

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة أبي بكر بلقايد- تلمسان -
Université Aboubakr Belkaïd- Tlemcen -



MEMOIRE

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

En : Génie civil

Spécialité : Structures

Par :

- BENAÏSSA Radia Nihel
- CHEKROUN Samar

Sujet

**CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT D'UN HANGAR
METALLIQUE A USAGE D'ELEVAGE ET DE STOCKAGE**

Soutenu publiquement, le 11 / 06 / 2024, devant le jury composé de :

Pr. RAS Abdelouhab

Président

Dr. MISSOUM Abdelghani

Examineur

Dr. TABAT-DERRAZ Moulay Idriss

Encadrant

Année universitaire 2023-2024

Remerciement

Tout d'abord, nous remercions Allah de nous avoir gardés en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'études. Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.

Nous tenons à exprimer notre gratitude à notre encadrant, Dr. TABET-DERRAZ Moulay Idriss, pour ses orientations et ses précieux conseils tout au long de l'évolution de notre projet.

Nos vifs remerciements vont également aux membres du jury, le président Pr. RAS Abdelouhab et l'examineur Dr. MISSOUM Abdelghani, pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail en acceptant de l'examiner et de l'enrichir par leurs propositions.

Nous tenons à remercier également notre tuteur au sein du CTC, M. WAHRANI Chakib, pour tous ses efforts et ses conseils durant la préparation de ce projet.

Un hommage éternel à tous les enseignants qui nous ont encadrés depuis nos premières années d'études jusqu'à aujourd'hui.

Enfin, nous exprimons toute notre gratitude à toutes les personnes ayant contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à ceux à qui, quels que soient les termes employés, je n'arriverai jamais à exprimer mon amour sincère.

À l'homme, mon précieux cadeau de Allah, à qui je dois ma vie, ma réussite et tout mon respect : mon cher père Boumediene.

À la femme qui a souffert sans ma laisser souffrir, qui n'a jamais dit non à mes exigences et qui n'a épargné aucun effort pour me rendre heureuse ; mon adorable mère Noria.

À mon compagnon de route et source inépuisable de soutien. Sa présence constante et son encouragement sans faille ont illuminé chaque étape de ce parcours. Merci pour son soutien inestimable et pour avoir été mon inspiration : mon cher grand frère Abdalilah.

À mon petit frère Rayan et mes sœurs Chahinez et Zahra qui n'ont pas cessée de me conseiller, encourager et soutenir tout au long de mes études, que Dieu les protège et leur offre la chance, la réussite et le bonheur.

À mes grands-parents, mes oncles et ma tante, que Dieu leur accorde une longue et joyeuse vie.

À tous mes cousins et cousines surtout Meriem et Fatima, et mes chères sœurs : Amina, Fatima, Wanissa, Rabab, Hedayat et Chiama, merci pour leur amour et leurs encouragements.

Sans oublier ma chère amie, mon binôme Radia Nihel pour son soutien moral, sa patience et sa compréhension tout au long de ce projet.

CHEKROUN Samar

Dédicace

Je consacre cet humble travail à ceux envers qui, peu importe les mots choisis, je ne pourrai jamais véritablement exprimer toute l'étendue de mon amour sincère.

À mes chers parents, en témoignage de l'affection, du respect et en guise de votre soutien ainsi que le dévouement tout au long de mes études. Veuillez récolter le fruit de votre éducation. Nulles dédicaces ne peuvent exprimer mon amour pour vous.

À mon cher petit frère Mohammed Nadir, qui m'a toujours soutenu et encouragé avec amour et dévouement, que Allah le protège et lui accorde la chance, la réussite et le bonheur qu'il mérite. Merci d'être le meilleur petit frère que l'on puisse avoir.

À mes grands-parents, mes oncles et mes tentes, je souhaite que soient bénis par une vie longue et heureuse.

À tous mes cousins et cousines et mes chères sœurs en particulier : Sara, Meriem, Hanaa, Salima et Kaouter, merci pour leur amour et leurs encouragements.

À ma chère amie Samar en témoignage de l'amour que j'ai pour elle en tant que sœur.

BENAISSA Radia Nihel

Résumé

Ce projet de fin d'études consiste à étudier et à déterminer les dimensions des éléments structuraux d'un hangar de stockage en charpente métallique de multiples versants (partie d'élevage) plus une extension de 2 versants (partie stockage). Cette structure se trouve à la zone industrielle d'AIN DAFLA dans la commune de CHETOUANE de wilaya de TLEMCEM.

Plusieurs étapes ont été accomplies pour étudier ce hall métallique. Tout d'abord, une évaluation des actions agissantes sur la structure qui sont représentées par les charges permanentes, d'exploitations et climatiques (la neige et le vent), a été réalisée en suivant les règlements en vigueur à savoir le DTR-C2.2 et le RNV99 version 2013. A travers ces charges évaluées, un pré-dimensionnement des éléments secondaires tels que les pannes, les lisses de bardage a été effectué en suivant les règles de calcul des structures métallique donné par le règlement CCM97. Ensuite, une étude sismique a été effectuée sur la structure, en appliquant les recommandations du règlement RPA99 version 2003, pour prendre les sollicitations appliquées sur les éléments structuraux. Cette étape a été suivie par la vérification des éléments principaux (les poteaux et les traverses) ainsi que par l'étude des différents assemblages nécessaires en s'appuyant sur le règlement CCM97. Enfin, ce mémoire se termine par le dimensionnement de l'infrastructure de ce hangar métallique en utilisant la méthode de calcul du BAEL91.

Abstract

This final year project aims to study and determine the dimensions of the structural elements of a storage hangar in a multiple-sided metal frame (livestock area) with a 2-sided extension (storage area). This structure is located in the industrial zone of AIN DAFLA in the municipality of CHETOUANE in the province of TLEMCEEN.

