



*Ministère de l'enseignement supérieur Et
de la recherche scientifique
Université Mohamed Boudiaf - M'sila
Faculté science et de technologie
Département Génie civil*



MEMOIRE

**Présenté pour l'obtention du diplôme de
MASTER**

FILIERE : Génie Civil

SPECIALITE : Structures

THEME

**ANALYSE DES PORTIQUES DES HALLES
METALLIQUES SOUS L'ACTION DES CHARGES
VERTICALES ET HORIZONTALES**

Proposé et dirigé par :

Professeur TITOU MESSAOUD

Présenté par :

➤ MOHAMED JIDOU MOKTAR MOHAMED BABOU

Année universitaire : 2019/2020

Dédicace

Je dédie ce mémoire à

A ma bien-aimée mère fatimetou, qui m'a entouré d'amour d'affection et qui fait tout pour ma réussite que dieu la garde;

Mon père, Mokhtar qui m'a aidé à devenir ce que je suis aujourd'hui, que dieu le garde et le protégé

A mon deuxième père Salem Naji, je ne peux trouver les mots justes et sincères pour vous exprimer mon affection et mes pensées

A ma grand sœur Mouna le bonheur d'avoir une grand sœur sur laquelle on peut compter, merci pour tous les sacrifices consentis et ses précieux conseils.

Mon grand frère Mohamed.

Mon petit frère Mohamed Moussa.

Ma petite sœur Zeinabou. Que j'aime profondément.

Ma petite Aziza la prunelle de mes yeux.

Particulièrement l'enfant de mon oncle sajjida aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour que j'ai toujours eu pour toi.

A tous les membres de ma famille grande et petite. A mon encadreur prof tittoum. A tous les enseignements qui m'ont aidé de proche ou de loin pour être un jour un ingénieur de génie civil

A tous mes amis que je ne vais pas nommer car ils sont nombreux, je ne sais pas qui choisir.

A tous les étudiants de la faculté en génie civil surtout les étudiants de la 5ème année promotion 2020 **structure**

Résumé

Notre projet de fin d'études est une analyse de portique de halle métallique avec traverses à âme pleine et halle métallique avec fermes à treillis sous l'action des charges verticales et horizontales avec des poteaux en acier encastré

On a pour cela décomposé notre étude en deux parties. La première partie comprend la conception des halles métalliques et l'étude climatique expliquant le calcul des charges selon le RNV99 et l'étude sismique selon le RPA2003

La deuxième partie consiste à une modélisation de deux types des portiques avec traverses à âme pleine et avec fermes à treillis par logiciel Robot structural.

ملخص

مشروع التخرج لدينا عبارة عن تحليل لإطار مدخل القاعة المعدنية مع عوارض شبكية صلبة تحت تأثير الأحمال الرأسية والأفقية مع أعمدة فولاذية مدمجة.

لذلك قمنا بتقسيم دراستنا إلى قسمين. الجزء الأول يتضمن تصميم القاعات المعدنية والدراسة المناخية موضحا حساب الأحمال حسب RNV99 والدراسة الزلزالية حسب RPA2003.

يتكون الجزء الثاني من تحليل نوعين من الجسور مع عوارض شبكية صلبة ودعامات باستخدام برنامج Robot

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE	1
Introduction : [1].....	3
.1.1Charges et surcharges appliquée sur la structure :	4
.1.2Les portiques : [1]	4
.1.3Toitures avec ferme à treillis : [1]	7
.1.4Poteaux :	8
.1.5Contreventements : [1]	9
.1.6Éléments secondaires :	10
.1.7Assemblages :	12
.1.7.1Assemblage de jarret :	12
.1.7.2Assemblage de faîtage :	13
.1.8Types de boulons utilisés :	14
.1.9Base des poteaux : [1].....	14
.1.10Conclusion : [1]	17
.2.1Ossature d'une halle métallique à deux versants	19
.2.1.1Prédimensionnement des éléments porteurs	20
.2.1.2Caractéristiques des matériaux de construction.....	21
.2.1.3Caractéristiques du sol de fondation.....	21
.2.1.4Charges et surcharges agissant sur la halle.....	21
.2.2Action de la neige sur la toiture de la halle métallique	22
.2.2.1Charge de neige S_k sur le sol.....	22
.2.2.1 Valeur du coefficient de forme de la toiture (μ).....	22
.2.3Action du vent sur la halle métallique	23
.2.3.1Détermination du coefficient dynamique C_d	24
.2.3.2Détermination de la pression dynamique du vent q_{dyn}	24
.2.3.3Hauteur de référence z_e	25
.2.3.4Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} et intérieure C_{pi} ...	27
.2.3.5Calcul des pressions q_j dues au vent :	33
.2.3.6Calcul des forces de frottement	36

2.3.7Analyse des résultats :	38
2.3.8Schémas récapitulatifs	38
2.4Etude sismique :	39
2.4.1Introduction :	39
2.4.2Différents méthodes :	40
2.4.3Choix de la méthode dans notre cas :	40
2.4.4Condition d'applications :	40
2.4.5Calcul de l'effort tranchant V à la base :	40
2.4.6Détermination du coefficient d'accélération de zone A :	40
2.4.7Calcul du facteur d'amplification dynamique D :	41
2.4.8Estimation de la période fondamentale de la structure:	41
2.4.9Coefficient de comportement global de la structure R :	43
2.4.10Calcul du poids actif de la structure soumis au séisme W	43
2.5Conclusion :	44
3.1Introduction:	46
3.1.1Modélisation de la structure sous Robot	46
3.1.2Présentation du logiciel Robot Structural	46
3.2Modélisation de la structure	47
.3.2.1Cas de charges	47
.3.2.2Les combinaisons des charges :	47
.3.3Modélisation de la charge permanente	48
3.3.1Exploitation des résultats	49
3.4Modélisation de la charge du vent	52
3.4.1Exploitation des résultats	53
3.5Assemblage poteau _ traverse :	56
3.6Assemblage traverse _ traverse	58
CONCLUSION GENERALE	61
Références	

Liste figure

Figure 2. 1 : Perspective de la halle (dimensions en m)	19
Figure 2. 2 : Élévation de la façade Long pan	19
Figure 2.3 : Élévation de la façade Pignon	20
Figure 2. 4 : Plan d'implantation.....	20
Figure 2. 5 : Surcharge de Neige sur la toiture	23
Figure 2. 6 : Vent perpendiculaire au long pan	24
Figure 2.7 : Vent perpendiculaire au pignon	24
Figure 2.8. Légende pour les parois verticales	28
Figure 2.9. Répartition des Cpe pour les parois verticales (sens V1).....	28
Figure 2.10. Zones de pression pour la toiture (sens V1).....	29
Figure 2.11. Valeurs de Cpe pour chaque zone de la toiture (sens V1)	30
Figure 2.12. Zones de pression et répartition des Cpe pour les parois verticales (sens V2) ..31	
Figure 2.13. Zones de pression pour la toiture (sens V2).....	31
Figure 2.14. Zones de pression et répartition des Cpe pour la toiture (sens V2)	32
Figure 2.15. Répartition des pressions sur les parois verticales pour le Sens V1	34
Figure 2.16. Répartition des pressions sur la toiture pour le Sens V1.....	35
Figure 2.17. Répartition des pressions sur les parois verticales pour le Sens V2	36
Figure 2.18. Répartition des pressions sur la toiture pour le Sens V2.....	36
Figure 2.19. Surcharges de vent pour (sens V1).....	39
Figure 2.20. Surcharges de vent pour (sens V2).....	39
Figure 3.1 : Modélisation de la charpente sur robot	47
Figure 3.2 : Traverses à âme pleine	48
Figure 3.3 : Fermes à treillis	49
Figure 3.4. Traverses à âme pleine	49
Figure 3.5 : Fermes à treillis	50
Figure 3.6 : Traverses à âme pleine	50
Figure 3.7: Fermes à treillis	51
Figure 3.8 : Traverses à âme pleine	51
Figure 3.9 : Fermes à treillis	52

Figure 3.10 : Traverses à âme pleine	52
Figure 3.11 : Fermes à treillis	53
Figure 3.12 : Traverses à âme pleine	53
Figure 3.13 : Fermes à treillis	54
Figure 3.14 : Traverses à âme pleine	54
Figure 3.15 : Fermes à treillis	55
Figure 3.16.Traverses à âme pleine	55
Figure 3.17 : Fermes à treillis	56
Figure 3.18 : Représentation de l'assemblage Poteau traverse	57
Figure 3.19 : vérification d'assemblage	58
Figure 3.20 : Représentation de l'assemblage traverse traverse.....	59
Figure 3.21 : vérification d'assemblage	59

List tableau

Tableau 2.1 : Facteur de terrain	26
Tableau 2.2. Valeurs du coefficient d'exposition au vent C_e	27
Tableau 2.3. Valeurs de la pression dynamique	27
Tableau 2.4 : Valeurs de surface et de C_{pe} pour chaque zone des parois verticales (sens V1).....	28
Tableau 2.5 : Valeurs des surfaces des zones de vent de la toiture (sens V1).....	29
Tableau 2.6. Valeurs de C_{pe} pour chaque zone de la toiture (sens V1).....	29
Tableau 2.7 : Valeurs des surfaces et C_{pe} des zones de vent pour les parois verticales (sens V2).....	30
Tableau 2.8 : Valeurs des surfaces des zones de vent pour la toiture (sens V2).....	32
Tableau 2.9 : Valeurs de C_{pe} pour chaque zone de la toiture (sens V2).....	32
Tableau 2.10 : Valeurs pression sur les parois verticales pour le Sens V1	34
Tableau 2.11 : Valeurs de pression sur les parois verticales pour le Sens V1.....	35
Tableau 2.12 : Valeurs pression sur les parois verticales pour le Sens V2	35
Tableau 2.13 : Valeurs de pression sur les parois verticales pour le Sens V2.....	36



***Introduction
générale***

INTRODUCTION GENERALE

Dans le cadre de notre formation de master en Génie Civil spécialité « STRUCTURE» à l'Université MOHAMED BOUDIAF – M'SILA, nous sommes amenés, à l'issu de notre cursus, à réaliser un projet de fin d'études (PFE), Le but de ce projet est d'être confronté à une situation professionnelle d'ordre scientifique et technique. Il regroupe donc l'ensemble des qualités que doit posséder un ingénieur dans son travail quotidien. Il s'agit d'un hangar en charpente métallique à la Wilaya de Bordj Bou Arreridj ».

Les ossatures métalliques se distinguent par certains avantages tel que :

La légèreté, le montage rapide et la facilité des transformations, c'est la raison pour laquelle ce hall a été conçu en charpente métallique. Ce pendant ce matériau présente aussi quelques inconvénients qui sont principalement la corrosion et sa faible résistance au feu donc une protection de toute la structure est indispensable.

Dans ce projet de fin d'études, nous allons appliquer et compléter les connaissances et les informations acquises le long de notre formation, en utilisant les règles de construction actuellement en vigueur en Algérie, ainsi que le moyen de calcul informatique (logiciel ROBOT)

Notre travail contient trois chapitres après l'introduction générale :

- Un premier chapitre de conception des halles métalliques
- Le deuxième chapitre présente les principes et la procédure pour la détermination des différentes charges (permanente et d'exploitation) et aux surcharges climatiques selon le « RVN 99 version 2013 ».
- Le troisième chapitre est Analyse des portiques par ROBOT
- Conclusion générale

Chapitre I
Conception des halles
métalliques

Introduction : [1]

Le système le plus élémentaire utilisé pour un bâtiment industriel est composé de deux poteaux et d'une poutre. Cette configuration peut varier en utilisant divers types d'assemblages entre les poutres et les poteaux ainsi que pour les pieds de poteaux.

Les types de structures les plus couramment utilisés dans les bâtiments industriels sont des portiques articulés en pied.

Les portiques offrent une stabilité dans le plan suffisante, et ne nécessitent l'utilisation de contreventements que pour la stabilité hors du plan.

La Figure 1 présente un bâtiment type recouvert d'un bardage en tôle d'acier

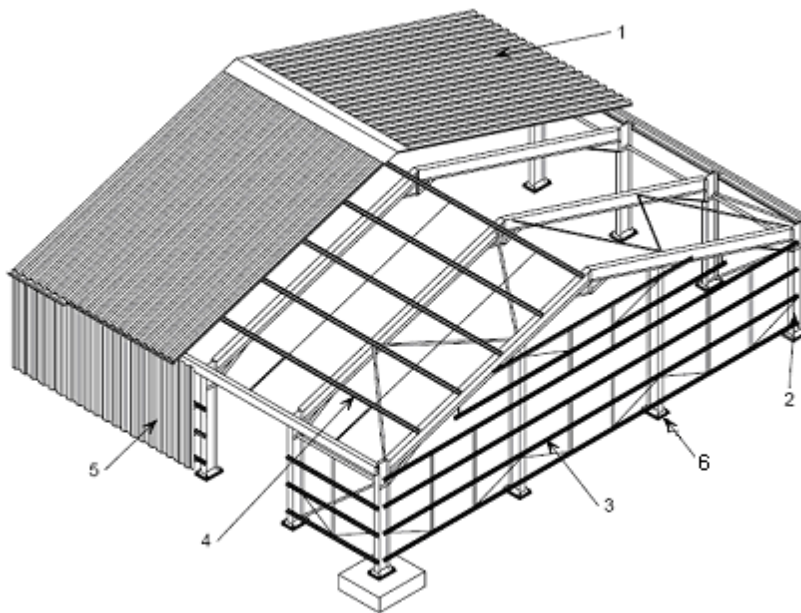


Fig. 1.1 Bâtiment type à un seul niveau

Légende

- | | |
|--------------------------------------|------------|
| 1. Couverture de la toiture en acier | 4. Pannes |
| 2. Ossature principale en acier | 5. Bardage |
| 3. Lisses de bardage | 6. Potelet |

La couverture s'appuie habituellement sur des pannes et le bardage sur des lisses, bien que dans certaines régions, la pratique soit différente. Les pannes et les lisses qui s'appuient sur l'ossature principale sont souvent formées à partir de profilés laminés en I ou en C ou bien galvanisés, laminés à froid, à section en Z ou en C.

1.1. Charges et surcharges appliquée sur la structure :

Pour les bâtiments à un seul niveau, les principales charges, outre le poids de la structure elle-même, sont la neige et le vent, bien que dans certaines régions il faille également envisager les actions sismiques. Par ailleurs, pour certains bâtiments, les réseaux et équipements techniques et les finitions intérieures sont suspendus à l'ossature et aux éléments secondaires. Le poids propre de l'ossature en acier est classiquement de 0,2 à 0,4 kN/m² de projection horizontale. Les bâtiments à ossature en acier sont bien plus légers que les bâtiments en béton ou en maçonnerie. Ils permettent des économies sur les coûts des fondations

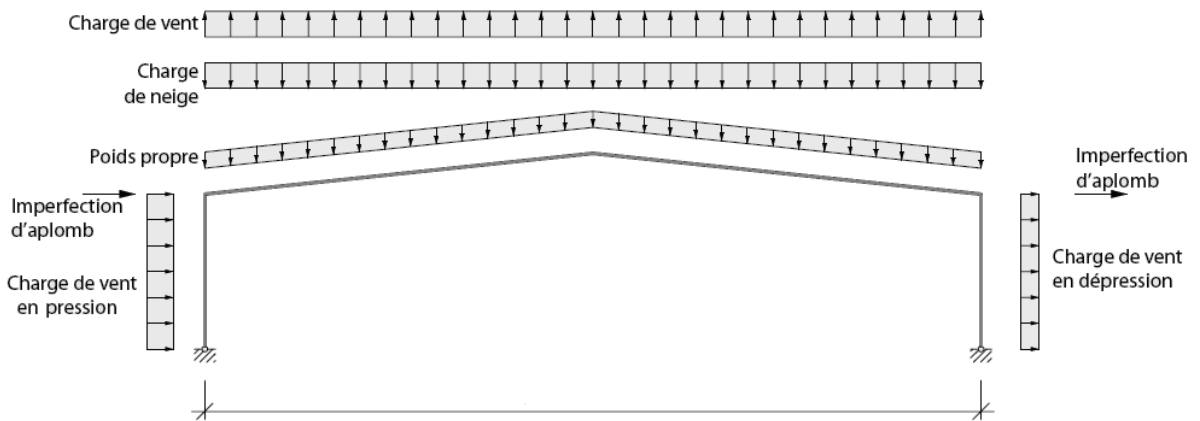
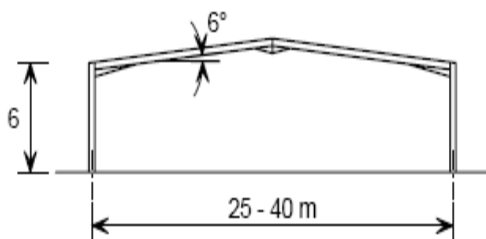


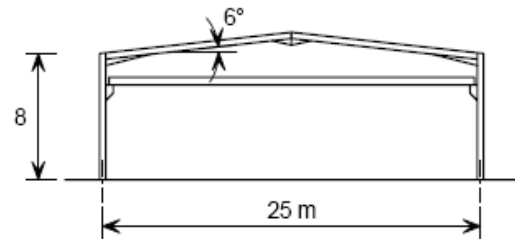
Fig. 1.2 : Charges et surcharges appliquée sur un portique

1.2. Les portiques : [1]

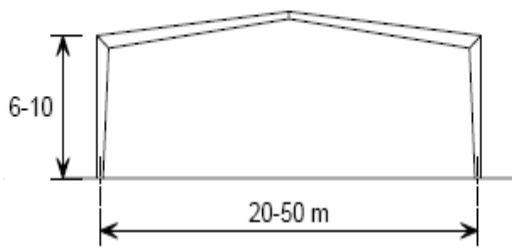
Le portique en acier constitue le type de structure le plus utilisé pour les ossatures principales. Les portiques peuvent être fabriqués soit à partir de profilés laminés à chaud, soit à partir de plats soudés automatiquement pour former des sections en I. La Figure 3 présentes certaines variantes par rapport à la forme de base.



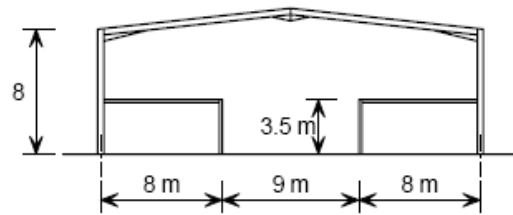
Portique à une travée à portée moyenne



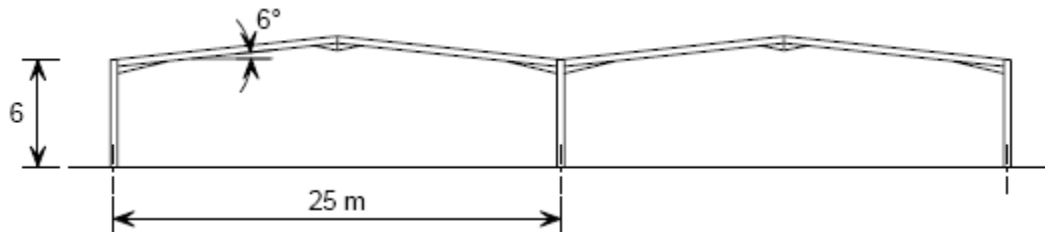
Portique avec pont roulant



Portique en profilés reconstitués par soudage



Portique avec plancher en mezzanine



Portique à double travée

Fig. 1.3: Différents types de portiques

Un portique symétrique à une travée (voir la Figure 4) se présente typiquement comme suit :

- Une portée comprise entre 15 m et 60 m (20 à 30 m étant la portée la plus efficace).
- Une hauteur au jarret comprise entre 5 et 10 m (5 à 6 m est la hauteur la plus efficace sur le plan structural, toutefois les activités commerciales exigent fréquemment des bâtiments bien plus hauts).
- Une pente de toiture comprise entre 5° et 10° (6° étant communément adoptée).
- Un espacement des portiques compris entre 5 m et 8 m (plus la portée du portique est grande, plus l'espacement est important).
- Des renforts dans les traverses au niveau des jarrets, et si nécessaire au niveau du faîtage.

