 250.48 \text{ daN} \leq V_{plz.Rd} = 7771 \text{ daN} \quad C.V$$

$$V_{y.sd} = 58.05 \text{ daN} \leq V_{ply.Rd} = 10607 \text{ daN} \quad C.V$$

c) Vérification de l'élément ou déversement :

La semelle comprimée sous l'action du vent de dépression est susceptible de déverser du moment qu'elle est libre sur toute sa longueur.

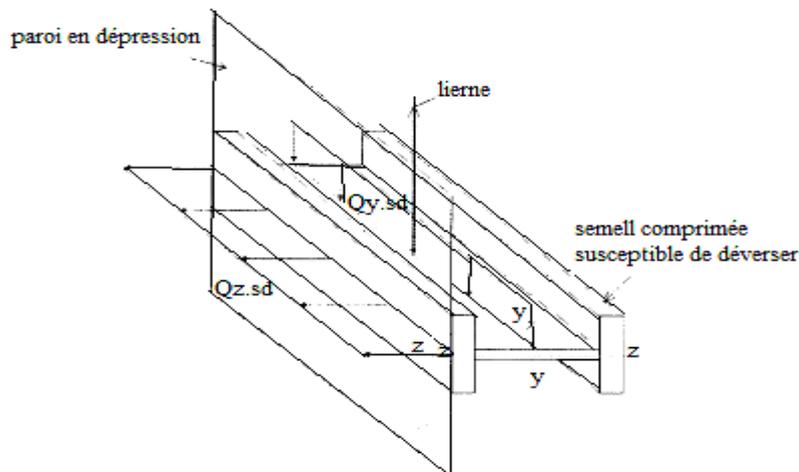


Figure 4.6 les schémas de la lisse dans les deux plans y-y et z-z.

Chapitre 4: Calcul des pans de fer

La formule de vérification ou déversement est donnée comme suit :

$$\frac{M_{y.sd}}{M_{b.rd}} + \frac{M_{z.sd}}{M_{plz.rd}} \leq 1$$

Calcul du moment de résistance ou déversement $M_{b.rd}$:

$$M_{b.rd} = \chi_{L,t} \times \beta_w \times M_{ply.rd}$$

$\beta_w = 1$: pour les section de classe 1 et 2.

Calcul du coefficient de réduction pour le déversement $\chi_{L,t}$:

$\chi_{L,t}$: est donné dans les tableau de χ en fonction de l'élanement appropriée.

Profilés laminés : courbe de flambement **a**.

Profilés soudés : courbe de flambement **b**.

Calcul de l'élanement réduit :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0,5}$$

Calcul de l'élanement $\lambda_{L,t}$:

Pour les poutres à section constantes est doublement symétriques en **I** et **H**.

$$\lambda_{L,t} = \frac{L/i_z}{C_1^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \cdot \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

Avec:

L: longueur de flambement latérale.

C₁: coefficient qui dépend de la nature du diagramme des moment est des conditions de fixation

$\lambda_1 = 0.93\varepsilon$: élanement eulérien . avec: $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

Calcul du coefficient **C₁** qui dépend de la nature du diagramme des moment d'extrémités.

$$C_1 = 1.88 - 1.40\psi + 0.52\psi^2 \leq 2.7$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} \quad \text{avec: } M_a < M_b$$

Poutre simplement appuyée avec lierne à mi_travée

Chapitre 4: Calcul des pans de fer

$L = 400\text{cm}$: longueur libre entre appuis latéraux.



$$\psi = \frac{Ma}{Mb} = 0 \rightarrow C1 = 1.88.$$

$$\lambda_{L,t} = \frac{150/1.45}{1.88^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \cdot \left(\frac{150/1.45}{12/0.63} \right)^2 \right]^{0.25}} = 60.15$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times w_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0.5} = \frac{60.15}{93.9} = 0.64$$

$\chi_{L,t}$: tableau de χ en fonction de l'élanement réduit

En utilisant la courbe de flambement **a** pour les profilés laminés dans le calcul de $\chi_{L,t}$

Pour $\lambda_{L,t} = 0.64$ on lit dans le tableau la valeur de $\chi_{L,t}$; suivant: $\chi_{L,t} = 0.873$

$$M_{b.rd} = \chi_{L,t} \times \beta_w \times M_{ply.rd} = 0.873 \times 1 \times 1296.8 = 1132.21 \text{ daN.m}$$

$$\frac{M_{y.sd}}{M_{b.rd}} + \frac{M_{z.sd}}{M_{plz.rd}} \leq 1 = \frac{250.47}{1132.21} + \frac{23.22}{290.6} = 0.30 \leq 1 \quad C.V$$

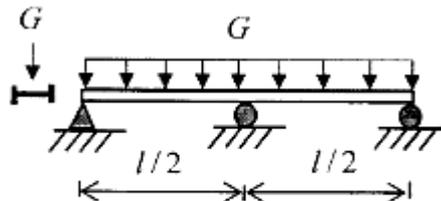
❖ E L S

a) vérification à la flèche:

- Flèche verticale suivant y-y (sur trois appuis):

$$f = \frac{2.05 \times G \times (l/2)^4}{384 \times E \times Iz} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{200}{200} = 1\text{cm}$$

$$f = \frac{2.05 \times 34.4 \times 10^{-2} \times (400/2)^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 27.65} = 0.0506\text{cm} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{200}{200} = 1\text{cm} \quad C.V$$



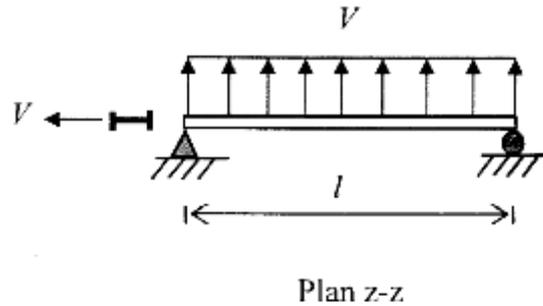
Plan y-y

- Flèche horizontale suivant z-z (sur deux appuis):

Chapitre 4: Calcul des pans de fer

$$f = \frac{5 \times V \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{400}{200} = 2 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5 \times 83.49 \times 10^{-2} \times 400^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 317.8} = 0.42 \text{ cm} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{400}{200} = 2 \text{ cm} \quad C.V$$



Donc on choisit pour toutes les lisse de bardage un **IPE120**.

4.4 Calcul des liernes de long pan:

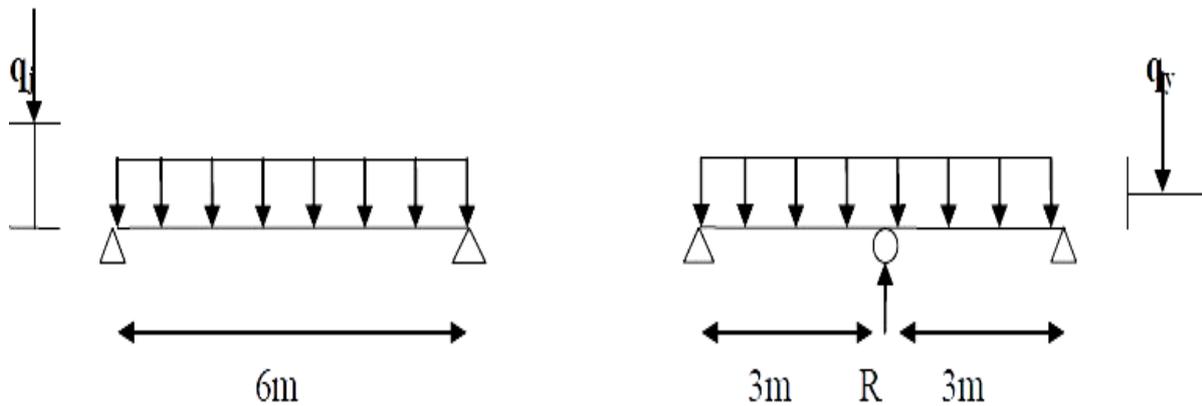


Figure 4.7 les schémas statiques

4.4.1 calcul de l'effort de traction dans le lierne le plus sollicité:

La réaction **R** ou niveau du lierne:

$$R = 1.25 \times Q_{sd,y} \times \frac{l}{2} = 1.25 \times 46.44 \times 3 = 174.15 \text{ daN.}$$

Effort de traction dans le trançon de lierne **L1** provenant de la lisse inférieure

$$T_1 = R/2 = 174.15/2 = 87.075 \text{ daN.}$$

Effort dans le trançon **L2** : $T_2 = R + T_1 = 174.15 + 87.075 = 261.225 \text{ daN}$

Effort dans les diagonales **L3** : $2 \times T_3 \times \sin\theta = T_2$

$$\theta = \arctg 1.5/3 = 26.56^\circ$$

$$T_3 = \frac{T_2}{2} \times \sin\theta = \frac{261.225}{2 \times \sin 26.56^\circ} = 292.11 \text{ daN}$$

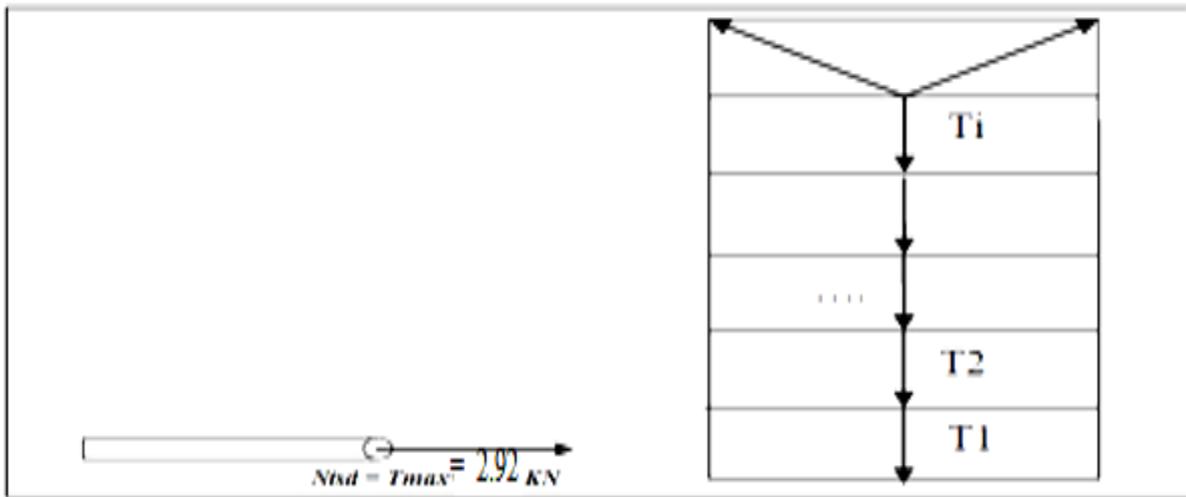


Figure 4.8 représentation des efforts

4.4.2 Dimensionnement des liernes:

Le trançon le plus sollicité est **L3**

→ **Elément tendu:**

$$N_{sd} \leq N_{pl,rd}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}; \quad \text{Résistance plastique de la section brute}$$

$$N_{sd} = T3 \leq \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \leq \frac{T3 \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{292.11 \times 1.1}{2350} = 0.137 \text{ cm}^2$$

$$A = \pi \times \frac{\varphi^2}{4} \geq 0.137 \text{ cm}^2$$

$$\varphi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0.137}{3.14}} = 0.42 \text{ cm}$$

Soit une barre ronde de diamètre : $\Phi = 0.42 \text{ cm} = 4.2 \text{ mm}$.

Pour des raison pratiques et pour plus de sécurité on opte pour une barre ronde de diamètre

$\Phi = 10 \text{ mm}$

❖ On va choisir un **$\Phi 10$** pour les liernes des lisses de bardage.

4.5 Calcul des potelets :

4.5.1 Introduction :

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

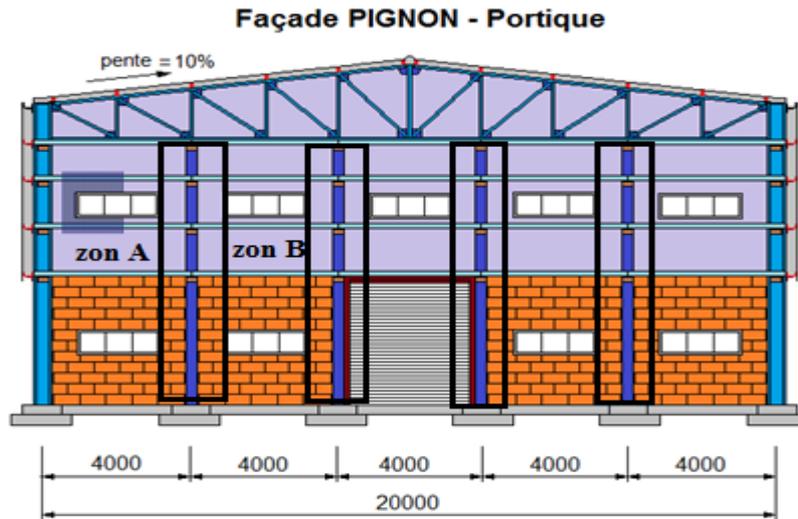


Figure 4.9 : Schéma statique du potelet.

4.5.2 Détermination des sollicitation

Le Potelet, travaille à la flexion sous l'action de l'effort du vent provenant du bardage et des lisses, et à la compression sous l'effet de son poids propre, du poids du bardage et des lisses qui lui est associé, et de ce fait fonctionne à la flexion composée.

4.5.3 Calcul des charges et surcharge revenants au potelet le plus chargé (Potelet du milieu) :

4.5.3.1 charges permanentes G :(verticale concentrée)

Poids propre de bardage (TN40).....	10 kg/m²
Poids propre d'accessoires d'attache	5 kg/m²
Poids propre de la lisse on suppose un (IPE120).....	10.4 kg/m²

La longueur de la lisse et de : **L = 4,00m**, et le nombre des lisses supporter par le potelet **N = 4 lisses**.

La surface tributaire revenant au potelet le plus chargé : **S = 8 × 4 = 32 m²**

L'entraxe des potelets **4 m** (cas le plus défavorable).

$$G = [(P_{bardage} + P_{accessoire}) \times s] + P_{lisse} \times 4 \times 4$$

$$G = [(10 + 5) \times 32] + 10.4 \times 4 \times 4 = \mathbf{646.4 daN}$$

4.5.3.2 Surcharge climatique V (vent) :

La direction la plus défavorable du vent est celle sur pignon

Vent.....**556.6 N/m²**

$$V = 55.66 \times 4 = \mathbf{222.64 daN/ml.}$$

Chapitre 4: Calcul des pans de fer

4.5.4 Dimensionnement du potelet :

Sous la condition de flèche :

La vérification de la flèche se fait sous le vent normale (non pondéré) $V=2.506 \text{ KN/ml}$

$$f = \frac{5 \times V \times l^4}{384 \times E \times I} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{800}{200} = 4 \text{ cm.}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times V \times l^3 \times 200}{384 \times E} = \frac{5 \times 222.64 \times 10^{-2} \times 800^3 \times 200}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 1413.59 \text{ cm}^4$$

Ce que nous donne $I_y \geq 1413.59 \text{ cm}^4$.

Donc: on opte pour un **IPE200**

❖ Caractéristiques du profilé IPE200

Tableau 4.1. Caractéristique géométriques de IPE200

Profilé	h (mm)	b (mm)	d (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	r (mm)	A (cm ²)
IPE200	200	100	159	5.6	8.5	12	28.5
	I_y	W_{ely}	W_{ply}	I_z	W_{elz}	W_{plz}	I_t
	(cm ⁴)	(cm ³)	(cm ³)	(cm ⁴)	(cm ³)	(cm ³)	(cm ⁴)
	1943.2	194.3	220.6	142.31	28.46	44.6	6.98

$$G = [(P_{bardage} + P_{accessoire}) \times s] + P_{potelet} \times 4 \times 4$$

$$G = [(10 + 5) \times 32] + 22.4 \times 4 \times 4 = 838.4 \text{ daN} = 8.384 \text{ KN.}$$

4.5.5 Vérification de la section à la résistance :

4.5.5.1 sous la flexion :

$$M_{y.sd} \leq M_{c.Rd}$$

Ou $M_{c.Rd}$ est le moment résistant qui dépend de la classe de la section.

$$M_{c.Rd} = M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{220.6 \times 23.5}{1.1} = 47.13 \text{ KN.m}$$

$$Q_{z.sd} = 1.5V = 1.5 \times 2.226 = 3.34 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times l^2}{8} = \frac{3.34 \times 8^2}{8} = 26.72 \text{ KN.m}$$

$$M_{y.sd} = 26.72 \text{ KN.m} \leq M_{c.Rd} = 47.13 \text{ m} \quad \text{C.V}$$

4.5.5.2 Sous l'effort normal :

$$\text{Si : } N_{sd} \leq \min(0.25N_{pl.Rd}; 0.5A_w \times f_y / \gamma_{M0}).$$

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

$$N_{sd} = 1.35G = 1.35 \times 8.384 = 11.32 \text{ KN.}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{28.5 \times 23.5}{1.1} = 608.86 \text{ KN.}$$

$$0.25N_{pl.Rd} = 0.25 \times 608.86 = 152.22 \text{ KN.}$$

$$A_w = A - (2 \times b \times t_f) = 28.5 - (2 \times 10 \times 0.85) = 11.5 \text{ cm}^2.$$

Chapitre 4: Calcul des pans de fer

$$0.5A_w \times f_y / \gamma_{M0} = 0.5 \times 11.5 \times 23.5 / 1.1 = 122.84 \text{ KN.}$$

$$N_{sd} = 11.32 \text{ KN} \leq \min(152.22; 122.84) = 122.84 \text{ KN}$$

Donc: pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

- **Classe de la section IPE200:**

- ✓ **Classe de la semelle(comprison):**

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

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

$$\frac{b_f/2}{t_f} = \frac{100/2}{8.5} = 5.88 \leq 10$$

semelle de classe 1.

- ✓ **Classe de l'ame(flexion):**

$$\frac{d}{t_w} \leq 33\varepsilon \rightarrow \frac{159}{5.6} = 28.39 < 33$$

Ame de classe 1.

La section est de classe 1.

4.5.6 Vérification de l'élément aux instabilités :

Le potelet est sollicité à la flexion (due au vent) et à la compression (due à son poids propre, Aux poids des bacs de bardage et des lisses) .En aucun cas, il ne supporte la toiture (il est assujetti au portique par appui glissant).il travaille la flexion composée.

La vérification aux instabilités est donnée par la formule suivante :

4.5.6.1 Flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times N_{pl.rd}} + \frac{K_{lt} \times M_{y.sd}}{\chi_{lt} \times M_{pl.rd}} \leq 1.$$

Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement χ_{\min}

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y; \chi_z).$$

Flambement par rapport a' l'axe fort y-y (dans le plan du portique) :

α : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donne par le tableau 5.5.1 de l'Eurocode 3.

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{800}{8.26} = 96.85.$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{\beta_w \times w_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = \left[\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0.5} = \frac{96.85}{93.9} \times \sqrt{1} = 1.03 > 0.2$$

Chapitre 4: Calcul des pans de fer

Courbe de flambement : (voire tableau 5.5.3 EC3)

$$h/b = 200/100 = 2 > 1.2$$

Axe de flambement **y-y** → courbe de flambement a ; $\alpha = 0.21$ (tableau 2).

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 \times [1 + 0,21(1,03 - 0,2) + 1,03^2] = \mathbf{1,12}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \mathbf{0,64}$$

Flambement par rapport à l'axe faible z-z (hors du plan de portique):

$$\lambda_y = \frac{l_z}{i_z} = \frac{150}{2,24} = \mathbf{66,96}.$$

avec l_z : entre axe de lisse

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{\beta_w \times w_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = \left[\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0,5} = \frac{66,96}{93,9} \times \sqrt{1} = \mathbf{0,71} > 0,2$$

Courbe de flambement : (voire tableau 5.5.3 EC3)

$$h/b = 200/100 = 2 > 1.2$$

Axe de flambement **z-z** → courbe de flambement a ; $\alpha = 0.34$ (tableau 2).

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 \times [1 + 0,34(0,71 - 0,2) + 0,71^2] = \mathbf{0,84}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \mathbf{0,78}$$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0,64; 0,78) = 0,64$$

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

$$\lambda_{L,t} = \frac{Lz/i_z}{C_1^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \cdot \left(\frac{Lz/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}} = \frac{150/2,24}{0,132^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \cdot \left(\frac{150/2,24}{20/0,85} \right)^2 \right]^{0,25}} = 169,29$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{L,t}}{\lambda_1} \right) \cdot (\beta_A)^{0,5} = \left(\frac{169,29}{93,9} \right) \cdot (1)^{0,5} = \mathbf{1,8}$$

Chapitre 4: Calcul des pans de fer

$\lambda_{Lt} = 1.8 > 0.4$ — il y a un risque de déversement.

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 \times [1 + 0,21(1,8 - 0,2) + 1,8^2] = \mathbf{2,29}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \mathbf{0,27}$$

$$\chi_{Lt} = \mathbf{0,27} < 1$$

Calcul de coefficient k :

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \cdot \beta_{MY} - 4) + \frac{w_{ply} - w_{ely}}{w_{ely}} = 1,03(2 \times 1,3 - 4) + \frac{220,6 - 194,3}{194,3} = \mathbf{-1,31}$$

Avec : $\mu_y = -1,31 < 0,9$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{-1,31 \times 11,32}{0,64 \times 28,5 \times 23,5} = \mathbf{1,034}$$

Avec : $K_y = 1,034 < 1,5$

$$\mu_{Lt} = 0,15 \times \lambda_z \times \beta_{MLt} - 0,15 = 0,15 \times 0,71 \times 1,3 - 0,15 = \mathbf{-0,012} \leq \mathbf{0,9}$$

$$K_{Lt} = 1 - \frac{\mu_{Lt} \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{-0,012 \times 11,32}{0,78 \times 28,5 \times 23,5} = \mathbf{1}$$

$$M_{y.sd} = \frac{1,5 \times V \times l^2}{8} = \frac{3,34 \times 8^2}{8} = \mathbf{26,72 \text{ KN.m}}$$

$$N_{pl.rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{28,5 \times 23,5}{1,1} = \mathbf{608,86 \text{ KN}}$$

$$M_{pl.rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{220,6 \times 23,5}{1,1} = \mathbf{47,12 \text{ KN.m}}$$

4.5.6.2 Vérification au déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times N_{pl.rd}} + \frac{K_{lt} \times M_{y.sd}}{\chi_{lt} \times M_{pl.rd}} \leq 1 \rightarrow \frac{11,32}{0,78 \times 608,86} + \frac{1 \times 26,72}{0,27 \times 47,12} = \mathbf{0,92} < 1 \quad \mathbf{C.V.}$$

L'YPE200 convient comme potelet.

4.6 Calcul de la poutre sablière

La poutre sablière est considérée comme une barre de contreventement verticale, donc elle est soumise à un effort horizontal et son poids propre, d'où la vérification se fera en flexion composée.