Several steps have been taken to study this metal hall. Firstly, an assessment of the actions affecting the structure, represented by permanent, operational, and climatic loads (snow and wind), was carried out according to the applicable regulations, namely DTR-C2.2 and RNV99 version 2013. Based on these assessed loads, a preliminary sizing of secondary elements such as rafters and cladding battens was performed following the calculation rules for metal structures provided by regulation CCM97. Subsequently, a seismic study was conducted on the structure, applying the recommendations of regulation RPA99 version 2003, to account for the loads applied to the structural elements. This step was followed by the verification of the main elements (columns and trusses) and the study of the necessary assemblies based on regulation CCM97. Finally, this report concludes with the sizing of the infrastructure of this metal hangar using the calculation method of BAEL91.

ملخص

يهدف هذا المشروع للسنة النهائية إلى دراسة وتحديد أبعاد العناصر الهيكلية لمستودع تخزين في إطار معدني بأربعة أوجه (منطقة تربية) مع توسيع بطانة بجانبين (منطقة تخزين). تقع هذه الهيكلية في المنطقة الصناعية لـ عين الدفلى في بلدية شتوان بولاية تلمسان.

تم اتخاذ عدة خطوات لدراسة هذا القاع الفولاذي. أولاً وقبل كل شيء، تم إجراء تقييم للأعمال التي تؤثر على الهيكل، التي تمثلت في الأحمال الدائمة والتشغيلية والمناخية (الثلوج والرياح) وفقاً للوائح السارية، وهي DTR- C2.2 و RNV99 الإصدار 2013. استناداً إلى هذه الأحمال المقدر، تم إجراء تحجيم مبدئي للعناصر الثانوية مثل الأقواس وقوائم الغطاء باتباع قواعد حساب الهياكل المعدنية المقدمة من قبل اللائحة CCM97. تم بعد ذلك إجراء دراسة زلزالية على الهيكل، بتطبيق توصيات اللائحة RPA99 الإصدار 2003، ولاستخراج الأحمال المطبقة على العناصر الهيكلية. تلا ذلك التحقق من العناصر الرئيسية (الأعمدة والعوارض) ودراسة التجميعات اللازمة بناءً على اللائحة CCM97. أخيراً، يختتم هذا التقرير بتحجيم البنية التحتية لهذا المستودع الفولاذي باستخدام طريقة حساب اللائحة BAEL91.

LISTE DES NOTATIONS

Les charges

- **G**: Charge permanente.
- **Q**: Surcharge d'entretien.
- **S**: Surcharge climatique de la neige.
- **W**: Surcharge climatique de vent.

Les caractéristiques d'un profilé

- **b**: La longueur de la semelle.
- **d**: La hauteur de l'âme.
- **h**: La hauteur de la pièce.
- **t_f**: Epaisseur d'une semelle de profile.
- **t_w**: Epaisseur de l'âme de profile.

Majuscules latines

- **A**: Section brute d'une pièce.
- **A_{net}**: Section nette d'une pièce.
- **A_w**: Section de l'âme.
- **A_v**: Aire de cisaillement.
- **C_t**: Coefficient de topographie.
- **C_r**: Coefficient de rugosité
- **C_e**: Coefficient d'exposition.
- **C_d**: Coefficient dynamique.
- **E**: Module d'élasticité longitudinale de l'acier.
- **I**: Moment d'inertie.
- **K₀**: Coefficient de flambement.
- **K_t**: Facteur de terrain.

- **L**: Longueur.
- **M_{sd}**: Moment fléchissant.
- **M_{rd}**: Moment résistant.
- **M_{pl}**: Moment plastique.
- **M_{cr}**: Moment critique.
- **M_{b,rd}**: Valeur de la résistance de calcul au déversement.
- **N_{pl,rd}**: Valeur de calcul de la résistance plastique de la section transversale brute.
- **N_{b,rd}**: Valeur de calcul de calcul au flambement.
- **N_{sd}**: Effort normal.
- **N_{t,sd}**: Effort normal de traction.
- **N_{c,sd}**: Effort normal de compression.
- **N_{c,rd}**: Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression uniforme.
- **W**: Poids total de la structure.
- **R**: Coefficient de comportement de la structure.
- **V_{sd}**: Valeur de calcul de l'effort tranchant.
- **V_{réf}**: Vitesse de référence du vent.
- **W_{pl}**: Module de référence plastique.

Minuscules latines

- **δ**: La flèche.
- **f_y**: Limite d'élasticité.
- **t**: Epaisseur d'une pièce.
- **L**: Longueur d'une pièce (poutre, solive, poteau).
- **L_f**: Longueur de flambement.
- **Z**: Hauteur au-dessus du sol.
- **Z₀**: Paramètre de rugosité.
- **Z_{eq}**: Hauteur équivalente.

Minuscules grecques

- χ_{LT} : Coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié.
- β_w : Facteur de corrélation.
- γ_M : Coefficient relatif de sécurité.
- $\bar{\lambda}$: Élanement.
- λ_{LT} : Élanement de déversement.
- α : L'angle.
- ϕ_{LT} : Rotation de déversement.
- τ : Contrainte limite de cisaillement en élasticité.
- ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier.
- ξ : Pourcentage d'amortissement critique.
- η : Facteur de correction d'amortissement.
- δ_{eK} : Déplacement dus aux forces sismiques.
- γ_s : Coefficient de sécurité d'acier.
- μ : Coefficient de forme de la charge de neige.