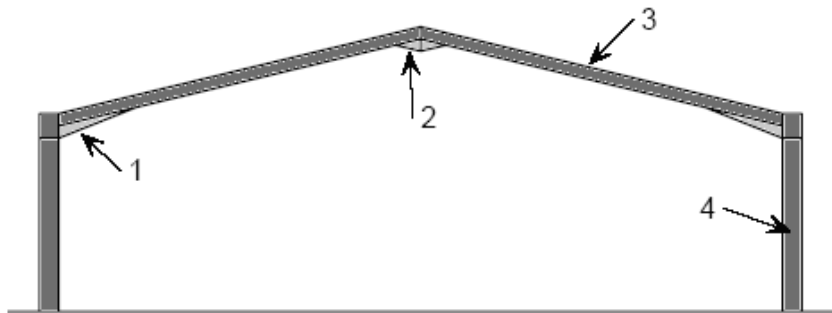


Fig. 1.4: Portique symétrique à une travée

Légende :

- | | |
|-----------------------|-------------|
| 1. Renfort de jarret | 3. Traverse |
| 2. Renfort de faîtage | 4. Poteau |



Fig. 1.5: Processus d'installation d'un portique moderne



Fig. 1.6: Portique à double travée avec pannes et contreventement de toiture

1.3. Toitures avec ferme à treillis : [1]

Les solutions qui utilisent des fermes de toiture en treillis constituent une alternative intéressante à des portiques, tout particulièrement dans les cas où de grandes portées sont nécessaires. Les portiques sont limités par la disponibilité des profilés et n'offrent pas la liberté de conception que les structures légères confèrent dans des espaces ouverts de grandes dimensions. Les treillis peuvent être fabriqués à partir de profilés en C, en T, en cornières, ou de tubes.

Dans les bâtiments industriels, les portées courantes vont de 12 à 35 m. Les fermes de toiture sont fabriquées en atelier puis transportées sur le chantier de construction, si possible d'un seul tenant. Il est possible de diviser en deux ou en plusieurs parties les.

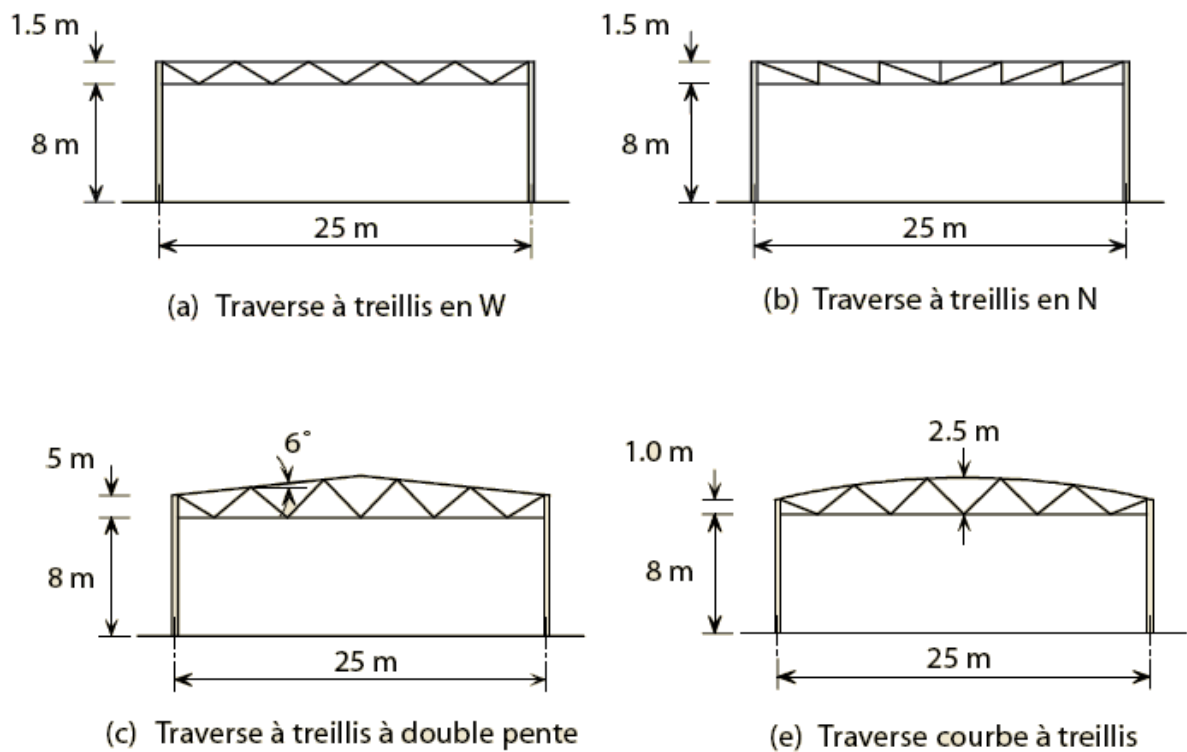


Fig. 1.7: Différentes formes de fermes à treillis utilisées dans les bâtiments industriels



Fig. 1.8: Ossature à treillis utilisant des poteaux à treillis

1.4. Poteaux :

Dans les bâtiments industriels, en plus de remplir leur fonction de support de charges verticales dues à un enneigement, aux appareils de levage, etc., les poteaux doivent être conçus pour résister à la flexion exercée par des charges de vent au niveau de la structure du mur extérieur, et par les charges horizontales exercées par les appareils de levage. Étant donné que les charges horizontales entraînent des moments de flexion dans les poteaux, les profilés laminés HEA forment la section transversale la plus habituelle. Les profilés HEB, IPE et RHS sont aussi utilisés et, pour les bâtiments de plus grande taille, des profilés H en PRS ou en caisson, et parfois des treillis, sont utilisés. Les différents types de poteaux habituels sont illustrés à la Figure 9.

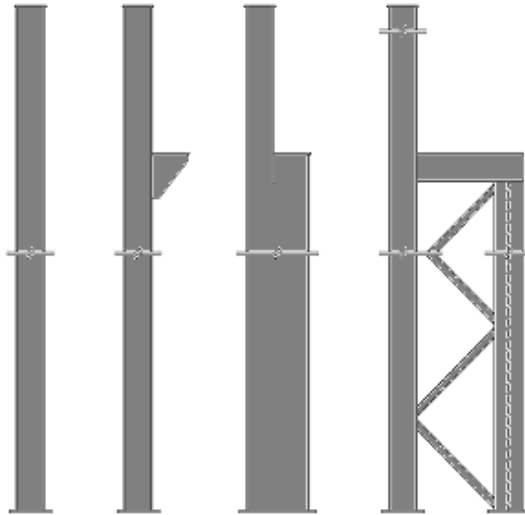


Fig. 1.9: Différents types de poteaux

Légende :

1. HEA, HEB, IPE
2. HEA, HEB avec appui pour une poutre de roulement
3. PRS avec appui pour une poutre de roulement
4. Treillis avec appui pour une poutre de roulement

1.5. Contreventements : [1]

Un portique est stable dans son propre plan, mais doit être contreventé pour en assurer la stabilité hors plan. Ceci se fait généralement au moyen d'un contreventement (souvent composé d'éléments en cornières ou tubulaires) dans le plan de la toiture, entre les portiques externes. Il peut être approprié d'utiliser une poutre au vent pour qu'elle transmette les charges latérales vers les portiques en pignon qui sont alors contreventés.

Le contreventement horizontal d'une toiture (poutre au vent) fonctionne à la manière d'une poutre s'appuyant contre des contreventements verticaux. En général, les pannes servent de membrures et la poutre à treillis est complète une fois que des diagonales lui sont ajoutées.

Les contreventements verticaux sont disposés dans les lignes de poteaux et se servent des poteaux comme éléments de membrure. Pour minimiser les effets des changements de températures dans les bâtiments longs, il est recommandé de disposer les treillis le plus près possible du milieu du bâtiment (Fig.10).



Fig. 1.10: Détails du contreventement

1.6. Éléments secondaires :

Le bardage et la couverture d'un bâtiment à un seul niveau recouvrent la structure principale sur laquelle ils s'appuient soit directement, sur un système de pannes et de lisses qui constitue une ossature secondaire (Fig.13).

Les pannes et les lisses sont généralement espacées de 1,5 à 2,0m pour conférer les maintiens nécessaires le long des traverses et des poteaux. Il s'agit également là d'un espacement optimal pour la plupart des profilés de bardage et de couverture.

Les potelets sont le plus souvent des profilés en **I** ou **H** destinés à rigidifier la clôture (bardage) et résister aux efforts horizontaux du vent. Ils sont considérés comme articulés dans les deux extrémités.

Les pannes et les lisses sont généralement des profilés laminés mais pour des raisons économiques, elles sont des profilés formés à froid, qui sont des variantes de sections en Z ou en C. La Figure 11 présente quelques-unes des formes les plus courantes

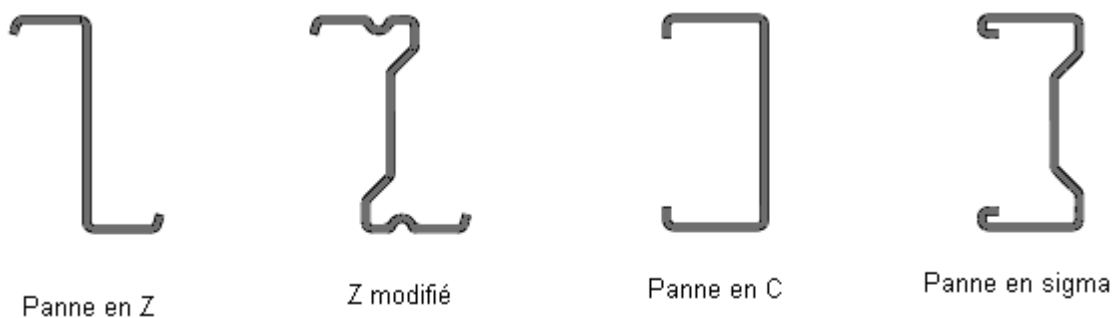
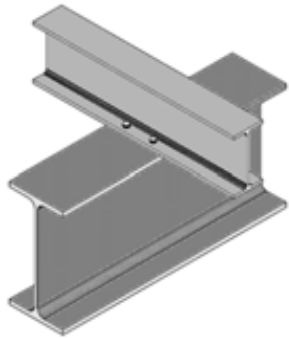


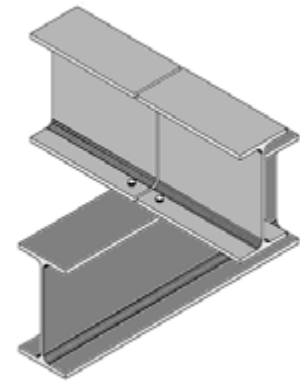
Fig. 1.11: Profilés formés à froid pour des pannes ou des lisses

Il est recommandé d'utiliser des échantignolles pour fixer les pannes aux traverses et les lisses aux poteaux.

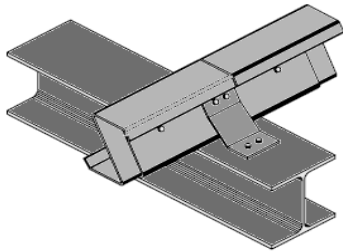
La Figure 12, présente des détails d'assemblages types.



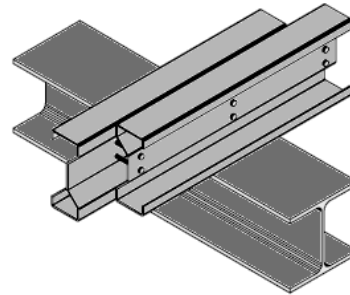
Appui pour panne continue en acier
Laminé



Appui pour panne simplement
appuyée en acier laminé



Appui pour panne continue en
acier formé à froid de section z



Appui pour panne simplement
appuyée en acier formé à
froid de section sigma

Fig. 1.12: Détail d'assemblage des pannes aux traverses.

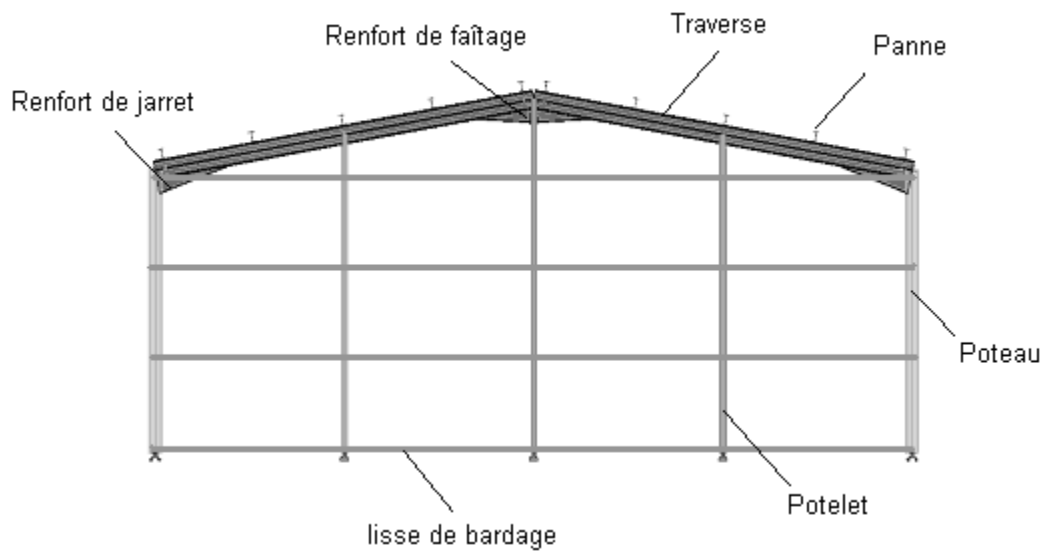


Fig. 1.13: Eléments secondaires (portique de rive)

1.7. Assemblages :

Les trois principaux types d'assemblages dans un portique à simple travée sont ceux qui se situent au niveau du jarret, du faitage et du pied de poteau

1.7.1. Assemblage de jarret :

Pour les assemblages de jarret, les plus utilisés sont des assemblages boulonnés qui assurent la continuité avec la traverse, laquelle est dotée de platines d'about, comme le montre la Figure13.

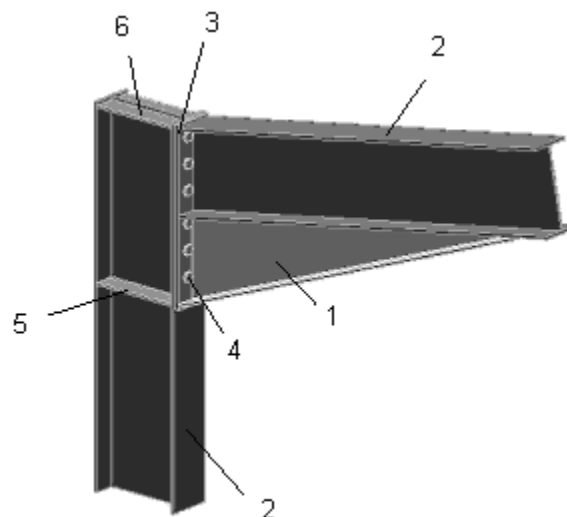


Fig. 1.14: Assemblage typique de jarret dans un portique

Légende :

1. Renfort de jarret
2. Profilé laminé à chaud
3. Platine d'about
4. Boulons de classe 8.8 ou 10.9
5. Raidisseur vis-à-vis de la compression si nécessaire
6. Raidisseur vis-à-vis de la traction si nécessaire

Renfort de jarret

- Le renfort de jarret doit remplir les fonctions suivantes : Augmenter la résistance à la flexion de l'arbalétrier au niveau du moment le plus élevé, pour pouvoir ainsi utiliser un arbalétrier de plus petite taille.

- Fournir suffisamment de hauteur au niveau de l'interface poteau /traverse, pour que l'assemblage soit efficace.

Le renfort de jarret peut être découpé dans un profilé laminé à chaud ou il peut être fabriqué dans de la tôle. Il est généralement préférable d'utiliser des découpes de profilés laminés similaires au poteau ou à la traverse.

1.7.2. Assemblage de faîtage :

L'assemblage du faîtage est souvent conçu de la même manière, voir la Figure 14. Si la portée du portique ne dépasse pas certaines limites pour le transport, l'assemblage du faîtage sur site peut être considéré comme superflu.

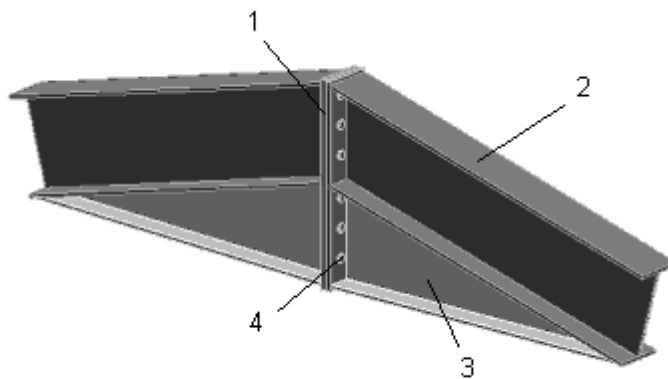


Fig. 1.15: Assemblage typique de faîtage dans un portique

Légende :

1. Platines d'about
2. Profilé laminé à chaud
3. Renfort de faîtage si nécessaire

4. Boulon de classe 8.8 ou 10.9

- **Renfort de faîtage :**

Le renfort de faîtage a pour finalité de présenter un assemblage efficace entre les éléments de la traverse. Il est généralement fabriqué en tôle et sa conception détaillée s'inscrit dans la conception des assemblages.

1.8. Types de boulons utilisés :

Les avis sont partagés quant au type de boulons à utiliser.

En ce qui concerne les boulons non précontraints (généralement des boulons de 20 mm ou de 24 mm de diamètre disposés dans des trous de passage normaux ; les jeux dans les trous sont de 1 à 2 mm),

La catégorie des boulons utilisés dépend du pays de fabrication : des boulons de la classe 10.9 sont utilisés dans la majeure partie de l'Europe, mais des boulons de la classe 8.8 sont utilisés au Royaume-Uni et des boulons de la classe 6.8 sont utilisés en France.

Des boulons précontraints peuvent aussi être utilisés, surtout dans les cas de charges dynamiques importantes, comme par exemple lorsque la charpente est conçue pour supporter des appareils de levage. La figure 15 montre les boulons d'assemblages.