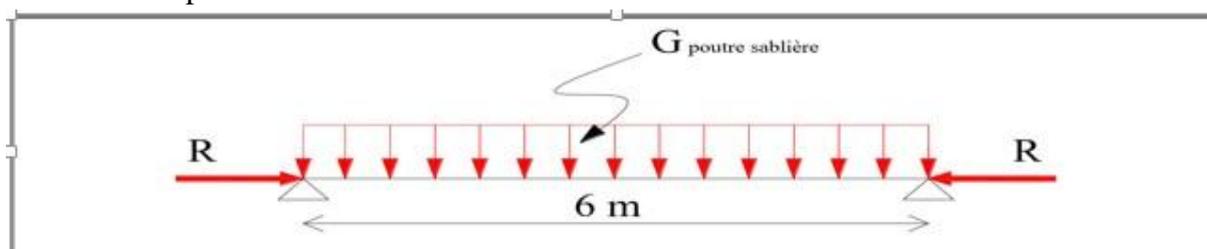


Figure 4.10. Schémas statique de la poutre sablière

La poutre sablière de portique longitudinal intermédiaire reçoit deux réactions de la poutre au vent de pignon calculées précédemment qui sont considérées comme un effort de compression.

avec : $N_{sd} = R_B = 4261.65 \text{ daN}$.

4.6.1 Prédimensionnement

Le pré dimensionnement se fait en compression simple :

$$N_{sd} \leq N_{pl,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{4261.65 \times 10^{-2} \times 1}{23.5} = 1.82 \text{ cm}^2 .$$

On opte sur un **HEA120**

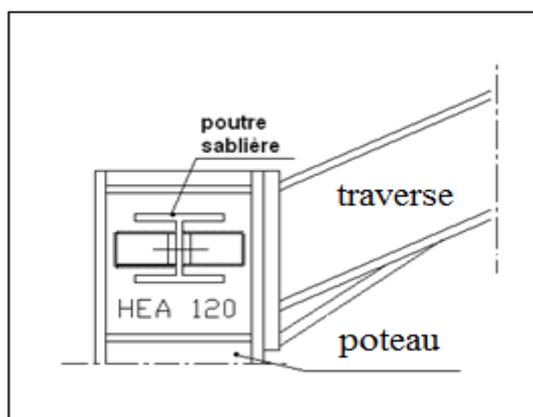


Figure 4.11 Schémas de la poutre sablière

Avec: section de classe 1: $\left\{ \begin{array}{l} \beta_A = 1 \\ \varepsilon = 1 \\ \lambda_1 = 93.9 \end{array} \right. \text{ acier (S235)}$

4.6.2 conditions de la résistance :

4.6.2.1 Vérification de la poutre sablière au flambement :

Si en doit tenir compte le risque de flambement, et la vérification à faire est comme suit :

$$N_{t.sd} \leq \chi_{l,t} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec:

$$C1 = 0.132$$

$\beta_w = 1$: pour les section de classe 1et 2.

$$\lambda_1 = 93.9$$

$$\bar{\lambda}_{max} = \max(\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z)$$

- Calcul de $\bar{\lambda}_y$; $\bar{\lambda}_z$:

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{600}{4.89} = 122.7 \rightarrow \bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1}\right) \cdot (\beta_A)^{0.5} = \left(\frac{122.7}{93.9}\right) \cdot (1)^{0.5} = 1.31.$$

$$\lambda_z = \frac{l_w}{i_w} = \frac{600}{3.02} = 198.67 \rightarrow \bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1}\right) \cdot (\beta_A)^{0.5} = \left(\frac{198.67}{93.9}\right) \cdot (1)^{0.5} = 2.12.$$

$\bar{\lambda}_z = 2.12 > 0.2$ donc: il y a le risque de flambement

-Calcul de χ_{LT} :

χ_{LT} : coefficient de réduction en fonction de $\bar{\lambda}_{lt}$.

$\bar{\lambda}_{lt}$: est l'élanement réduit vis-à-vis déversement.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times w_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}\right] (\beta_w)^{0.5}$$

$$\lambda_{L,t} = \frac{l/i_z}{(C_1)^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \cdot \left(\frac{l/i_z}{h/t_f}\right)^2\right]^{0.25}} = \frac{600/3.02}{(1.132)^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \cdot \left(\frac{600/3.02}{11.4/0.8}\right)^2\right]^{0.25}} = 103$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}\right] (\beta_w)^{0.5} = \left[\frac{103}{93.9}\right] (1)^{0.5} = 1.1 \geq 0.4 \text{ Il ya un risque de déversement.}$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2\right] = 0,5[1 + 0,21(1.1 - 0,2) + 1.1^2] = 1,2$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{1,2 + \sqrt{1,2^2 - 1,1^2}} = 0,6 < 1$$

$$N_{t.sd} = 4261.65 \text{ daN} \leq 0.6 \times 1 \times 25.3 \times \frac{2350}{1.1} = 32430 \text{ daN.} \quad C.V$$

4.6.2.2 Vérification de la flexion composée :

La vérification à faire est comme suit:

Chapitre 4: Calcul des pans de fer

$$\frac{N_{sd}}{A \cdot f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{y.sd}}{M_{pl.y}} \leq 1$$

Avec:

$$N_{sd} = 4261,65 \text{ daN}$$

$$M_{pl.rd} = \frac{W_{pl.y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{119,5 \times 23,5}{1,1} = 2553 \text{ daN.m}$$

$$M_{y.sd} = \frac{(1,35 G_{HEA120}) \times l^2}{8} = \frac{1,35 \times 19,9 \times 6^2}{8} = 120,89 \text{ daN.m}$$

$$\frac{4261,65}{25,3 \times 10^2 \times 2350 \times 10^5 / 1,1} + \frac{120,89}{2553} = 0,048 \leq 1 \quad C.V$$

L'HEA 120 convient comme poutre sablière



ETUDE SISMIQUE

5.1 Introduction

Afin d'éviter tout risque de ruine qui pourra surgir lors d'un éventuel séisme nous Avons jugés une étude sismique primordiale.

De cette faite nous allons consacrer ce chapitre au calcul de l'effort sismique maximal qui Menacera notre structure lors d'un séisme. Dans ce contexte nous allons calculer les efforts Tranchants dus au séisme.

Les efforts tranchants trouvés seront combinés avec les surcharges d'exploitation et les Charges permanentes. Nous utiliserons les résultats pour le dimensionnement de l'ossature Principale de notre structure.

5.2 Différents méthodes

Le RPA 99 propose trois méthodes de calcul

- 1 – méthode statique équivalente
- 2 – méthode d'analyse modèle spectrale
- 3 – méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

5.3 Choix de la méthode dans notre cas

Les deux dernières méthodes sont utilisées dans tous les cas, mais la première méthode, Nommé méthode statique équivalente, pour qu'elle soit appliqué, il faut que la structure vérifie un certain nombre de conditions

5.3.1 Condition d'applications

(Voir article n°4.2 Page 33 de RPA 99 / version 2003).

Notre bâtiment satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation, il est situé dans la zone sismique **II a** : (BORDJ BOU ARRERIDJ). Et il a une hauteur de **10 m** inférieur **30m**. Dans notre étude on opte pour la méthode statique équivalente.

5.3.2 Principe de la méthode statique équivalente

Le principe de la méthode est de remplacer les efforts (Effort tranchant) dus à l'action Sismique par des forces statiques fictives équivalentes.

5.3.3 Calcul de l'effort tranchant V à la base

L'effort sismique totale applique à la base de la structure est donné par la formule suivant : (voir RPA 4.2.3 Page 34)

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

Avec :

V : effort tranchant totale agissant à la base de la structure dans les deux directions Horizontale est orthogonale (longitudinale V_x , transversale V_y).

A : Coefficient d'accélération des zones (tableau 4.1).

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : facteur de qualité (tableau 4.4).

W : poids actif de la structure.

R : coefficient de comportement global de la structure.

a) Détermination du coefficient d'accélération de zone A

(Voir RPA 99 / version 2003 tab 4.1 Page 35).

Le hangar (bâtiment industriels) est classé dans le **groupe 3**(Page22) et il est situé en zone Sismique **IIa**.

A=0.10

b) Calcul du facteur d'amplification dynamique D

Le facteur d'amplification dynamique moyen est donné par la formule suivante : (Voir RPA 99 / version 2003 formule 4.2 Page 35).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 0.3 S \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{3}{2}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 0.3 S \end{cases}$$

T2 : période caractéristique associé à la catégorie du site. (Voir RPA 99 /version 2003 tab 4.7 Page 45).

Site : **S3** : site meuble (voir RPA 99 /version 2003 tab 3.2 Page 23).

D'où :

T1 = 0.15s

T2 = 0.50

ξ : Pourcentage d'amortissement de la structure (Voir RPA 99 / V 2003 tab 4.2 Page 35).

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est. différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7 \rightarrow \xi = 4\% \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 4}} = 1.08.$$

Estimation de la période fondamentale de la structure

La période fondamentale de la structure est donnée par la formule empirique Suivante :

- **Dans le sens transversal :**

Le système de contreventement dans le sens transversal et de type portique auto stable en acier avec remplissage en maçonnerie **Ct = 0.05**

$$\text{On a: } T = \min \left\{ \begin{array}{l} C_t (h_n)^{\frac{3}{4}} \\ 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \end{array} \right\} \quad (\text{voir RPA99/v2003 p 42})$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

Dans notre cas $h_N = 10 \text{ m}$

CT : Coefficient fonction du système de contreventement et de type de remplissage (tab 4.6 Page 42).

$D = 20\text{m}$: est la dimension du hangar mesurée à sa base dans la direction de calculée Considérée.

Donc :

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.05 \times (10)^{3/4} = 0.28 \text{ s} \\ 0.09 \frac{10}{\sqrt{20}} = 0.20 \text{ s} \end{array} \right\}$$

$T_x = 0.20\text{s}$

• **Dans le sens longitudinal :**

Le système de contreventement dans le sens longitudinal de type portique auto stable en acier avec le remplissage en maçonnerie. **$C_t = 0.05$**

Avec :

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} C_t (h_n)^{\frac{3}{4}} \\ 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \end{array} \right\} \quad (\text{voir RPA99/v2003 p 42})$$

$D = 30 \text{ m}$: est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calculée Considérée.

Donc :

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.05 \times (10)^{3/4} = 0.28 \text{ s} \\ 0.09 \frac{10}{\sqrt{30}} = 0.16 \text{ s} \end{array} \right\}$$

$T_y = 0.16\text{s}$

On est dans le cas où $0 \leq T \leq T_2$ et d'après la formule (4.2) de **RPA/V2003** on aura :

$$D = 2.5\eta = 2.5 \times 1.08 = 2.7.$$

c) Détermination du facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de:

- La redondance et de la géométrie des structures qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la structure.

La valeur de Q est déterminée par la formule : **$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$** (RPA, 4.4)

P_q : La pénalité à retenue selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non", sa valeur est donné au tableau (4.4)

Chapitre 5: ETUDE SISMIQUE

Tableau 5.1 : Facteur de qualité

Critère	Pq
1-conditions minimales sur les files de contreventements.	0.05
2-redondance en plan.	0
3-regularité en plan.	0
4-régularité en élévation.	0
5-control de la qualité des matériaux.	0.05
6-contrôle de la qualité de l'exécution.	1

$$Q = 1 + 0.1 = 1.1$$

d) Détermination de R

On prend la valeur de R Voir tableau 4.3 page 38

On a :

Catégorie : B acier

Sens transversale : portique auto stable ordinaire : **R_x = 4**

Sens longitudinal : **R_y = 3**: ossature contreventée par des palées triangulées en V.

e) Calcul du poids actif de la structure soumis au séisme W

Le poids actif de la structure soumis au séisme est donné par la formule 4.5 :

$$W = \sum_0^1 W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids due aux charges permanentes.

W_{Qi} : poids due aux charges d'exploitations.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation (donnée par le tableau 4-5 RPA).

=> **β = 0.5** ; (Cas 4 : entrepôts, hangars)

Chapitre 5: ETUDE SISMIQUE

Poids de la structure

Tableau 5.2 : poids total de la structure

Profilé	Type	Poids unitaire en (daN/m)	Poids total (daN)
Poteaux	IPE330	49,1	2651.4
Potelets	IPE200	26.2	838.4
Poutres sablières	HEA120	19,9	1194
Palée de stabilité verticale en V	UAP80	8,38	181.53
Diagonales de contreventement horizontales	Cornières L60X60X6	5.42	455.75
Membrures Supérieur	Cornières 2L70X70X7	14.76	296.68
Membrures Inférieur	Cornières 2L70X70X7	14.76	295.2
Montants	Cornières L70X70X7	7.38	103.32
Diagonales	Cornières L70X70X7	7.38	306.90
Lisses de long-pan	IPE120	10.4	130.4
Lisses de Pignon	IPE120	10.4	832
Pannes	IPE 140	12,9	4644
Bardage	TN40+Accessoires 11daN/m2 + 4daN/m2	15	11850
Couverture	TN40+Accessoires 4+11daN/m2	15	9015

Poids du aux charges permanentes :

$$W_{Gi} = 32794.58 \text{ daN}$$

$$W_{Qi} = [(Pneige + Pvent) \times Stoiture]$$

$$W_{Qi} = [(37,7 + 30.962) \times 601] = 41265.862 \text{ daN}$$

Cumul des poids :

$$W = W_{Gi} + 0.5 W_{Qi}$$

$$W = 32794.58 + (0.5 \times 41265.862) = 53427.51 \text{ daN.}$$

Sens longitudinale :

$$V_y = \frac{A \times D \times Q}{R_y} \times W = \frac{0.1 \times 2.7 \times 1.1}{3} \times 53427.5 = 5289.32 \text{ daN.}$$

Sens transversal :

$$V_x = \frac{A \times D \times Q}{R_x} \times W = \frac{0.1 \times 2.7 \times 1.1}{4} \times 53427.51 = 3967 \text{ daN.}$$

Chapitre 5: ETUDE SISMIQUE

5.3.4 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure, selon les formules suivantes:

$$V = F_t + \sum_1^2 F_i$$

F_t : Force concentrée au sommet de la structure.

$F_t = 0$: Puisque la période fondamentale de notre structure est inférieure à $0.7s$

T_x et $T_y < 0.7s$ donc: $F_t = 0$

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \quad (\text{RPA formule 4.11})$$

h_i : niveau où s'exerce la force

Niveau	W_i (t)	h_i (m)	$W_i \cdot h_i$	V_y (t)	V_x (t)
1	53.42751	9	480.85	5.28932	3.967

5.3.4.1- Sens longitudinal :

$$F_Y = \frac{V_x \cdot (W_i \cdot h_i)}{W_i \cdot h_i} = \frac{3.967 \times (480.85)}{480.85} = 3.97 \text{ t.}$$

5.3.4.2- Sens transversal :

$$F_X = \frac{V_y \cdot (W_i \cdot h_i)}{W_i \cdot h_i} = \frac{5.28932 \times (480.85)}{480.85} = 5.28 \text{ t.}$$



*dimensionnement des élément
structuraux*

6.1 Etude et dimensionnement de système de contreventement

6.1.1 Introduction

Les contreventements sont des éléments qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action des forces horizontales telles que le vent, le freinage des ponts roulants, l'action sismique... etc. Ils sont destinés pour garantir le bon cheminement des efforts horizontaux vers les fondations. Ils sont disposés en toiture dans le plan des versants : poutre au vent "contreventement horizontal" et en façades :

Palée de stabilité "contreventement vertical", et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués tant sur le pignon que sur les long-pans.

6.1.2 Etude de contreventement horizontal

La poutre au vent sera calculée comme une poutre en treillis sur deux appuis chargés par des forces F_1, F_2, F_3 , qui sont des efforts dues aux réactions horizontales des potelets.

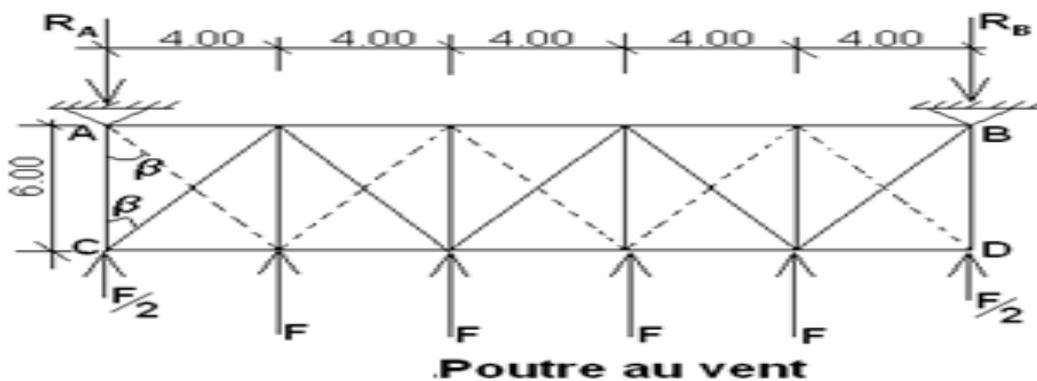


Figure 6.1 La vue en plan de la poutre au vent

6.1.2.1 Evaluation des efforts horizontaux

On à :

$$F_i = 1.5 \left[(W \times S_i) + \frac{F_{fr}}{n} \right]$$

Avec :

W : Charge de vent sur le pignon pour (surpression dans la zone D) avec :

$$W = 55.66 \text{ daN/m}^2$$

F_{fr} : Force de frottement pour la direction de vent V2 avec : $F_{fr} = 0 \text{ KN}$

n : Nombre de nœud dans la poutre au vent avec : $N=6 \text{ nœud}$.

S_i : Surface d'application des efforts horizontaux

$$S_1 = \left[\frac{9}{2} \times 2 \right] + \left[(9.2 - 9) \times 2 \times \frac{1}{2} \right] = 9.2 \text{ m}^2.$$

$$S_2 = \left[\left(9.2 - \frac{9.4}{2} \right) \times 4 \right] + \left[(9.6 - 9.2) \times 4 \times \frac{1}{2} \right] = 18.8 \text{ m}^2.$$

$$S_3 = \left[\left(9.6 - \frac{9.8}{2} \right) \times 4 \right] + \left[(10 - 9.6) \times 4 \times \frac{1}{2} \right] = 19.6 \text{ m}^2.$$

Les forces F_2, F_3 , sont des réactions intermédiaires donc il faut les multiplier par 1.25

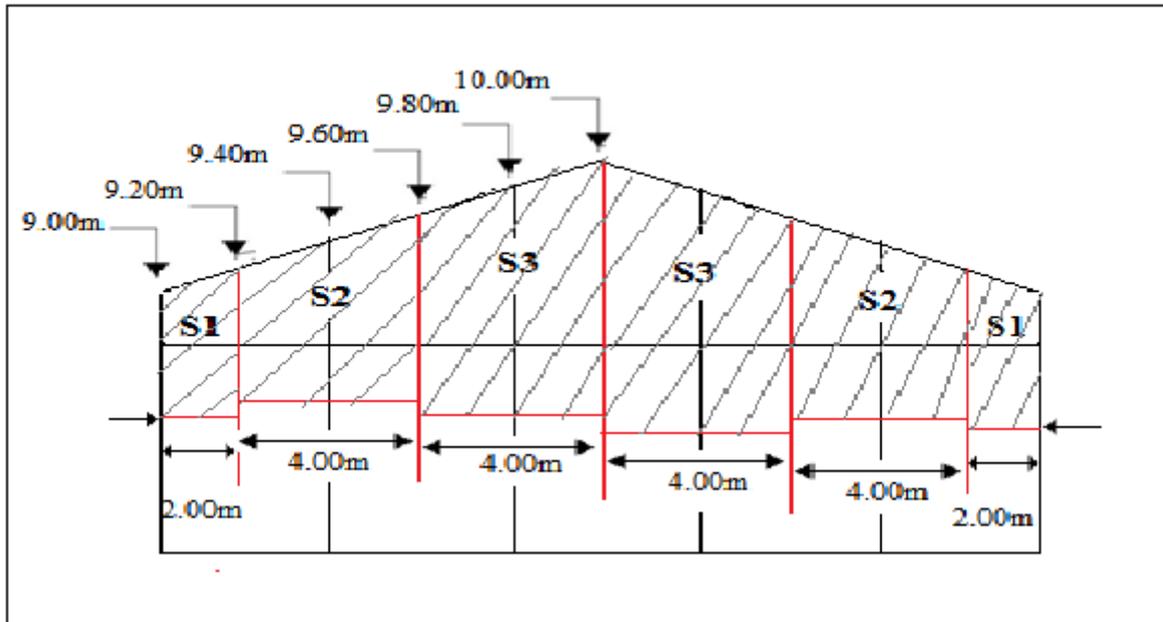


Figure 6.2 Les surface d'application des efforts horizontaux

Les résultats de F_i sont résumés dans le tableau ci-dessous

Tableau 6.1. Les valeurs des forces horizontales

	<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>
<i>W</i> (daN/m ²)	<i>55.66</i>	<i>55.66</i>	<i>55.66</i>
<i>Si</i> (m ²)	<i>9.2</i>	<i>18.8</i>	<i>19.6</i>
<i>Fi</i> (daN)	<i>767</i>	<i>1960</i>	<i>2043</i>

Les réactions d'appuis :

$$R = R_A = R_B = \sum F_i / 2 + F_2 + F_3 = 767 / 2 + 1960 + 2043 = 4386 \text{ daN}$$

6.1.2.2 Dimensionnement de la diagonale

Dans ce genre de système, seules les diagonales tendues sont prises en compte dans le calcul. Il suffit d'étudier la diagonale la plus sollicitée en traction, celle proche à l'appui. Le calcul des diagonales comprimées est négligé, d'où on aura à étudier le schéma statique représenté dans la figure suivante.