Liste des tableaux

Tableau 1: Règlements techniques utilisés.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau 2: Les valeurs de la pression dynamique de partie d'élevage.	22
Tableau 3: C_{pe} pour les parois verticales	23
Tableau 4: C_{pe} pour les parois verticales (V1 et V3)	24
Tableau 5: C_{pe} pour la toiture à un versant (V1 et V3)	25
Tableau 6: C_{pe} pour les parois verticales (V2 et V4).	26
Tableau 7: C_{pe} pour les toitures à un versant (V2 et V4).	28
Tableau 8: C_{pe} pour les toitures à deux versants (V2 et V4)	29
Tableau 9: C_{pe} pour les toitures à un versant (V2 et V4).	30
Tableau 10: Valeurs de la pression aérodynamique du vent (V1-V3) sur la paroi verticale.	33
Tableau 11: Valeurs de la pression aérodynamique du vent (V1-V3) sur la toiture.	34
Tableau 12: Valeurs de la pression aérodynamique du vent (V2-V4) sur paroi verticale.	35
Tableau 13: Valeurs de la pression aérodynamique du vent (V2-V4) sur toiture à un versant.	36
Tableau 14: Valeurs de la pression aérodynamique du vent (V2-V4) sur toiture à deux versants.	37
Tableau 15: Valeurs de la pression aérodynamique du vent (V2-V4) sur toiture à un versant.	38
Tableau 16: Les valeurs de la pression dynamique de partie stockage	43
Tableau 17: C_{pe} pour les parois verticales (V1 et V3)	44
Tableau 18: C_{pe} pour les toitures à deux versants (V1 et V3)	45
Tableau 19: C_{pe} pour les parois verticales (V2).	47
Tableau 20: C_{pe} pour les toitures à deux versants (V2).	48
Tableau 21: Valeurs de la pression aérodynamique du vent (V1-V3) sur paroi verticale.	51
Tableau 22: Valeurs de la pression aérodynamique du vent (V1-V3) sur toiture.	52
Tableau 23: Valeurs de la pression aérodynamique du vent (V2) sur paroi verticale.	53
Tableau 24: Valeurs de la pression aérodynamique du vent (V2) sur toiture.	54
Tableau 25: Propriétés de l'IPE 140.	61
Tableau 26: Propriétés de l'IPE 160.	66
Tableau 27: Propriétés de l'UPN 120.	71
Tableau 28: Propriétés d'IPE 200	81
Tableau 29: Valeur de facteur de qualité.	93
Tableau 30: Les éléments de la structure.	94
Tableau 31: Les périodes propres de la structure.	96

Tableau 32:Résultante des forces sismiques à la base.....	99
Tableau 33:Déplacement relatifs dans le sens (X-X).....	99
Tableau 34:Déplacement relatifs dans le sens (Y-Y).....	100
Tableau 35:Caractéristiques du profilé IPE360	102
Tableau 36:Caractéristiques du profilé HEA300	111
Tableau 37:Caractéristiques de cornière en UUPN160.....	118
Tableau 38:Caractéristique mécanique des boulons	125

Liste des figures

Figure 1: Vue en 3D de la structure	4
Figure 2: Localisation de site du projet.	5
Figure 3: Localisation de la structure (Google Earth).	5
Figure 4: Panneau sandwich	8
Figure 5: Charges d'exploitation ponctuelles de la toiture.	12
Figure 6: Coefficient de forme de la neige sur la toiture (versant 1 et 4) pour partie d'élévation.	13
Figure 7 : Coefficient de forme de la neige sur la toiture (versant 2 et 3) pour partie d'élévation	14
Figure 8: Coefficient de forme de la neige sur la toiture (versant 1 et 4) pour partie stockage.	14
Figure 9: Coefficient de forme de la neige sur la toiture (versant 2 et 3) pour partie stockage.	15
Figure 10: Charge de la neige sur la toiture (versant 1 et 4) pour partie d'élévation	15
Figure 11: Charge de la neige sur la toiture (versant 2 et 3) pour partie d'élévation	16
Figure 12: Charge de la neige sur la toiture (versant 1 et 4) pour partie stockage.....	16
Figure 13: Charge de la neige sur la toiture (versant 2 et 3) pour partie stockage.....	17
Figure 14: Présentation des directions du vent sur la structure.....	18
Figure 15: Directions du vent sur la structure.....	22
Figure 16: Légende pour les parois verticales (V1 et V3).....	23
Figure 17: Valeurs des C_{pe} pour les parois verticales (V1 et V3).....	24
Figure 18: Légende pour les toitures à un versant (V1 et V3).....	25
Figure 19: Légende pour les parois verticales (V2 et V4).....	26
Figure 20: Valeurs des C_{pe} pour les parois verticales (V2 et V4).....	27
Figure 21: Légende pour les toitures à un versant (V2 et V4).....	28
Figure 22: Légende pour les toitures à deux versants (V2 et V4).....	29
Figure 23: Légende pour les toitures à un versant (V2 et V4).....	30
Figure 24: Coefficients de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans face dominante.	31
Figure 25: Directions du vent sur la structure.....	31
Figure 26: Directions du vent (V1-V3) sur pignon.....	32
Figure 27: Directions du vent (V2 – V4) sur long pan.....	32
Figure 28: Répartition de pression aérodynamique du vent (V1-V3) sur paroi verticale.	34
Figure 29: Répartition de pression aérodynamique du vent (V1-V3) sur toiture à deux versants.	35