Fig. 1.16: Les boulons d'assemblages

1.9. Base des poteaux : [1]

Lors de l'étude détaillée de l'ossature, il est habituel de supposer les pieds comme articulés et de concevoir des assemblages résistant en flexion au niveau du jarret, en particulier pour des structures à inertie variable. Il s'agit là d'un moyen plus fiable que d'utiliser des pieds encastrés dans les fondations, en raison du manque de fiabilité de l'interface entre les fondations et le sol. Dans certaines régions cependant, où le sol est connu comme ayant des qualités suffisantes, des pieds encastrés sont utilisés avec des poteaux

constitués de profilés laminés à chaud, étant donné que la résistance en flexion est uniforme sur la hauteur du poteau.

En général, l'entreprise de gros-œuvre implante des réservations, l'entreprise de construction métallique met en place avec une précision de l'ordre du millimètre le système d'ancrage et le béton est coulé ensuite. Ce n'est qu'après contrôle que le poteau et sa platine sont positionnés (Fig.16).

Les figures 17 et 18 présentent les pieds de poteaux articulés et encastrés types et différents emplacements pour les boulons d'ancrage.

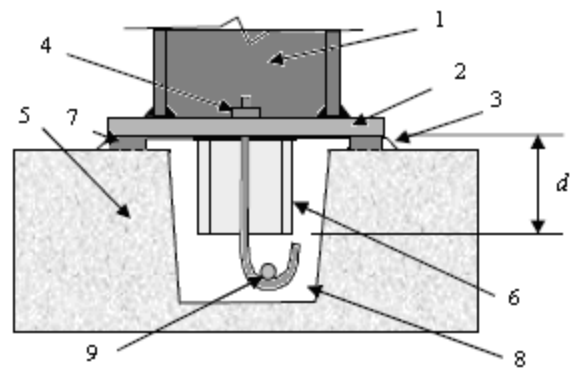


Fig. 1.17: Pied de poteau avec bêche de cisaillement

Légende :

1. Poteau en I
2. Plaque d'assise
3. Scellement rempli de mortier décalage
4. Boulon d'ancrage
5. Fondation en béton
6. Bêche de cisaillement en I
7. Plaque de positionnement /nivellement en acier
8. Cavité à remplir de mortier après avoir positionné le poteau

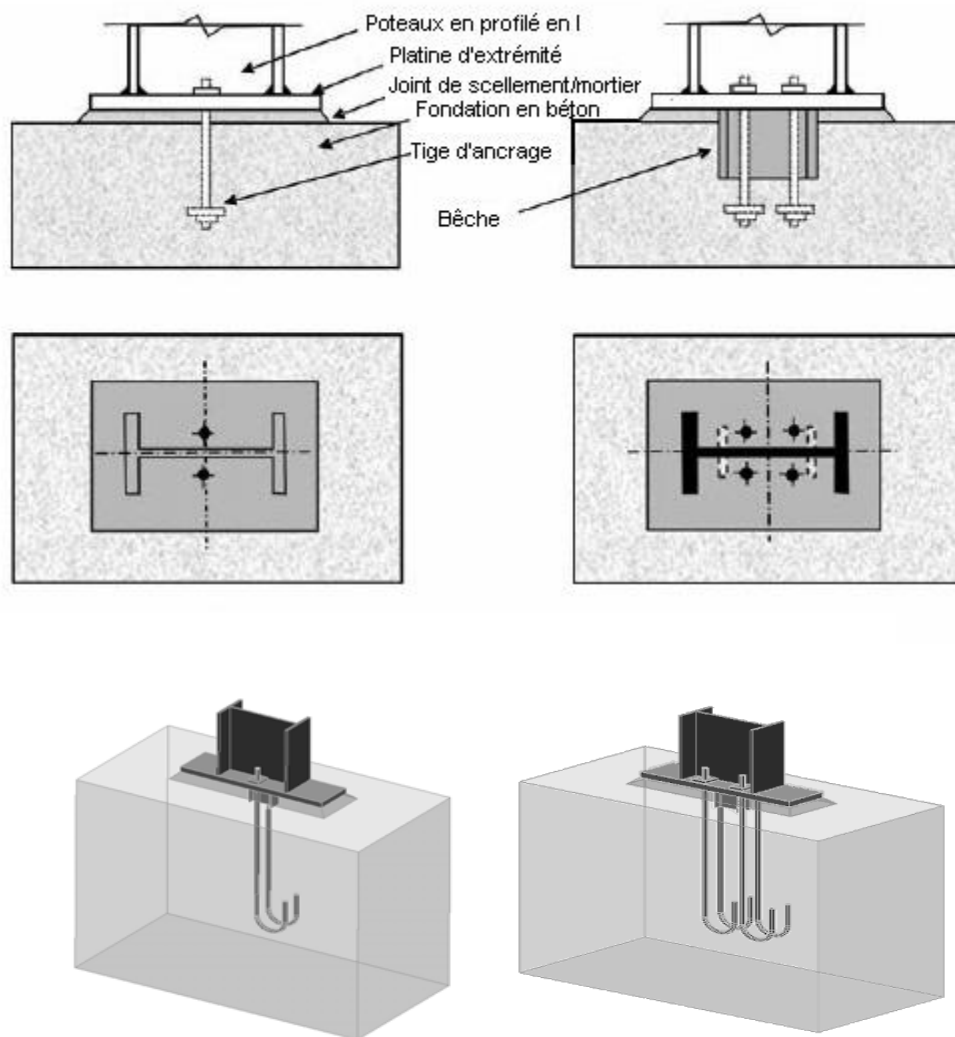


Fig. 1.18: Pieds de poteaux articulés et différents emplacements pour les boulons d'ancrage.

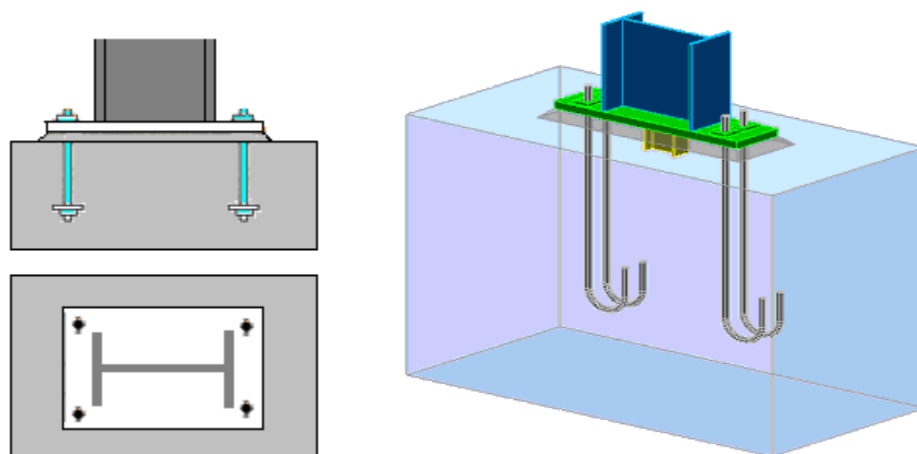


Fig. 1.19: Pieds de poteaux encastré et emplacements pour les boulons d'ancrage.

1.10. Conclusion : [1]

Pour les bâtiments à un seul niveau, l'acier offre les atouts suivants :

- La rentabilité de la construction,
- Une maintenance faible pendant toute la durée de vie du bâtiment,
- De grandes portées aptes à s'adapter à des changements d'occupants et d'activités, allongeant ainsi la vie économique du bâtiment.
- Les bâtiments en acier à un seul niveau représentent l'un des secteurs les plus efficaces de l'industrie de la construction, avec des approches optimisées pour l'ossature principale, les structures secondaires et le bardage provenant de fournisseurs spécialisés.

Il est conseillé au client de communiquer avec les bureaux

Chapitre 2

Exemples d'application

2.1. Ossature d'une halle métallique à deux versants

La halle étudiée est construite au sein d'une zone industrielle en périphérie de la ville de Bordj Bou Arreridj qui est située à une altitude de **928 m** par rapport au niveau moyen de la mer.

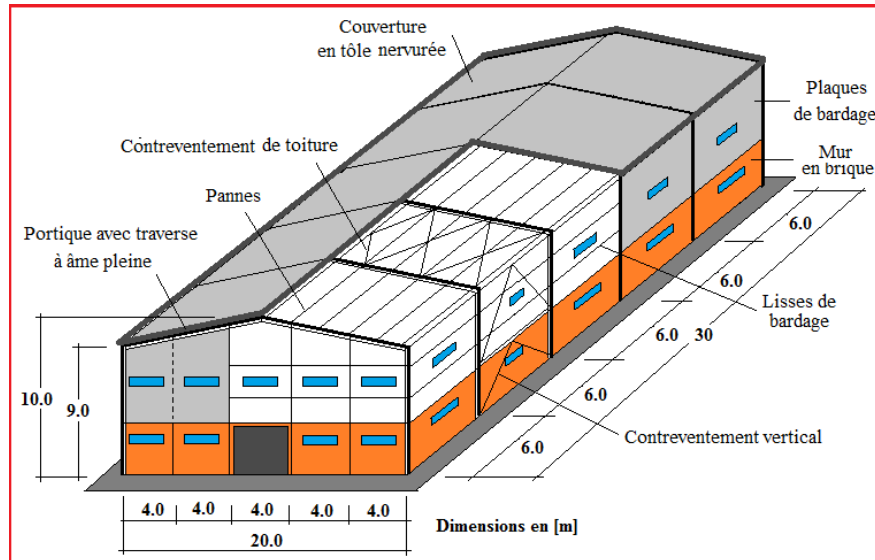


Figure 2. 1 : Perspective de la halle (dimensions en m)

L'ossature est constituée de six portiques avec traverses à âme pleine. Les poteaux ont une hauteur de 9,00 m au-dessus du sol et sont fixés sur un massif de fondation en béton armé au niveau 0,00 m. La pente de la toiture est de 10 %, conduisant à un niveau maximal de 10,00 m pour l'ossature au faîtage. La façade chaque Long-pan comprend 10 fenêtres vitrées de 1,80m de largeur par 0,60m de hauteur parmi lesquelles 5 fenêtres sont ouvertes.

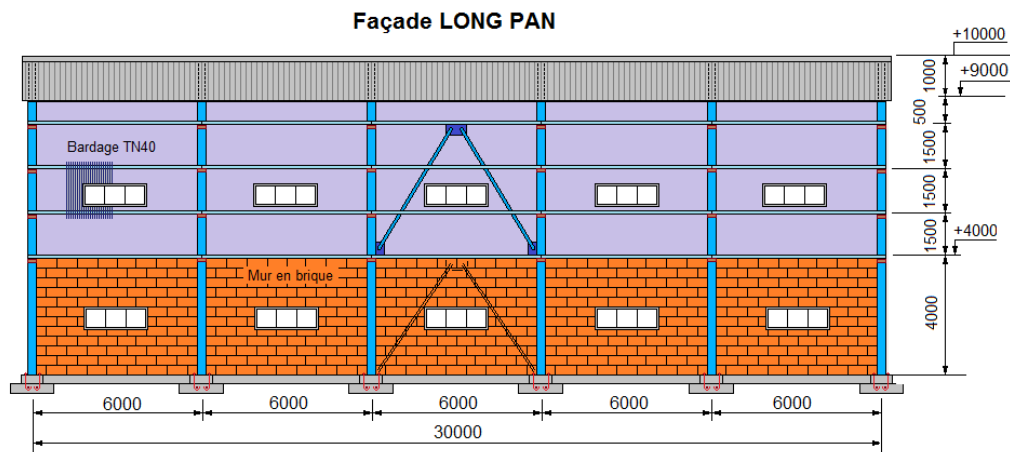


Figure 2. 2 : Élévation de la façade Long-pan

La façade de chaque Pignon comprend une porte (4.00 m par 4.00 m) et neuf fenêtres de 1,80m de largeur par 0,60 m de hauteur parmi lesquelles 4 fenêtres sont ouvertes.

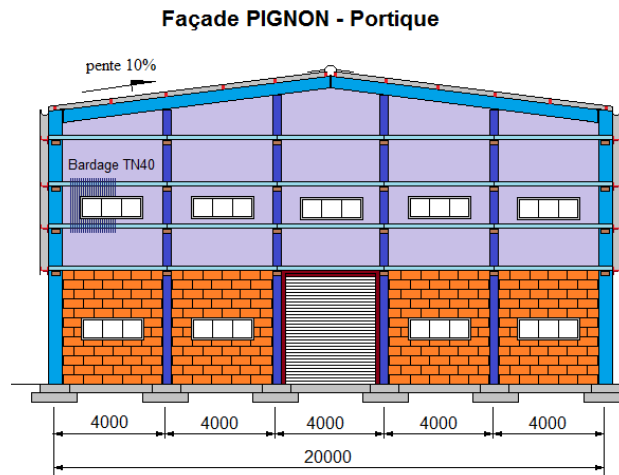


Figure 2.3 : Élévation de la façade Pignon

- Transversalement, le bâtiment est stabilisé par l'effet du portique hyperstatique. Les poteaux sont articulés (ou encastrés) en pied.
- Longitudinalement, l'ossature est stabilisée par une poutre au vent en toiture et des palées de stabilité (en croix de St André X ou en V pour permettre la disposition des fenêtres). Les dimensions en plan (entraxe des files) sont portées sur la Figure 2.4.

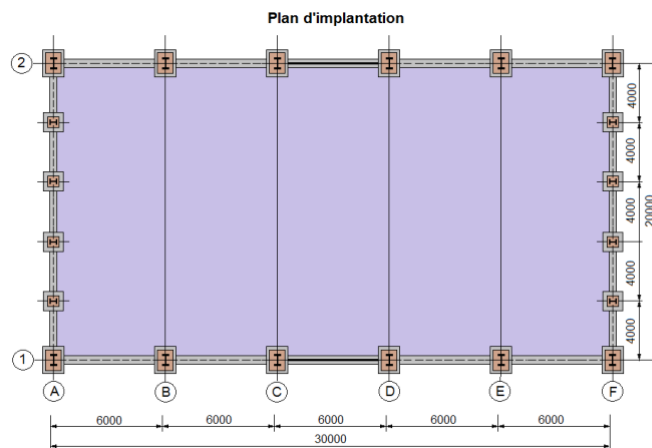


Figure 2.4 : Plan d'implantation

2.1.1. Prédimensionnement des éléments porteurs

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

- ❖ **Traverses** : la portée $L = 20\text{ m} \Rightarrow h \cong \frac{L}{60} = 333,3\text{ mm} \Rightarrow$ choix **IPE330**,
- ❖ **Poteaux** : profilé **IPE330** (de même section que la traverse),
- ❖ **Pannes** : la portée $l = 6\text{ m} \Rightarrow h \cong \frac{l}{45} = 133,3\text{ mm} \Rightarrow$ choix **IPE140 à 160**,
- ❖ **Lisses** : pour une portée $l = 6\text{ m} \Rightarrow h \cong \frac{l}{45} = 133,3\text{ mm} \Rightarrow$ choix **UPE140**,

Pour une portée $l = 4 \text{ m} \Rightarrow h \cong \frac{l}{45} = 88,8 \text{ mm} \Rightarrow$ choix **UAP100**.

❖ **Potelets** : \Rightarrow choix **HEA160**.

2.1.2. Caractéristiques des matériaux de construction

Pour notre structure, on choisit les matériaux de construction suivants :

❖ **Aciers de construction pour les éléments de structure**

Pour la construction de la halle métallique, on utilise des profilés laminés à chaud en acier de nuance **S235** qui a comme caractéristiques :

- Résistance limite d'élasticité, $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$
- Module d'élasticité longitudinal, $E_a = 210000 \text{ N/mm}^2$
- Module de cisaillement, $G = 80770 \text{ N/mm}^2$
- Poids volumique, $\rho = 78500 \text{ N/m}^3$
- Coefficient de poisson, $\nu = 0,3$

❖ **Béton et armatures**

Pour la réalisation des semelles de fondations, on utilise un béton de classe C25/30, la résistance caractéristique à la compression : $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ et la résistance caractéristique à la traction : $f_{tk} = 2,1 \text{ N/mm}^2$,

Poids volumique : $\rho = 25000 \text{ N/m}^3$,

Module d'élasticité : $E_b = 32000 \text{ N/mm}^2$,

Armatures HA en acier B500, $f_{sk} = 500 \text{ N/mm}^2$.

2.1.3. Caractéristiques du sol de fondation

La halle sera implantée sur un sol meuble avec une contrainte admissible : $\sigma_{\text{sol}} = 2,0 \text{ bar}$.

Le site est classé dans la zone sismique **II**.

2.1.4. Charges et surcharges agissant sur la halle

❖ **Surcharges climatiques de Neige et Vent** : Les surcharges climatiques de neige et vent sont évaluées par les Règles Algériennes RNV99/2013.

❖ **Charges sismiques** : Elles sont évaluées par les Règles Algériennes RPA99/2003.

Halle métallique construit à Bordj Bou Arreridj \rightarrow Zone II

Sol meuble \rightarrow S3

Ouvrages de grande importance \rightarrow Groupe d'usage 1B

Ossature contreventée par palées triangulées en X ou en K $\rightarrow R = 4.00$

2.2. 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 :

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

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.

2.2.1- 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 définies par la RNV 99/2013, d'où on a la formule suivante :

Pour la **zone B** :
$$S_k = \frac{0,04 \cdot H + 10}{100} \quad \dots\dots\dots [2]$$

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.

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

2.2.1- 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 .

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

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

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

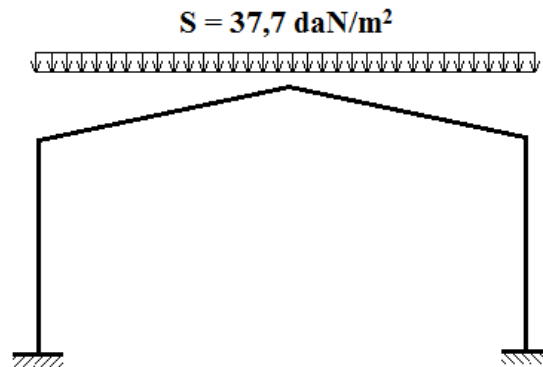


Figure 2. 5 : Surcharge de Neige sur la toiture

2.3. 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**)

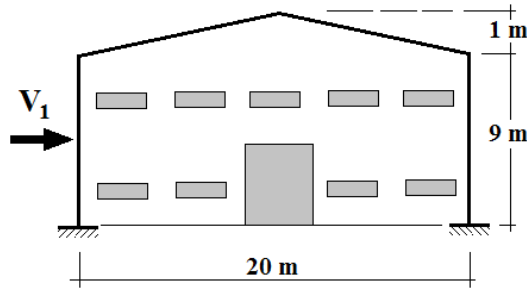


Figure 2. 6: Vent perpendiculaire au long-pan

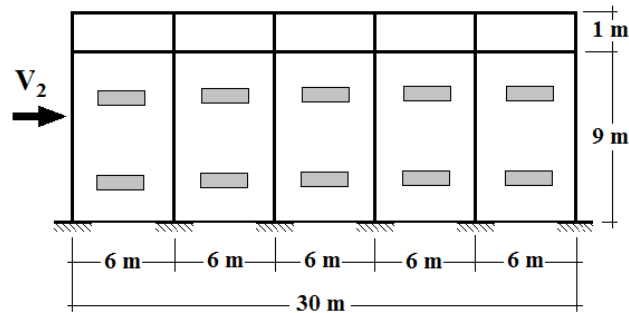


Figure 2.7: Vent perpendiculaire au pignon

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

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

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 :

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

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.