Chapitre 6: dimensionnement des élément structuraux

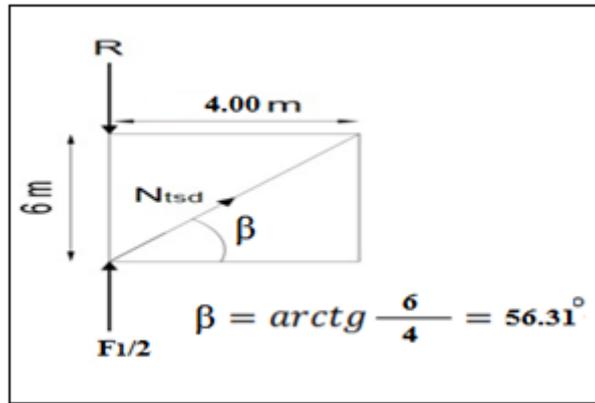
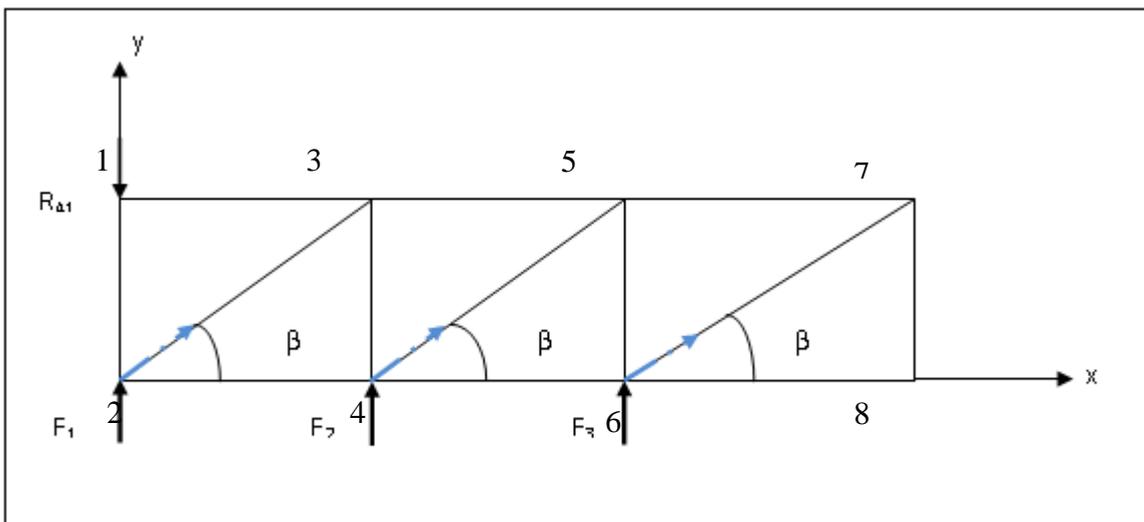
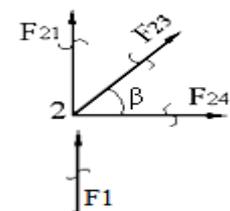


Figure 6.3 Schéma statique d'une partie de la poutre au vent
Par la méthode d'isolation des nœuds on aura :

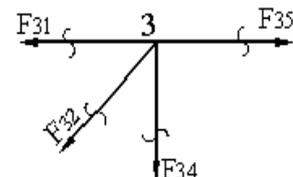


Nœud 1 :
$$\begin{cases} /x: F_{13} = 0 \\ /y: F_{12} + R_A = 0 \Rightarrow F_{12} = -4386 \text{ daN} \end{cases}$$

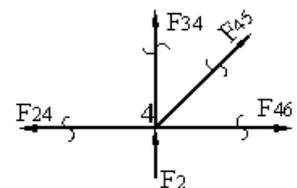
Nœud 2 :
$$\begin{cases} /x: F_{24} = -F_{23} \cos \beta = 3180.85 \text{ daN} \\ /y: F_{23} = \frac{-F_{21} - F_1 / 2}{\sin \beta} = -5732.88 \text{ daN} \end{cases}$$



Nœud 3 :
$$\begin{cases} /x: F_{35} = F_{32} \cos \beta = -3180.85 \text{ daN} \\ /y: F_{34} = -F_{32} \sin \beta = 4749.5 \text{ daN} \end{cases}$$



Nœud 4 :
$$\begin{cases} /x: F_{46} = -F_{45} \cos \beta + F_{24} = 1090.76 \text{ daN} \\ /y: F_{45} = \frac{-F_2 + F_{43}}{\sin \beta} = 3376.98 \text{ daN} \end{cases}$$



Le diagonale le plus sollicité est F_{23} , avec : $N_{t.sd} = 5732.88 \text{ daN}$

Chapitre 6: dimensionnement des élément structuraux

6.1.2.3 Calcul de la section brute :

La section brute doit vérifier la résistance suivante :

$$N_{sd} \leq N_{plrd} = \frac{(A \times f_y)}{\gamma_{m0}} \rightarrow A \geq \left(\frac{N_{t,sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} \right) = \left(\frac{5732.88 \times 1}{2350} \right) = 2.44 \text{ cm}^2.$$

On opte un cornière : **L×60 ×60 ×6**

$$A = 6.91 \text{ cm}^2 \geq 2.44 \text{ cm}^2.$$

6.1.2.4 Vérification les diagonales à la traction :

On vérifie : $N_{t,sd} \leq N_{Rd}$

$$N_{Rd} = \min(N_{pl}; N_u; N_{net}) = N_{pl} \text{ par ce que les cornières sans assembler avec soudure}$$

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow N_{pl} = \frac{23.5 \times 691}{1} = 16238.5 \text{ daN.}$$

$N_{t,sd} = 5732.88 \text{ daN} \leq N_{Rd} = N_{pl} = 16238.5 \text{ daN}$ la traction est vérifiée pour les diagonal

Donc: la cornière **L 60× 60 × 6** conviens comme diagonale pour poutre au vent.

6.1.3 Contreventement vertical du long-pan :

Les palées de stabilités sont destinées à assurer la stabilité des parois ou files d'ossature, vis à vis des efforts horizontaux qui peuvent les solliciter :

- ✓ Vent.
- ✓ Freinage des ponts roulants.
- ✓ Effets des séismes.
- ✓ Flambement et déversement.

Le dimensionnement s'effectue en négligent les diagonales comprimées on admet qu'elles flambent. Dans ce cas tous les efforts sont reprise par les diagonales en traction.

6.1.3.1 Dimensionnement de la palée de stabilité :

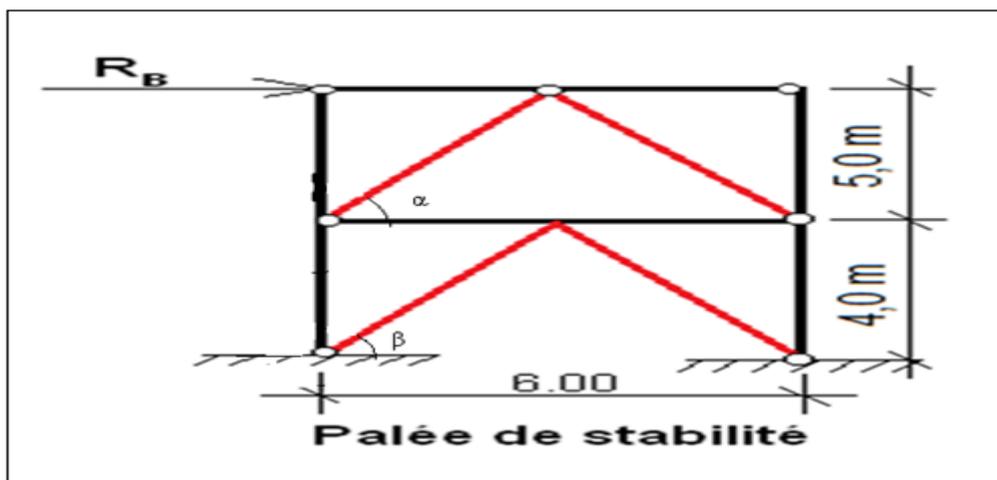


Figure 6.4 : schéma statique de la palée de stabilité en long pan

6.1.3.2 Calcul de l'effort de traction dans la diagonale N_t :

On a : $R_B = 4386 \text{ daN}$

Calcul des angles des diagonales

$$\alpha = \arctg\left(\frac{5}{3}\right) = 59.03^\circ$$

$$\beta = \arctg(4/3) = 53.13^\circ$$

Calcul les langueurs des diagonales

$$D_1 = \sqrt{(5)^2 + (3)^2} = 5.83 \text{ m}$$

$$D_2 = \sqrt{(4)^2 + (3)^2} = 5 \text{ m}$$

6.1.3.3 Vérification des diagonales D_1 et D_2 à la traction :

a) Pour le diagonal D_1 :

$$R_B = 4386 \text{ daN}$$

$$R_B = 2 \times \cos \alpha \times N_{sd} \rightarrow N_{sd} = R_B / 2 \cos 59.03^\circ = 4261.65 \text{ daN.}$$

b) Pour le diagonal D_2 :

$$R_B = 2 \times \cos \beta \times N_{sd} \rightarrow N_{sd} = R_B / 2 \cos 53.13^\circ = 3655 \text{ daN.}$$

La force Maximum dans Le diagonal D_1 : $N_{sd} = 4261.65 \text{ daN}$.

il faut vérifier que :

$$A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{4261.65 \times 10^{-2} \cdot 1}{23.5} = 1.82 \text{ cm}^2 .$$

$$A \geq 1.82 \text{ cm}^2 .$$

Donc: pour la palée de stabilité on prendra un profiler : **UAP80**

$$A = 10,67 \text{ cm}^2 \geq A = 1.82 \text{ cm}^2$$

6.1.3.4 Vérification à la traction des diagonales :

On vérifie : $N_{sd} < N_{Rd}$

$$N_{Rd} = \min(N_{pl}; N_u; N_{net}) = N_{pl}$$

$$\gamma_{M0} = 1; \quad f_y = 235 \text{ N/mm}^2; \quad A = 10.67 \text{ cm}^2$$

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{10.67 \times 10^2 \cdot 23.5}{1} = 22795 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 4261.65 \text{ daN} < N_{Rd} = N_{pl} = 22795 \text{ daN}$$

Donc: la traction des diagonales est vérifiée.

- la cornière **L 60× 60 × 6** conviens comme diagonale pour poutre au vent.
- la palée de stabilité on prendra un profiler : **UAP80**.

6.2 Calcul des fermes:

6.2.1 Introduction :

Les fermes jouent un rôle de poutre (poutres maitresses) d'une toiture en charpente métallique, constituées par des barres assemblées entre elles formant des triangles, composées de

- d'une membrure supérieure (arbalétrier).
- d'une membrure inférieure (entrait).
- d'une âme treillis constituées d'élément verticaux (montant) et oblique (diagonales) elles sont généralement articulées à leurs appuis.

6.2.2 Hypothèse de calcul:

- Les barres sont considérées comme rigides et indéformables. l'allongement ou le raccourcissement des barres, pris individuellement, sont faibles. Leurs cumuls exigent cependant de vérifier la déformation globale de la flèche.

Chapitre 6: dimensionnement des éléments structuraux

- les barres sont considérées comme articulées, sans frottement, aux nœuds. Les assemblages aux nœuds se font par boulons, rivets ou soudures sur goussets. Les axes neutres des barres sont supposés concourants aux nœuds ou elles convergent.
- Le poids propre des barres est négligé vis-à-vis des charges extérieures.
- La ferme est considérée comme reposante sur deux appuis.
- Les forces extérieures sont supposées être situées dans le plan du système et appliquées aux nœuds, ce qui conduit à des efforts normaux, exclusivement, dans les barres (compression, traction).

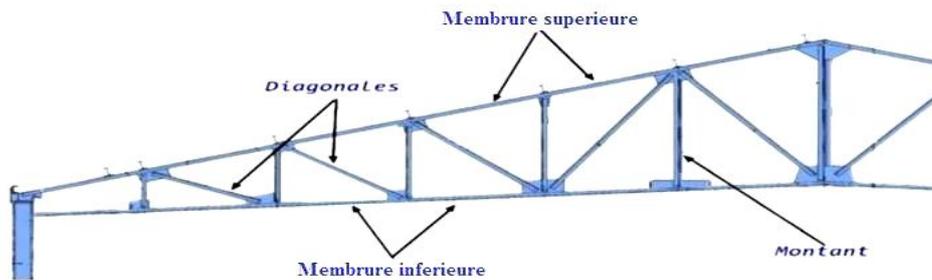


Figure 6.5 Les composants de la ferme.

L'étude se fait selon la combinaison la plus défavorable des deux combinaisons suivantes:

- Cas de soulèvement : $G + 1.5V$.
- Cas de la neige seule: $1.35G + 1.5S$.

Le schéma statique de la ferme à étudier :

Dans notre cas, notre Hangar est constitué de toiture à (2) versants, donc on aura (01) fermes de longueur de **20.00m** chacune.

Par symétrie on se contentera d'étudier une seule ferme de longueur de **20,00m** avec des forces concentrées verticales dues à la charge transmise par la toiture et avec l'intermédiaire des pannes. Le schéma statique sera comme le suivant :

Avec : l : la longueur de la ferme ($l=20.00m$)

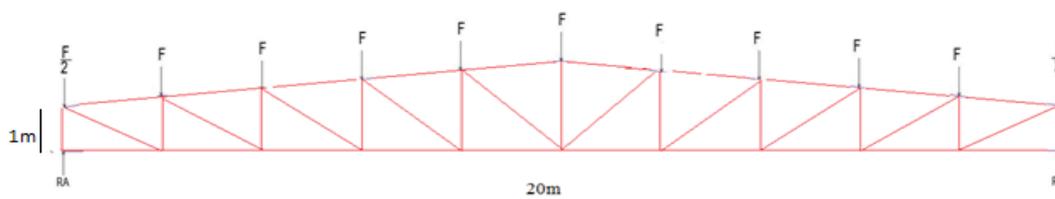


Figure 6.6 : Schéma statique de la ferme

On a des fermes de forme trapézoïdale de **20.00 m** de longueur supportent 6 pannes par versant. L'entre axes horizontal des pannes est de **2.01 m** ; L'entre axe des fermes est de 6 m.

On dimensionne les barres de la ferme les plus sollicitées en compression et en traction. (Membrure supérieure, membrure inférieure, montants, et diagonales).

6.2.3 Calcul des charges revenant à chaque nœud :

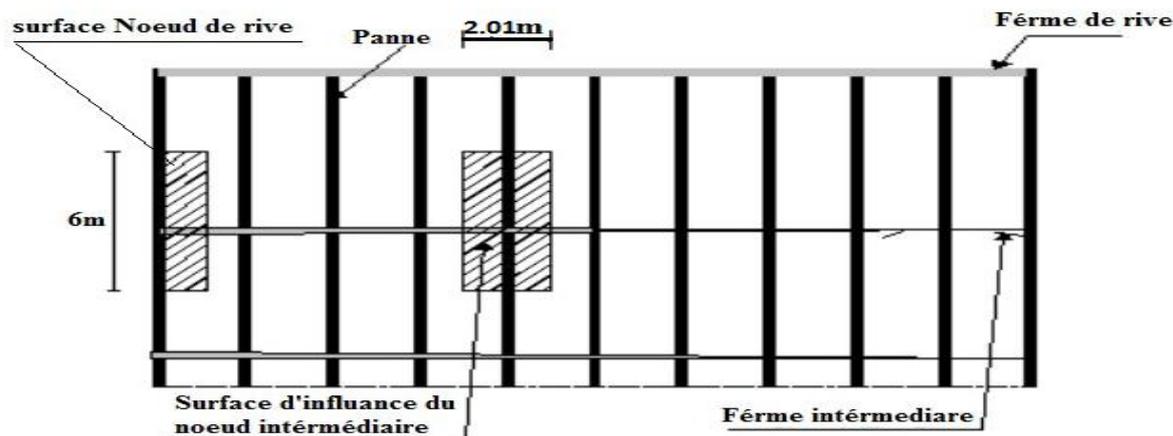


Figure 6.7: Surface afférente des nœuds

6.2.3.1 Nœud intermédiaire.

$$S = 2.01 \times 6 = 12.06 \text{ m}^2$$

- **Poids propre**

- La couverture (TN 40) + accessoires de pose..... $0,15 \times 12.06 = 1.81 \text{ KN}$.
- La panne (IPE 140)..... $0,129 \times 6 = 0.774 \text{ KN}$.
- Les contreventements $0.0542 \times 12.06 = 0.653 \text{ KN}$.
- Total **3.24 KN**

- **Surcharges climatiques.**

1) Surcharges du vent :

$$q_j = -0.309 \text{ KN/m}^2 \text{ (chapitr2)}$$

$$V = q_j \times S = -0.309 \times 12,06 = -3.72 \text{ KN}$$

2) Surcharges de la neige.

$$S = 0.38 \text{ KN/m}^2. \text{ (Chapitre2)}$$

La surface revenant à chaque nœud est de

$$\text{Donc : } S = 0.38 \times 12,06 = \mathbf{4.58 \text{ KN}}$$

6.2.3.2 Nœud de rive :

La surcharge revenant au nœud de rive.

$$S = 0.38 \times 6.03 = 2.28 \text{ m}^2$$

- **Poids propre**

- La couverture (TN 40) + accessoires de pose..... $0,15 \times 6.03 = 0.904 \text{ KN}$.
- La panne (IPE 140)..... $0,129 \times 6 = 0.774 \text{ KN}$.
- Les contreventements $0.0542 \times 6.03 = 0.327 \text{ KN}$.
- Total **2.00 KN**

- **Surcharges climatiques.**

1) Surcharges du vent :

$$q_j = -0.309 \text{ KN/m}^2 \text{ (chapitr2)}$$

$$V = q_j \times S = -0.309 \times 6.03 = -1.86 \text{ KN}$$

Chapitre 6: dimensionnement des élément structuraux

2) Surcharges de la neige.

$$S = 0.38 \times 6.03 = 2.30 \text{ KN}$$

6.2.4 Calcul des forces selon les combinaisons de charges :

6.2.4.1 Nœud intermédiaire :

a) Soulèvement

$$F = G \times 1,5V = 3.24 + 1.5(-3,72) = -2,34 \text{ KN}$$

b)neige

$$F = 1.35G + 1.5 S = (1,35 \times 3,24) + (1,5 \times 4.58) = 11.24 \text{ KN}$$

6.2.4.2 Nœud de rive :

a) Soulèvement

$$F = G \times 1,5V = 2.00 + 1.5(-1.86) = -0.79 \text{ KN}$$

b) neige

$$F = 1.35G + 1.5 S = (1,35 \times -1.86) + (1,5 \times 2,30) = 0.94 \text{ KN}$$

La détermination des efforts dans les éléments de la ferme est obtenue à l'aide d'un modèle 2D avec le logiciel ROBOT 2009 On enregistre seulement les efforts max dans les différents éléments de la ferme :

Tableau 6.2 : Les efforts max dans les éléments de la ferme.

Eléments	Sous : G+1.5V (kN)	Sous :1.35G+1.5S (kN)
Membrures supérieure	-5,63 KN	94,29 KN
Membrures inférieure	-39,94 KN	-93,17 KN
Montants	23,35 KN	-28,67 KN
Diagonales	43,93 KN	--88,76 KN

Remarque :

la combinaison la plus défavorable pour toutes les barres est : $G + 1.5V$

Convention de signe (+) traction et (-) compression.

6.2.5 Dimensionnement des éléments de la ferme.

Les éléments sont dimensionnés sur la base des efforts normaux N_{sd} qui les sollicitent. Et ils doivent vérifiés la condition suivante:

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq N_{max}$$

$$\gamma_{m0} = 1 ; f_y = 235 \text{ MPa}$$

EC3 Art 5.4.3.1

6.2.5.1 Membrure supérieure :

$$N_{max} = -5,63 \text{ KN (Compression)}$$

$$\frac{A \cdot F_y}{\gamma_{m0}} \geq N_{max} \rightarrow A = \frac{N_{max} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{-5,63 \times 1}{235} = -0,024 \text{ cm}^2$$

$$A \geq -0,024 \text{ cm}^2$$

❖ Soit 2L (70.70.7) de section $\implies A_S = 18,80 \text{ cm}^2$

6.2.5.2 Membrure inférieure.

$$N_{max} = -39,94 \text{ KN (Compression)}$$

$$\frac{A \cdot F_y}{\gamma_{m0}} \geq N_{max} \rightarrow A = \frac{N_{max} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{-39,94 \times 1}{235} = -0,17 \text{ cm}^2$$

$$A \geq -0,17 \text{ cm}^2$$

❖ Soit 2L (70.70.7) de section $\implies A_S = 18,80 \text{ cm}^2$

6.2.5.3 Les Diagonal

$$N_{max} = 43,93 \text{ KN}$$

$$\frac{A \cdot F_y}{\gamma_{m0}} \geq N_{max} \rightarrow A = \frac{N_{max} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{43,93 \times 1}{235} = 0,187 \text{ cm}^2$$

$$A \geq 0,187 \text{ cm}^2$$

❖ Soit L (70.70.7) de section $\implies A_S = 9,40 \text{ cm}^2$

6.2.5.4 Les montants:

$$N_{max} = 23,35 \text{ KN}$$

$$\frac{A \cdot F_y}{\gamma_{m0}} \geq N_{max} \rightarrow A = \frac{N_{max} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{23,35 \times 1}{235} = 0,099 \text{ cm}^2$$

$$A \geq 0,099 \text{ cm}^2$$

❖ Soit L (70.70.7) de section $\implies A_S = 9,4 \text{ cm}^2$

6.2.6 Vérification des éléments comprimés au flambement :

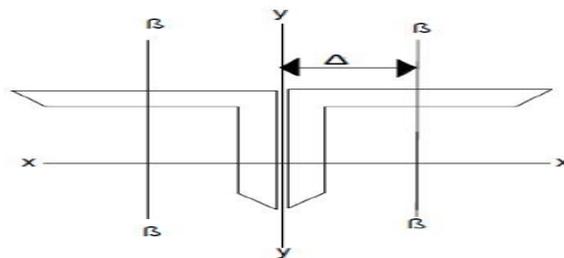


Figure 6.8 : Doubles cornières

Il faut vérifier la condition suivant :

$$N_{crd} = \chi_{\min} \times \beta_w \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}} \geq N_{sd}$$

5.5.1.1 Art EC

6.2.6.1 Vérification des Membrure supérieure.

$$N_{max} = -5,63 \text{ KN}$$

$$l_K = 201 \text{ cm}$$

❖ Soit 2L (70.70.7) de section $\implies A_S = 18,80 \text{ cm}^2$

$$I_Z = 2(I_\beta + A_c \times \Delta^2)$$

I_β : Inertie (z,z) d'une seule corniere.

I_α : Inertie (y,y) d'une seule corniere.

A_c : Aire d'une seule corniere

$$\Delta^2 = (d + 0,5)^2$$

$$I_y = 2I_\alpha$$

$$\Delta^2 = (1,97 + 0,5)^2 = 6,1cm$$

$$I_y = 2 \times 42,24 = 84,49cm^4$$

$$I_z = 2(I_\beta + A_c \times \Delta^2) = 2(42,24 + 9,4 \times 6,1) = 199,16cm^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{84,49}{18,80}} = 2,12cm$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{199,16}{18,80}} = 3,25cm$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{201}{2,12} = 94,81$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{201}{3,25} = 61,85$$

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1}\right) \times [\beta_w]^{0,5} \quad \text{Avec : } \beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y}\right]^{0,5} = 93,9 \xi$$

$$\xi = \left[\frac{235}{f_y}\right]^{0,5} = 1$$

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y}\right]^{0,5} = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{93,9\xi}\right) = \left(\frac{94,81}{93,9}\right) = 1,01$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{93,9\xi}\right) = \left(\frac{61,85}{93,9}\right) = 0,658$$

$$\bar{\lambda}_y \geq 0,2 \rightarrow 1,01 \geq 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z \geq 0,2 \rightarrow 0,658 \geq 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

-Calcul χ_{min} de :

On a section en forme de L \rightarrow courbe **c** \rightarrow $\alpha = 0,49 \implies$ type du profile : soude

$$\Phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\Phi = 0,5[1 + 0,49(1,01 - 0,2) + 1,01^2] = 1,208$$

$$\Phi = 1,208$$

$$x_y = \frac{1}{\Phi + (\Phi^2 - \bar{\lambda}_y^2)} = \frac{1}{1,208 + (1,208^2 - 1,01^2)} = 0,607$$

$$x_z = \frac{1}{\Phi + (\Phi^2 - \bar{\lambda}_z^2)} = \frac{1}{1,208 + (1,208^2 - 0,658^2)} = 0,447$$

$$\chi_{min} = \min(x_y; x_z) = x_z = 0,447$$

$$N_{crd} = \chi_{min} \times \beta_w \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}} \geq N_{sd}$$

5.5.1.1 Art EC3

Chapitre 6: dimensionnement des élément structuraux

$$N_{crd} = 0,447 \times 1 \times \frac{18,80 \times 23,5}{1,1} = 179,53 \geq N_{sd} = 5,63 \text{KN} \rightarrow \text{Verifier}$$

6.2.6.2 Vérification des Membrure Inférieure.

$$N_{max} = -39,94 \text{ KN (Compression)}$$

$$l_k = 200 \text{ cm}$$

$$\diamond \text{ Soit 2L (70.70.7) de section } \implies A_S = 18,80 \text{ cm}^2$$

$$I_Z = 2(I_\beta + A_C \times \Delta^2)$$

I_β : Inertie (z,z) d'une seule cornière.