Figure 30:Répartition de pression aérodynamique du vent (V2-V4) sur paroi verticale.	36
Figure 31:Répartition de pression aérodynamique du vent (V2-V4) sur toiture à un versant. .	37
Figure 32:Répartition de pression aérodynamique du vent (V2-V4) sur toiture à deux versants.	38
Figure 33:Répartition de pression aérodynamique du vent (V2-V4) sur toiture à un versant. .	39
Figure 34:Directions du vent sur la structure.....	43
Figure 35:Légende pour les parois verticales (V1 et V3).....	44
Figure 36:Valeurs des Cpe pour les parois verticales (V1 et V3).....	45
Figure 37:Légende pour les toitures à deux versants (V1 et V3).....	46
Figure 38:Légende pour les parois verticales (V2 et V4).....	46
Figure 39:Valeurs des Cpe pour les parois verticales (V2)	47
Figure 40:Légende pour les toitures à deux versants (V2)	48
Figure 41:Coefficients de pression intérieure Cpidés bâtiments sans face dominante.	49
Figure 42:Directions du vent sur la structure.....	49
Figure 43:Directions du vent sur pignon (V1 et V3).....	50
Figure 44:Directions du vent sur long pan V2.....	50
Figure 45:Répartitionde pression aérodynamique du vent (V1-V3) sur paroi verticale.	52
Figure 46:Répartitionde pression aérodynamique du vent (V1-V3) sur toiture à deux versants.	52
Figure 47:Répartition de pression aérodynamique du vent (V2) sur paroi verticale.	53
Figure 48:Répartitionde pression aérodynamique du vent (V2) sur toiture à deux versants....	54
Figure 49:Disposition de la panne sur la toiture	58
Figure 50:Charges appliquées sur la panne	60
Figure 51:Actions sur la panne dans le plan (Y-Y).....	61
Figure 52:Actions sur la panne dans le plan (Z-Z).....	61
Figure 53:Actions sur la panne dans le plan (Z-Z).....	63
Figure 54:Actions sur la panne dans le plan (Y-Y).....	64
Figure 55:Disposition des lisses de bardage	69
Figure 56:Actions sur la lisse de bardage dans le plan (Y-Y)	70
Figure 57:Actions sur la lisse de bardage dans le plan (Z-Z)	70
Figure 58:Actions sur la lisse de bardage dans le plan (Y-Y)	72
Figure 59:Actions sur la lisse de bardage dans le plan (Z-Z)	73
Figure 60:Disposition des liernes	76
Figure 61:Réaction des liernes sur pannes.....	76

Figure 62:Actions sollicitant les liernes de pannes	77
Figure 63:: Réaction des liernes sur lisse de bardage.....	78
Figure 64:Actions sollicitant les liernes de lisses.....	79
Figure 65:Disposition des potelets	80
Figure 66:Représentation de la charge du vent sur les potelets	80
Figure 67:Représentation des charges et charges sur les potelets.....	81
Figure 68:Modèle de la structure en 3D	95
Figure 69:Spectre de réponse.....	96
Figure 70:Déplacement dû aux forces sismiques F_i dans le sens (X-X).....	100
Figure 71: Déplacement dû aux forces sismiques F_i dans le sens (Y-Y).....	100
Figure 72:Disposition constructive des boulons	125
Figure 73:Assemblage poteau - traverse.....	126
Figure 74:Assemblage poutre - poutre	131
Figure 75:Assemblage de contreventement – gousset.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure 76:Configuration préliminaire de l'assemblage	137
Figure 77: Plaque d'assise	139
Figure 78: Tige d'encrage.....	144
Figure 79:Semelle isolée soumise à un effort normal et un moment fléchissant.....	148
Figure 80:Ferraillage de semelle isolée	151
Figure 81:Ferraillage des longrines.....	153
Figure 82:Coupe sur semelle en puits	153
Figure 83:Ferraillage de semelle isolée en puits	153

Sommaire

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

CHAPITRE I : Généralité sur la conception de l'ouvrage

I.1	Introduction.....	3
I.2	Présentation de l'ouvrage	3
I.2.1	Zone d'implémentation.....	3
I.2.2	Données géométriques de l'ouvrage.....	3
I.2.3	Etude du sol	4
I.3	Les règlements utilisés.....	6
I.4	Les logiciels utilisés	6
I.5	Matériaux utilisés	6
I.5.1	Acier de construction pour les éléments de structure	6
I.5.2	Béton armé	7
I.5.3	Assemblage	7
I.6	Eléments structuraux	7
I.6.1	Partie horizontale (la toiture).....	7
I.6.2	Partie verticale (les façades).....	8

CHAPITRE II: Evaluation des charges

II.1	Introduction.....	11
II.2	Charges permanentes.....	11
II.3	Charge d'entretien.....	11
II.3.1	Charges d'entretien de la toiture	11
II.4	Les charges climatiques.....	12
II.4.1	L'effet de la neige	12
II.4.2	L'effet de vent	17
II.4.2.1	Domaine d'application.....	17
II.4.2.2	Action du vent	17
II.4.2.3	Coefficients du calcul	18
II.4.2.4	Détermination de pression aérodynamique.....	19

CHAPITRE III : dimensionnement des éléments secondaires

III.1	Introduction.....	57
III.2	Caractéristique de couverture	57
III.3	Calcul des pannes	57

III.3.1	Espacement entre les pannes.....	58
III.3.2	Évaluation des charges et des surcharges	59
III.3.3	Les combinaisons des charges et des actions.....	59
III.3.4	Pré-dimensionnement des pannes	61
III.3.5	Classe du profilé.....	62
III.3.6	Dimensionnement des pannes.....	63
III.3.6.1	Combinaison des charges à ELU	63
III.3.6.2	Calcul du moment ultime	63
III.3.7	Vérification d'IPE 140 à flexion déviée.....	64
III.3.8	Résistance de la panne au déversement.....	65
III.3.9	Résistance au voilement par cisaillement.....	67
III.3.10	Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme.....	67
III.4	Ce rapport est crucial pour évaluer la résistance de la semelle à la compression dans le plan de l'âme.	68
III.5	Calcul des lisses de bardage.....	68
III.5.1	Espacement entre les lisses de bardage	69
III.5.2	Évaluation des charges et des surcharges	69
III.5.3	Combinaison des charges et des surcharges	69
III.5.4	Pré-dimensionnement des lisses de bardage.....	70
III.5.5	Classe du profilé.....	72
III.5.6	Dimensionnement des lisses de bardage	72
III.5.6.1	Combinaison des charges à ELU	72
III.5.6.2	Calcul du moment ultime	72
III.5.7	Vérification de profilé UPN 120 à flexion déviée	73
III.5.8	Résistance de lisse de bardage au déversement	74
III.6	Calcul des liernes	75
III.6.1	Evaluation des efforts sur les liernes des pannes	76
III.6.1.1	Disposition des liernes de pannes	76
III.6.1.2	Dimensionnement des liernes	77
III.6.2	Evaluation des efforts sur les liernes de lisse de bardage.....	78
III.6.2.1	Disposition des liernes de lisse de bardage	78
III.6.2.2	Dimensionnement des liernes	79
III.7	Calcul des potelets.....	79