2.3.1- 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 :

$$C_d = 1 \quad [2]$$

2.3.2- 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] :

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

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**

$$\Rightarrow q_{réf} = 435 \text{ N/m}^2 \quad [2]$$

2.3.3.- 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, $z_e=h=10\text{m}$.

a) 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 :

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

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.

b) 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 :

$$(\phi < 0,05) \Rightarrow C_t(z) = 1 \quad [2]$$

c) 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 .

d) 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 :**

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

$$\text{Donc } C_r(z) = K_T * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \dots\dots\dots [2]$$

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

- **Pour la toiture :**

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

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

e) Intensité de turbulence I_v :

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

$$\text{Pour } Z > Z_{min} = 5 \text{ m} \rightarrow I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \dots\dots\dots [2]$$

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

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

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

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

- ❖ **Valeurs du coefficient d'exposition au vent C_e**

Tableau 2.2. 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 :

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

2.3.4. Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} et intérieure C_{pi}

2.3.4. a-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 m^2) de la paroi considérée, tel que :

$$C_{pe} = C_{pe1} \quad \text{si} \quad S \leq 1m^2$$

$$C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log_{10}(S) \quad \text{si} \quad 1m^2 < S < 10m^2$$

$$C_{pe} = C_{pe10} \quad \text{si} \quad S \geq 10 m^2 \dots\dots\dots [2]$$

❖ **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 [2] comme suit :

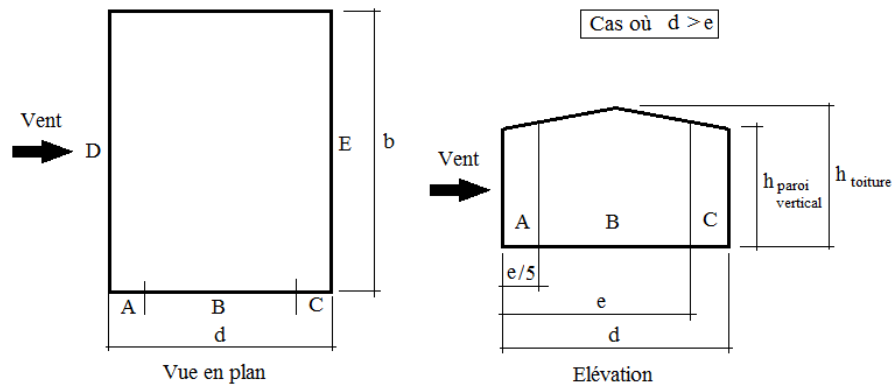


Figure 2.8. Légende pour les parois verticales

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 V_1)

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 :

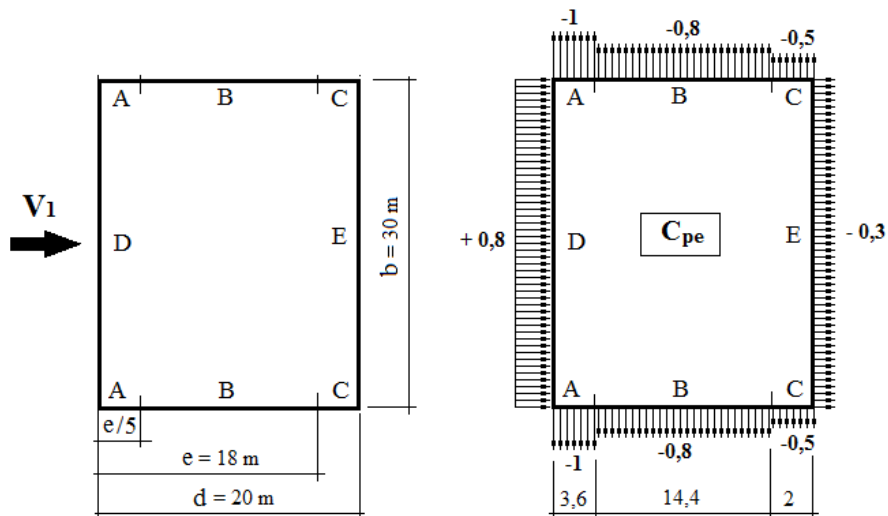


Figure 2.9. Répartition des C_{pe} pour les parois verticales (sens V_1)

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 :

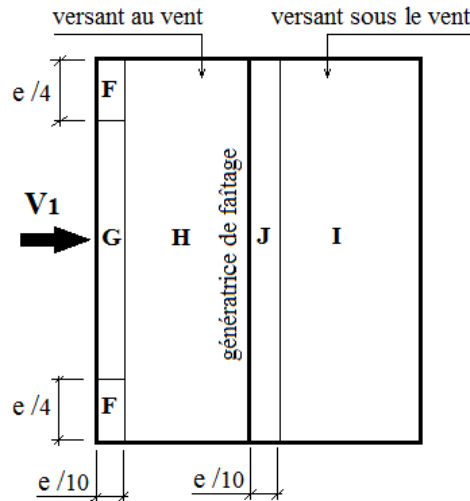


Figure 2.10. Zones de pression pour la toiture (sens V_1)

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 $\geq 10m^2$, donc : $C_{pe} = C_{pe10}$ [2].

- 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 :

$$C_{pe}(\alpha) = C_{pe}(5^\circ) + \left[\frac{\alpha - 5^\circ}{15^\circ - 5^\circ} (C_{pe}(15^\circ) - C_{pe}(5^\circ)) \right] \dots\dots\dots [2]$$

- 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 V_1)

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

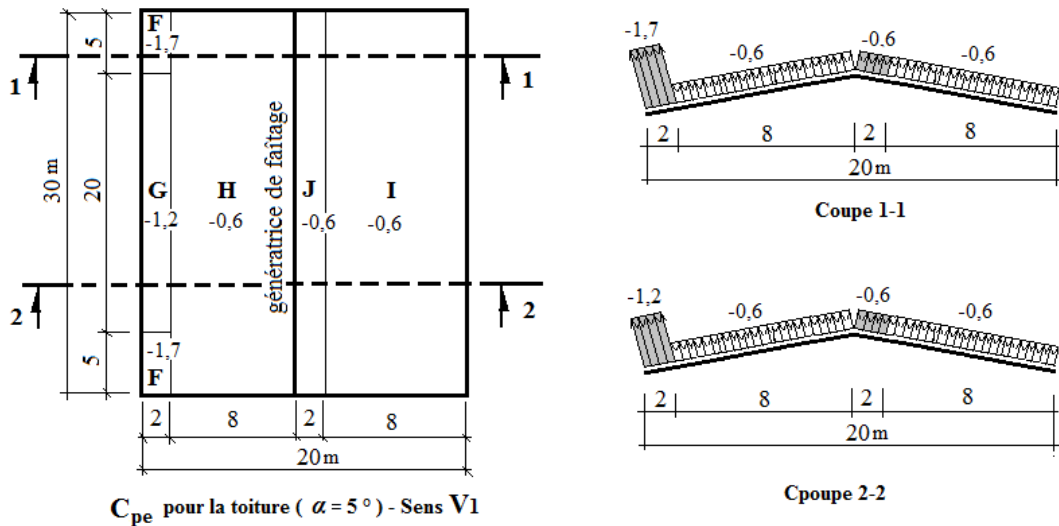


Figure 2.11. Valeurs de C_{pe} pour chaque zone de la toiture (sens V1)

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

a)- **Parois verticales :**

Pour la direction V₂ du vent, on a :

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

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 Géométrique (m)	e/5	h	e-e/5	h	d-e	h	b	h	b	h
	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	

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

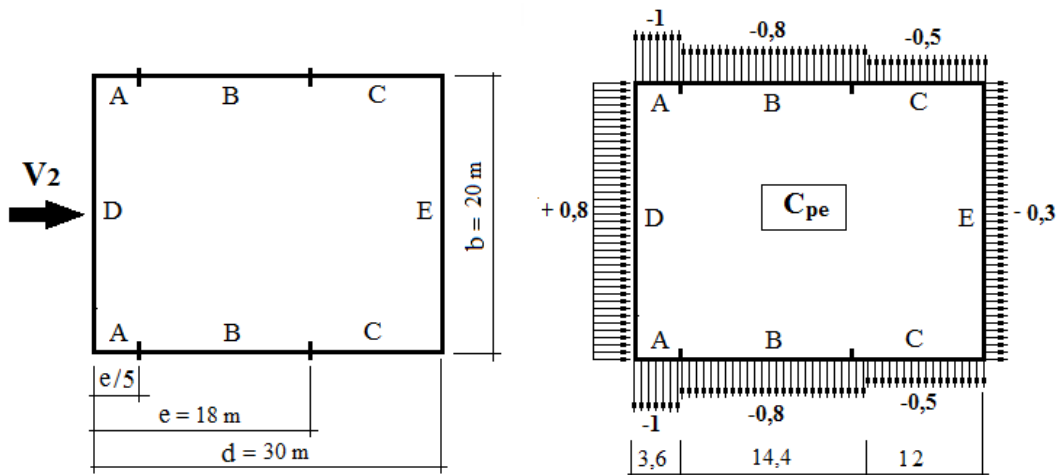


Figure 2.12. Zones de pression et répartition des C_{pe} pour les parois verticales (sens V2)

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 :

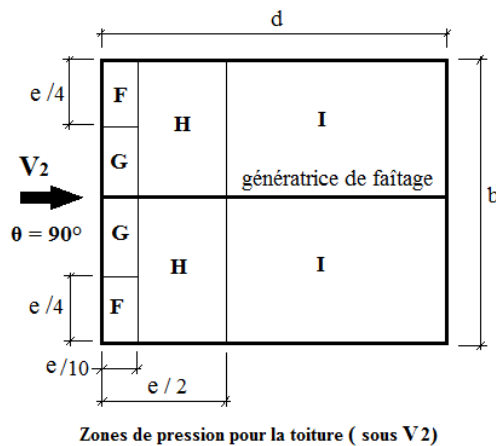


Figure 2.13. Zones de pression pour la toiture (sens V2)

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 V2)

Zone	F		G		H		I	
Dimension	e/10	e/4	e/10	b/2 - e/4	e/2 - e/10	b/2	d - e/2	b/2
Géométrique (m)	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 : $C_{pe} = C_{pe10}$

- 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

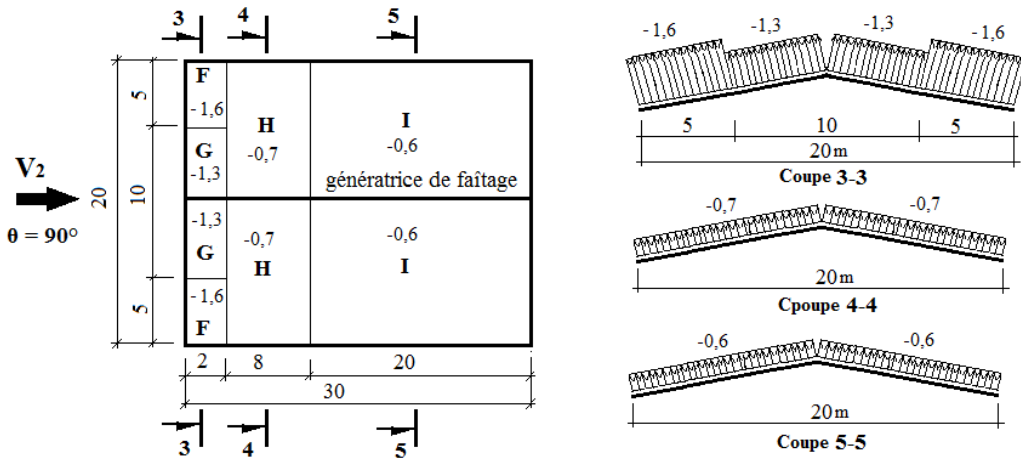


Figure 2.14. Zones de pression et répartition des C_{pe} pour la toiture (sens V2)

2.3.4. b- 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 m²
- La somme des ouvertures où $C_{pe} \leq 0$ = 13fenêtres et 2 portes = 46,04 m²

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

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 :

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

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

$$C_{pi} = -0,33$$

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

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

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

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

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

2.3.5- 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 V_1) :**

a) **Parois verticales :**

Le tableau 2.9 donne les valeurs de pression q_j sur les parois verticales pour le sens V_1 :

Tableau 2.10: Valeurs pression sur les parois verticales pour le Sens V_1

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

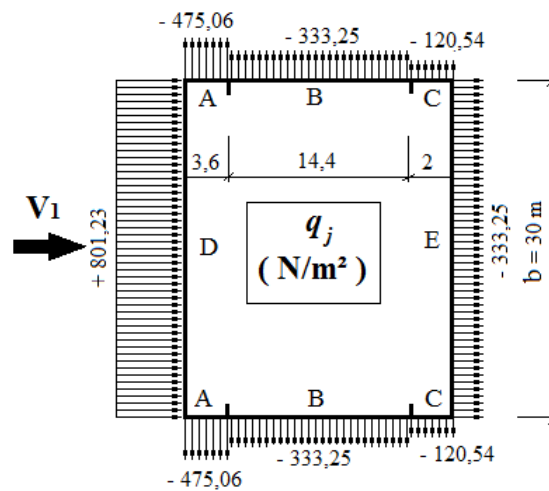


Figure 2.15. Répartition des pressions sur les parois verticales pour le Sens V_1

b) **Toitures :**

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

Tableau 2.11: 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

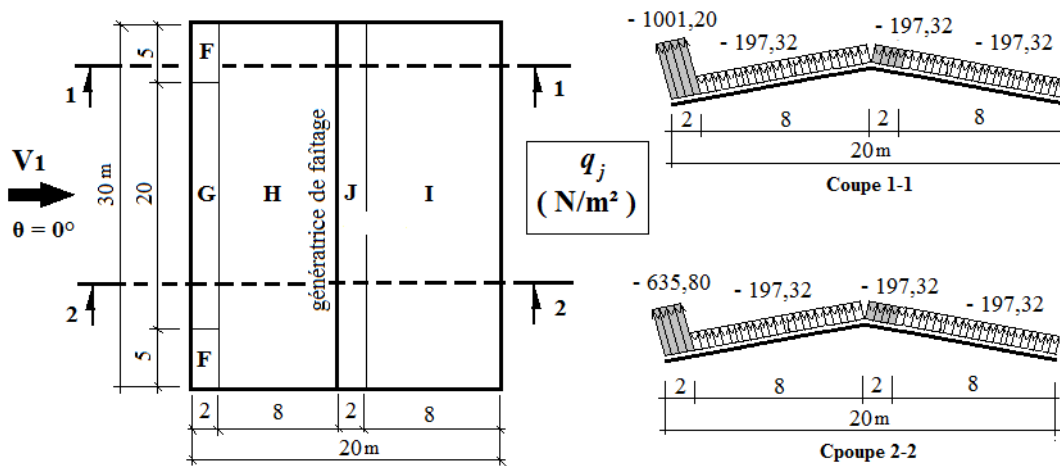


Figure 2.16. Répartition des pressions sur la toiture pour le Sens V1

❖ **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 2.12: 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

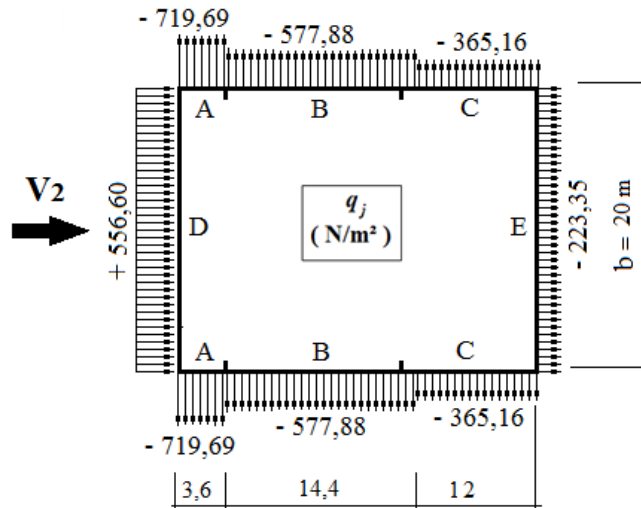


Figure 2.17. Répartition des pressions sur les parois verticales pour le Sens V2

b)- Toiture :

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

Tableau 2.13: 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

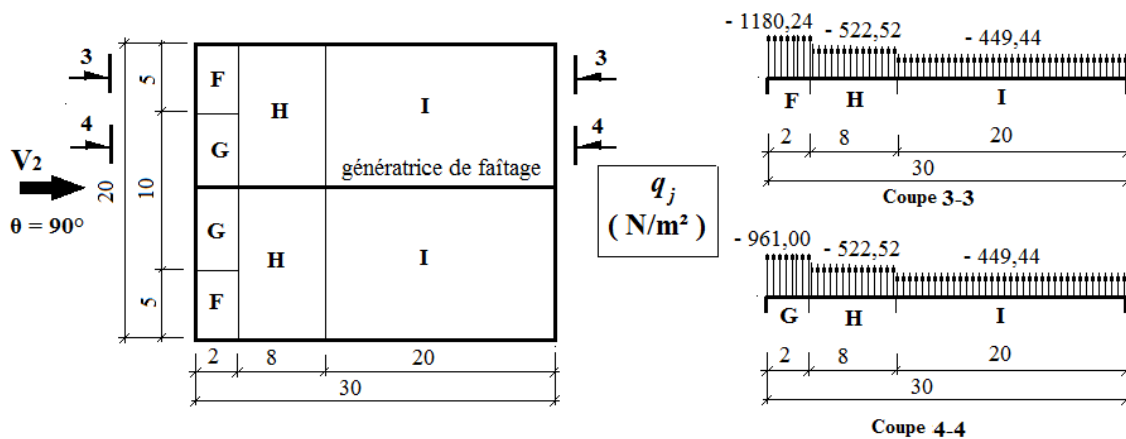


Figure 2.18. Répartition des pressions sur la toiture pour le Sens V2

2.3.6- 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 V_1) :**

- Calcul de toutes les surfaces parallèles au vent :

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

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

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

\Rightarrow 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.

\Rightarrow 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 :

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

\Rightarrow 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.

\Rightarrow On peut, donc, négliger l'effet de frottement pour le cas du vent perpendiculaire au pignon.