I_α : Inertie (y,y) d'une seule cornière.

A_C : Aire d'une seule corniere

$$\Delta^2 = d + 0,5$$

$$I_y = 2I_\alpha$$

$$I_y = 2 \times 42,24 = 84,49 \text{ cm}^4$$

$$I_Z = 2(I_\beta + A_C \times \Delta^2) = 199,16 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{84,49}{18,80}} = 2,12 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_Z}{A}} = \sqrt{\frac{199,6}{18,80}} = 3,25 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{200}{2,12} = 94,34$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{200}{3,25} = 61,53$$

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1}\right) \times [\beta_w]^{0,5} \quad \text{Avec : } \beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y}\right]^{0,5} = 93,9 \xi$$

$$\xi = \left[\frac{235}{f_y}\right]^{0,5} = 1$$

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y}\right]^{0,5} = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{93,9 \xi}\right) = \left(\frac{94,34}{93,9}\right) = 1,00$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{93,9 \xi}\right) = \left(\frac{61,53}{93,9}\right) = 0,655$$

$$\bar{\lambda}_y \geq 0,2 \rightarrow 1,00 \geq 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z \geq 0,2 \rightarrow 0,655 \geq 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

-Calcul χ_{min} de :

On a section en forme de L \rightarrow courbe c $\rightarrow \alpha = 0,49$ type du profile : soude

$$\Phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\Phi = 0,5[1 + 0,49(1,00 - 0,2) + 1,00^2] = 1,196$$

$$\Phi = 1,196$$

$$x_y = \frac{1}{\Phi + (\Phi^2 - \bar{\lambda}_y^2)} = \frac{1}{1,196 + (1,196^2 - 1,00^2)} = 0,615$$

$$x_z = \frac{1}{\Phi + (\Phi^2 - \bar{\lambda}_z^2)} = \frac{1}{1,196 + (1,196^2 - 0,655^2)} = 0,455$$

$$\chi_{min} = \min(x_y; x_z) = x_z = 0,455$$

$$N_{crd} = \chi_{min} \times \beta_w \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}} \geq N_{sd} \quad \text{5.5.1.1 Art EC3}$$

$$N_{crd} = 0,455 \times 1 \times \frac{18,80 \times 23,5}{1,1} = 182,74 \geq N_{sd} = 39,41 \text{KN}$$

→ **Verifier**

6.2.6.3 Vérification des Diagonale.

$$N_{max} = 43,93 \text{ KN}$$

$$l_k = 270 \text{ cm}$$

❖ **Soit (70.70.7) de section** $\implies A_s = 9,4 \text{ cm}^2$

$$I_z = 2(I_\beta + A_c \times \Delta^2)$$

I_β : Inertie (z,z) d'une seule corniere.

I_α : Inertie (y,y) d'une seule corniere.

A_c : Aire d'une seule corniere

$$\Delta^2 = (d + 0,5)^2$$

$$\Delta^2 = (1,97 + 0,5)^2 = 6,1 \text{ cm}$$

$$I_y = 2I_\alpha$$

$$I_y = 2 \times 21,12 = 42,24 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2(I_\beta + A_c \times \Delta^2) = 2(21,12 + 4,7 \times 6,1) = 99,58 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{42,24}{9,4}} = 2,12 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{99,58}{9,4}} = 3,25 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{270}{2,12} = 127,36$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{270}{3,25} = 83,07$$

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1}\right) \times [\beta_w]^{0,5} \quad \text{Avec : } \beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y}\right]^{0,5} = 93,9 \xi$$

$$\xi = \left[\frac{235}{f_y}\right]^{0,5} = 1$$

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{93,9\xi} \right) = \left(\frac{127,36}{93,9} \right) = 1,35$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{93,9\xi} \right) \left(\frac{88,07}{93,9} \right) = 0,937$$

$$\bar{\lambda}_y \geq 0,2 \rightarrow 1,35 \geq 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z \geq 0,2 \rightarrow 0,937 \geq 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

-Calcul χ_{min} de :

On a section en forme de L \rightarrow courbe $c \rightarrow \alpha = 0,49 \implies$ type du profile : soude

$$\Phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\Phi = 0,5[1 + 0,49(1,35 - 0,2) + 1,35^2] = 1,693$$

$$\Phi = 1,693$$

$$x_y = \frac{1}{\Phi + (\Phi^2 - \bar{\lambda}_y^2)} = \frac{1}{1,693 + (1,693^2 - 1,35^2)} = 0,365$$

$$x_z = \frac{1}{\Phi + (\Phi^2 - \bar{\lambda}_z^2)} = \frac{1}{1,196 + (1,196^2 - 0,937^2)} = 0,571$$

$$\chi_{min} = \min(x_y; x_z) = x_z = 0,571$$

$$N_{crd} = \chi_{min} \times \beta_w \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}} \geq N_{sd} \quad \text{5.5.1.1 Art EC3}$$

$$N_{crd} = 0,571 \times 1 \times \frac{9,4 \times 23,5}{1,1} = 114,67 \geq N_{sd} = 43,93 \text{ kN} \rightarrow \text{Verifier}$$

6.2.6.4 Vérification des Montants.

$$N_{max} = 23,35 \text{ kN}$$

$$l_k = 200 \text{ cm}$$

❖ Soit L (70.70.7) de section $\implies A_s = 9,40 \text{ cm}^2$

$$I_z = 2(I_\beta + A_c \times \Delta^2)$$

I_β : Inertie (z,z) d'une seule corniere.

I_α : Inertie (y,y) d'une seule corniere.

A_c : Aire d'une seule corniere

$$\Delta^2 = (d + 0,5)^2$$

$$\Delta^2 = (1,97 + 0,5)^2 = 6,1 \text{ cm}$$

$$I_y = 2I_\alpha$$

$$I_y = 2 \times 21,12 = 42,24 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2(I_\beta + A_c \times \Delta^2) = 2(21,12 + 4,7 \times 6,1) = 99,58 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{42,24}{9,40}} = 2,12cm$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{99,58}{9,40}} = 3,25cm$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{200}{2,12} = 94,34$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{200}{3,25} = 61,53$$

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1}\right) \times [\beta_w]^{0,5} \quad \text{Avec : } \beta_w=1$$

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y}\right]^{0,5} = 93,9 \xi$$

$$\xi = \left[\frac{235}{f_y}\right]^{0,5} = 1$$

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y}\right]^{0,5} = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{93,9\xi}\right) = \left(\frac{94,34}{93,9}\right) = 1,00$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{93,9\xi}\right) = \left(\frac{61,53}{93,9}\right) = 0,655$$

$$\bar{\lambda}_y \geq 0,2 \rightarrow 1,00 \geq 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z \geq 0,2 \rightarrow 0,655 \geq 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

-Calcul χ_{\min} de :

On a section en forme de L \rightarrow courbe **c** \rightarrow $\alpha = 0,49$ \implies type du profile : soude

$$\Phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\Phi = 0,5[1 + 0,49(1,00 - 0,2) + 1,00^2] = 1,196$$

$$\Phi = 1,196$$

$$x_y = \frac{1}{\Phi + (\Phi^2 - \bar{\lambda}_y^2)} = \frac{1}{1,196 + (1,196^2 - 1,00^2)} = 0,615$$

$$x_z = \frac{1}{\Phi + (\Phi^2 - \bar{\lambda}_z^2)} = \frac{1}{1,196 + (1,196^2 - 0,655^2)} = 0,455$$

$$\chi_{\min} = \min(x_y; x_z) = x_z = 0,455$$

$$N_{crd} = \chi_{\min} \times \beta_w \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}} \geq N_{sd} \quad \text{5.5.1.1 Art EC3}$$

$$N_{crd} = 0,455 \times 1 \times \frac{9,4 \times 23,5}{1,1} = 91,37KN \geq N_{sd} = 23,35KN \rightarrow \text{Verifier}$$

Chapitre 6: dimensionnement des élément structuraux

6.2.7 Résumé des Dimensions adoptées pour les éléments de la Ferme.

Les sections choisies sont données dans le tableau suivant :

Tableau 6.3 : Les sections des éléments du ferme adopté

Eléments	Section choisie
Membrures supérieures	2L(70x70x7)
Membrures inférieures	2L(70x70x7)
Diagonales	L(70x70x7)
Montants	L(70x70x7)

6.3 JUSTIFICATION DES POTEAUX (IPE330)

6.3.1 Introduction

Après le pré-dimensionnement des éléments et leur modalisation, on procède à la vérification (traction, flambement et résistance) sous les efforts les plus défavorables tirés du logiciel ROBOT 2009.

Avant de commencer la modalisation de la structure, on doit préalable définir quelques paramètres (préférence de l'affaire), concernant les règlements adoptés pour les calculs, et les unités.

Nous pouvons commencer la modélisation de la structure, une étape primordiale pour pouvoir dimensionner une structure avec logiciel ROBOT et que sa traduit par la conception de la structure étudié a 3D, en prenant sois de bien choisir pour chaque élément un type de profile couramment utilisé en réalité.

Après avoir modaliser la structure, on passe aux chargements, en affectant à la structure les déférents charges à quelle elle est soumise.

Notre structure est à chaque type d'élément soumise aux charges suivantes :

- ✓ Poids propre de la structure
- ✓ Charges permanentes (couverture, accessoires)
- ✓ Charge d'exploitation
- ✓ Charges climatiques (vent, la neige)

Ayant terminé le chargement de la structure, on passe à la définition des combinaisons (ELU, ELS, ACC) avec lesquelles le logiciel ROBOT effectué le dimensionnement et la vérification, ensuite on affecte à chaque type d'élément les paramètres de flambement et de déversement pour le calcul à ELU, ainsi que les déplacements et la flèche à ELS, selon le type de chaque élément, et on lance l'analyse de la structure.

Après avoir effectué toute ces étapes, on pourra passer de pré-dimensionnement des éléments de la structure en procède comme suite :

Chapitre 6: dimensionnement des élément structuraux

Pour avoir effectué un pré-dimensionnement au pour chaque type d'élément ce qu'on appelle une famille, en sélection la listes des profils on veut que le logiciel dimensionne notre élément. On lance le calcul, et on choisit parmi les résultats.

6.3.2 Efforts sollicitant

Les efforts de sollicitations les plus défavorables calculées par le logiciel ROBOT sont :

$$M_{sd.y} = -99.91 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd.z} = 0.18 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd.max} = 22.69 \text{ KN}$$

$$V_{sd.max} = 0.78 \text{ KN}$$

6.3.3 Vérification :

6.3.3.1 Vérification à la résistance

Classe de la section

Classe de la semelle : (comprimée)

$$c / tf = b/2 \times tf \leq 10\epsilon \text{ donc } 160/2 \cdot 11.5 = 6.95 \leq 10\epsilon \quad \text{Semelle de classe 1}$$

Classe de l'âme : (fléchie)

$$d / tw = 271/7.5 = 36.13 < 72 \epsilon \quad \text{Ame de classe 1}$$

Les poteaux de section **IPE330** sont de **classe 01**

6.3.3.2 Vérification de l'effort tranchant:

Il faut vérifier que : $V_{sd} \leq 0.5V_{pl.Rd}$

$$V_{sd} = 0.78 \text{ KN}$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{30.8 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1.1} = 379.89 \text{ KN}$$

$$0.5V_{pl.Rd} = 189.9 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 0.78 \text{ KN} < 0.5V_{pl.Rd} = 189.9 \text{ KN}$$

vérifiée

6.3.3.3 Vérification à l'effort normal:

Il faut vérifier que $N_{sd} < N_{pl.Rd}$

$$N_{sd} = 22.69 \text{ KN}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{62.6 \times 23.5}{1.1} = 1337.30 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 22.69 \text{ KN} < N_{pl.Rd} = 1337.30 \text{ KN}$$

vérifiée

6.3.3.4 Vérification au moment fléchissant:

Il faut vérifier que : $M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$

$$M_{sd.y} = 99.91 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl.Rd} = \frac{w_{pl.y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{804.3 \times 10^{-3} \times 235}{1.1} = 171.83 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd.y} = 99.91 \text{ KN.m} < M_{pl.Rd} = 171.83 \text{ KN.m}$$

vérifiée

6.3.4 Vérification de l'élément aux instabilités:

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

6.3.4.1 Flexion composée avec risque de flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl.rd}} + \frac{K_y \times M_{y.sd}}{M_{ply.rd}} + \frac{K_z \times M_{z.sd}}{M_{plz.rd}} \leq 1.$$

❖ Calcul de χ_{min} min :

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z).$$

✓ Flambement par rapport à l'axe fort y-y (dans le plan du portique) :

$$\lambda_y = \frac{0.7l_y}{i_y} = \frac{0.7 \times 900}{13.71} = 45.95.$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{\beta_w \times w_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = \left[\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0.5} = \frac{45.95}{93.9} \times \sqrt{1} = 0.49 > 0.2$$

Courbe de flambement : (voire tableau 5.5.3 EC3)

$$h/b = 330/160 = 2.06 > 1.2$$

Axe de flambement y-y → courbe de flambement a ; $\alpha = 0.21$ (tableau 2).

$$\phi_y = 0.5 \left[1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0.5 \times [1 + 0.21(0.49 - 0.2) + 0.49^2] = 0.65$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = 0.93 < 1$$

✓ Flambement par rapport à l'axe faible z-z (hors du plan de portique):

$$\lambda_z = \frac{0.7l_z}{i_z} = \frac{0.7 \times 900}{3.55} = 177.46.$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{\beta_w \times w_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = \left[\frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0.5} = \frac{177.46}{93.9} \times \sqrt{1} = 1.89 > 0.2$$

Courbe de flambement : (voire tableau 5.5.3 EC3)

$$h/b = 330/160 = 2.06 > 1.2$$

Axe de flambement z-z → courbe de flambement a ; $\alpha = 0.34$ (tableau 2).

$$\phi_z = 0.5 \left[1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0.5 \times [1 + 0.34(1.89 - 0.2) + 1.89^2] = 2.57$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = 0.23 < 1$$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0.93; 0.23) = 0.23$$

❖ **Calcul du moment critique :**

$$M_{cr} = \frac{C1. \pi^2. E. Iz}{(K \times L)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{(K.L)^2. G. It}{\pi^2. E. Iz} + (C2. Zg)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C2. Zg) \right\}$$

C_1, C_2 : facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement.

$$C_1 = 1,132 \quad , \quad C_2 = 0,459 \quad ; \quad \text{EC3 Tab F.1.2}$$

K et K_w : les facteurs de longueur effective avec : $K=1$ appui simple, $K_w=1$; EC3 Tab F.1.2

$L=900\text{cm}$;

$Zg = Z_a - Z_s$.

$$\left\{ \begin{array}{ll} Z_a = -16.5\text{cm} & \text{sous le vent} \\ Z_a = 16.5\text{cm} & \text{sous la charge vertical.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} Z_s = 0 & \text{section doublement symétrique EC3 Figuer F .1.1} \\ Z_j = 0 & \text{section doublement symétrique EC3 Figuer F .1.1} \\ Z_g = Z_a - Z_s = -16.5\text{cm.} & \text{sous le vent} \\ Z_g = Z_a - Z_s = 16.5\text{cm.} & \text{sous la charge vertical} \\ I_t = 28.15 \text{ cm}^4. \end{array} \right.$$

$$I_w = I_z \times \left(\frac{h - tf}{2} \right)^2 = 788 \times \left(\frac{33 - 1.07}{2} \right)^2 = 200846.40 \text{ cm}^6$$

$$M_{cr} = \frac{1,132 \times \pi^2 \times 2,1 \times 788}{(1 \times 9)^2} \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 + \frac{200846.40 \times 10^{-4}}{788} + \frac{(1 \times 9)^2 \times 80770 \times 10^{-5} \times 28.5}{\pi^2 \times 2,1 \times 788} \right]^{\frac{1}{2}} - ((0,459 \times -1.16)) \right\}$$

$$M_{cr} = 1488.8 \text{ KN.}$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{\beta_w \times w_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = \left[\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0,5} = \sqrt{\frac{1 \times 804.3 \times 10^{-6} \times 235}{148.88 \times 10^{-3}}} = 0.126 < 0.2$$

Donc: il n'y pas à un risque de diversement

❖ **Calcul des coefficients réducteurs :**

$$\mu_y = \overline{\lambda}_y (2 \cdot \beta_{My} - 4) + \frac{w_{ply} - w_{ely}}{w_{ely}} = 0.49(2 \times 1.3 - 4) + \frac{804.3 - 713.1}{713.1} = -0.56$$

$$\mu_z = \overline{\lambda}_z (2 \cdot \beta_{Mz} - 4) + \frac{w_{plz} - w_{elz}}{w_{elz}} = 1.89(2 \times 1.3 - 4) + \frac{153.7 - 98.5}{98.5} = -2.08$$

❖ **Calcul des coefficients Ky et Kz :**

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{-0.56 \times 22.69}{0.93 \times 62.6 \times 23.5} = 1 < 1.5 \quad \text{C.V}$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{-2.08 \times 22.69}{0.23 \times 62.6 \times 23.5} = 1.14 < 1.5 \quad \text{C.V}$$

6.3.4.2 Vérification au flambement :

$$M_{sd.y} = -99.91 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd.z} = 0.18 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd.max} = 22.69 \text{ KN}$$

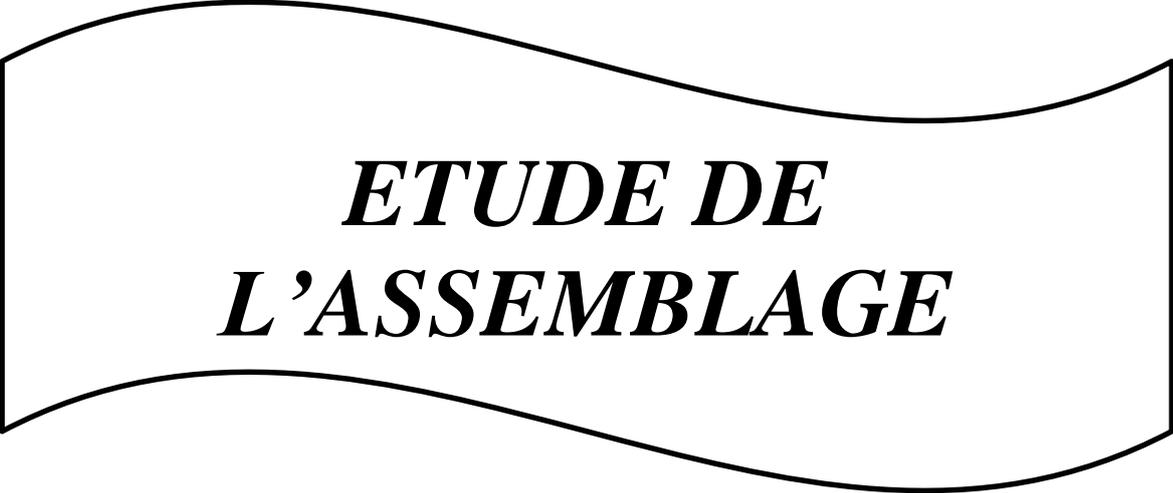
$$N_{pl.rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{62.6 \times 23.5}{1.1} = 1337.36 \text{ KN}$$

$$M_{pl.rdy} = \frac{W_{pl.y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{804.3 \times 23.5}{1.1} = 17182.77 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl.rdz} = \frac{W_{pl.z} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{153.7 \times 23.5}{1.1} = 3283.59 \text{ KN.m}$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl.rd}} + \frac{K_y \times M_{y.sd}}{M_{pl.rdy}} + \frac{K_z \times M_{z.sd}}{M_{pl.rdz}} \rightarrow \frac{22.69}{0.23 \times 1337.36} + \frac{1 \times -99.91}{17182.77} + \frac{1.14 \times 0.18}{3283.59} = 0.06 \leq 1$$

Le profilé choisi **IPE330** est adéquat comme poteau



***ETUDE DE
L'ASSEMBLAGE***

Chapitre 7: ETUDE DE L'ASSEMBLAGE

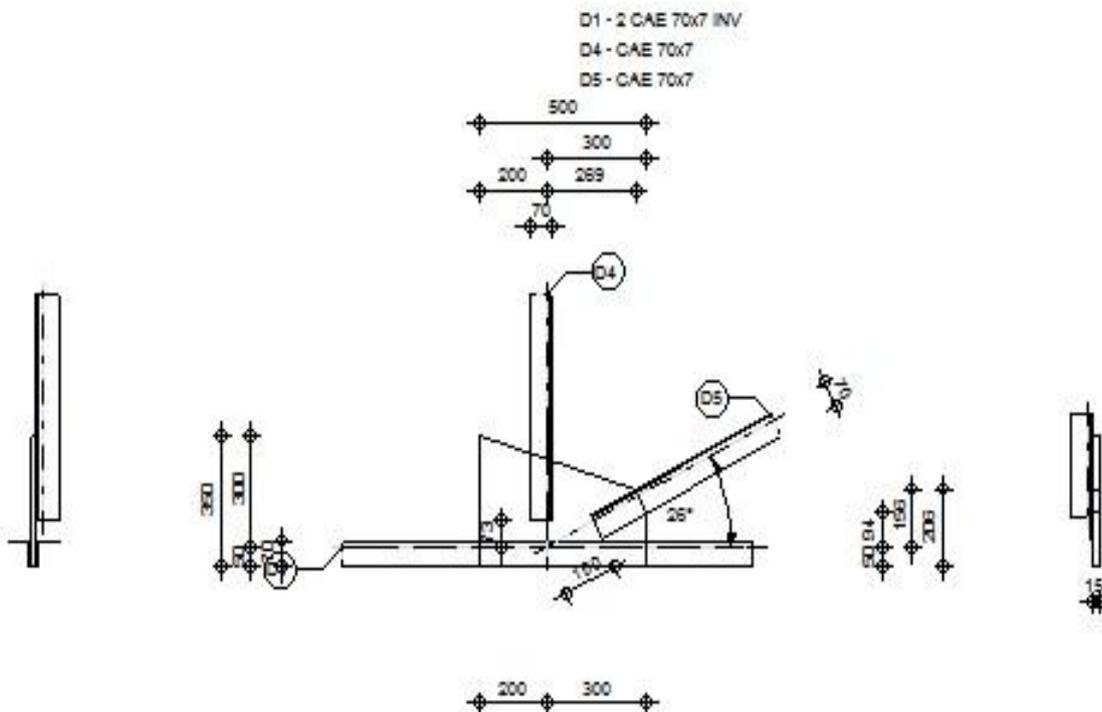
7.1- Introduction

Une construction métallique est édifée par assemblage de plusieurs pièces élémentaires la caractéristique essentielle des ossatures métalliques est d'être composées d'éléments élaborés en des lieux et des instants différents qui sont ensuite assemblés sur le site de construction les liaisons ont ainsi un double rôle élé permettre la constitution d'une structure spatiale apte à recueillir le "contenu" du bâtiment et sur tout assurer la pérennité et la stabilité de cette structure vis à vis de toutes les actions à court, moyen et long terme. Étant obtenus par laminage, les éléments qui constituent une ossature sont généralement linéiques (profilés, poutrelles, barres) avec une section ouverte (I ou H) pour être optimisés vis-à-vis des sollicitations.