III.7.1	Evaluation des charges et des surcharges	80
III.7.1.1	Charges permanentes G	80
III.7.1.2	Surcharge climatique	80
III.7.2	Dimensionnement des potelets	81
III.7.2.1	Condition de flèche	81
III.7.2.2	Choix du profilé	81
III.7.3	Combinaison des charges et des surcharges	81
III.7.4	Classe du profilé.....	82
III.7.5	Vérification de la section à la résistance	82
III.7.5.1	Incidence de l'effort normal	82
III.7.5.2	Incidence de l'effort tranchant	83
III.7.5.3	Vérification de potelet contre le moment sollicitant.....	84
III.7.6	Vérification de l'élément aux instabilités.....	84
III.7.6.1	Vérification au flambement sans prise en compte du déversement	84
III.7.6.2	Vérification du flambement avec prise en compte du déversement	87

Chapitre IV: Etude sismique et analyse dynamique

IV.1	Introduction.....	91
IV.2	Les différentes méthodes de calcul	91
IV.3	Choix de la méthode de calcul	91
IV.4	. Principe de la méthode d'analyse modale spectrale	91
IV.5	Spectre de réponse de calcul.....	92
IV.6	Analyse dynamique de la structure	93
IV.7	Modélisation de la structure.....	93
IV.7.1	Etapas de modélisation de la structure	94
IV.8	Analyse modale.....	96
IV.9	Vérification de la structure	97
IV.9.1	Vérification de la période fondamentale de la structure.....	97
IV.9.2	Vérification de la force sismique à la base V	97
IV.9.3	Calcul des déplacements.....	99

Chapitre V : Dimensionnement des éléments structuraux

V.1	Introduction.....	102
V.2	Justification du travers (IPE360).....	102
V.2.1	Charges réparties sur le travers	102

V.2.2	Caractéristiques de la traverse(IPE360)	102
V.2.3	Efforts sollicitant.....	102
V.2.4	Classe de la section transversale	103
V.2.5	Condition de flèche	103
V.2.6	Vérification de la section à la résistance	104
V.2.6.1	Incidence de l'effort normal.....	104
V.2.6.2	Incidence de l'effort tranchant.....	104
V.2.7	Vérification de la traverse contre le Moment sollicitant	105
V.2.8	Vérification de l'élément aux instabilités.....	105
V.2.8.1	Vérification au flambement sans prise en compte du déversement.....	105
V.2.8.2	Vérification du flambement avec prise en compte du déversement.....	108
V.3	Justification du poteau (HEA300).....	111
V.3.1	Caractéristique du poteau (HEA300)	111
V.3.2	.Efforts sollicitant.....	111
V.3.3	Classe de la section transversale	111
V.3.4	Vérification de la section à la résistance	112
V.3.5	Incidence de l'effort tranchant	112
V.3.6	Moment sollicitant le poteau.....	113
V.3.7	Vérification de l'élément à l'instabilité.....	113
V.3.7.1	Vérification au flambement sans prise en compte du déversement.....	113
V.3.7.2	Vérification du flambement avec prise en compte du déversement.....	116
V.4	Justification des contreventements.....	118
V.4.1	Contreventements verticales (palées de stabilité)	118
V.4.1.1	Les éléments comprimés.....	118
V.4.1.2	Les éléments tractés.....	120
V.4.2	Contreventements horizontales (poutre au vent)	121
V.4.2.1	Les éléments comprimés	121
V.4.2.2	Les éléments tractés	122

CHAPITRE VI : Etude des assemblages

VI.1	Introduction.....	125
VI.2	Dispositions constructives	125
VI.2.1	Positionnement des boulons.....	125
VI.2.2	Les classes des boulons	125

VI.3	Liaison poteau-traverse.....	126
VI.3.1	Efforts sollicitant.....	126
VI.3.2	Vérification à la résistance de l'assemblage.....	127
VI.3.3	Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant	127
VI.3.4	Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendu	128
VI.3.5	Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimé	128
VI.3.6	Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée.....	130
VI.4	Assemblage poutre –poutre	131
VI.4.1	Efforts sollicitant.....	131
VI.4.2	Vérification à la résistance de l'assemblage.....	131
VI.4.3	Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant.....	132
VI.4.4	Vérification à la résistance de l'âme de la poutre dans la zone tendue	132
VI.5	Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimé.....	133
VI.6	Assemblage des contreventements.....	135
VI.6.1	Calcul du nombre des boulons.....	136
VI.6.2	Positionnement des boulons.....	136
VI.6.3	Vérification de la pression diamétrale.....	137
VI.6.4	Assemblage pied de poteaux.....	139
VI.6.4.1	Efforts sollicitant.....	139
VI.6.4.2	Dimensionnement de la plaque d'assise.....	139
VI.6.4.3	Résistance de calcul a l'écrasement du matériau de scellement	140
VI.6.5	Choix de type de la plaque d'assise	140
VI.6.6	Détermination des dimensions de la plaque	140
VI.6.6.1	Vérification de la résistance de calcul de la plaque d'assise	141
VI.6.6.2	Vérification de la tige d'ancrage à l'adhérence	144