2.3.7- Analyse des résultats :

a) **Parois verticales** :

❖ **Sens V₁**

- **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 V₂**

* **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 $V_n = q_j'' = + 556,60 \text{ N/m}^2$

b) **Toiture** :

❖ **Sens V₁**

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 V₂**

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 :

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

2.3.8- 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 V₁) :**

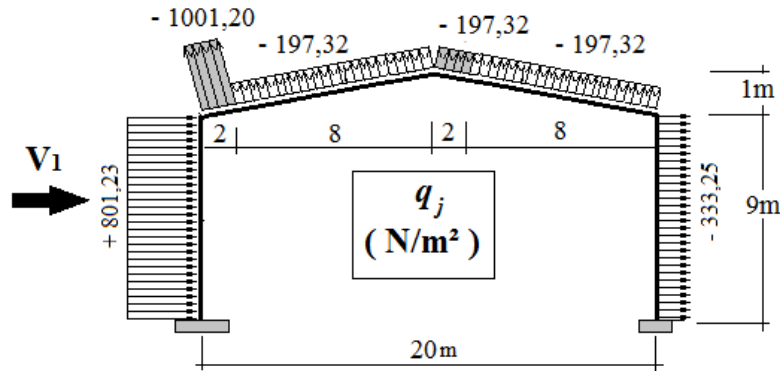


Figure 2.19. Surcharges de vent pour (sens V_1)

❖ Vent perpendiculaire au Pignon (sens V_2) :

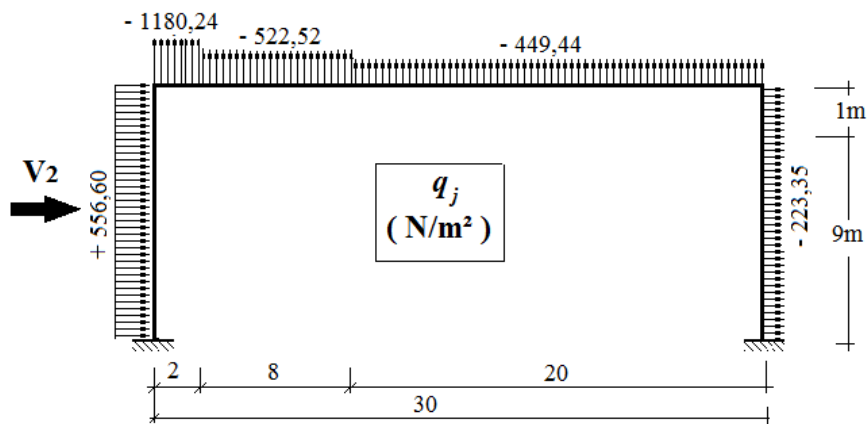


Figure 2.20. Surcharges de vent pour (sens V_2)

2.4- Etude sismique :

2.4.1- Introduction :

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

De ce 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.

2.4.2- 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.

2.4.3- 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 appliquée, il faut que la structure vérifie un certain nombre de conditions

2.4.4- Condition d'applications :

(Voir article n°4.2 Page 38 de RPA 99 / version 2003).

Notre bâtiment satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation, il est situé dans la.

Dans notre étude on opte pour la méthode statique équivalente.

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

2.4.5- 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 :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \times W \quad [3]$$

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.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : facteur de qualité.

W : poids actif de la structure.

R : coefficient de comportement global de la structure

2.4.6- Détermination du coefficient d'accélération de zone A :

Le hangar de stockage est classé dans le groupe 1B et il est situé en zone Sismique IIa.

$$A = 0.20 \quad [3]$$

2.4.7- Calcul du facteur d'amplification dynamique D :

Le facteur d'amplification dynamique moyen est donné par la formule suivante :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta. & \text{Si} \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3}. & \text{Si} \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{2/3} \times (3.0/T)^{5/3} & \text{Si} \dots\dots\dots T \geq 3.0s \end{cases}$$

[3]

T2 : période caractéristique associé à la catégorie du site.

(Voir RPA 99 /version 2003 tab 4.7).

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

D'où :

T2 = 0.50s

- Le pourcentage d'amortissement critique (Voir RPA 99 / V 2003 tab 4.2)

- Remplissages dense
- Portique en acier

} $\xi = 5\%$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule.
 (Voir RPA 99 / V 2003 formule 4.3 Page40).

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

Puisque : $\xi = 5\% \Rightarrow \eta = 1$

2.4.8- 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 $Ct = 0.05$

$$\text{avec } T = \min \begin{cases} C_T \cdot (h_n)^{3/4} \\ 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{D}} \end{cases} \quad (\text{Voir RPA 99 / V 2003 Page 45et 46}).$$

h_N : hauteur mesurée en mètre a partir de la base jusqu'au dernier niveau

Dans notre cas $h_N=11.17\text{m}$

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et de type de remplissage (tab 4.6).

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

Donc :

$$T = 0.05 \times 10^{3/4} = 0.28 \text{ s}$$

$$T = 0.09 \times \frac{10}{\sqrt{30}} = 0.16 \text{ s}$$

$$T_x = 0.16\text{s}$$

• **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 :

$$T = \min \begin{cases} C_T \cdot (h_n)^{3/4} \\ 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{D}} \end{cases} \quad (\text{Voir RPA 99 / V 2003 Page 45et 46}).$$

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

$$T = 0.05 \times 10^{3/4} = 0.28 \text{ s}$$

$$T = 0.09 \times \frac{10}{\sqrt{20}} = 0.20 \text{ s}$$

$$T_y = 0.28\text{s}$$

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

$$D = 2.5 \eta = 2.5$$

$$D=2.5$$

Détermination du facteur de qualité Q :

Q=1

2.4.9- Coefficient de comportement global de la structure R :

Voir tableau 4.3 de RPA/2003

On a :

Catégorie : B acier

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

Sens longitudinale : portique auto stable ordinaire : **R_y=4**

2.4.10 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 :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

Avec : $W = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

W_{Gi} : poids due aux charges permanentes.

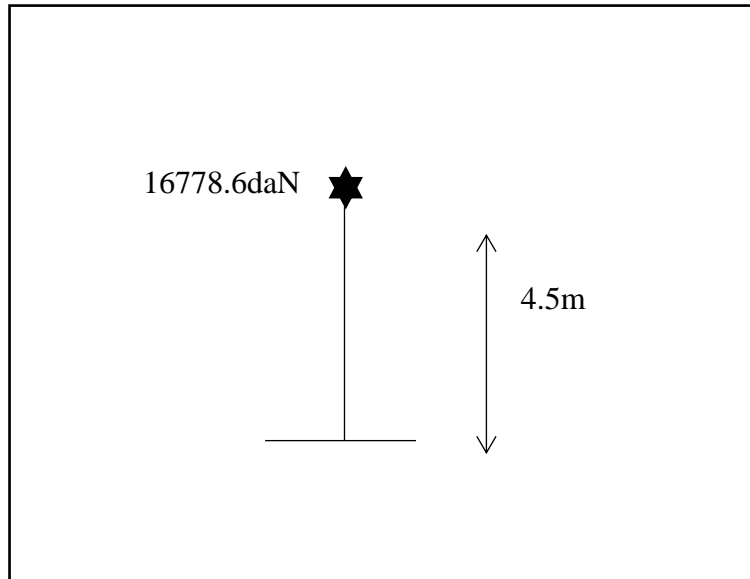
W_{Qi} : poids due aux charges d'exploitations.

β : coefficient de pondération Tableau 4.5.

Donc : $\beta = 0.5$ (hangar)

2.4.10.a. Poids de la structure

élément	type	poids (daN)
potelets	HEA160	209.6
traverses	IPE330	5892
pannes	IPE140	3483
sablières	HEA120	1194
couverture	TN40	6000
Totale		16778.6



Répartition des poids par niveau

2.4.10.b. Poids total de la structure

$W = 16778.6 \text{ daN}$

Sens transversal :

$$V = \frac{0.2 \times 2.5 \times 1}{4} \times 16778.6 = 2097.32 \text{ daN}$$

Sens longitudinal :

$$V = \frac{0.2 \times 2.5 \times 1}{4} \times 16778.6 = 2097.32 \text{ daN}$$

D'où l'effort sismique globale agissant à la base **$V = 2097.32 \text{ daN}$**

2.5- Conclusion :

On conclut que l'effet climatique est plus efficace que l'effet sismique donc on fait le calcul en considérant le surcharge climatique seulement.

Chapitre 3

Analyse des portiques

3.1 Introduction :

Les portiques constitués de poteaux et traverses sont généralement les plus utilisés de nos jours pour des raisons de simplicité en comparaison avec les portiques (poteaux – fermes). Leurs utilisations sont par contre limitées à cause de leurs portées. ($l < 40$ m). Pour les portiques de longues portées, il est préférable pour des raisons économiques d'opter pour des poutres à treillis (fermes). Les profilés laminés en I ou H sont les plus utilisés comme poteau de charpente métallique. Les traverses sont généralement constituées de profilés laminés en I

Les portiques en générale peuvent avoir une portée de 15 à 60m, toutefois les portées comprises entre 20 et 30m sont généralement les plus économiques

3.1.1 Modélisation de la structure sous Robot

Les portiques sont les éléments principaux pour une structure métallique, ils supportent les

Différents efforts agissants sur la structure qui sont de nature permanente, variable ou accidentelle.

Le dimensionnement de ces éléments nécessite le calcul des moments sur les appuis des barres, cependant cette tâche est compliquée au niveau du calcul manuel à cause de l'hyperstatique de la structure, nous proposons de faire ces calculs à l'aide d'un logiciel Robot structural analysis.

3.1.2 Présentation du logiciel Robot Structural

Autodesk Robot Structural Analysis Professional est une application logicielle collaborative,

Polyvalente et rapide, capable de calculer les modèles les plus complexes grâce à un maillage automatique d'une puissance exceptionnelle, des algorithmes non linéaires, ainsi qu'un jeu complet de normes de conception, le tout pour des résultats quasiment instantanés.

Autodesk Robot Structural Analysis Professional offre également l'avantage d'un flux de travail,

Enfin gérer la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

Collaboratif fluide et d'une remarquable interopérabilité grâce à ces liaisons bidirectionnelles 3D vers les produits complémentaires, il fournit une solution d'analyse évolutive et par pays pour de nombreux types de structures, qu'il s'agisse de bâtiments, d'ouvrages d'art ou de structures spéciales. Robot a été conçu pour modéliser les structures, calculer les efforts

internes, les déformations, vérifier les résultats obtenus et dimensionner les éléments spécifiques de la structure avec les exigences règlementaires en vigueur. Le mode opératoire du logiciel robot peut être divisé en plusieurs étapes :

- Définition du modèle de la structure.
- Calculs (statiques ; dynamiques . . . etc.
- Dimensionnement des éléments de la structure à partir des résultats du calcul obtenus et des normes disponibles

3.2 Modélisation de la structure

La modélisation de la charpente métallique que nous avons effectuée sous Robot est représentée sur la figure suivante :

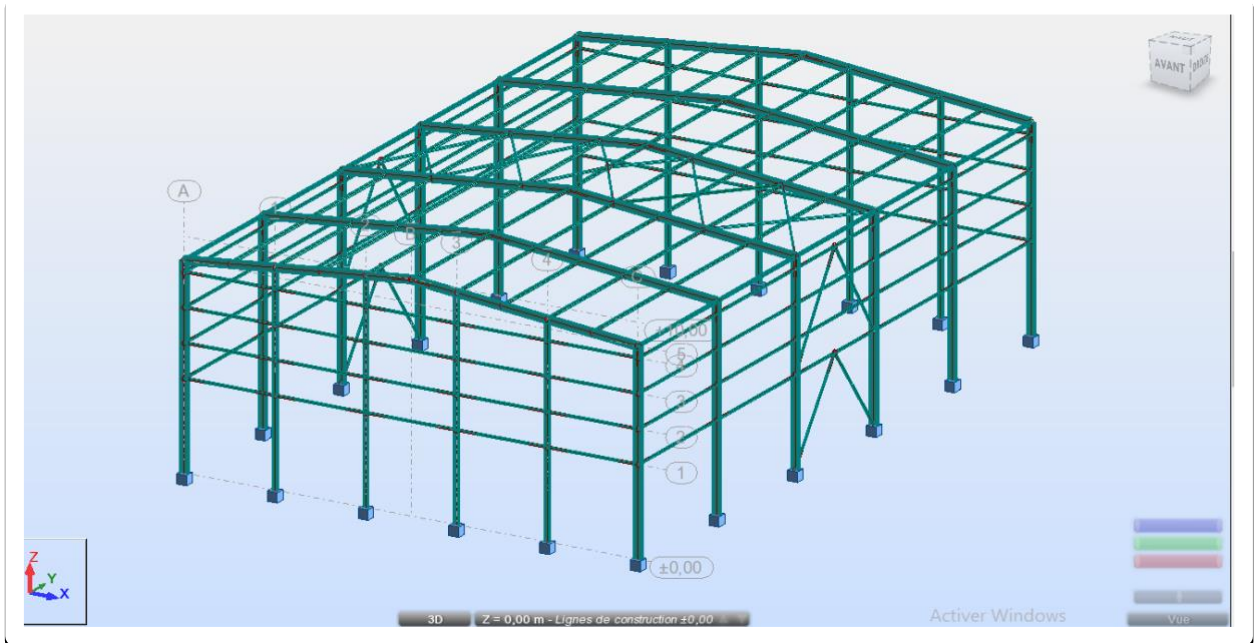


Figure 3.1: Modélisation de la charpente sur robot

3.2.1. Cas de charges

Le chargement que subit la charpente métallique se répartit en trois types de charge; charges permanentes représentées par le poids propre de l'ossature, le poids de la toiture et le poids du bardage, ensuite des charges d'exploitation représentées par la charge à stocker et charge roulant du chariot qui sont négligeables dans notre cas et celle de l'entretien en fin il y a la charge du vent qui est générée automatiquement par le logiciel.

3.2.2. Les combinaisons des charges :

$$G + Q$$

$$1.35 G + 1.5 Q$$

$$G + Q + V$$

0.8 G + V

G + S + 1.2 V

3.3. Modélisation de la charge permanente

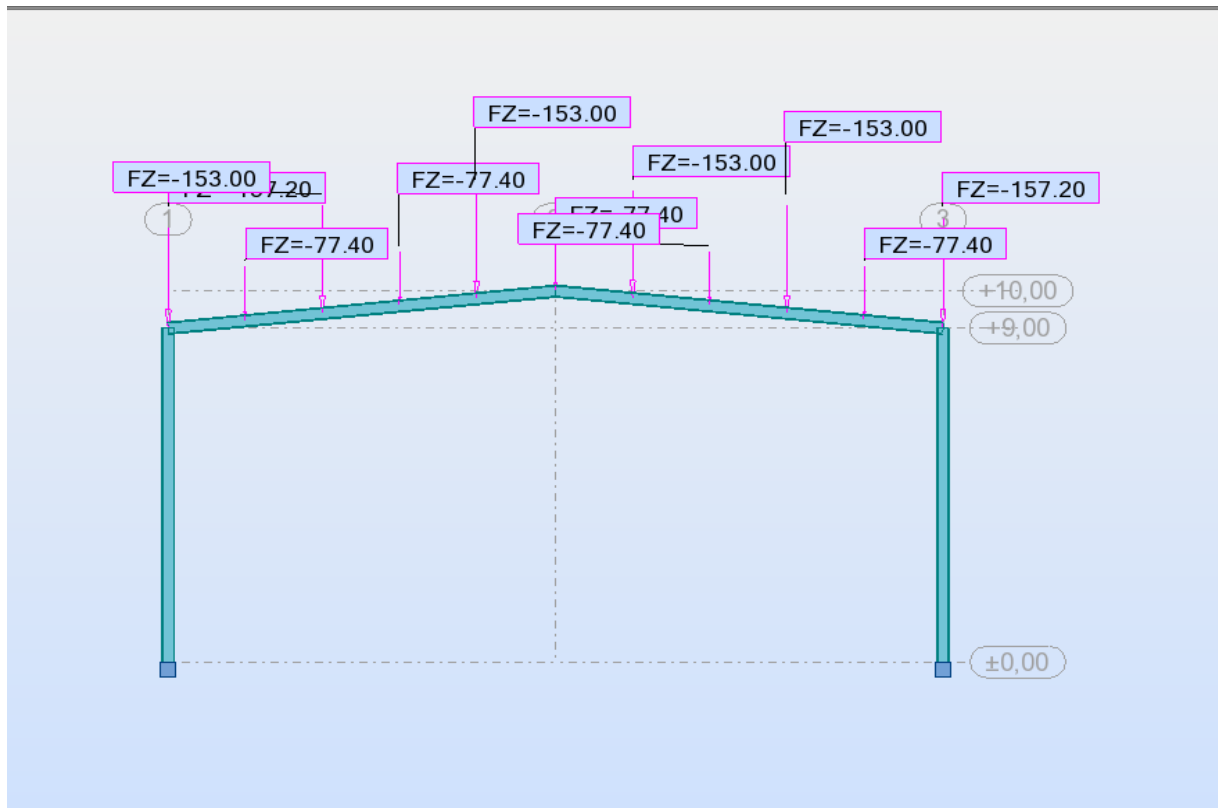


Figure 3.2 : Traverses à âme pleine

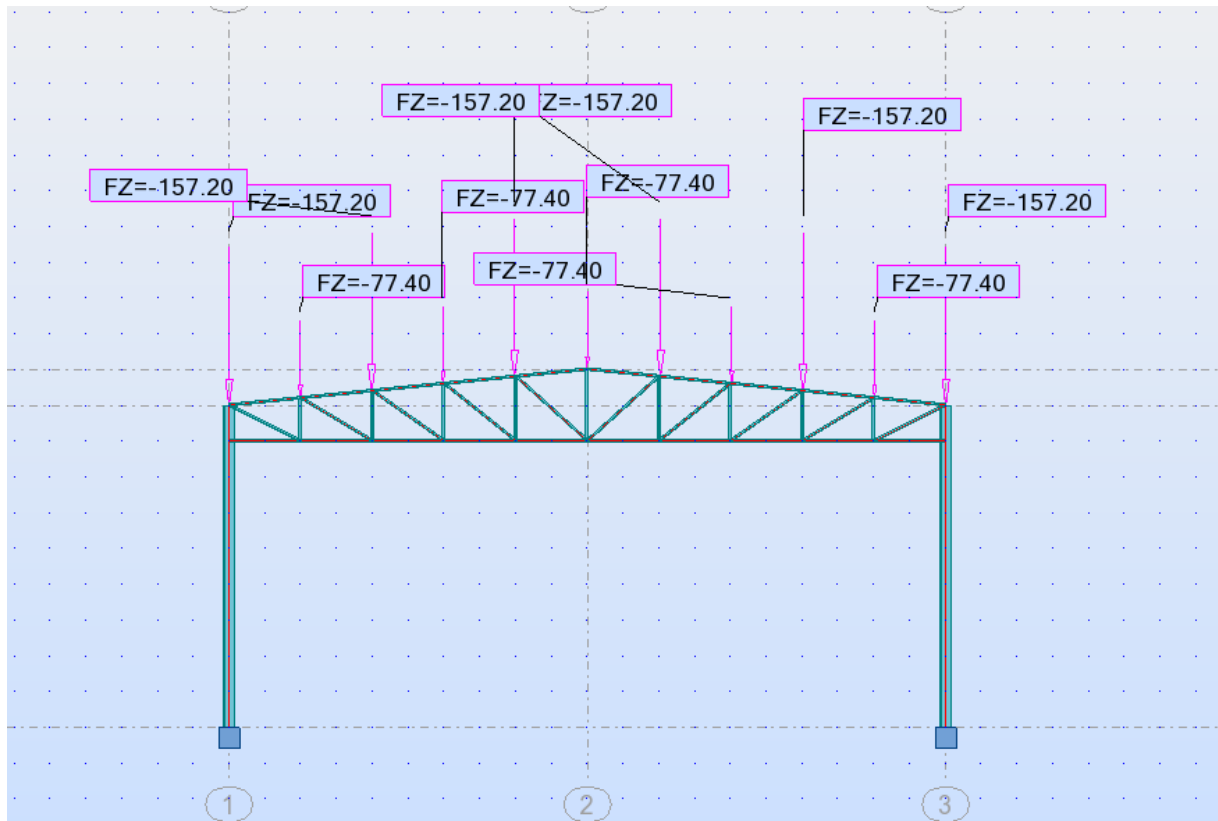


Figure 3.3: Fermes à treillis

3.3.1 Exploitation des résultats

✓ Déformé :