-En fait la distinction n'est aussi tranchée et les assemblages peuvent avoir des comportements intermédiaires semi articulation ou semi encastrement en fonction d'un certaine flexibilité des pièces à proximité du nœud ou du nœud lui-même

7.2 Calcul de l'assemblage au gousset les élément des fermes

	Autodesk Calcul EN 1993-1-8:2005	Robot de	Structural l'assemblage	Analysis au	Professional gousset	2009 OK Ratio 0.05
---	---	--------------------	-----------------------------------	-----------------------	--------------------------------	---



GÉNÉRAL

Assemblage N° : 1
Nom de l'assemblage : Gousset - noeud membrure de treillis
Noeud de la structure : 8

Chapitre 7: ETUDE DE L'ASSEMBLAGE

Assemblage N° : 1

Barres de la structure : 5, 5, 6, 15,

GÉOMÉTRIE

BARRES

		Barre 1	Barre 2	Barre 4	Barre 5		
Barre N° :		5	5	6	15		
Profilé :		2 CAE 70x7 INV	2 CAE 70x7 INV	CAE 70x7	CAE 70x7		
	H	70	70	70	70		Mm
	b _f	70	70	70	70		Mm
	t _w	7	7	7	7		Mm
	t _f	7	7	7	7		Mm
	R	9	9	9	9		Mm
	A	18.794	18.794	9.397	9.397		cm2
Matériau :		ACIER	ACIER	ACIER	ACIER		
	f _y	235.00	235.00	235.00	235.00		MPa
	f _u	365.00	365.00	365.00	365.00		MPa
Angle	α	180.0	0.0	90.0	26.6		Deg
Longueur	L	20.00	20.00	1.20	2.24		M

SOUDURES

Soudures des barres

Barre 1-2

l₁ = 500 [mm] Longueur 1 de la soudure d'angle longitudinale

l₂ = 200 [mm] Longueur 2 de la soudure d'angle longitudinale

a = 3 [mm] Epaisseur des soudures d'angle longitudinales

Barre 4

l₁ = 220 [mm] Longueur 1 de la soudure d'angle longitudinale

l₂ = 150 [mm] Longueur 2 de la soudure d'angle longitudinale

a = 3 [mm] Epaisseur des soudures d'angle longitudinales

Chapitre 7: ETUDE DE L'ASSEMBLAGE

Barre 5

$l_1 = 120$ [mm] Longueur 1 de la soudure d'angle longitudinale
 $l_2 = 100$ [mm] Longueur 2 de la soudure d'angle longitudinale
 $a = 3$ [mm] Epaisseur des soudures d'angle longitudinales

GOUSSET

$h = 350$ [mm] Hauteur de la platine
 $b = 500$ [mm] Largeur de la platine
 $t = 15$ [mm] Epaisseur de la platine

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (25;90)

Matériau : ACIER E28

$f_y = 275.00$ [MPa] Résistance

COEFFICIENTS DE MATÉRIAU

$\gamma_{M0} = 1.00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M2} = 1.25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Cas : Calculs manuels

$N_{b1,Ed} = 1019.72$ [kG] Effort axial

$N_{b2,Ed} = 1019.72$ [kG] Effort axial

$N_{b4,Ed} = 1019.72$ [kG] Effort axial

$N_{b5,Ed} = 1019.72$ [kG] Effort axial

RÉSULTATS

BARRE 1-2

VÉRIFICATION DES SOUDURES

$e = 2$ [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupes de boulons

$M_0 = 0.00$ [kG*m] Moment fléchissant reel $M_0 = 0.5 * N_{b1,Ed} * e$

$A_s = 70.000$ [cm²] Aire de la section des soudures

$I_0 = 15217.738$ [cm⁴] Moment d'inertie polaire des soudures

$\sigma_N = 0.00$ [MPa] Contrainte composante due à l'influence de l'effort axial $\sigma_N = 0.5 * N_{b1,Ed} / A_s$

$\sigma_{Mx} = 0.00$ [MPa] Contrainte composante due à l'influence du moment sur la direction x $\sigma_{Mx} = M_0 * z / I_0$

Chapitre 7: ETUDE DE L'ASSEMBLAGE

$e = 2$	[mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupes de boulons	
$\sigma_{Mz} = 0.00$	[MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort du moment sur la direction z	$\sigma_{Mz} = M_0 * x / I_0$
$\sigma = 0.00$	[MPa]	Contrainte résultante	$\sigma = \sigma [(\sigma_{N+} + \sigma_{Mx})^2 + \sigma_{Mz}^2]$
$\gamma_w = 0.80$		Coefficient de corrélation	[Tableau 4.1]
$f_{vw,d} = 381.05$	[MPa]		$f_{vw,d} = f_u / (\sigma_{3*} \sigma_w * \sigma_{M2})$
$\sigma \leq f_{vRd}$		$0.00 < 381.05$	vérifié (0.00)

RÉSISTANCE DE LA SECTION

$A = 9.397$ [cm²] Aire de la section

$N_{plRd} = 22518.13$ [kG] Résistance de calcul plastique de la section brute $N_{plRd} = A * f_{y1} / \sigma_{M0}$

$ 0.5 * N_{b1,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ 0.00 < 22518.13$	vérifié	(0.00)
------------------------------------	---------------------	----------------	--------

BARRE 4

VÉRIFICATION DES SOUDURES

$e = 8$	[mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupes de boulons	
$M_0 = 7.87$	[kG*m]	Moment fléchissant reel	$M_0 = N_{b4,Ed} * e$
$A_s = 37.000$	[cm ²]	Aire de la section des soudures	
$I_0 = 1851.734$	[cm ⁴]	Moment d'inertie polaire des soudures	
$\sigma_N = 2.70$	[MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort axial	$\sigma_N = N_{b4,Ed} / A_s$
$\sigma_{Mx} = 0.20$	[MPa]	Contrainte composante due à l'influence du moment sur la direction x	$\sigma_{Mx} = M_0 * z / I_0$
$\sigma_{Mz} = 0.52$	[MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort du moment sur la direction z	$\sigma_{Mz} = M_0 * x / I_0$
$\sigma = 2.95$	[MPa]	Contrainte résultante	$\sigma = \sigma_{Mz} (\sigma_{N+} + \sigma_{Mx})^2 + \sigma_{Mz}^2$
$\gamma_w = 0.80$		Coefficient de corrélation	[Tableau 4.1]
$f_{vw,d} = 381.05$	[MPa]		$f_{vw,d} = f_u / (\sigma_{3*} \sigma_w * \sigma_{M2})$
$\sigma \leq f_{vRd}$		$2.95 < 381.05$	vérifié (0.01)

RÉSISTANCE DE LA SECTION

$N_{plRd} = 22518.13$ [kG] Résistance de calcul plastique de la section brute $N_{plRd} = A * f_{y4} / \gamma_{M0}$

$ N_{b4,Ed} < N_{pl,Rd}$	$ 1019.72 < 22518.13$	vérifié	(0.05)
---------------------------	------------------------	----------------	--------

Chapitre 7: ETUDE DE L'ASSEMBLAGE

BARRE 5

VÉRIFICATION DES SOUDURES

$e =$	12	[mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupes de boulons	
$M_0 =$	11.88	[kG*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = N_{b5,Ed} * e$
$A_s =$	22.000	[cm ²]	Aire de la section des soudures	
$I_0 =$	583.712	[cm ⁴]	Moment d'inertie polaire des soudures	
$\sigma_N =$	4.55	[MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort axial	$\sigma_N = N_{b5,Ed}/A_s$
$\sigma_{Mx} =$	0.87	[MPa]	Contrainte composante due à l'influence du moment sur la direction x	$\sigma_{Mx} = M_0 * z / I_0$
$\sigma_{Mz} =$	1.29	[MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort du moment sur la direction z	$\sigma_{Mz} = M_0 * x / I_0$
$\sigma =$	5.57	[MPa]	Contrainte résultante	$\sigma = \sigma_{Mz} [(\sigma_N + \sigma_{Mx})^2 + \sigma_{Mz}^2]$
$\gamma_w =$	0.80		Coefficient de corrélation	[Tableau 4.1]
$f_{vw,d} =$	381.05	[MPa]		$f_{vw,d} = f_u / (\sigma_3 * \sigma_w * \sigma_{M2})$
$\sigma < f_{vRd}$			5.57 < 381.05	vérifié (0.01)

RÉSISTANCE DE LA SECTION

$N_{plRd} = 22518.13$ [kG] Résistance de calcul plastique de la section brute $N_{plRd} = A * f_{ys} / \gamma_{M0}$

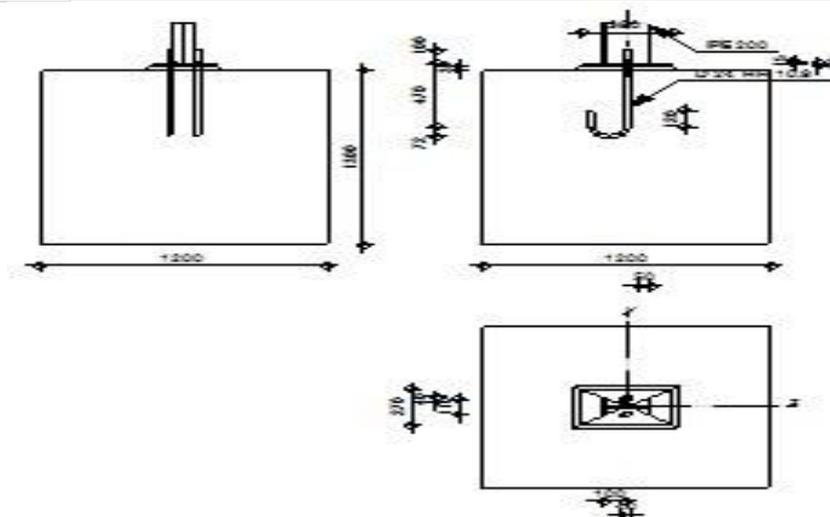
$|N_{b5,Ed}| < N_{pl,Rd}$ $|1019.72| < 22518.13$ **vérifié** (0.05)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0.05

7.3 Calcul de l'assemblage des pieds des potelets

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2009 Calcul de l'assemblage au gousset EN 1993-1-8:2005	 Ratio 0.10
---	---	---



Section 1.01 Général

Assemblage N° : 2

Nom de l'assemblage : Gousset - noeud intérieur

Section 1.02 Géométrie

(a) Barres

			Barre 3	Barre 4	
Profilé :			UAP 80	UAP 80	
	h		80	80	Mm
	b _f		45	45	Mm
	t _w		5	5	Mm
	t _f		8	8	Mm
	r		8	8	Mm
	A		10.675	10.675	cm ²
Matériau :			ACIER E28	ACIER E28	
	f _y		275.00	275.00	Mpa
	f _u		405.00	405.00	Mpa
Angle	σ		-59.0	-122.0	Deg

(b) Soudures

Soudures des barres

Barre 3

$l_1 = 280$ [mm] Longueur 1 de la soudure d'angle longitudinale

$l_2 = 230$ [mm] Longueur 2 de la soudure d'angle longitudinale

$a = 2$ [mm] Epaisseur des soudures d'angle longitudinales

Barre 4

$l_1 = 280$ [mm] Longueur 1 de la soudure d'angle longitudinale

$l_2 = 230$ [mm] Longueur 2 de la soudure d'angle longitudinale

$a = 2$ [mm] Epaisseur des soudures d'angle longitudinales

(c) Gousset

$h = 270$ [mm] Hauteur de la platine

$b = 425$ [mm] Largeur de la platine

$t = 10$ [mm] Epaisseur de la platine

Paramètres

$b_1 = 245$ [mm] Dimension

$b_2 = 180$ [mm] Dimension

$b_3 = 245$ [mm] Dimension

$b_4 = 180$ [mm] Dimension

$h_1 = 270$ [mm] Dimension

$h_2 = 0$ [mm] Dimension

$h_3 = 270$ [mm] Dimension

$h_4 = 0$ [mm] Dimension

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres

(-33;-135)

Matériau : ACIER

$f_y = 235.00$ [MPa] Résistance

(d) Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} = 1.00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M2} = 1.25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

Chapitre 7: ETUDE DE L'ASSEMBLAGE

Section 1.03 Efforts

Cas : Calculs manuels

$N_{b3,Ed} = 3019.72$ [kG] Effort axial

$N_{b4,Ed} = 3019.72$ [kG] Effort axial

Section 1.04 Résultats

(a) Barre 3

(i) Vérification des soudures

$e = 4$	[mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupes de boulons	
$M_0 = 13.32$	[kG*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = N_{b3,Ed} * e$
$A_s = 51.000$	[cm ²]	Aire de la section des soudures	
$I_0 = 3949.245$	[cm ⁴]	Moment d'inertie polaire des soudures	
$\sigma_N = 5.81$	[MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort axial	$\sigma_N = N_{b3,Ed} / A_s$
$\sigma_{Mx} = 0.16$	[MPa]	Contrainte composante due à l'influence du moment sur la direction x	$\sigma_{Mx} = M_0 * z / I_0$
$\sigma_{Mz} = 0.50$	[MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort du moment sur la direction z	$\sigma_{Mz} = M_0 * x / I_0$
$\sigma = 5.99$	[MPa]	Contrainte résultante	$\sigma = \sigma_{Mz} [(\sigma_N + \sigma_{Mx})^2 + \sigma_{Mz}^2]$
$\gamma_w = 0.80$		Coefficient de corrélation	[Tableau 4.1]
$f_{vw,d} = 325.63$	[MPa]		$f_{vw,d} = f_u / (\sigma_3 * \sigma_w * \sigma_{M2})$
$\sigma < f_{vRd}$		$5.99 < 325.63$	vérifié (0.02)

(ii) Résistance de la section

$N_{plRd} = 29934.20$ [kG] Résistance de calcul plastique de la section brute $N_{plRd} = A * f_y / \sigma_{M0}$

$|N_{b3,Ed}| < N_{pl,Rd}$ $|3019.72| < 29934.20$ **vérifié** (0.10)

(b) Barre 4

(i) Vérification des soudures

$e = 4$	[mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupes de boulons	
$M_0 = 13.32$	[kG*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = N_{b4,Ed} * e$
$A_s = 51.000$	[cm ²]	Aire de la section des soudures	
$I_0 = 3949.245$	[cm ⁴]	Moment d'inertie polaire des soudures	
$\sigma_N = 5.81$	[MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort axial	$\sigma_N = N_{b4,Ed}/A_s$
$\sigma_{Mx} = 0.16$	[MPa]	Contrainte composante due à l'influence du moment sur la direction x	$\sigma_{Mx} = M_0 * z / I_0$
$\sigma_{Mz} = 0.50$	[MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort du moment sur la direction z	$\sigma_{Mz} = M_0 * x / I_0$
$\sigma = 5.99$	[MPa]	Contrainte résultante	$\sigma = \sigma_{Mz} [(\sigma_N + \sigma_{Mx})^2 + \sigma_{Mz}^2]$
$\sigma_w = 0.80$		Coefficient de corrélation	[Tableau 4.1]
$f_{vw,d} = 325.63$	[MPa]		$f_{vw,d} = f_u / (\sigma_w * \sigma_{M2})$
$\sigma < f_{vRd}$		$5.99 < 325.63$	vérifié (0.02)

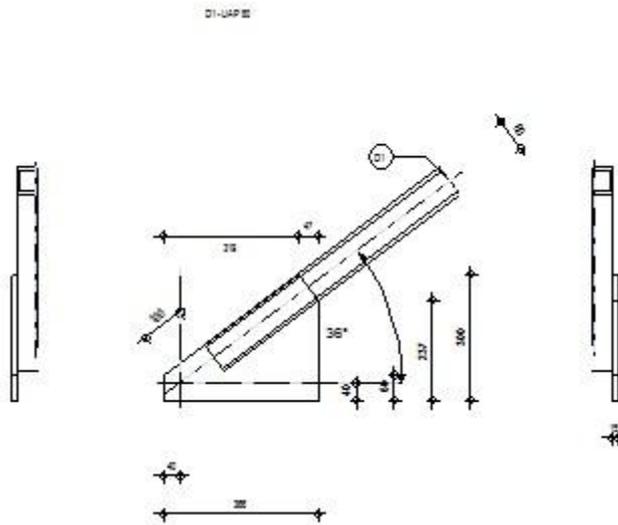
(ii) Résistance de la section

$N_{plRd} = 29934.20$	[kG]	Résistance de calcul plastique de la section brute $N_{plRd} = A * f_y / \gamma_{M0}$
$ N_{b4,Ed} < N_{pl,Rd}$		$ 3019.72 < 29934.20$ vérifié (0.10)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0.10
--	-------	------

7.4 Calcul de l'assemblage (poteau avec contreventement verticale):

	Autodesk Calcul de EN 1993-1-8:2005	Robot de	Structural l'assemblage	Analysis au	Professional gousset	2009 Ratio 0.13	
---	--	--------------------	-----------------------------------	-----------------------	--------------------------------	-------------------------------------	---



Section 1.05 Général

Assemblage N° : 3

Nom de l'assemblage : Gousset - barre simple

Section 1.06 Géométrie

(a) Barres

		Barre 1					
Profilé :		UAP 80					
	h	80					Mm
	b _f	45					Mm
	t _w	5					Mm
	t _f	8					Mm
	r	8					Mm
	A	10.675					cm ²
Matériau :		ACIER E28					
	f _y	275.00					Mpa
	f _u	405.00					Mpa
Angle	α	37.0					Deg

Chapitre 7: ETUDE DE L'ASSEMBLAGE

Barre 1

(b) Soudures

Soudures des barres

Barre 1

$l_1 = 100$ [mm] Longueur 1 de la soudure d'angle longitudinale

$l_2 = 46$ [mm] Longueur 2 de la soudure d'angle longitudinale

$a = 2$ [mm] Epaisseur des soudures d'angle longitudinales

Soudures d'angle du gousset

$a = 8$ [mm] Bord a

$b = 8$ [mm] Bord b

(c) Gousset

$h = 300$ [mm] Hauteur de la platine

$b = 366$ [mm] Largeur de la platine

$t = 15$ [mm] Epaisseur de la platine

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (221;109)

$e_v = 40$ [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

$e_H = 40$ [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

Matériau: ACIER E28

$f_y = 275.00$ [MPa] Résistance

(d) Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} = 1.00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M2} = 1.25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

Section 1.07 Efforts

Cas : Calculs manuels

$N_{b1,Ed} = 4019.72$ [kG] Effort axial

Section 1.08 Résultats

(a) Barre 1

(i) Vérification des soudures

$e =$	17	[mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupes de boulons	
$M_0 =$	66.90	[kG*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = N_{b1,Ed} * e$
$A_s =$	14.600	[cm ²]	Aire de la section des soudures	
$I_0 =$	370.835	[cm ⁴]	Moment d'inertie polaire des soudures	
$\sigma_N =$	27.00	[MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort axial	$\sigma_N = N_{b1,Ed} / A_s$
$\sigma_{Mx} =$	10.91	[MPa]	Contrainte composante due à l'influence du moment sur la direction x	$\sigma_{Mx} = M_0 * z / I_0$
$\sigma_{Mz} =$	10.35	[MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort du moment sur la direction z	$\sigma_{Mz} = M_0 * x / I_0$
$\sigma =$	39.29	[MPa]	Contrainte résultante	$\sigma = \sigma_{Mz} [(\sigma_N + \sigma_{Mx})^2 + \sigma_{Mz}^2]$
$\gamma_w =$	0.80		Coefficient de corrélation	[Tableau 4.1]
$f_{vw,d} =$	381.05	[MPa]		$f_{vw,d} = f_u / (\gamma_w * \sigma_w * \sigma_{M2})$
$\sigma < f_{vRd}$	39.29 < 381.05		vérifié	(0.10)

(ii) Résistance de la section

$N_{plRd} = 29934.20$ [kG] Résistance de calcul plastique de la section brute $N_{plRd} = A * f_{y1} / \gamma_{M0}$

$ N_{b1,Ed} < N_{pl,Rd}$	$ 4019.72 < 29934.20$	vérifié	(0.13)
---------------------------	------------------------	----------------	--------

(b) Attache gousset à une membrure

(i) Vérification des soudures d'angle

$e =$	196	[mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupes de boulons	
$M_0 =$	0.47	[kG*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = N_1 * \cos(\alpha_1) * e$
$A_s =$	58.560	[cm ²]	Aire de la section des soudures	
$I_0 =$	6549.546	[cm ⁴]	Moment d'inertie polaire des soudures	
$\sigma_{Nx} =$	5.38	[MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort axial	$\sigma_{Nx} = [N_1 * \cos(\alpha_1)] / A_s$
$\sigma_{Nz} =$	4.05	[MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort tranchant	$\sigma_{Nz} = [N_1 * \sin(\alpha_1)] / A_s$
$\sigma_{Mx} =$	0.28	[MPa]	Contrainte composante due à l'influence du moment sur la direction x	$\sigma_{Mx} = M_0 * x / I_0$

Chapitre 7: ETUDE DE L'ASSEMBLAGE

$e =$	196	[mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupes de boulons	
$\sigma_{Mz} =$	13.00	[MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort du moment sur la direction z	$\sigma_{Mz} = M_0 * z / I_0$
$\sigma =$	17.96	[MPa]	Contrainte résultante	$\sigma = \sigma_{Mz} [(\sigma_{Nx} + \sigma_{Mx})^2 + (\sigma_{Nz} + \sigma_{Mz})^2]$
$\gamma_w =$	0.80		Coefficient de corrélation	[Tableau 4.1]
$f_{vw,d} =$	381.05	[MPa]		$f_{vw,d} = f_u / (\gamma_w * \gamma_{M2})$
$\sigma < f_{vRd}$			17.96 < 381.05	vérifié (0.05)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0.13

Chapitre 7: ETUDE DE L'ASSEMBLAGE

	Barre 1	Barre 2	Barre 3	Barre 4		
--	---------	---------	---------	---------	--	--

(b) Soudures

Soudures des barres

Barre 1-3

$l_1 = 100$ [mm] Longueur 1 de la soudure d'angle longitudinale

$l_2 = 100$ [mm] Longueur 2 de la soudure d'angle longitudinale

$a = 2$ [mm] Epaisseur des soudures d'angle longitudinales

Barre 2

$l_1 = 100$ [mm] Longueur 1 de la soudure d'angle longitudinale

$l_2 = 100$ [mm] Longueur 2 de la soudure d'angle longitudinale

$a = 2$ [mm] Epaisseur des soudures d'angle longitudinales

Barre 4

$l_1 = 100$ [mm] Longueur 1 de la soudure d'angle longitudinale

$l_2 = 100$ [mm] Longueur 2 de la soudure d'angle longitudinale

$a = 2$ [mm] Epaisseur des soudures d'angle longitudinales

(c) Gousset

$h = 400$ [mm] Hauteur de la platine

$b = 631$ [mm] Largeur de la platine

$t = 10$ [mm] Epaisseur de la platine

Paramètres

$b_1 = 301$ [mm] Dimension

$b_2 = 330$ [mm] Dimension

$b_3 = 301$ [mm] Dimension

$b_4 = 330$ [mm] Dimension

$h_1 = 200$ [mm] Dimension

$h_2 = 200$ [mm] Dimension

$h_3 = 200$ [mm] Dimension

$h_4 = 200$ [mm] Dimension

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres

(0;2)

Chapitre 7: ETUDE DE L'ASSEMBLAGE

Matériau : ACIER E28
 $f_y = 275.00$ [MPa] Résistance

(d) Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} = 1.00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M2} = 1.25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

Section 1.11 Efforts

Cas : Calculs manuels

$N_{b1,Ed} = 1019.72$ [kG] Effort axial
 $N_{b2,Ed} = 1019.72$ [kG] Effort axial
 $N_{b3,Ed} = 1019.72$ [kG] Effort axial
 $N_{b4,Ed} = 1019.72$ [kG] Effort axial