CHAPITRE VII : Calcul des fondations

VII.1	Introduction.....	147
VII.2	Charge à prendre en considération.....	147
VII.3	Rapport géotechnique de SARL. GETPRIM.....	147
VII.4	Dimensionnement de la semelle.....	147
VII.4.1	Détermination de A et B.....	148
VII.4.2	Détermination de d et h	148
VII.5	Vérification de la stabilité au renversement	149

VII.6	Calcul du ferrailage	149
VII.7	Calcul des longrines	151
VII.7.1	Dimensionnement des longrines	152
VII.7.2	Calcul du ferrailage	152
VII.7.3	Vérification de condition de non fragilité.....	153
VII.7.4	Calcul des armatures transversales.....	153
VII.7.5	Calcul d'espacement des cadres.....	153
VII.8	Les fondations sur puits.....	153
VII.8.1	Dimensionnement de puits	153
VII.8.2	Ferrailage de puits	153
	CONCLUSION GENERALE	156
	Références bibliographiques	158
	Annexes	158

Introduction générale

La construction métallique représente une solution efficace et économique pour les structures de grand espace telles que les hangars industriels. Ces structures offrent une flexibilité de conception, une durabilité exceptionnelle et une capacité à supporter des charges importantes, tout en permettant une construction rapide et une maintenance réduite. Dans le contexte industriel moderne, où la demande de stockage et de production est en constante évolution, les hangars métalliques jouent un rôle crucial en offrant des espaces modulables et de possibilités d'adaptation aux besoins spécifiques de l'industrie agricole et de l'élevage.

Le présent mémoire concerne sur l'étude d'un hangar métallique situé dans la zone industrielle de AIN DAFLA, commune de CHETOUANE, wilaya de TLEMCEM, conçu spécifiquement pour répondre aux exigences de l'élevage de bétail et au stockage associé. L'objectif est de répondre à une situation professionnelle réelle et concrète que peut rencontrer un ingénieur en génie civil lors de l'analyse des éléments structuraux d'un hangar métallique, en respectant les normes en vigueur.

Ce projet de fin d'étude est structuré selon les chapitres suivants :

- Dans le premier chapitre, une exposition générale de la structure est donnée, en présentant les données géométriques, un rapport géotechnique, le site du projet ainsi que les matériaux utilisés.
- Le chapitre 2 présente le calcul des charges et des surcharges, ainsi que les effets climatiques tels que le vent et la neige conformément au DTR-C2.2 et au RNV99v2003.
- Le chapitre 3 se porte sur le pré-dimensionnement des éléments secondaires et la vérification de leurs résistances en suivant les règles de calcul du CCM97.
- Le chapitre 4 expose l'analyse sismique de l'ouvrage conformément au règlement RPA 99 (version 2003) en utilisant le logiciel Autodesk Robot.
- Le chapitre 5 aborde la vérification de la résistance des éléments structuraux du hangar métallique en prenant en compte le risque des effets d'instabilité.
- Le chapitre 6 traite l'étude des assemblages entre les différents éléments de la structure selon le règlement CCM97.
- Le chapitre 7 définit le calcul des fondations en béton armé en respectant les réglementations « RPA 99v2003 et BAEL91 ».

Ce mémoire de PFE se termine par une conclusion générale.

CHAPITRE I : Généralité sur la conception de l'ouvrage

I.1 Introduction

Ce projet de fin d'étude consiste à étudier et déterminer les dimensions d'un hangar d'élevage de multiples versants plus une extension de stockage de 2 versants en charpente métallique d'une unité industrielle.

I.2 Présentation de l'ouvrage

Le projet est implantée au niveau de la zone industrielle de AIN DAFLA commune CHETOUANE wilaya de TLEMEN dans une surface rectangulaire de 4317.667 m² (largeur de 55.44 m et longueur de 77.88 m), ce projet est actuellement en cours de réalisation.

I.2.1 Zone d'implémentation

La région de AIN DAFLA de la commune de CHETOUANE dans la wilaya de TLEMEN est classée de la manière suivante selon les documents techniques règlementaires algériens :

- Zone de neige : commune I zone A selon le règlement neige et vent Algérien « RNV 2013 ». [2]
- Zone de vent : Zone II selon le règlement neige et vent Algérien « RNV 2013 ». [2]
- Zone sismique : Zone I (région de faible sismicité) selon le règlement parasismique Algérien « RPA99/version 2003 ». [3]
- Le projet se trouve à une altitude de 546 m.

I.2.2 Données géométriques de l'ouvrage

Les données géométriques de l'ouvrage données comme suit :

PARTIE D'ÉLEVAGE :

- Surface totale du hangar : 2160.717 m²
- Largeur totale du hangar (Pignon) : 32.59 m
- Longueur totale du hangar (long pan) : 66.3 m
- Hauteur totale du hangar : 8.577 m
- Hauteur du poteau : 6 m
- Hauteur de toiture : 2.577 m
- Ouverture :
 - ✓ Façade principale (Pignon)
 - Portes : 2 (4 m*6 m)
 - ✓ Façade derrière (Pignon)
 - Portes : 2 (4 m*6 m)
 - ✓ Toiture
 - Fenêtre : 7(1.5m × 2.5m) pour chaque versant.

PARTIE DE STOCKAGE :

- Surface totale du hangar : 484.8 m²
- Largeur totale du hangar (Pignon) : 16 m

- Longueur totale du hangar (long pan) : 30.3 m
- Hauteur totale du hangar : 8.577 m
- Hauteur du poteau : 6 m
- Hauteur de toiture : 2.577 m
- Ouverture :
 - ✓ Façade principale (Pignon)Portes : 1 (6 m*8 m)
- ✓ Façade derrière (Pignon)
- Portes : 1 (6 m*8 m)
- ✓ Toiture
- Fenêtre : 3(1.5m × 2.5m) pour chaque versant.