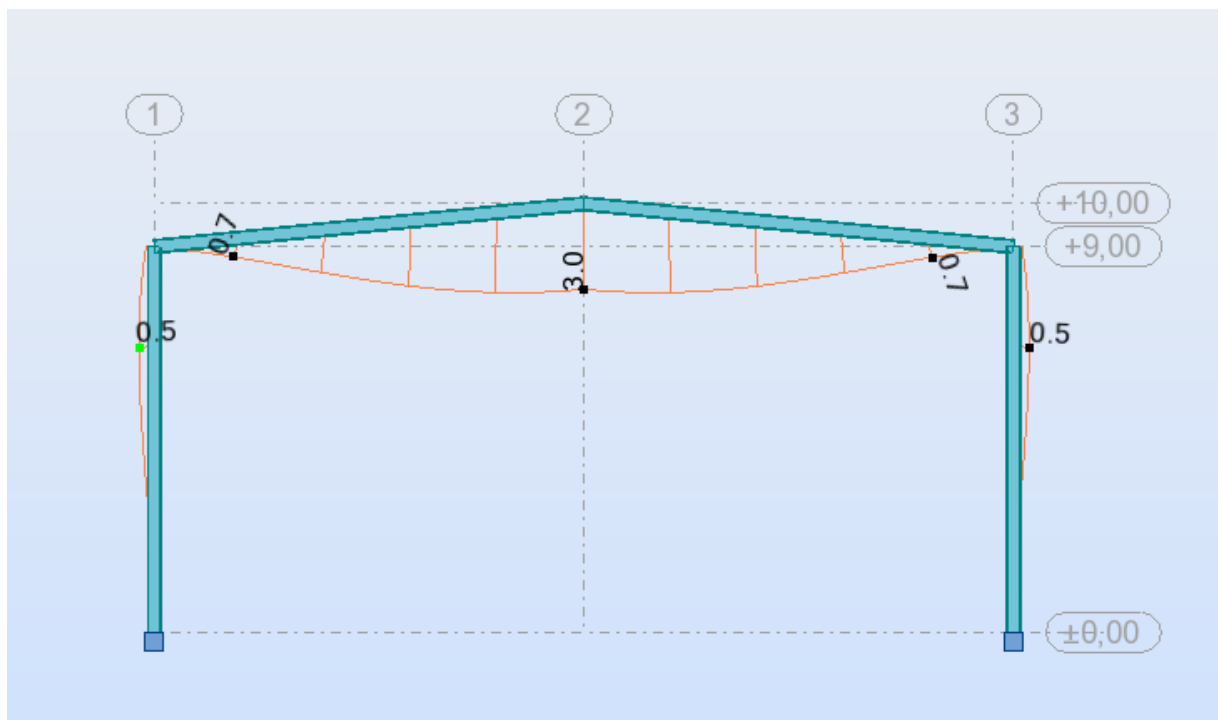


Figure 3.4. Traverses à âme pleine

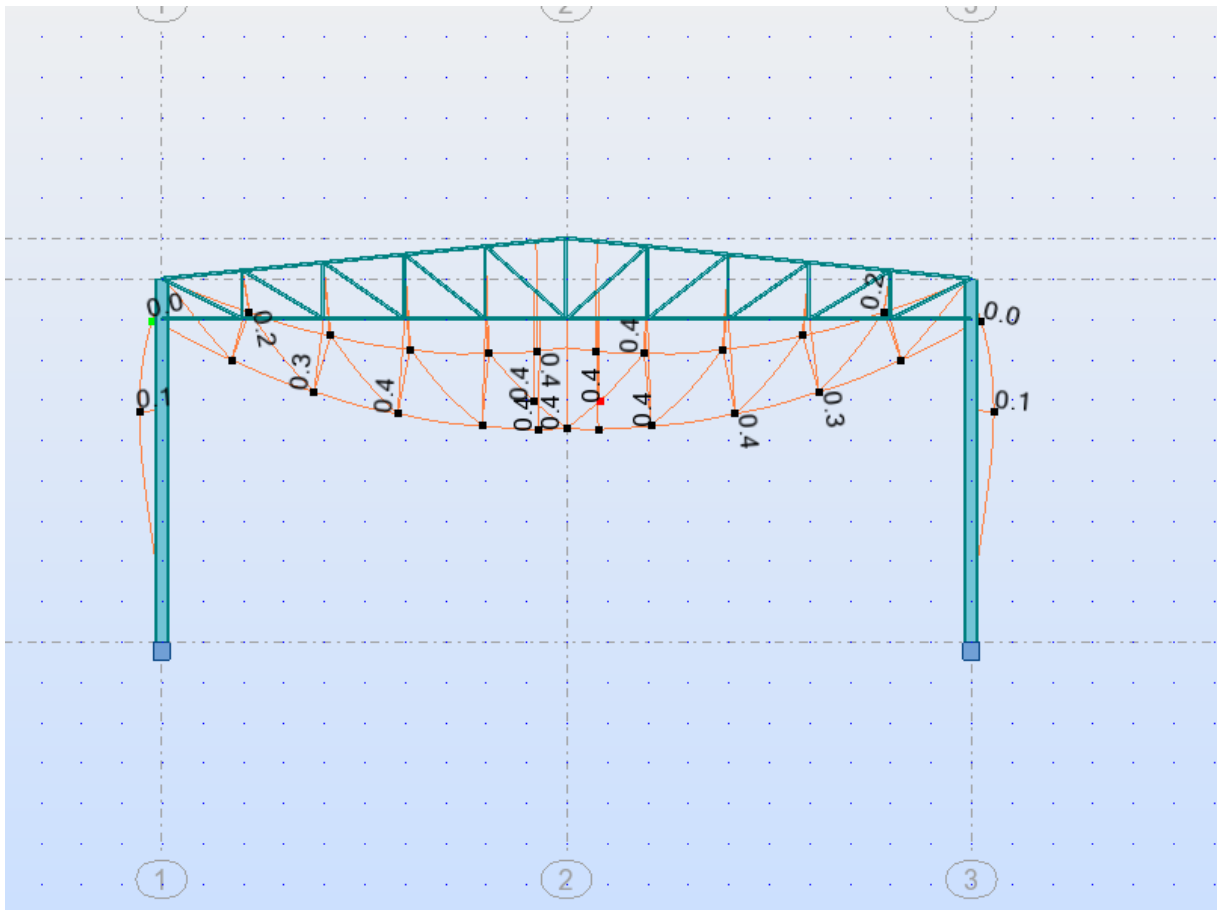


Figure 3.5: Fermes à treillis

✓ Le moment

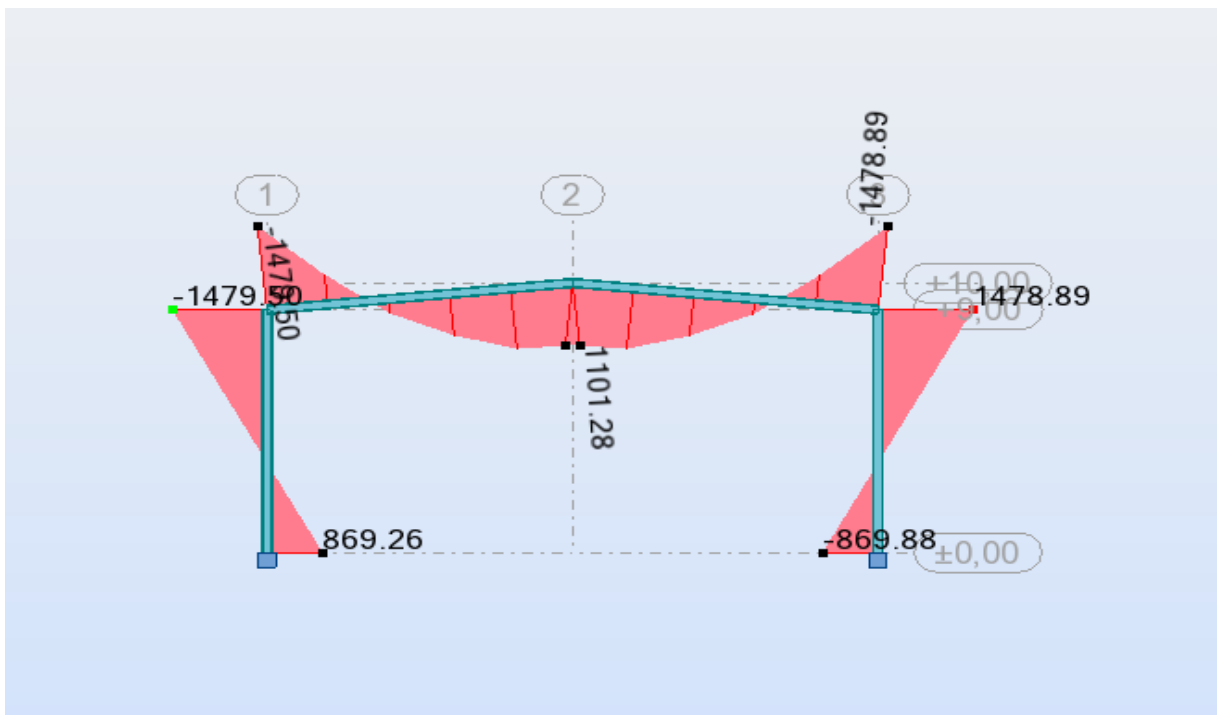


Figure 3.6: Traverses à âme pleine

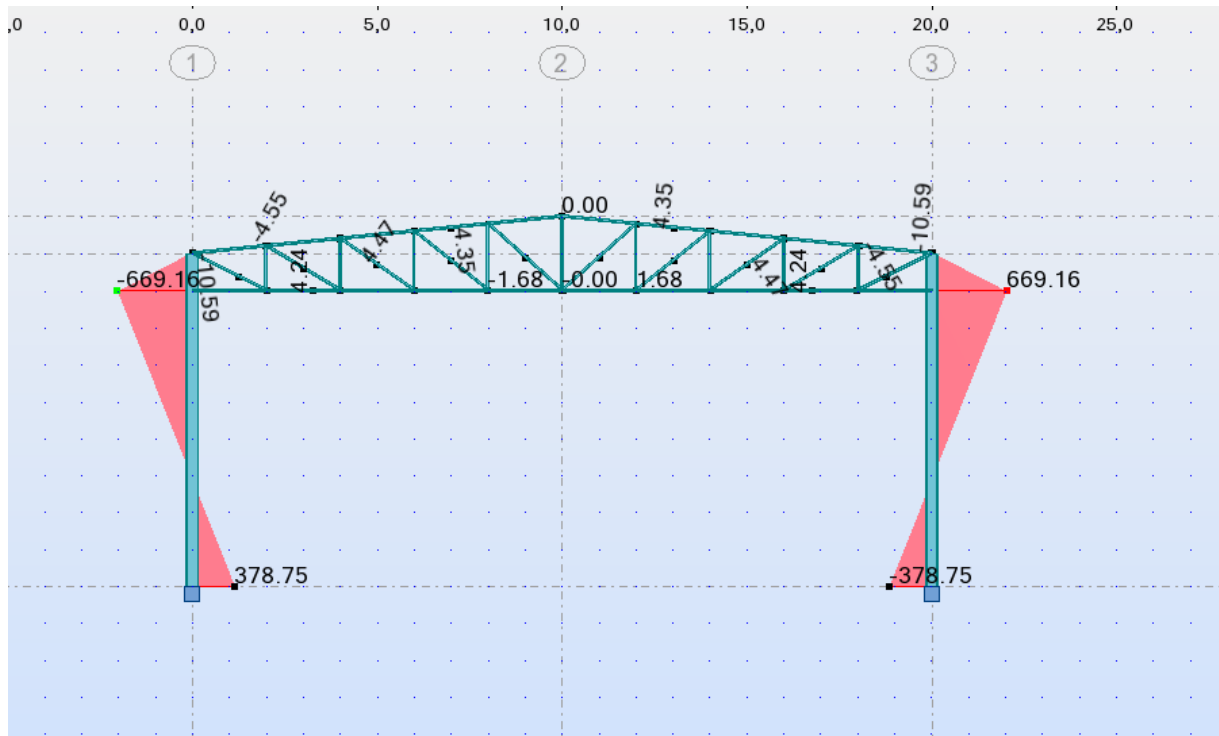


Figure 3.7: Fermes à treillis

✓ Contrainte :