Section 1.12 Résultats

(a) Barre 1-3

(i) Vérification des soudures

$e = 13$	[mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupes de boulons	
$M_0 = 0.00$	[kG*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = N_{b1,Ed} * e$
$A_s = 16.000$	[cm ²]	Aire de la section des soudures	
$I_0 = 319.147$	[cm ⁴]	Moment d'inertie polaire des soudures	
$\sigma_N = 0.00$	[MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort axial	$\sigma_N = N_{b1,Ed} / A_s$
$\sigma_{Mx} = 0.00$	[MPa]	Contrainte composante due à l'influence du moment sur la direction x	$\sigma_{Mx} = M_0 * z / I_0$
$\sigma_{Mz} = 0.00$	[MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort du moment sur la direction z	$\sigma_{Mz} = M_0 * x / I_0$
$\sigma = 0.00$	[MPa]	Contrainte résultante	$\sigma = \sigma [(\sigma_N + \sigma_{Mx})^2 + \sigma_{Mz}^2]$
$\gamma_w = 0.80$		Coefficient de corrélation	[Tableau 4.1]
$f_{vw,d} = 381.05$	[MPa]		$f_{vw,d} = f_u / (\sigma_3 * \sigma_w * \sigma_{M2})$
$\sigma < f_{vRd}$		$0.00 < 381.05$ vérifié	(0.00)

(ii) Résistance de la section

Chapitre 7: ETUDE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{plRd} = 19373.430$ [kG] Résistance de calcul plastique de la section brute $N_{plRd} = A * f_{y1} / \gamma_{M0}$

$ N_{b1,Ed} < N_{pl,Rd}$	$ 0.00 < 19373.43$	vérifié	(0.00)
---------------------------	---------------------	---------	--------

(b) Barre 2

(i) Vérification des soudures

$e =$	13	[mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupes de boulons		
$M_0 =$	13.38	[kG*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = N_{b2,Ed} * e$	
$A_s =$	16.000	[cm ²]	Aire de la section des soudures		
$I_0 =$	319.147	[cm ⁴]	Moment d'inertie polaire des soudures		
$\sigma_N =$	6.25	[MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort axial	$\sigma_N = N_{b2,Ed} / A_s$	
$\sigma_{Mx} =$	1.40	[MPa]	Contrainte composante due à l'influence du moment sur la direction x	$\sigma_{Mx} = M_0 * z / I_0$	
$\sigma_{Mz} =$	2.06	[MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort du moment sur la direction z	$\sigma_{Mz} = M_0 * x / I_0$	
$\sigma =$	7.92	[MPa]	Contrainte résultante	$\sigma = \sigma_{Mz} [(\sigma_N + \sigma_{Mx})^2 + \sigma_{Mz}^2]$	
$\sigma_w =$	0.80		Coefficient de corrélation	[Tableau 4.1]	
$f_{vw,d} =$	381.05	[MPa]		$f_{vw,d} = f_u / (\sigma * 3 * \sigma_w * \sigma_{M2})$	
$\sigma < f_{vRd}$			$7.92 < 381.05$	vérifié	(0.02)

(ii) Résistance de la section

$N_{plRd} = 19373.43$ [kG] Résistance de calcul plastique de la section brute $N_{plRd} = A * f_{y2} / \gamma_{M0}$

$ N_{b2,Ed} < N_{pl,Rd}$	$ 1019.72 < 19373.43$	vérifié	(0.05)
---------------------------	------------------------	---------	--------

(c) Barre 4

(i) Vérification des soudures

$e =$	13	[mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupes de boulons		
$M_0 =$	13.38	[kG*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = N_{b4,Ed} * e$	
$A_s =$	16.000	[cm ²]	Aire de la section des soudures		
$I_0 =$	319.147	[cm ⁴]	Moment d'inertie polaire des soudures		
$\sigma_N =$	6.25	[MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort axial	$\sigma_N = N_{b4,Ed} / A_s$	
$\sigma_{Mx} =$	1.40	[MPa]	Contrainte composante due à l'influence du moment sur la direction x	$\sigma_{Mx} = M_0 * z / I_0$	
$\sigma_{Mz} =$	2.06	[MPa]	Contrainte composante due à l'influence de l'effort du moment sur la direction z	$\sigma_{Mz} = M_0 * x / I_0$	
$\sigma =$	7.92	[MPa]	Contrainte résultante	$\sigma = \sigma_{Mz} [(\sigma_N + \sigma_{Mx})^2 + \sigma_{Mz}^2]$	
$\gamma_w =$	0.80		Coefficient de corrélation	[Tableau 4.1]	
$f_{vw,d} =$	381.05	[MPa]		$f_{vw,d} = f_u / (\sigma * 3 * \sigma_w * \sigma_{M2})$	

Chapitre 7: ETUDE DE L'ASSEMBLAGE

$ N_{b2,Ed} < N_{pl,Rd}$	$ 1019.72 < 19373.43$ vérifié	(0.05)
---------------------------	---	--------

(c) Barre 4

(i) Vérification des soudures

$e = 13$ [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupes de boulons

$\sigma < f_{vRd}$	$7.92 < 381.05$ vérifié (0.02)	
--------------------	---	--

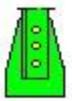
(ii) Résistance de la section

$N_{plRd} = 19373.430$ [kG] Résistance de calcul plastique de la section brute $N_{plRd} = A \cdot f_y \cdot \gamma_{M0}$

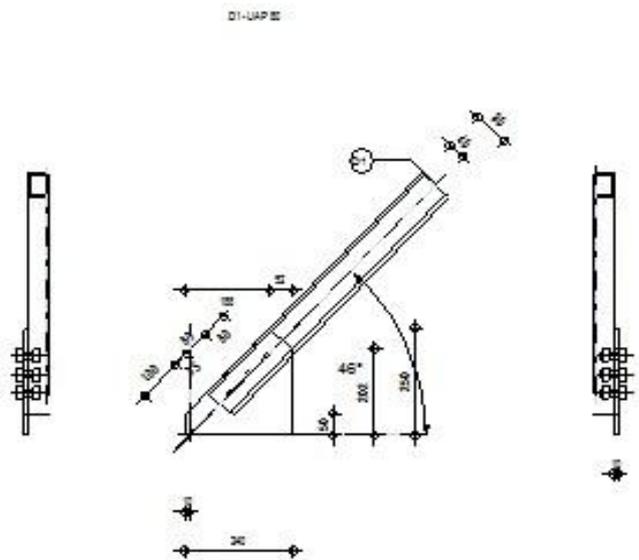
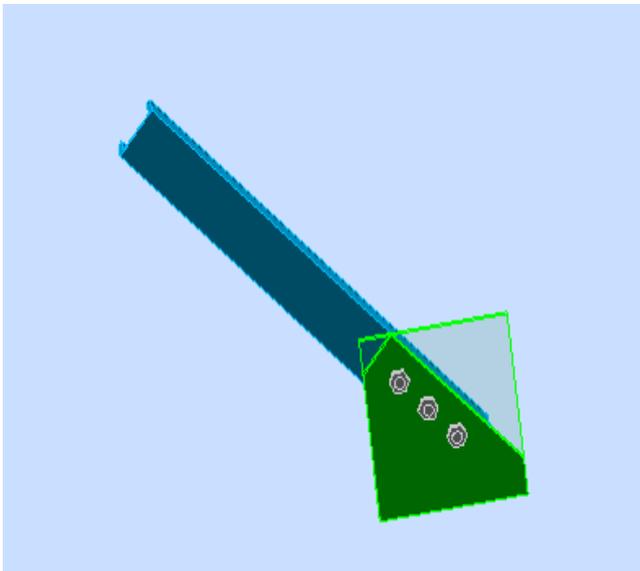
$ N_{b4,Ed} < N_{pl,Rd}$	$ 1019.72 < 19373.43$ vérifié	(0.05)
---------------------------	---	--------

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0.05

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2009 Calcul de l'assemblage au gousset EN 1993-1-8:2005	 Ratio 0.10
---	--	--

7.6 Calcul de l'assemblage des pieds des poteaux avec contreventement verticale



Section 1.13 Général

Assemblage N° :

3

Nom de l'assemblage :

Gousset - barre simple

Section 1.14 Géométrie

(a) Barres

		Barre 1				unité
Profilé :		UAP 80				
	h	80				mm
	b _f	45				mm
	t _w	5				Mm
	t _f	8				Mm
	r	8				Mm
	A	10.675				cm ²
Matériau :		ACIER				
	f _y	235.00				Mpa
	f _u	365.00				Mpa
Angle	α	47.0				Deg

(b) Boulons

Barre 1

Classe = 8.8

Classe du boulon

d = 16 [mm] Diamètre du boulon

d₀ = 18 [mm] Diamètre du trou de boulon

A_s = 1.570 [cm²] Aire de la section efficace du boulon

A_v = 2.011 [cm²] Aire de la section du boulon

f_{yb} = 550.00 [MPa] Limite de plasticité

f_{ub} = 800.00 [MPa] Résistance du boulon à la traction

n = 3 Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 60;60 [mm]

h₁ = 35 [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre

e_b = 40 [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

(c) Soudures

Chapitre 7: ETUDE DE L'ASSEMBLAGE

Soudures d'angle du gousset

$b = 5$ [mm] Bord b

(d) Gousset

$h = 250$ [mm] Hauteur de la platine

$b = 240$ [mm] Largeur de la platine

$t = 10$ [mm] Epaisseur de la platine

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (144;94)

$e_v = 0$ [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

$e_H = 10$ [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

Matériau : ACIER E28

$f_y = 275.00$ [MPa] Résistance

(e) Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} = 1.00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M2} = 1.25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

Section 1.15 Efforts

Cas : Calculs manuels

$N_{b1,Ed} = 1019.7200$ [kG] Effort axial

Section 1.16 Résultats

(a) Barre 1

(i) Résistance des boulons

$F_{v,Rd} = 7873.00$ [kG] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2.50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2.50 > 0.00$ **vérifié**

$\gamma_{bx} = 0.65$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\gamma_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\gamma_{bx} > 0.0$ $0.65 > 0.00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 3859.8$ [kG] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd1} = k_1 * \gamma_b * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

Chapitre 7: ETUDE DE L'ASSEMBLAGE

Matériau : ACIER E28
 $f_y = 275.00$ [MPa] Résistance

(e) Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} = 1.00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $k_{1z} = 2.50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
 $k_{1z} > 0.0$ $2.50 > 0.00$ **vérifié**
 $\gamma_{bz} = \frac{0.7}{4}$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\gamma_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
 $\gamma_{bz} > 0.0$ $0.74 > 0.00$ **vérifié**
 $F_{b,Rd1z} = 4411.22$ [kG] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \gamma_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = \frac{2.50}{0.0}$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_1 = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
 $k_{1x} > 0.0$ $2.50 > 0.00$ **vérifié**
 $\gamma_{bx} = \frac{0.7}{5}$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\gamma_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
 $\gamma_{bx} > 0.0$ $0.75 > 0.00$ **vérifié**
 $F_{b,Rd2x} = 6689.29$ [kG] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd2x} = k_1 * \gamma_b * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2.50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
 $k_{1z} > 0.0$ $2.50 > 0.00$ **vérifié**
 $\gamma_{bz} = 0.75$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\gamma_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
 $\gamma_{bz} > 0.0$ $0.75 > 0.00$ **vérifié**
 $F_{b,Rd2z} = 6689.29$ [kG] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \gamma_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

(ii) Vérification de l'assemblage pour les efforts agissant sur les boulons

cisaillement des boulons

$F_{NSd} = 339.91$ [kG] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial $F_{NSd} = N_{b1,Ed}/n$
 $F_{x,Ed} = 339.91$ [kG] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed} = F_{NSd}$
 $F_{z,Ed} = 0.00$ [kG] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z,Ed} = F_{MSd}$
 $F_{Rdx} = 3859.81$ [kG] Résistance résultante de calcul du boulon sur $F_{Rdx} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

Chapitre 7: ETUDE DE L'ASSEMBLAGE

$F_{NSd} = 339.91$ [kG] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial dans la direction x $F_{NSd} = N_{b1,Ed}/n$

$F_{Rdz} = 4411.22$ [kG] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z $F_{Rdz} = \min(F_{VRd}, F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$ F_{x,Ed} < F_{Rdx}$	$ 339.91 < 3859.81$	vérifié	(0.09)
$ F_{z,Ed} < F_{Rdz}$	$ 0.00 < 4411.22$	vérifié	(0.00)

(iii) Vérification de la section de la poutre affaiblie par les trous

$A_{net} = 9.775$ [cm²] Aire de la section nette $A_{net} = A - t * d_0$
 $N_{uRd} = 26194.38$ [kG] Résistance de calcul de la section nette $N_{u,Rd} = (0.9 * A_{net} * f_{u1}) / \gamma_{M2}$
 $N_{plRd} = 25580.14$ [kG] Résistance de calcul plastique de la section brute $N_{plRd} = A * f_{y1} / \gamma_{M0}$

$ N_{b1,Ed} < N_{tRd}$	$ 1019.72 < 26194.38$	vérifié	(0.04)
$ N_{b1,Ed} < N_{pl,Rd}$	$ 1019.72 < 25580.14$	vérifié	(0.04)

(iv) Vérification de la barre pour le cisaillement de bloc

$A_{nt} = 1.550$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction
 $A_{nv} = 5.500$ [cm²] Aire de la zone de la section en traction
 $V_{effRd} = 9917.00$ [kG] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sigma_3) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$

$ N_{b1,Ed} < V_{effRd}$	$ 1019.72 < 9917.00$	vérifié	(0.10)
---------------------------	-----------------------	---------	--------

(b) Attache gousset

(i) Vérification des soudures d'angle

$e = 110$ [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport Au centre de gravité du groupes de boulons

$M_0 = 41.02$ [kG*m] Moment fléchissant réel $M_0 = 0.5 * N_{b1,Ed} * \sin(\alpha) * e$

$A_s = 12.00$ [cm²] Aire de la section de la soudure $A_s = a * l$

$\sigma = 11.43$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure $\sigma = 0.5 * N_{b1,Ed} * \sin(\alpha) / A_s + M_0 / W_y$

$\sigma_N = 8.08$ [MPa] Contrainte normale perpendiculaire dans la soudure $\sigma_N = |N_{b1,Ed}| / A_s$

Chapitre 7: ETUDE DE L'ASSEMBLAGE

$\sigma_N = 0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$	$ 8.08 < 198.00$ vérifié	(0.04)
$\sigma_N = 8.08$ [MPa] Contrainte tangentielle perpendiculaire		
$\sigma_{II} = 2.84$ [MPa] Contrainte tangentielle parallèle	$\sigma_{II} = 0.5 \cdot N_{b1,Ed} \cdot \cos(\alpha) / A_s$	
$\gamma_w = 0.80$ Coefficient de corrélation	[Tableau 4.1]	
$\sigma_{II} [\sigma_N^2 + 3 \cdot (\sigma_{II}^2 + \sigma_N^2)] \cdot f_u / (\gamma_w \cdot \gamma_{M2})$	$16.89 < 275.00$ vérifié	(0.04)
Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme		Ratio 0.10



CALCUL DES FONDATIONS

Chapitre 8: CALCUL DES FONDATIONS

8.1- Introduction

Une fondation est destinée à transmettre au sol dans les conditions les plus favorables, les charges provenant de la superstructure.

Les problèmes les plus fréquents de la géotechnique sont les problèmes de fondations.

Il existe deux types de fondations: on appelle "Fondations superficielles" les fondations reposant à la surface du massif de sol ou à faible profondeur, tandis que les "Fondations profondes" reportent en profondeur les charges d'art.

- Fondation superficielles (semelles filantes ou isolées): $D/B < 1.5$

- Fondation profonds: $D/B \geq 10$

Avec :

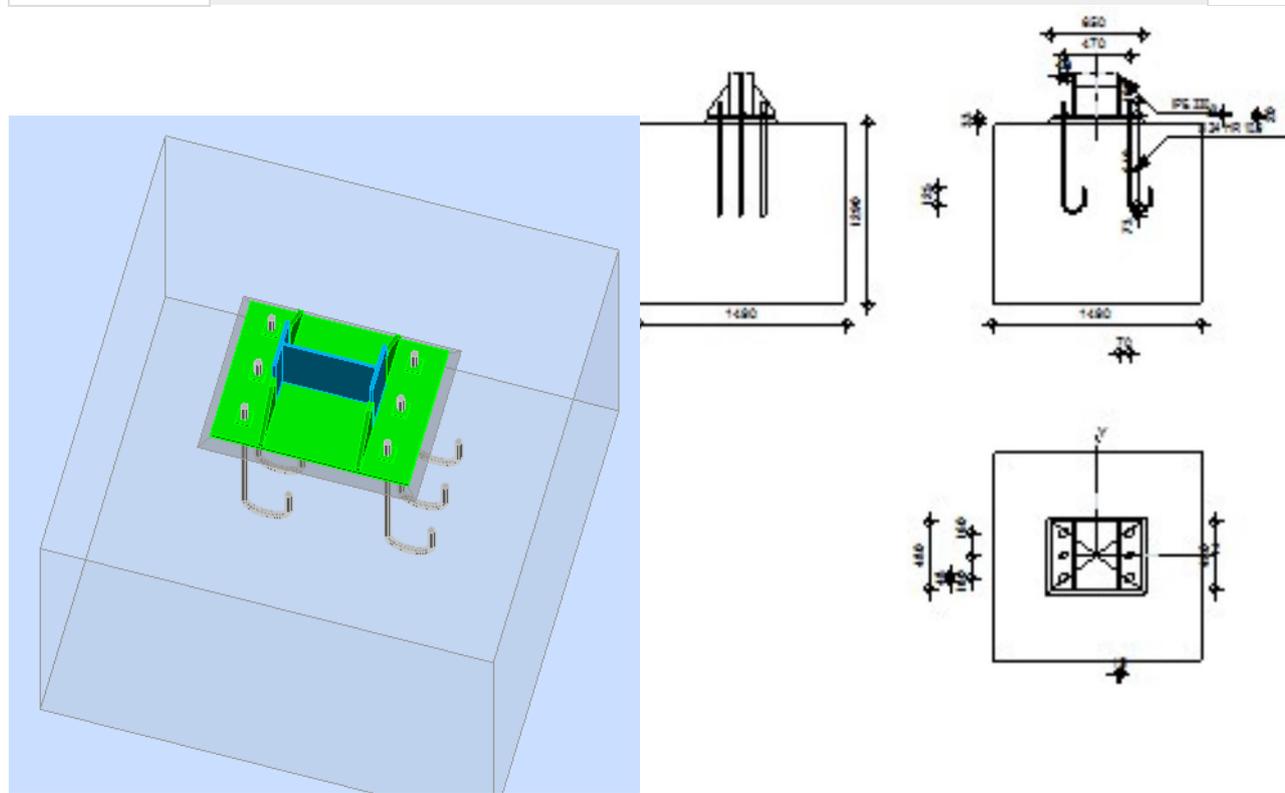
D: l'encastrement dans le sol de fondation.

B: largeur de la semelle B (ou le petite coté B).

Les exigences relatives aux fondations des bâtiments et ouvrages sont de " même nature que pour tous les types d'ouvrages de la géotechnique conditions de stabilité et de déformations acceptables sous certains systèmes de charges imposés, que ce soit pour calculer des tassements ou pour évaluer la stabilité, la première opération concernant les fondations consiste à définir par des essais, sondages ou tout autre moyen, la géométrie et les caractéristiques physiques et mécaniques, des couches de sols et de roches sur le site, ensuite, des abaques, formules ou programmes de calcul permettent de faire les calculs de déformations ou de stabilité nécessaires à la justification de l'ouvrage, les schémas de calcul sont inspirés des observations faites sur les ouvrages, l'instabilité peut prendre la forme d'une glissement, d'un poinçonnement (tassement excessif) ou d'une rotation et les déplacements peuvent prendre des formes semblables.

8.2 Calcul semelle du poteau :

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2009 Calcul du Pied de Poteau encastré Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005 + CEB Design Guide: Design of fastenings on concrete	 Ratio 0.94
---	---	---



Article II. Général

Assemblage N° : 1
 Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré
 Noeud de la structure : 3
 Barres de la structure : 2

Article III. Géométrie

Article IV. Poteau

Profilé :		IPE 330
Barre N° :		2
$L_c =$	9.00 [m]	Longueur du poteau
$\alpha =$	0.0 [Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	330 [mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_c =$	160 [mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	8 [mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	12 [mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	18 [mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	62.606 [cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	11766.900 [cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau

Chapitre 8: CALCUL DES FONDATIONS

$L_c =$	9.00	[m]	Longueur du poteau
Matériau :	ACIER		
$f_{yc} =$	235.00	[MPa]	Résistance
$f_{uc} =$	365.00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

Article V. Platine de prescellement

$l_p =$	650	[mm]	Longueur
$b_p =$	480	[mm]	Largeur
$t_p =$	20	[mm]	Epaisseur
Matériau :	ACIER E28		
$f_{yp} =$	275.00	[MPa]	Résistance
$f_{up} =$	405.00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

Article VI. Ancrage

Classe =	HR 10.9		Classe de tiges d'ancrage
$f_{yb} =$	900.00	[MPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon
$f_{ub} =$	1200.00	[MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction
$d =$	24	[mm]	Diamètre du boulon
$A_b =$	3.530	[cm ²]	Aire de section efficace du boulon
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	3		Nombre de rangées des boulons
$a_h =$	470	[mm]	Ecartement
$a_v =$	160	[mm]	Entraxe

Dimensions des tiges d'ancrage

$l_1 =$	100	[mm]
$l_2 =$	640	[mm]
$l_3 =$	145	[mm]
$l_4 =$	125	[mm]

Plaquette

$l =$	48	[mm]	Longueur
$w =$	48	[mm]	Largeur
$t =$	15	[mm]	Epaisseur

Article VII. Raidisseur

$b_s =$	480	[mm]	Largeur
$h_s =$	200	[mm]	Hauteur
$t_s =$	15	[mm]	Epaisseur
$d_1 =$	30	[mm]	Grugeage
$d_2 =$	30	[mm]	Grugeage

Article VIII. Coefficients de matériau

Chapitre 8: CALCUL DES FONDATIONS

$\gamma_{M0} = 1.00$	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_{M2} = 1.25$	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_C = 1.50$	Coefficient de sécurité partiel

Article IX. Semelle isolée

$a = 1490$ [mm]	Longueur de la semelle
$b = 1490$ [mm]	Largeur de la semelle
$h = 1290$ [mm]	Hauteur de la semelle

Béton

Classe	BETON25
$f_{ck} = 25.00$ [MPa]	Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g = 33$ [mm]	Épaisseur du mortier de calage
$f_{ck,g} = 12.00$ [MPa]	Résistance caractéristique à la compression
$C_{f,d} = 0.30$	Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

Article X. Soudures

$a_p = 10$ [mm]	Plaque principale du pied de poteau
$a_{pl} = 10$ [mm]	Plaquette
$a_r = 10$ [mm]	Raidisseurs

Article XI. Efforts

Cas : Calculs manuels

$N_{j,Ed} = 2269.58$ [kG]	Effort axial
$V_{j,Ed,y} = 7.79$ [kG]	Effort tranchant
$V_{j,Ed,z} = 3125.76$ [kG]	Effort tranchant
$M_{j,Ed,y} = -9991.13$ [kG*m]	Moment fléchissant
$M_{j,Ed,z} = 18.35$ [kG*m]	Moment fléchissant