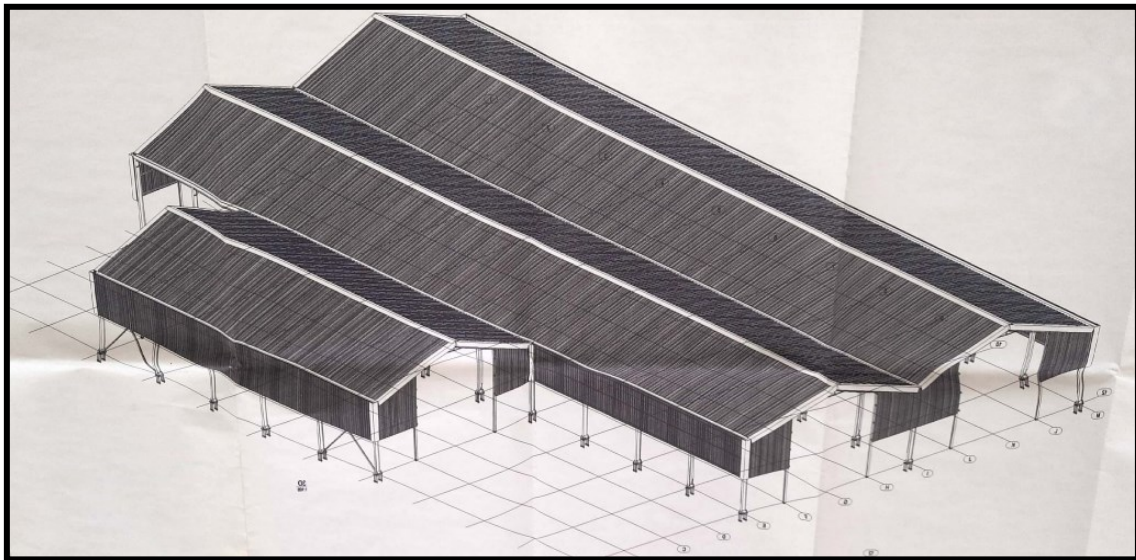


Figure1:Vue en 3D de la structure

I.2.3 Etude du sol :

Des échantillons du sol ont été prélevés sur le terrain pour les investigations au niveau du laboratoire de béton et d'étude de sol « SARL GETPRIM » de ce fait le rapport du sol [ANNEXE A] a été établie et on peut lire que :

La zone d'étude du projet de AIN DEFLA de Tlemcen, est située sur un terrain composé principalement d'argile jaunâtre à verdâtre contenant des nodules calcaires et des passages de calcaire tendre à une profondeur de 4,0 à 5,0 recouverte par une couche de remblai sablo-graveleux de 0,80 m d'épaisseur.

En tenant compte des résultats défavorables des essais in situ et en laboratoire, ainsi que de la présence de la nappe phréatique à une profondeur d'environ 6,0 mètres, le niveau de fondation recommandé est de 3,00 mètres sous le niveau naturel du sol.

Le système de fondation le plus adapté à ce sol est un système semi-profond sur faux puits en gros-béton légèrement ferrailé, sur lesquels sont enchaînées à la base des semelles isolées.

De plus, un calcul a été réalisé pour déterminer que le sol peut supporter une contrainte admissible de 1,76 bar. Cela signifie que le sol a une capacité portante suffisante pour supporter les charges de l'ouvrage sans risque de tassement excessif ou de rupture.

La figure suivante nous donne une localisation géographique :

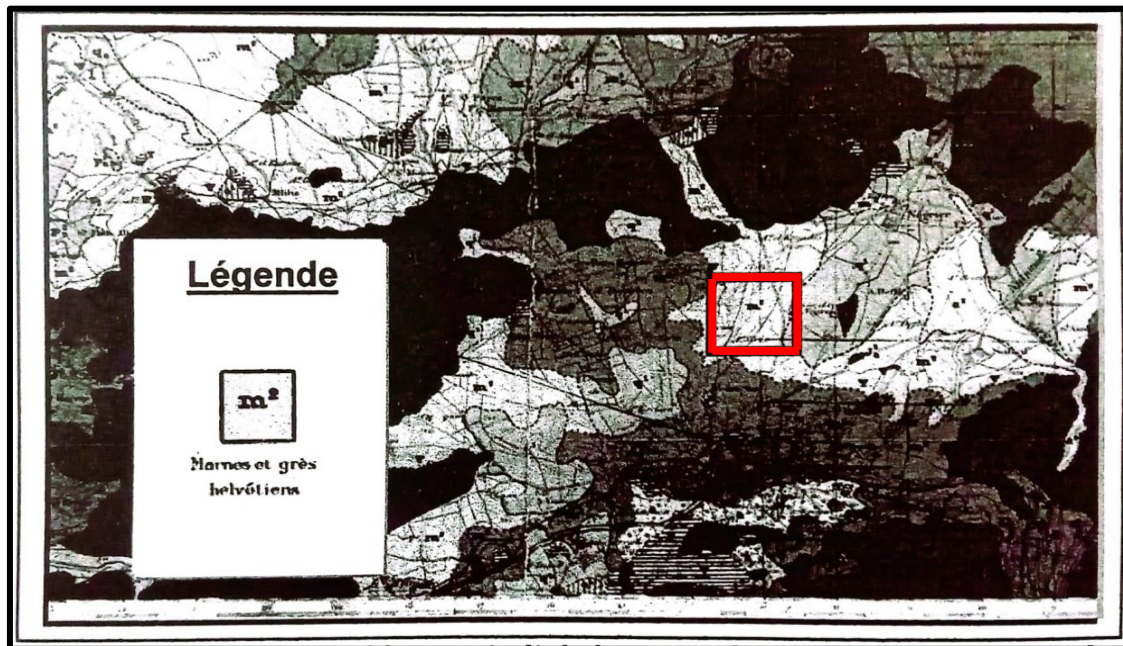


Figure 2: Localisation de site du projet.