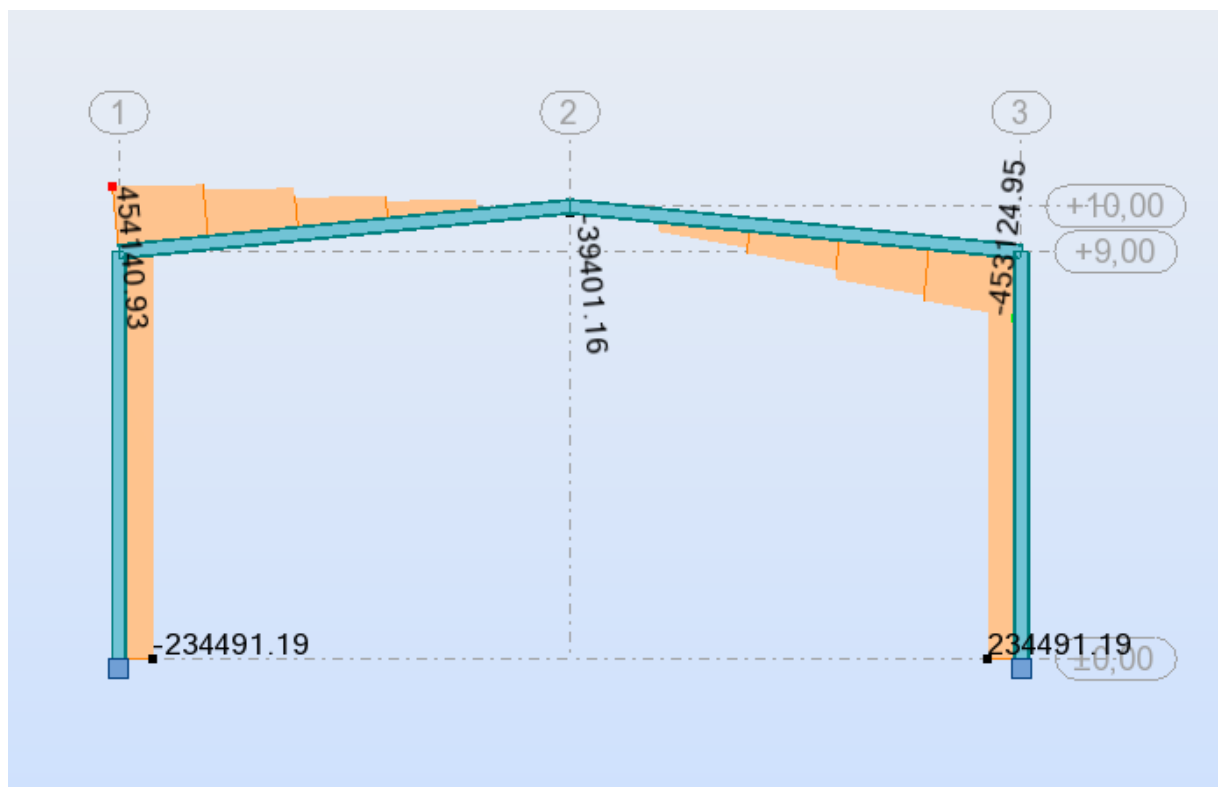


Figure 3.8: Traverses à âme pleine

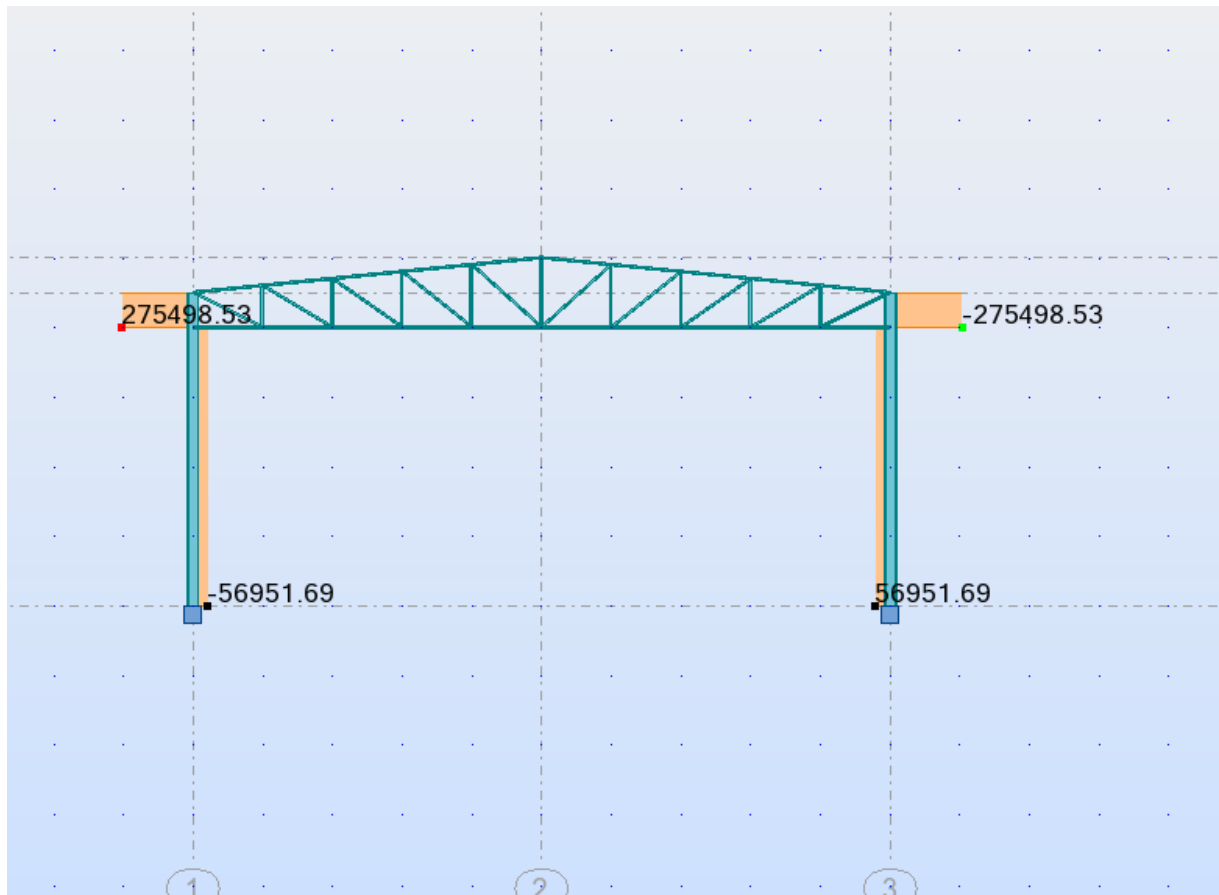


Figure 3.9: Fermes à treillis

3.4 Modélisation de la charge du vent

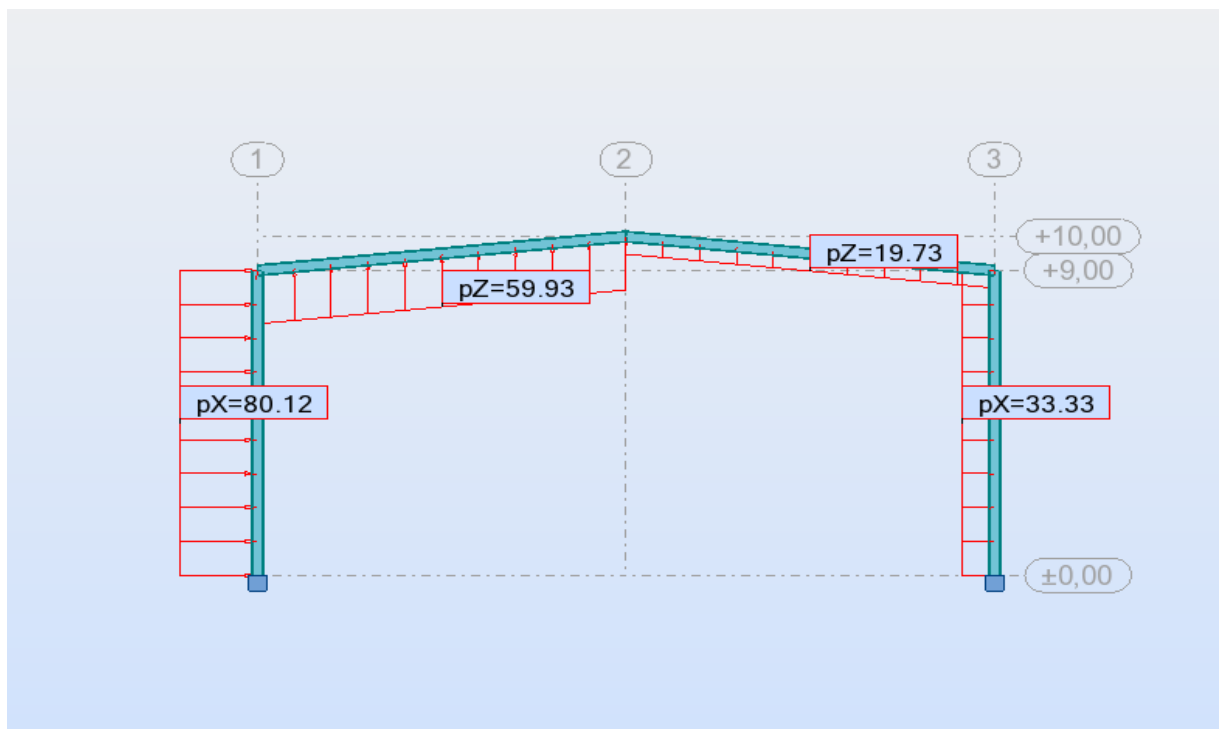


Figure 3.10: Traverses à âme pleine

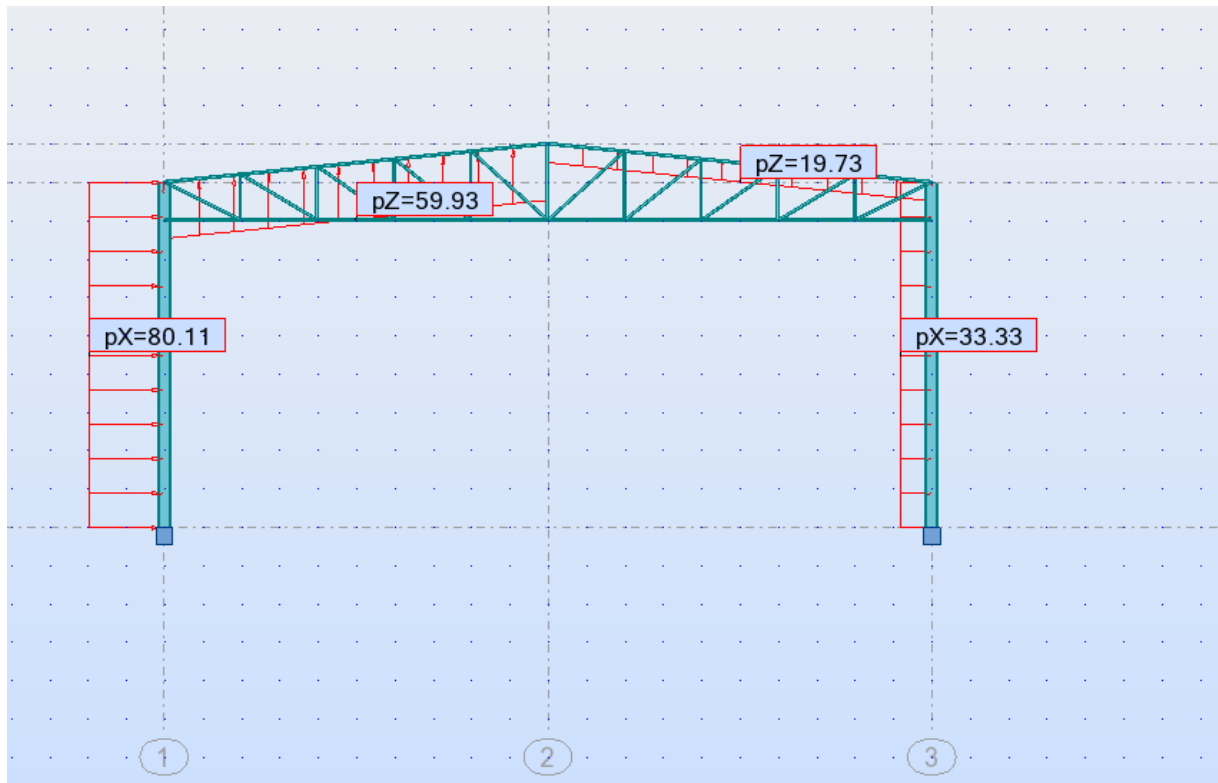


Figure 3.11: Fermes à treillis

3.4.1 Exploitation des résultats

✓ Déformé :

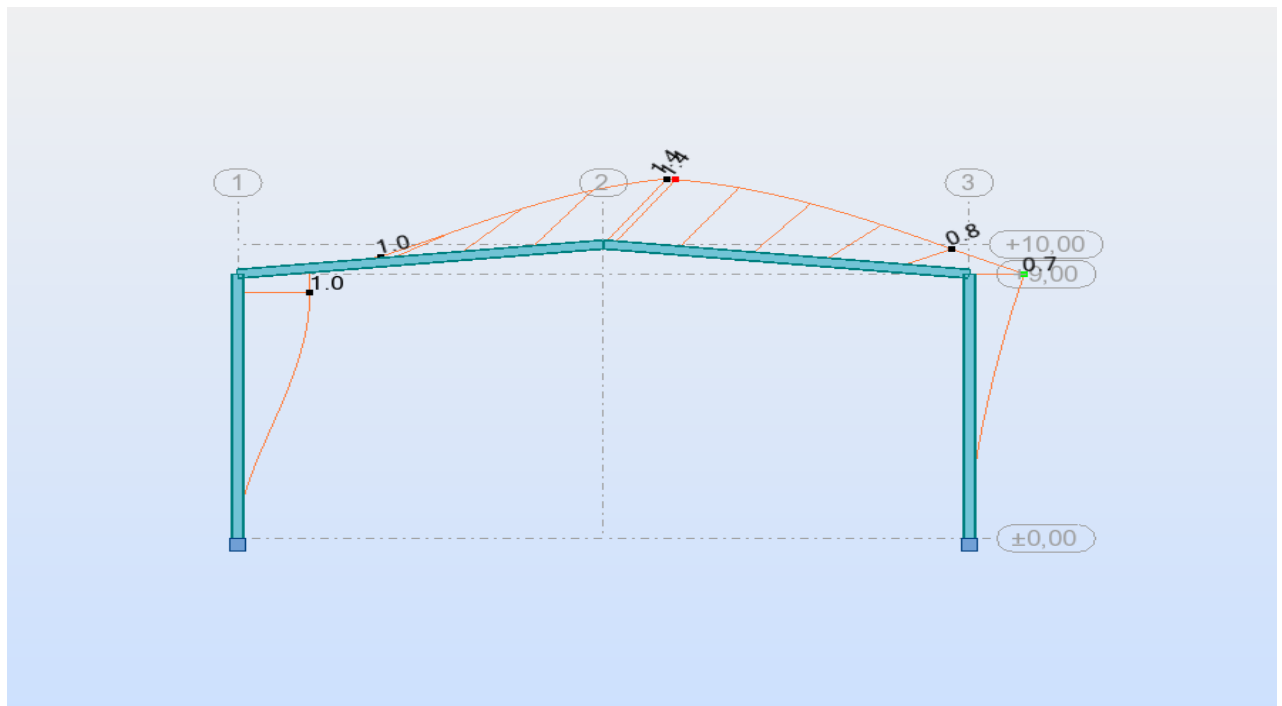


Figure 3.12: Traverses à âme pleine

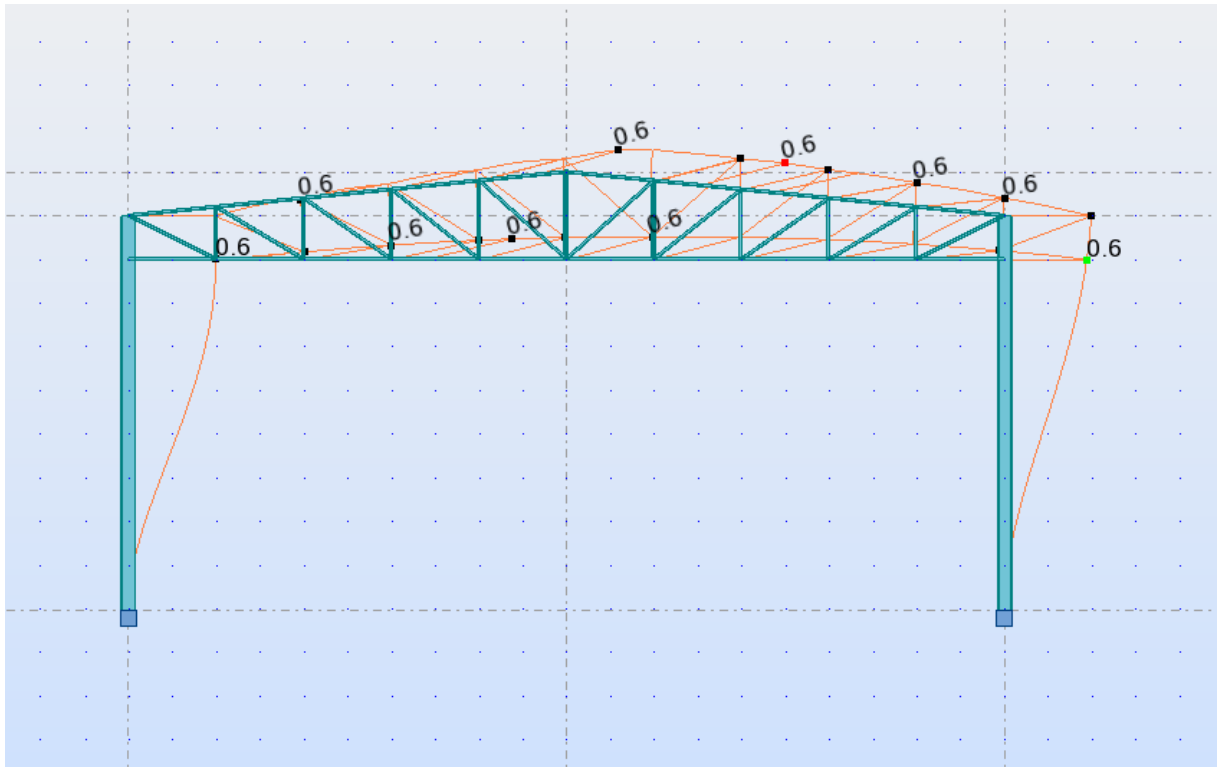


Figure 3.13: Fermes à treillis

✓ Le moment

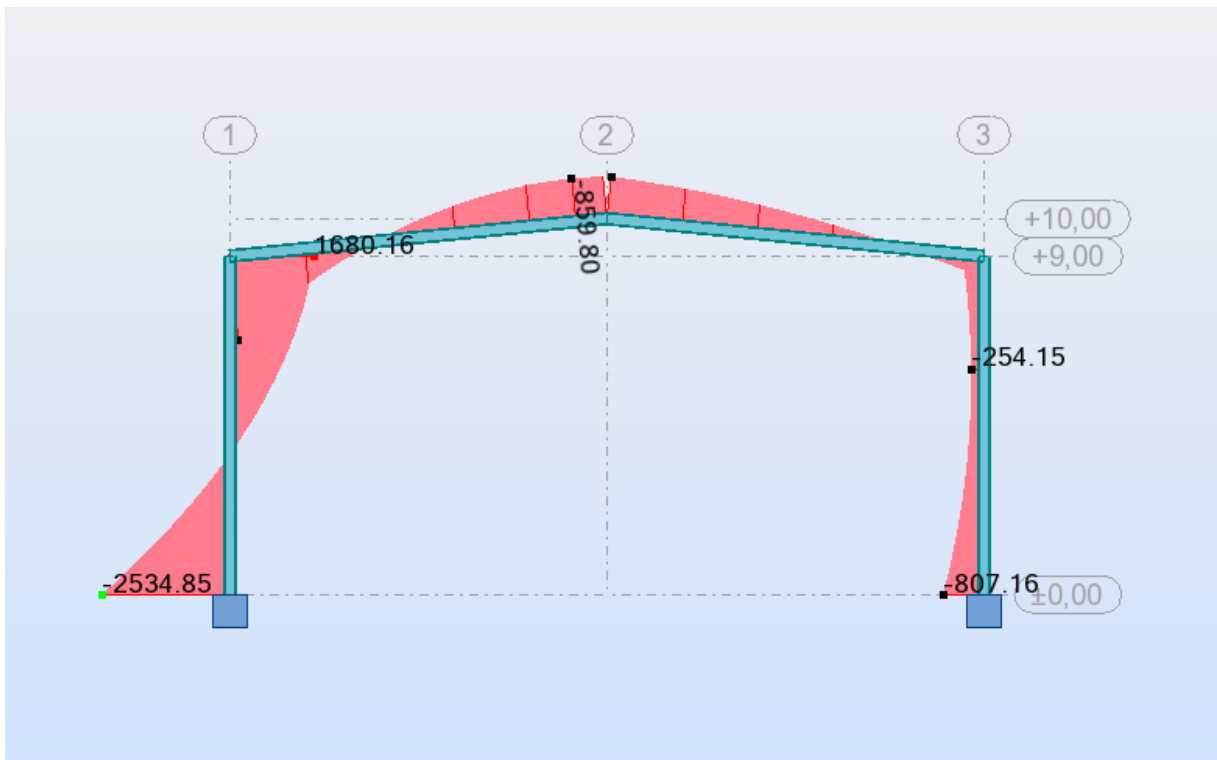


Figure 3.14: Traverses à âme pleine

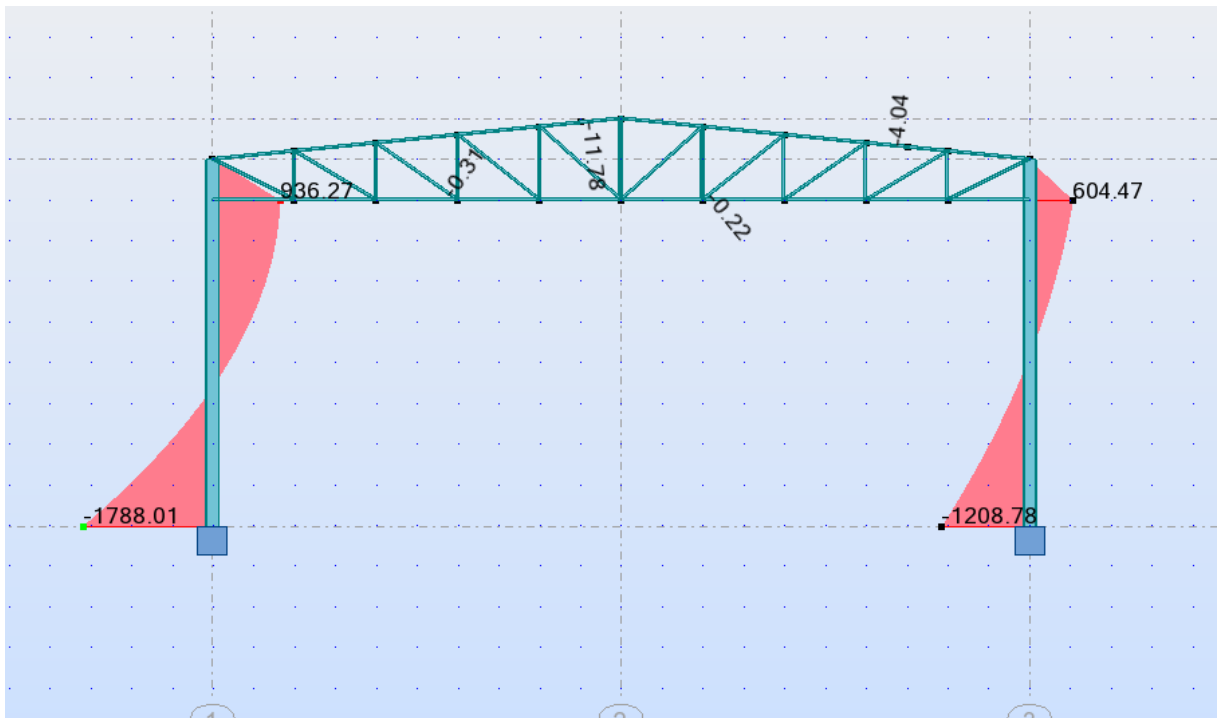


Figure 3.15: Fermes à treillis

✓ Contrainte :



Figure 3.16. Traverses à âme pleine

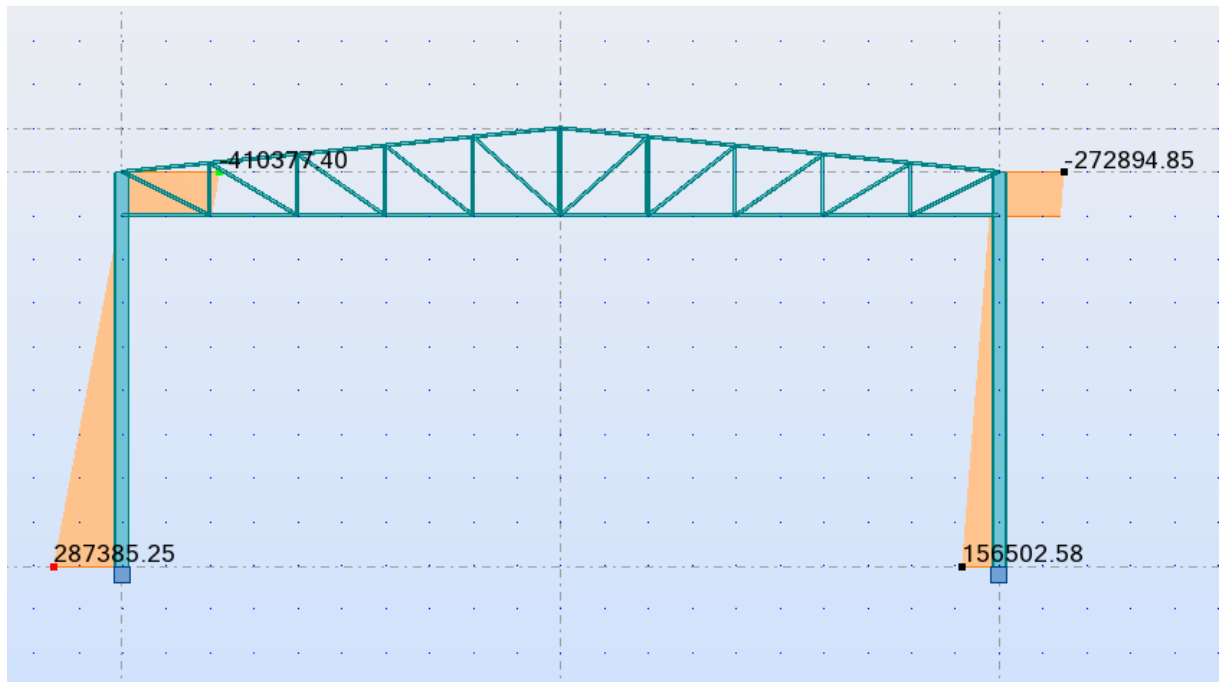


Figure 3.17: Fermes à treillis

3.5 Assemblage poteau _ traverse :

- L'assemblage poteau – traverse est réalisé à l'aide d'une platine boulonnée à la traverse et au poteau.
- L'assemblage est sollicité par un moment fléchissant, effort tranchant et un effort normal.