Article XII. Résultats

Article XIII. Zone comprimée

COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} = 16.67$ [MPa]	Résistance de calcul à la compression	EN	1992-
		1:[3.1.6.(1)]	
$f_j = 29.14$ [MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise	[6.2.5.(7)]	
$c = t_p * (f_{yp} / (3 * f_j * \gamma_{M0}))$			

Chapitre 8: CALCUL DES FONDATIONS

$c = 35$	[mm]	Largeur de l'appui additionnelle	[6.2.5.(4)]
$b_{\text{eff}} = 82$	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{\text{eff}} = 231$	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$A_{c0} = 190.411$	[cm ²]	Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation EN 1992-1:	[6.7.(3)]
$A_{c1} = 1713.700$	[cm ²]	Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:	[6.7.(3)]
$F_{\text{rd},i} = A_{c0} * f_{\text{cd}} * f_j * (A_{c1}/A_{c0}) * 3 * A_{c0} * f_{\text{cd}}$			
$A_{c1} = 1713.700$	[cm ²]	Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:	[6.7.(3)]
$\gamma_j = 0.67$		Coefficient réducteur pour la compression	[6.2.5.(7)]
$f_{\text{jd}} = \gamma_j * F_{\text{rd},i} / (b_{\text{eff}} * l_{\text{eff}})$			
$f_{\text{jd}} = 33.33$	[MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint	[6.2.5.(7)]

$A_{c,y} = 406.949$	[cm ²]	Aire de flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$A_{c,z} = 406.949$	[cm ²]	Aire de flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{\text{jd}}$			
$F_{c,Rd,y} = 138324.18$	[kG]	Résistance du béton à la flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,z} = 138324.18$	[kG]	Résistance du béton à la flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$CL = 1.00$		Classe de la section	EN 1993-1-1:[5.5.2]
$W_{\text{pl},y} = 804.399$	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,y} = 19276.08$	[kG*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:	[6.2.5]
$h_{f,y} = 319$	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$			
$F_{c,fc,Rd,y} = 60521.44$	[kG]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
$W_{\text{pl},z} = 153.683$	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,z} = 3682.76$	[kG*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:	[6.2.5]
$h_{f,z} = 121$	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$			
$F_{c,fc,Rd,z} = 30410.65$	[kG]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$			
$F_{C,Rd,y} = 60521.44$	[kG]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]
$F_{C,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$			
$F_{C,Rd,z} = 30410.65$	[kG]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]

Article XIV. Zone tendue

RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

Chapitre 8: CALCUL DES FONDATIONS

$A_b = 3.530$ [cm²] Aire de section efficace du boulon [Tableau 3.4]

$f_{ub} = 1200.00$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction [Tableau 3.4]

Beta = 0.85 Coefficient de réduction de la résistance du boulon [3.6.1.(3)]

$$F_{t,Rd,s1} = \text{beta} * 0.9 * f_{ub} * A_b / \gamma_{M2}$$

$F_{t,Rd,s1} = 26435.45$ [kG] Résistance du boulon à la rupture [Tableau 3.4]

$\gamma_{Ms} = 1.20$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.2]

$f_{yb} = 900.00$ [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon CEB [9.2.2]

$$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} * A_b / \gamma_{Ms}$$

$F_{t,Rd,s2} = 26996.99$ [kG] Résistance du boulon à la rupture CEB [9.2.2]

$$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$$

$F_{t,Rd,s} = 26435.45$ [kG] Résistance du boulon à la rupture

ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

$f_{ck} = 25.00$ [MPa] Résistance caractéristique du béton à la compression EN 1992-1:[3.1.2]

$$f_{ctd} = 0.7 * 0.3 * f_{ck}^{2/3} / f_c$$

$f_{ctd} = 1.20$ [MPa] Résistance de calcul à la traction EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

$\gamma_1 = 1.00$ Coef. dépendant des conditions du bétonnage et de l'adhérence EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

$\gamma_{1=2} = 1.00$ Coef. dépendant du diamètre du boulon d'ancrage EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

$$f_{bd} = 2.25 * \gamma_1 * \gamma_2 * f_{ctd}$$

$f_{bd} = 2.69$ [MPa] Adhérence de calcul admissible EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

$h_{ef} = 640$ [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

$$F_{t,Rd,p} = \gamma * d * h_{ef} * f_{bd}$$

$F_{t,Rd,p} = 13252.29$ [kG] Résistance de calc. pour le soulèvement EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

$h_{ef} = 390$ [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage CEB [9.2.4]

$$N_{Rk,c}^0 = 7.5 [N^{0.5}/mm^{0.5}] * f_{ck} * h_{ef}^{1.5}$$

$N_{Rk,c}^0 = 29451.51$ [kG] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.2.4]

$s_{cr,N} = 1170$ [mm] Largeur critique du cône de béton CEB [9.2.4]

$c_{cr,N} = 585$ [mm] Distance critique du bord de la fondation CEB [9.2.4]

$A_{c,N0} = 24436.000$ [cm²] Aire de surface maximale du cône CEB [9.2.4]

$A_{c,N} = 22201.000$ [cm²] Aire de surface réelle du cône CEB [9.2.4]

$$\gamma_{A,N} = A_{c,N} / A_{c,N0}$$

$\gamma_{A,N} = 0.91$ Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.2.4]

$c = 510$ [mm] Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité CEB [9.2.4]

Chapitre 8: CALCUL DES FONDATIONS

$$\gamma_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c / c_{cr,N} < 1.0$$

$$\gamma_{s,N} = 0.96 \text{ Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$\gamma_{ec,N} = 1.00 \text{ Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$\gamma_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[\text{mm}]/200 < 1.0$$

$$\gamma_{re,N} = 1.00 \text{ Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$\gamma_{ucr,N} = 1.00 \text{ Coef. dépendant du degré de fissuration du béton} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$\gamma_{Mc} = 2.16 \text{ Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \gamma_{A,N} \cdot \gamma_{s,N} \cdot \gamma_{ec,N} \cdot \gamma_{re,N} \cdot \gamma_{ucr,N} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{t,Rd,c} = 11911.40 \text{ [kG]} \text{ Résistance de calcul du boulon d'ancrage à l'arrachement du cône de béton} \quad \text{à EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

FENDAGE DU BETON

$$h_{ef} = 640 \text{ [mm]} \text{ Longueur efficace du boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 7.5 [N^{0.5}/\text{mm}^{0.5}] \cdot f_{ck} \cdot h_{ef}^{1.5}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 61912.82 \text{ [kG]} \text{ Résistance de calc. pour le soulèvement} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$s_{cr,N} = 1280 \text{ [mm]} \text{ Largeur critique du cône de béton} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$c_{cr,N} = 640 \text{ [mm]} \text{ Distance critique du bord de la fondation} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$A_{c,N0} = 28000.000 [\text{cm}^2] \text{ Aire de surface maximale du cône} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$A_{c,N} = 22201.000 [\text{cm}^2] \text{ Aire de surface réelle du cône} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$\gamma_{A,N} = A_{c,N} / A_{c,N0}$$

$$\gamma_{A,N} = 0.79 \text{ Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$c = 510 \text{ [mm]} \text{ Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$\gamma_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c / c_{cr,N} * 1.0$$

$$\gamma_{s,N} = \frac{0.9}{4} \text{ Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$\gamma_{ec,N} = 1.0 \text{ Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$\gamma_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[\text{mm}]/200 < 1.0$$

$$\gamma_{re,N} = 1.00 \text{ Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$\gamma_{ucr,N} = 1.00 \text{ Coef. dépendant du degré de fissuration du béton} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$\gamma_{h,N} = (h / (2 \cdot h_{ef}))^{2/3} * 1.2$$

$$\gamma_{h,N} = 1.01 \text{ Coef. dépendant de la hauteur de la fondation} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$\gamma_{M,sp} = 2.16 \text{ Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c}^0 \cdot \gamma_{A,N} \cdot \gamma_{s,N} \cdot \gamma_{ec,N} \cdot \gamma_{re,N} \cdot \gamma_{ucr,N} \cdot \gamma_{h,N} / \gamma_{M,sp}$$

$$F_{t,Rd,sp} = 21453.05 \text{ [kG]} \text{ Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du béton} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$$

$$F_{t,Rd} = 11911.40 \text{ [kG]} \text{ Résistance du boulon d'ancrage à traction}$$

Chapitre 8: CALCUL DES FONDATIONS

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$l_{eff,1} =$	240	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} =$	240	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	62	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} =$	673.01	[kG*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} =$	673.01	[kG*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} =$	43420.17	[kG]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} =$	29501.26	[kG]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} =$	35734.20	[kG]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,y} =$	$\min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$			
$F_{t,pl,Rd,y} =$	29501.26	[kG]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$l_{eff,1} =$	260	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} =$	260	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	62	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} =$	729.80	[kG*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} =$	729.80	[kG*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} =$	47083.75	[kG]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} =$	23697.95	[kG]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} =$	23822.80	[kG]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,z} =$	$\min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$			
$F_{t,pl,Rd,z} =$	23697.95	[kG]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]

RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$N_{j,Rd} =$	59002.52	[kG]	Résistance de la semelle à la traction axiale	[6.2.8.3]
$F_{T,Rd,y} =$	$F_{t,pl,Rd,y}$			
$F_{T,Rd,y} =$	29501.26	[kG]	Résistance de la semelle dans la zone tendue	[6.2.8.3]
$F_{T,Rd,z} =$	$F_{t,pl,Rd,z}$			
$F_{T,Rd,z} =$	23697.95	[kG]	Résistance de la semelle dans la zone tendue	[6.2.8.3]

Article XV. Contrôle de la résistance de l'assemblage

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} < 1,0$ (6.24)	0.04 < 1.00	vérifié (0.04)
------------------------------------	-------------	----------------

$e_y =$	4402	[mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]
$z_{c,y} =$	159	[mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$	[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,y} =$	235	[mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} =$	11224.81	[kG*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion	[6.2.8.3]

Chapitre 8: CALCUL DES FONDATIONS

$$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} < 1,0 \quad (6.23) \qquad 0.89 < 1.00 \qquad \text{vérifié} \quad (0.89)$$

$$e_z = 8 \quad [\text{mm}] \quad \text{Excentricité de l'effort axial} \quad [6.2.8.3]$$

$$z_{c,z} = 61 \quad [\text{mm}] \quad \text{Bras de levier } F_{C,Rd,z} \quad [6.2.8.1.(2)]$$

$$z_{t,z} = 160 \quad [\text{mm}] \quad \text{Bras de levier } F_{T,Rd,z} \quad [6.2.8.1.(3)]$$

$$M_{j,Rd,z} = 364.77 \quad [\text{kG}\cdot\text{m}] \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2.8.3]$$

$$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} < 1,0 \qquad 0.05 < 1.00 \qquad \text{vérifié} \quad (0.05)$$

$$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} < 1,0 \quad 0.94 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.94)$$

Article XVI. Cisaillement

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$$\gamma_{d,y} = 1.03 \quad \text{Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\gamma_{b,y} = 1.00 \quad \text{Coef. pour les calculs de la résistance } F_{1,vb,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$k_{1,y} = 2.50 \quad \text{Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot \gamma_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$$F_{1,vb,Rd} = 39646.57 \quad [\text{kG}] \quad \text{Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise} \quad [6.2.2.(7)]$$

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$$\gamma_{d,z} = 1.15 \quad \text{Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\gamma_{b,z} = 1.00 \quad \text{Coef. pour les calculs de la résistance } F_{1,vb,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$k_{1,z} = 2.50 \quad \text{Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \gamma_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$$F_{1,vb,Rd,z} = 39646.57 \quad [\text{kG}] \quad \text{Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise} \quad [6.2.2.(7)]$$

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$$\gamma_b = 0.25 \quad \text{Coef. pour les calculs de la résistance } F_{2,vb,Rd} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$A_{bv} = 4.524 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de section efficace du boulon} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$f_{ub} = 1200.00 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Résistance du matériau du boulon à la traction} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$\gamma_{M2} = 1.25 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$F_{2,vb,Rd} = \gamma_b \cdot f_{ub} \cdot A_{bv} / \gamma_{M2}$$

$$F_{2,vb,Rd} = 10982.84 \quad [\text{kG}] \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement - sans effet de levier} \quad [6.2.2.(7)]$$

Chapitre 8: CALCUL DES FONDATIONS

$\gamma_M = 2.00$	Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation	CEB [9.3.2.2]
$M_{Rk,s} = 119.51$ [kG*m]	Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion	CEB [9.3.2.2]
$l_{sm} = 53$ [mm]	Longueur du bras de levier	CEB [9.3.2.2]
$\gamma_{Ms} = 1.20$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.2]
$F_{v,Rd,sm} = \gamma_M * M_{Rk,s} / (l_{sm} * \gamma_{Ms})$		
$F_{v,Rd,sm} = 3794.07$ [kG]	Résistance du boulon au cisaillement - avec l'effet de levier	CEB [9.3.1]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} = 25728.63$ [kG]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.4]
$k_3 = 2.00$	Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage	CEB [9.3.3]
$\gamma_{Mc} = 2.16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,cp} = k_3 * N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,cp} = 23822.80$ [kG]	Résistance du béton à l'effet de levier	CEB [9.3.1]

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y}^0 = 134238.39$ [kG]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\gamma_{A,V,y} = 0.58$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\gamma_{h,V,y} = 1.00$	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\gamma_{s,V,y} = 0.87$	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\gamma_{ec,V,y} = 1.00$	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$\gamma_{\alpha,V,y} = 1.00$	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\gamma_{ucr,V,y} = 1.00$	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc} = 2.16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 * \gamma_{A,V,y} * \gamma_{h,V,y} * \gamma_{s,V,y} * \gamma_{ec,V,y} * \gamma_{\alpha,V,y} * \gamma_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,c,y} = 31581.72$ [kG]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z}^0 = 109269.31$ [kG]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\gamma_{A,V,z} = 0.76$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\gamma_{h,V,z} = 1.00$	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\gamma_{s,V,z} = 0.93$	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]

Chapitre 8: CALCUL DES FONDATIONS

$V_{Rk,c,z}^0 = 109269.31$ [kG]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\gamma_{ec,V,z} = 1.00$	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$\gamma_{\alpha,V,z} = 1.00$	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\gamma_{ucr,V,z} = 1.00$	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc} = 2.16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{V,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 * \gamma_{A,V,z} * \gamma_{h,V,z} * \gamma_{s,V,z} * \gamma_{ec,V,z} * \gamma_{\alpha,V,z} * \gamma_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$		
$F_{V,Rd,c,z} = 35953.99$ [kG]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$C_{f,d} = 0.30$	Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton	[6.2.2.(6)]
$N_{c,Ed} = 0.00$ [kG]	Effort de compression	[6.2.2.(6)]
$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$		
$F_{f,Rd} = 0.00$ [kG]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$		
$V_{j,Rd,y} = 22764.44$ [kG]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} < 1,0$	$0.00 < 1.00$	vérifié (0.00)

$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$		
$V_{j,Rd,z} = 22764.44$ [kG]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} < 1,0$	$0.14 < 1.00$	vérifié (0.14)

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} < 1,0$	$0.14 < 1.00$	vérifié (0.14)
---	---------------	----------------

Article XVII. Contrôle des raidisseurs

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$M_1 = 648.52$ [kG*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$Q_1 = 8106.47$ [kG]	Effort tranchant du raidisseur	
$z_s = 45$ [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
$I_s = 3505.351$ [cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur	
$\sigma_d = 4.49$ [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1: [6.2.1.(5)]

Chapitre 8: CALCUL DES FONDATIONS

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$M_1 = 648.52$ [kG*m] Moment fléchissant du raidisseur

$\sigma_g = 31.80$	[MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1:[6.2.1.(5)]	1993-1-
$\sigma_{II} = 26.50$	[MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1:[6.2.1.(5)]	1993-1-
$\sigma_z = 46.12$	[MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1:[6.2.1.(5)]	1993-1-
$\max(\sigma_g, \sigma / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) < 1.0$ (6.1) $0.17 < 1.00$ vérifié (0.17)				

Article XVIII. Soudures entre le poteau et la plaque d'assise

$\sigma_N = 23.60$	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{I=}$	23.60 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{yII} = 0.00$	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{zII} = 4.99$	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\gamma_W = 0.85$		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\sigma_I / (f_u / M_2) < 1.0$ (4.1)		$0.08 < 1.00$	vérifié (0.08)
$\sigma_I (\sigma_N^2 + 3.0 (\sigma_{yII}^2 + \sigma_{zII}^2)) / (f_u / (\gamma_W * \gamma_{M2})) < 1.0$ (4.1)		$0.14 < 1.00$	vérifié (0.14)
$\sigma_I (\sigma_N^2 + 3.0 (\sigma_{zII}^2 + \sigma_{yII}^2)) / (f_u / (\gamma_W * \gamma_{M2})) < 1.0$ (4.1)		$0.13 < 1.00$	vérifié (0.13)

Article XIX. Soudures verticales des raidisseurs

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_N = 33.73$	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\sigma_I = 33.73$	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{II} = 19.87$	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z = 75.73$	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\gamma_W = 0.85$		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_t, \sigma_{II} * \sigma_3, \sigma_z) / (f_u / (\gamma_W * \gamma_{M2})) < 1.0$ (4.1)		$0.22 < 1.00$	vérifié (0.22)

Article XX. Soudures horizontales des raidisseurs

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_N = 17.57$	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\sigma_I = 17.57$	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{II} = 30.60$	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z = 63.58$	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\gamma_W = 0.85$		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_N, \sigma_{II} * \sigma_3, \sigma_z) / (f_u / (\gamma_W * \gamma_{M2})) < 1.0$ (4.1)		$0.17 < 1.00$	vérifié (0.17)

Article XXI. Rigidité de l'assemblage

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

Chapitre 8: CALCUL DES FONDATIONS

$b_{eff} = 82$ [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]

$l_{eff} = 231$ [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]

$k_{13,y} = E_c * I_{0,y} * (b_{eff} * l_{eff}) / (1.275 * E)$

$k_{13,y} = 16$ [mm] Coef. de rigidité du béton comprimé [Tableau 6.11]

$l_{eff} = 240$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 [6.2.6.5]

$m = 62$ [mm] Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5]

$k_{15,y} = 0.850 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$

$k_{15,y} = 7$ [mm] Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction [Tableau 6.11]

$L_b = 272$ [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage [Tableau 6.11]

$k_{16,y} = 1.6 * A_b / L_b$

$k_{16,y} = 2$ [mm] Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction [Tableau 6.11]

$l_{0,y} = 0.70$ Elancement du poteau [5.2.2.5.(2)]

$S_{j,ini,y} = 8790219.15$ [kG*m] Rigidité en rotation initiale [Tableau 6.12]

$S_{j,rig,y} = 8399229.09$ [kG*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,ini,y} > S_{j,rig,y}$ RIGIDE [5.2.2.5.(2)]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$k_{13,z} = E_c * I_{0,y} * (A_{c,z}) / (1.275 * E)$

$k_{13,z} = 24$ [mm] Coef. de rigidité du béton comprimé [Tableau 6.11]

$l_{eff} = 260$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 [6.2.6.5]

$m = 62$ [mm] Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5]

$k_{15,z} = 0.850 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$

$k_{15,z} = 7$ [mm] Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction [Tableau 6.11]

$L_b = 272$ [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage [Tableau 6.11]

$k_{16,z} = 1.6 * A_b / L_b$

$k_{16,z} = 2$ [mm] Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction [Tableau 6.11]

$l_{0,z} = 2.70$ Elancement du poteau [5.2.2.5.(2)]

$S_{j,ini,z} = 10417928.84$ [kG*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]

$S_{j,rig,z} = 562577.54$ [kG*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

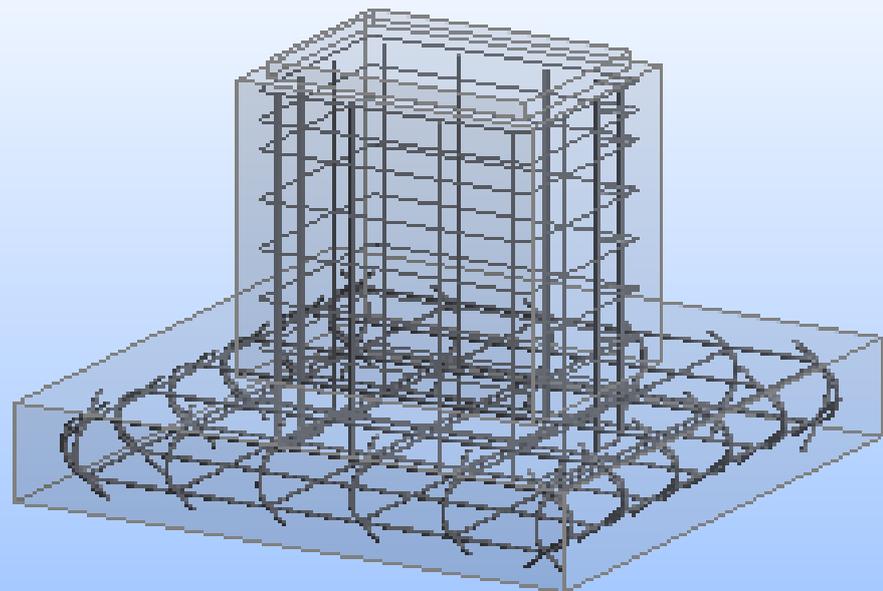
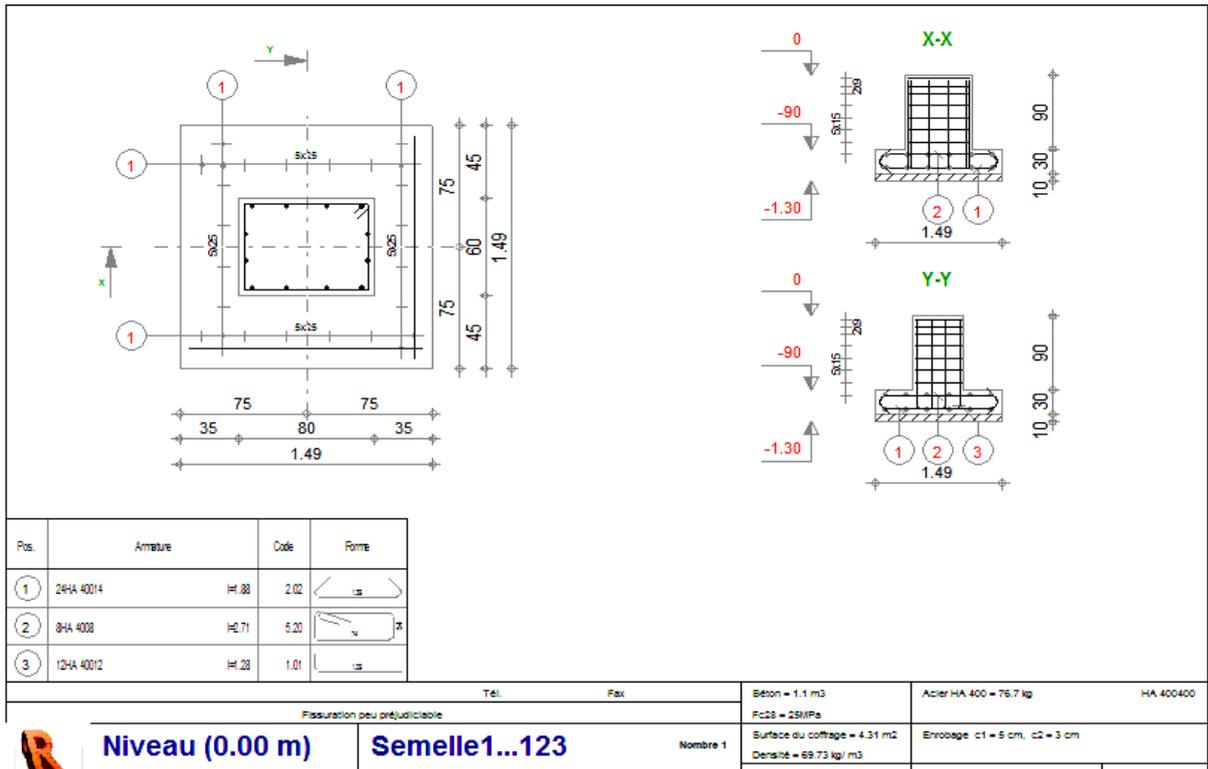
$S_{j,ini,z} > S_{j,rig,z}$ RIGIDE [5.2.2.5.(2)]