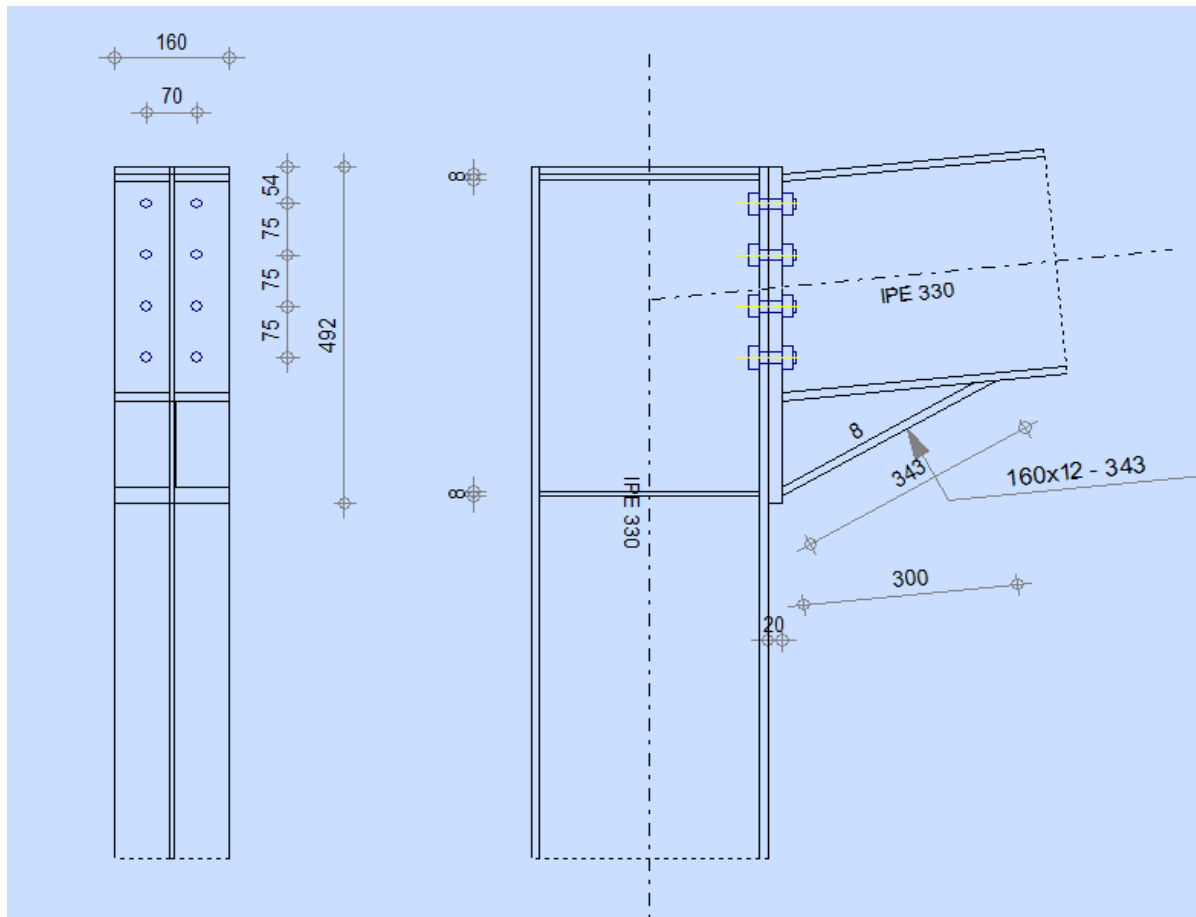


Figure 3.18: Représentation de l'assemblage Poteau-traverse

On choisit des boulons de classe 8.8

Nombre de boulons = 8

Nombre de files : $n = 2$

Poteau IPE330

Traverse IPE 330

$V_{sd} = -1052.78 \text{ daN}$

$M = 2984.04 \text{ daN}\cdot\text{m}$

$N = -526.29 \text{ daN}$

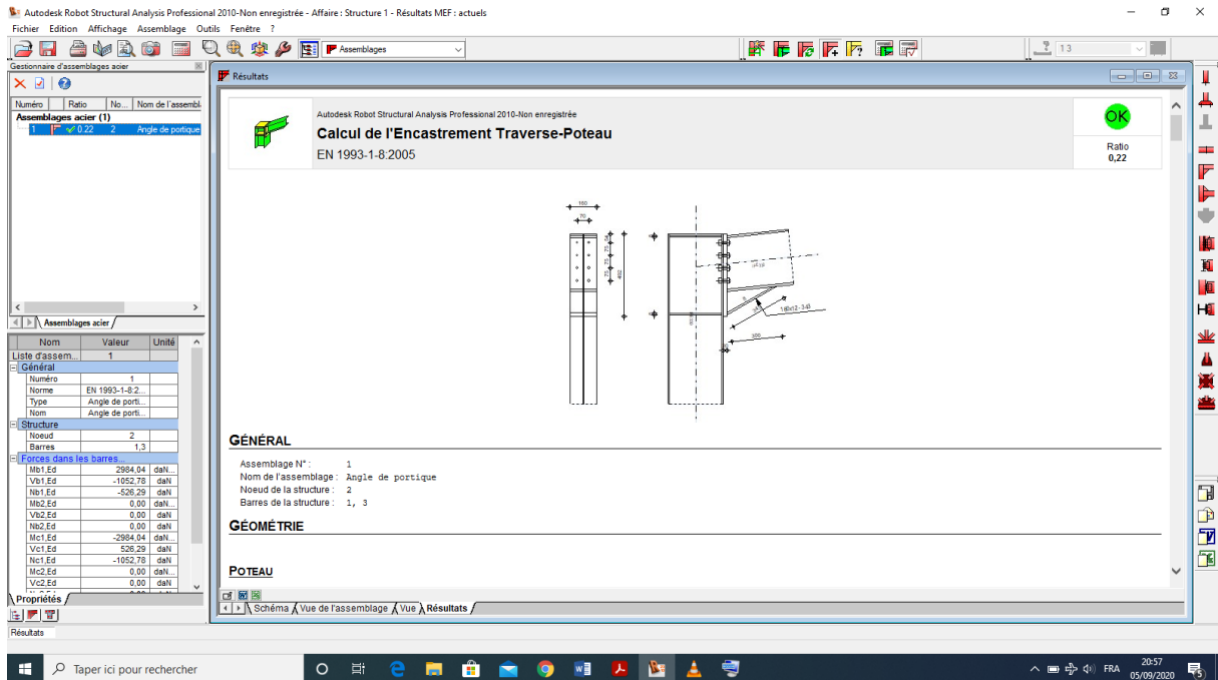


Figure 3.19: vérification d'assemblage

D'après ROBOT on constate que l'assemblage est bien vérifié

3.6 Assemblage traverse _ traverse

Traverse IPE330-IPE330 :

- L'assemblage traverse – traverse est réalisé par l'intermédiaire d'une platine boulonnée.
- Si la portée du portique ne dépasse pas certaines limites pour le transport (environ 16m), L'assemblage du faitage peut être réalisé en usine, hors chantier, permettant ainsi des économies

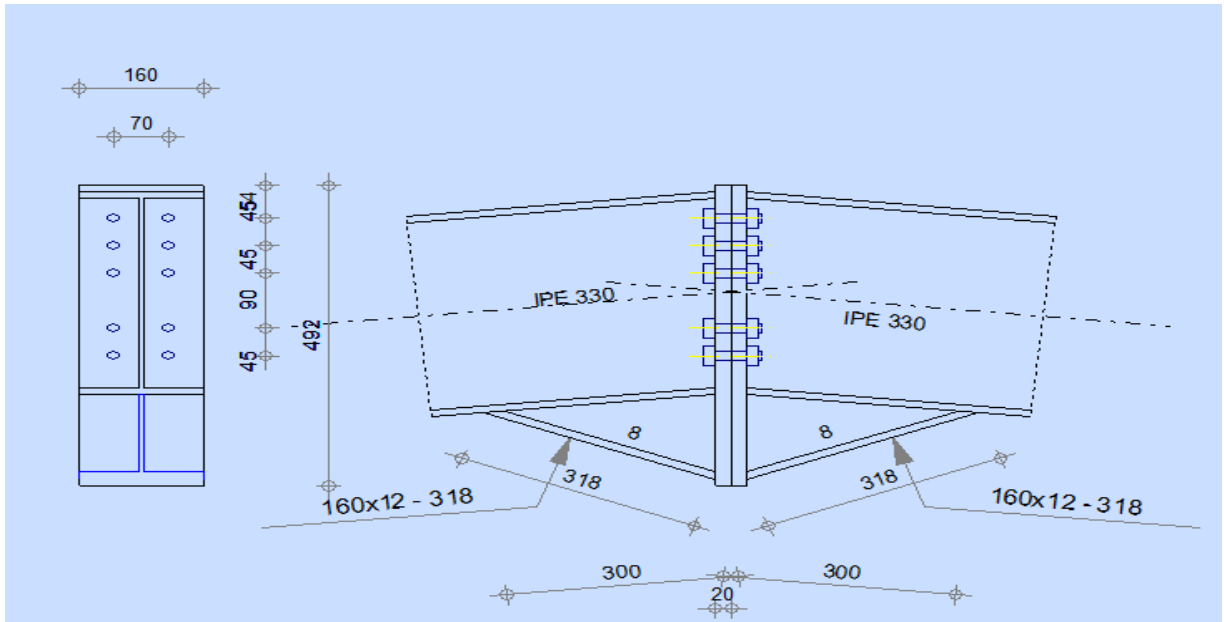


Figure 3.20: Représentation de l'assemblage traverse-traverse

On choisit des boulons de classe 8.8

Nombre de boulons = 10

Traverse : IPE330

$M_{max} = 29818.91 \text{ daN} \cdot \text{m}$

$V_{sd} = 64898.23 \text{ daN}$

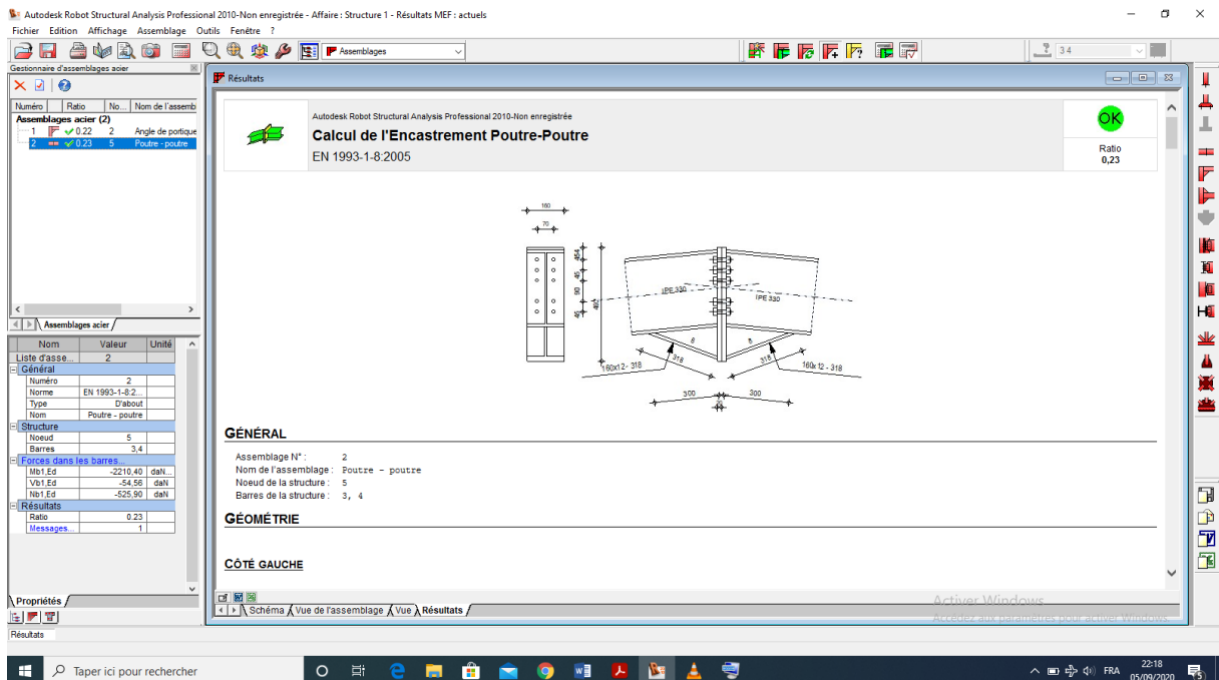


Figure 3.21: vérification d'assemblage

D'après ROBOT on constate que l'assemblage est bien vérifié

Conclusion

générale

CONCLUSION GENERALE

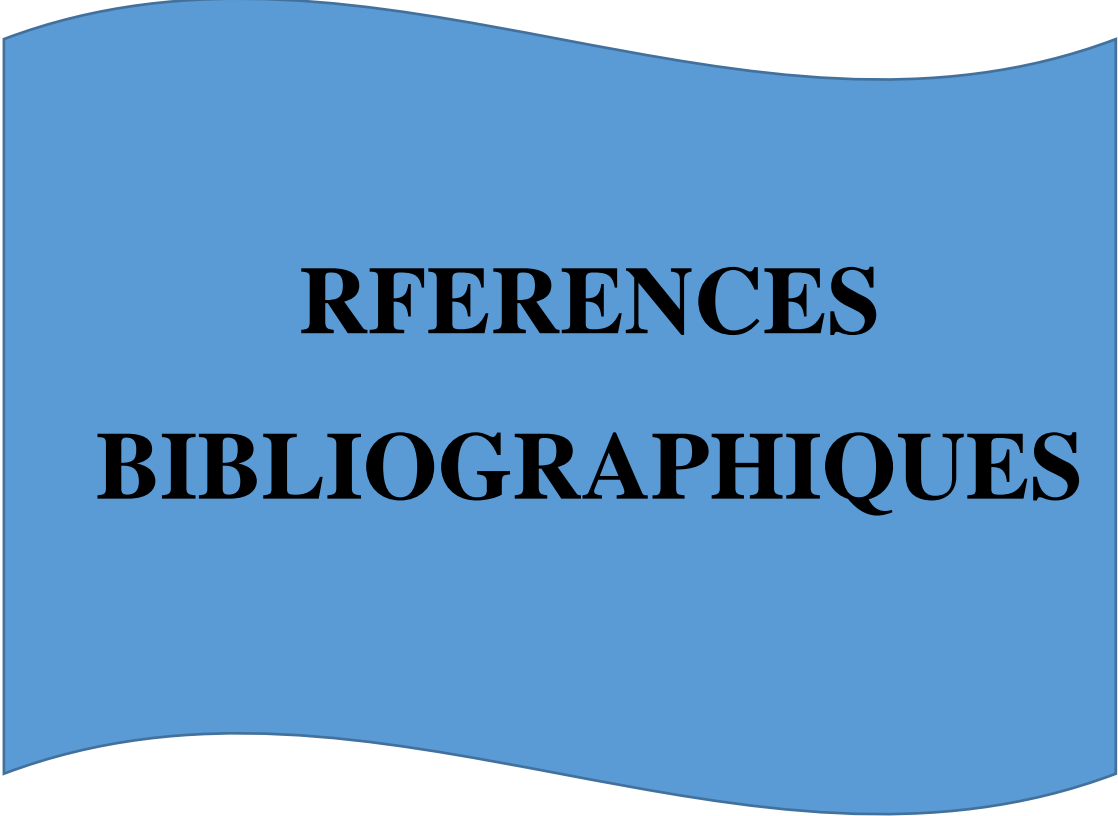
Notre projet de fin d'étude fut une expérience enrichissante qui nous a permis d'approfondir et d'acquérir de nouvelles connaissances tout en mettant en pratique sur un cas réel les notions fondamentales de dimensionnement. Ça nous a permis d'utiliser logiciel de calculs pour ce type d'ouvrage « Robot »

Ce projet, réalisé en individuel sous l'encadrement de prof TITOU MESSAOUD, nous a donné l'occasion de s'initier au travail d'équipe. Il fut une très bonne expérience avant le début de notre vie professionnelle.

En effet, nous avons su progresser, à la fois dans l'apprentissage des méthodes de travail d'un ingénieur, mais également, dans l'étude des règlements RNVA99, RPA 99, et l'Euro code 3 concernant le dimensionnement des structures.

L'organisation et les bases de dimensionnement de ces types de structures calculées dans les chapitres précédents a rendu possible l'élaboration de l'étude comparative de ces variantes, en passant par le calcul des charges jusqu'à la vérification des éléments de la structure.

Cependant l'étude de l'impact économique nous a fait découvrir que ce n'est pas toujours le Béton armé qui le remporte, cette fois ci c'est le contraire vue que notre structure possède des portés importantes suivant les trois directions, donc il est préférable de la réaliser en Acier, ce qui serait beaucoup plus rentable et économique.



REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUES

Références bibliographiques

RFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **DAHMANI LAHLOU** (calcul des éléments de construction métallique selon l'eurocode3).
- [2] **Règlement neige et vent « RNV99 »** (D.T.R. C 2- 4.7) **MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME**, (Algérie).
- [3] **Règlement parasismiques algériens « RPA 99 version 2003 »** **MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME**, (Algérie).