Article XXII. Composant le plus faible :

PLAQUE D'ASSISE A LA FLEXION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0.94

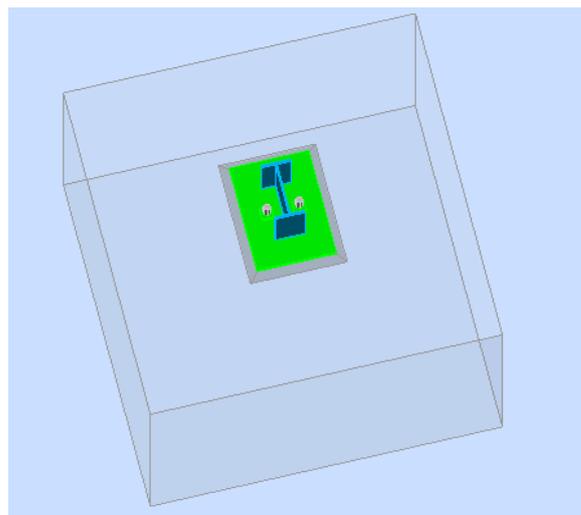
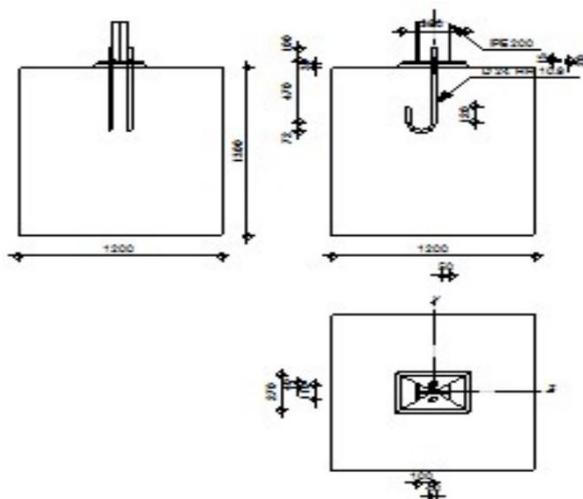
Chapitre 8: CALCUL DES FONDATIONS



8.3 Calcul semelle du potelet :

	Autodesk Calcul Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005 + CEB Design Guide: Design of fastenings on concrete	Robot du 	Structural Pied 	Analysis de 	Professional Poteau 	2009 articulé 	 Ratio 0.32
---	--	------------------------	-------------------------------	---------------------------	-----------------------------------	-----------------------------	---

Article XXIII. Général



Assemblage N° : 2

Nom de l'assemblage : Pied de poteau articulé

Article XXIV. Géométrie

Article XXV. Poteau

Profilé : IPE 200

$L_c =$	5.00	[m]	Longueur du poteau
$\alpha =$	0.0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	200	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_c =$	100	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	6	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	9	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	12	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	28.484	[cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	1943.170	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau : ACIER

$f_{yc} =$	235.00	[MPa]	Résistance
$f_{uc} =$	365.00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

Article XXVI. Platine de prescellement

$l_p =$	380	[mm]	Longueur
$b_p =$	270	[mm]	Largeur

Chapitre 8: CALCUL DES FONDATIONS

Article XXVI. Platine de prescellement

$l_p =$	380	[mm]	Longueur
$t_p =$	20	[mm]	Epaisseur
Matériau :	ACIER E28		
$f_{yp} =$	275.00	[MPa]	Résistance
$f_{up} =$	405.00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

Article XXVII. Ancrage

Classe =	HR 10.9		Classe de tiges d'ancrage
$f_{yb} =$	900.00	[MPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon
$f_{ub} =$	1200.00	[MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction
$d =$	24	[mm]	Diamètre du boulon
$A_b =$	3.530	[cm ²]	Aire de section efficace du boulon
$n =$	2		Nombre de rangées des boulons
$a_v =$	110	[mm]	Entraxe

Dimensions des tiges d'ancrage

$l_1 =$	100	[mm]
$l_2 =$	470	[mm]
$l_3 =$	144	[mm]
$l_4 =$	120	[mm]

Plaquette

$l =$	40	[mm]	Longueur
$w =$	40	[mm]	Largeur
$t =$	15	[mm]	Epaisseur

Article XXVIII. Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} =$	1.00		Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_{M2} =$	1.25		Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_C =$	1.50		Coefficient de sécurité partiel

Article XXIX. Semelle isolée

$a =$	1200	[mm]	Longueur de la semelle
$b =$	1200	[mm]	Largeur de la semelle
$h =$	1300	[mm]	Hauteur de la semelle

Béton

Classe	BETON25		
$f_{ck} =$	25.00	[MPa]	Résistance caractéristique à la compression

Chapitre 8: CALCUL DES FONDATIONS

Mortier de calage

$t_g = 30$	[mm]	Epaisseur du mortier de calage
$f_{ck,g} = 12.00$	[MPa]	Résistance caractéristique à la compression
$C_{f,d} = 0.30$		Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

Article XXX. Soudures

$a_p = 8$	[mm]	Plaque principale du pied de poteau
$a_{pl} = 8$	[mm]	Plaquette

Article XXXI. Efforts

Cas : Calculs manuels

$N_{j,Ed} = -1659.72$	[kG]	Effort axial
$V_{j,Ed,y} = 2119.72$	[kG]	Effort tranchant
$V_{j,Ed,z} = 2019.72$	[kG]	Effort tranchant

Article XXXII. Résultats

Article XXXIII. Zone comprimée

COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} = 16.670$	[MPa]	Résistance de calcul à la compression	EN	1992-
$= 0$]		1:	[3.1.6.(1)]
$f_j = 33.33$	[MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise		[6.2.5.(7)]
$c = t_p * (f_{yp} / (3 * f_j * \gamma_{M0}))$				
$c = 33$	[mm]	Largeur de l'appui additionnelle		[6.2.5.(4)]
$b_{eff} = 75$	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T		[6.2.5.(3)]
$l_{eff} = 166$	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T		[6.2.5.(3)]
$A_{c0} = 124.471$	[cm ²]	Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation	EN 1992-1:	[6.7.(3)]
$A_{c1} = 1120.237$	[cm ²]	Aire de calcul maximale de la répartition de la charge	EN 1992-1:	[6.7.(3)]
$F_{rd,u} = A_{c0} * f_{cd} * f_j (A_{c1} / A_{c0}) * 3 * A_{c0} * f_{cd}$				
$A_{c1} = 1120.237$	[cm ²]	Aire de calcul maximale de la répartition de la charge	EN 1992-1:	[6.7.(3)]
$\gamma_j = 0.67$		Coefficient réducteur pour la compression		[6.2.5.(7)]
$f_{jd} = f_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$				
$f_{jd} = 33.33$	[MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint		[6.2.5.(7)]
$A_{c,n} = 332.863$	[cm ²]	Aire de compression efficace		[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$				
$F_{c,Rd,n} = 113142.06$	[kG]	Résistance du béton à la compression		[6.2.8.2.(1)]

Chapitre 8: CALCUL DES FONDATIONS

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$$

$$N_{j,Rd} = 113142.06 \text{ [kG]} \quad \text{Résistance de la semelle à la compression axiale [6.2.8.2.(1)]}$$

Article XXXIV. Contrôle de la résistance de l'assemblage

$$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} < 1,0 \quad (6.24) \quad 0.01 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.01)$$

Article XXXV. Cisaillement

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$$\gamma_{d,y} = 1.03 \quad \text{Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\gamma_{b,y} = 1.00 \quad \text{Coef. pour les calculs de la résistance } F_{1,vb,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$k_{1,y} = 2.50 \quad \text{Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} * \gamma_{b,y} * f_{up} * d * t_p / \gamma_{M2}$$

$$F_{1,vb,Rd,y} = 39646.57 \text{ [kG]} \quad \text{Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]}$$

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$$\gamma_{d,z} = 2.44 \quad \text{Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\gamma_{b,z} = 1.00 \quad \text{Coef. pour les calculs de la résistance } F_{1,vb,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$k_{1,z} = 2.50 \quad \text{Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} * \gamma_{b,z} * f_{up} * d * t_p / \gamma_{M2}$$

$$F_{1,vb,Rd,z} = 39646.57 \text{ [kG]} \quad \text{Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise} \quad [6.2.2.(7)]$$

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$$\gamma_b = 0.25 \quad \text{Coef. pour les calculs de la résistance } F_{2,vb,Rd} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$A_{bv} = 4.524 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de section efficace du boulon} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$f_{ub} = 1200.00 \text{ [MPa]} \quad \text{Résistance du matériau du boulon à la traction} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$\gamma_{M2} = 1.25 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$F_{2,vb,Rd} = \gamma_b * f_{ub} * A_{bv} / \gamma_{M2}$$

$$F_{2,vb,Rd} = 10982.84 \text{ [kG]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement - sans effet de levier} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$\gamma_M = 2.00 \quad \text{Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation CEB} \quad [9.3.2.2]$$

$$M_{Rk,s} = 186.83 \text{ [kG*m]} \quad \text{Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion} \quad \text{CEB} \quad [9.3.2.2]$$

$$l_{sm} = 50 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur du bras de levier} \quad \text{CEB} \quad [9.3.2.2]$$

$$\gamma_{Ms} = 1.20 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB} \quad [3.2.3.2]$$

$$F_{v,Rd,sm} = \gamma_M * M_{Rk,s} / (l_{sm} * \gamma_{Ms})$$

Chapitre 8: CALCUL DES FONDATIONS

$F_{v,Rd,sm} = 6290.57$ [kG] Résistance du boulon au cisaillement - avec l'effet de levier CEB [9.3.1]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} = 27252.11$ [kG] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.4]

$k_3 = 2.00$ Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage CEB [9.3.3]

$\gamma_{Mc} = 2.16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$F_{v,Rd,cp} = k_3 * N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$

$F_{v,Rd,cp} = 25233.44$ [kG] Résistance du béton à l'effet de levier CEB [9.3.1]

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y}^0 = 113480.51$ [kG] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(a)]

$\gamma_{A,V,y} = 0.73$ Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.3.4]

$\gamma_{h,V,y} = 1.00$ Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation CEB [9.3.4.(c)]

$\gamma_{s,V,y} = 0.92$ Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement CEB [9.3.4.(d)]

$\gamma_{ec,V,y} = 1.00$ Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(e)]

$\gamma_{dV,y} = 1.00$ Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant CEB [9.3.4.(f)]

$\gamma_{ucr,V,y} = 1.00$ Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation CEB [9.3.4.(g)]

$\gamma_{Mc} = 2.16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 * \gamma_{A,V,y} * \gamma_{h,V,y} * \gamma_{s,V,y} * \gamma_{ec,V,y} * \gamma_{d,V,y} * \gamma_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$

$F_{v,Rd,c,y} = 35481.78$ [kG] Résistance du béton pour l'écrasement du bord CEB [9.3.1]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z}^0 = 131085.12$ [kG] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(a)]

$\gamma_{A,V,z} = 0.61$ Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.3.4]

$\gamma_{h,V,z} = 1.00$ Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation CEB [9.3.4.(c)]

$\gamma_{s,V,z} = 0.88$ Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement CEB [9.3.4.(d)]

$\gamma_{ec,V,z} = 1.00$ Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(e)]

$\gamma_{dV,z} = 1.00$ Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant CEB [9.3.4.(f)]

$\gamma_{ucr,V,z} = 1.00$ Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation CEB [9.3.4.(g)]

$\gamma_{Mc} = 2.16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

Chapitre 8: CALCUL DES FONDATIONS

$V_{Rk,c,z}^0 = 131085.12$ [kG] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(a)]

$$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 * \gamma_{A,V,z} * \gamma_{h,V,z} * \gamma_{s,V,z} * \gamma_{ec,V,z} * \gamma_{d,V,z} * \gamma_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,c,z} = 32400.97$ [kG] Résistance du béton pour l'écrasement du bord CEB [9.3.1]

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$C_{f,d} = 0.30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton [6.2.2.(6)]

$N_{c,Ed} = 1659.72$ [kG] Effort de compression [6.2.2.(6)]

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$$

$F_{f,Rd} = 497.92$ [kG] Résistance au glissement [6.2.2.(6)]

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$$

$V_{j,Rd,y} = 13079.06$ [kG] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} < 1,0$ 0.16 < 1.00 vérifié (0.16)

$$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$$

$V_{j,Rd,z} = 13079.06$ [kG] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} < 1,0$ 0.15 < 1.00 vérifié (0.15)

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} < 1,0$ 0.32 < 1.00 vérifié (0.32)

Article XXXVI. Soudures entre le poteau et la plaque d'assise

$\sigma_N = 1.43$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$\sigma_t = 1.43$ [MPa] Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]

$\sigma_{yII} = 6.68$ [MPa] Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$ [4.5.3.(7)]

$\sigma_{zII} = 6.76$ [MPa] Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$ [4.5.3.(7)]

$\gamma_w = 0.85$ Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]

$\sigma_N / (f_u / \gamma_{M2}) < 1.0$ (4.1) 0.00 < 1.00 vérifié (0.00)

$\sigma_N (\sigma_t^2 + 3.0 (\sigma_{yII}^2 + \sigma_y^2)) / (f_u / (\gamma_w * \gamma_{M2})) < 1.0$ (4.1) 0.03 < 1.00 vérifié (0.03)

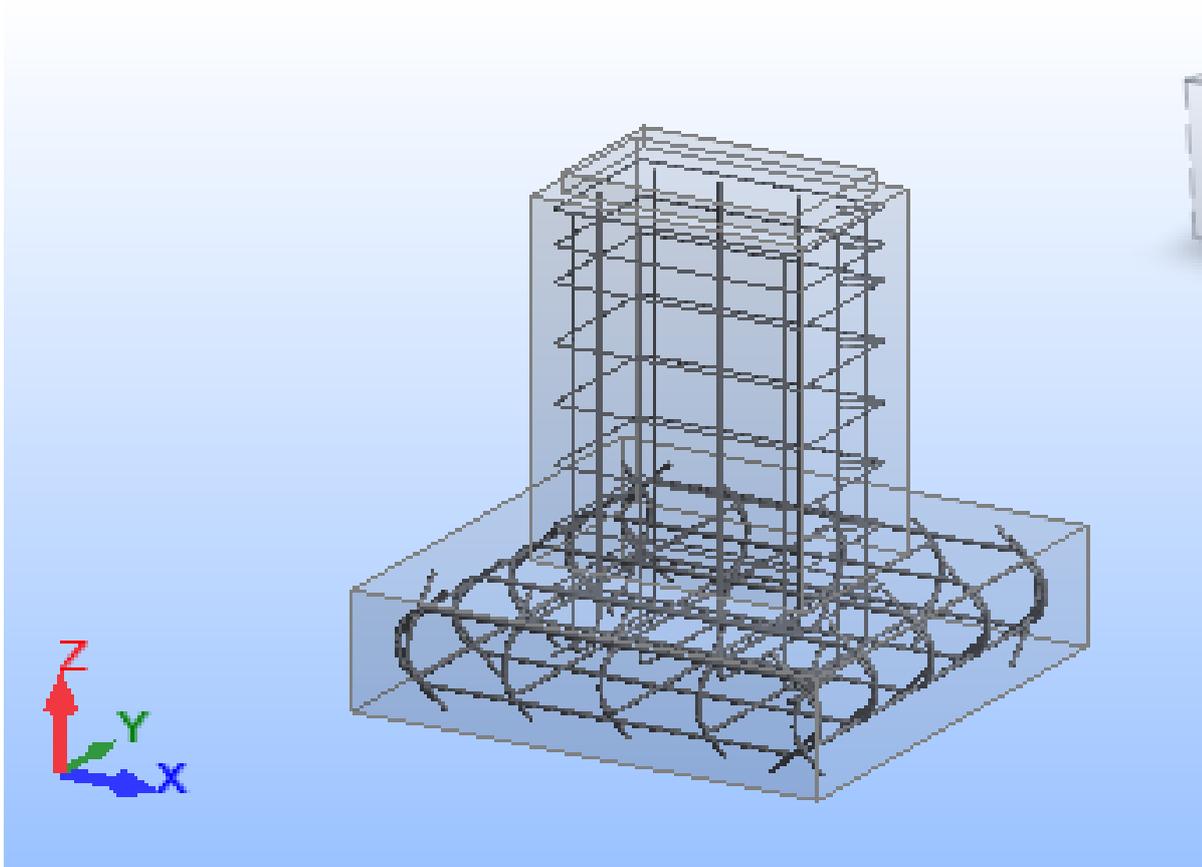
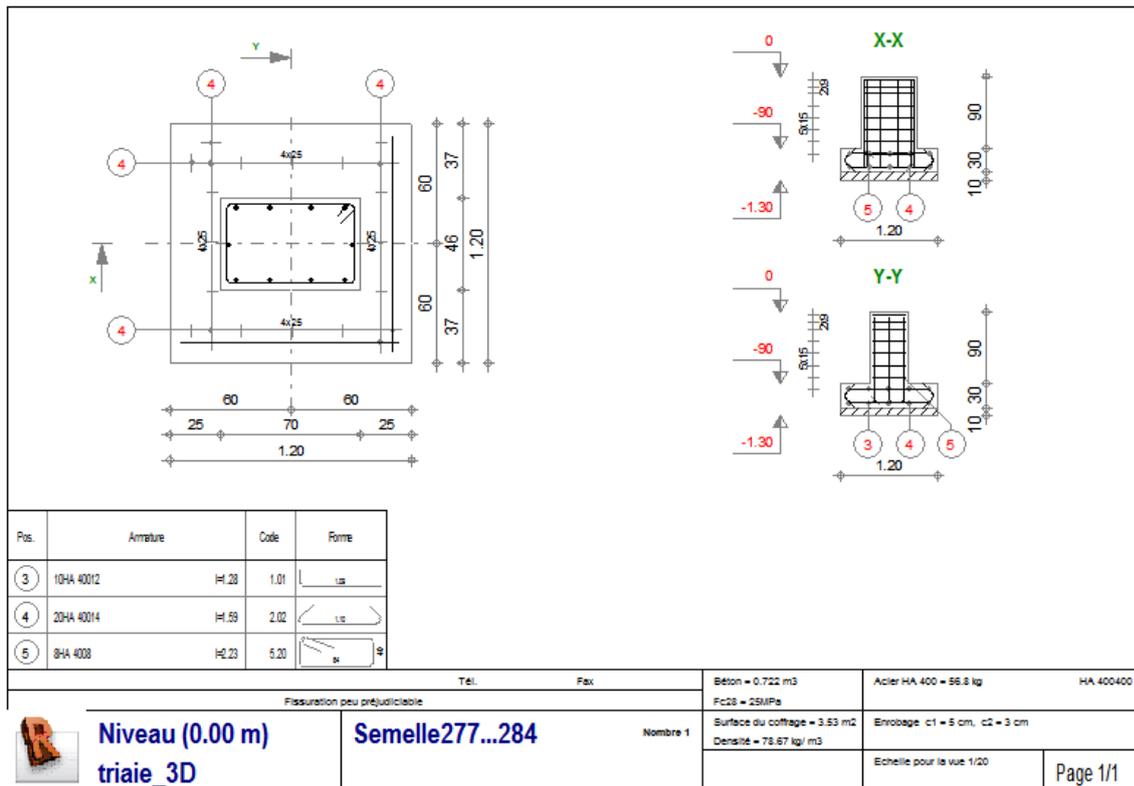
$\sigma_N (\sigma_t^2 + 3.0 (\sigma_{zII}^2 + \sigma_y^2)) / (f_u / (\gamma_w * \gamma_{M2})) < 1.0$ (4.1) 0.04 < 1.00 vérifié (0.04)

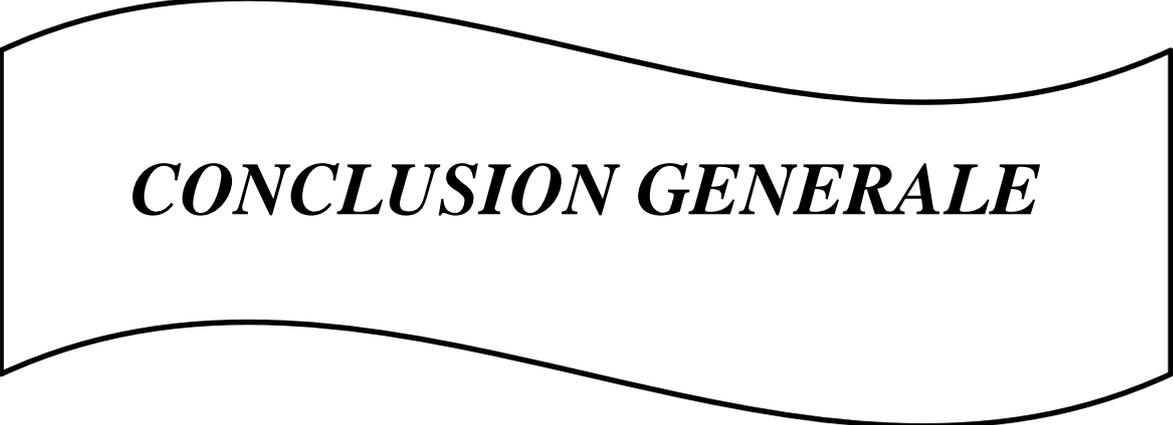
Article XXXVII. Composant le plus faible :

BOULON D'ANCRAGE AU CISAILLEMENT - AVEC EFFET DE LEVIER

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0.32

Chapitre 8: CALCUL DES FONDATIONS





CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

L'étude de ce projet nous a permis, d'une part d'acquérir des nouvelles connaissances concernant le domaine de la construction métallique et d'approfondir nos connaissances déjà acquise durant notre cursus sur la réglementation en vigueur.

Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- ❖ Le dimensionnement des différents éléments de la structure s'est fait avec le calcul statique, sans tenir compte des surcharges sismiques et cela due à la légèreté de notre structure.
- ❖ Les actions du vent sont plus défavorables dans les structures métalliques.
- ❖ Durant l'étude de la structure on remarque que la plupart des éléments sont dimensionnés vis-à-vis au déversement et cela est dû au risque major que peu produire ce phénomène.
- ❖ L'acier permet de construire des ouvrages très importants du point de vue capacité portante, légèreté et rapidité d'exécution .ce qui de construire sur des sols ayant une faible capacité portante.

La forme de la structure joue un rôle très important sur la disposition des poteaux (orientation des axes faible et fort).

- ❖ La stabilité d'ensemble est obtenue à partir de la rigidité les connexions et de l'utilisation de système de contreventement.
- ❖ La modélisation doit, autant que possible, ce qui permet d'avoir un bon comportement de la structure proche du réel.