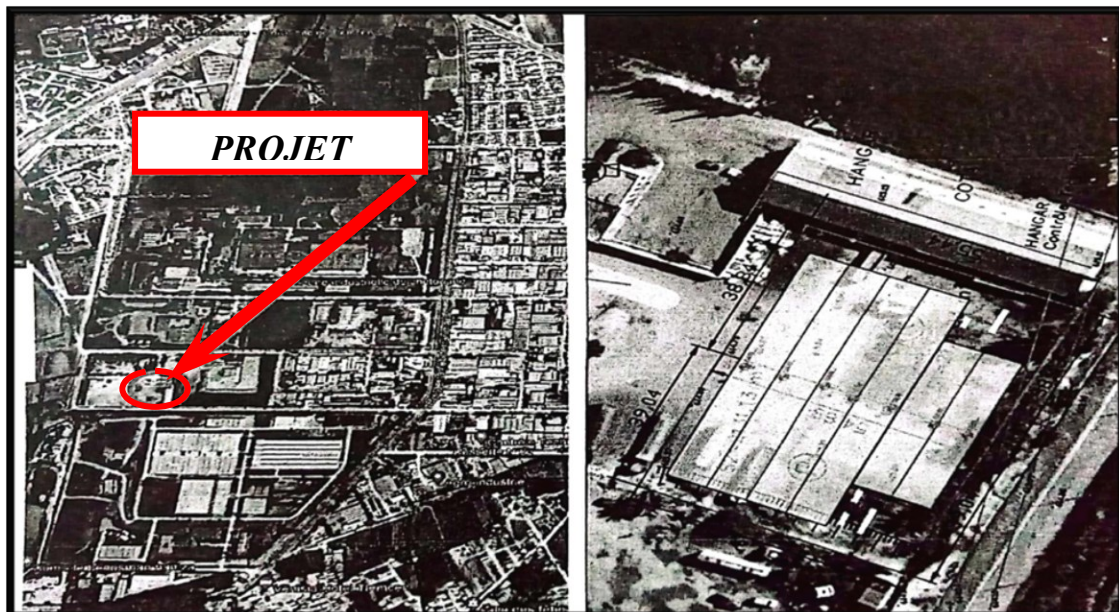


Figure 3: Localisation de la structure (Google Earth).

I.3 Les règlements utilisés

Les différents règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

Type de règlement	Intitulé
CCM97	Règles de calcul des constructions en acier
RNV-V2013	Règles définissant les effets de la neige et du vent
RPA99-V2003	Règles parasismiques algériennes version 2003
DTR C2.2	Document technique règlement charges permanentes et d'exploitation
BAEL91	Béton armé aux états limites

Tableau 1: Règlements techniques utilisés

I.4 Les logiciels utilisés

- AUTODESK Auto CAD 2015.
- AUTODESK ROBOT 2019.

I.5 Matériaux utilisés

I.5.1 Acier de construction pour les éléments de structure

Le matériau d'acier est un matériau principalement constitué de fer et de carbone, où le carbone représente seulement une fraction mineure (inférieure à 1%). Extraits de mines de fer et de charbon, l'acier offre une grande diversité de propriétés grâce à son alliage avec d'autres éléments, tel que le nickel, le molybdène, le manganèse, le titane, le bore, le cobalt ou le vanadium. Malgré sa sensibilité à la corrosion l'acier est largement employé en raison de sa résistance et de sa ductilité. [4]

Dans ce projet, nous avons choisi l'acier d'une classe S235, qui possède les propriétés suivantes :

- La limite élastique de traction: $f_y = 235 \text{ MPa}$
- Le module de Young: $E = 210000 \text{ MPa}$
- La résistance à la traction: $f_u = 360 \text{ MPa}$
- Le coefficient de poisson: $\nu = 0,3$
- Le module d'élasticité transversale: $G = 81000 \text{ MPa}$
- La masse volumique : $\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$



I.5.2 Béton armé

C'est un matériau composite qui associe le béton à des armatures métalliques pour renforcer sa résistance à la traction et à la compression, il est utilisé dans les planchers et les fondations de la structure.

A. Acier

Pour le ferrailage des fondations en utilisant des barres d'acier HR de nuance Fe400, est caractérisé par une contrainte limite d'élasticité de $f_y = 400$ MPa.

B. Béton

Le béton est un matériau économique d'une forte résistance à la compression mais une faible résistance à la traction, se compose principalement de trois éléments : ciment, sables et gravillons (granulats), ainsi que de l'eau. [5]

Pour les planchers et les fondations de cette structure, on utilise un béton armé dosé à 350 kg/m^3 . Ces caractéristiques sont :

- La résistance caractéristique à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25$ MPa
- La résistance caractéristique à la traction à 28 jours: $f_{t28} = 0.6 + 0,06 f_{c28} = 2,1$ MPa
- Poids volumique : $\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3$.

I.5.3 Assemblage

Les assemblages sont des liaisons constituent des mécanismes qui facilitent l'union de deux éléments ou plus sans affaiblir leur résistance. [6], ils peuvent être réalisés par:

a. Le boulonnage

C'est utilisation de boulons pour fixer ensemble des éléments de charpente métallique en insérant les boulons à travers des trous préalablement percés".

Pour tous les assemblages de notre structure, on a utilisé des boulons à haute résistance (HR) et des boulons ordinaires.

b. Le soudage

Le soudage est un processus permettant de joindre deux parties d'un même matériau en utilisant un cordon de soudure composé d'un métal d'apport.

I.6 Eléments structuraux

I.6.1 Partie horizontale (la toiture)

La toiture est une structure complexe composée de plusieurs versants. Elle formée de bacs de couverture en panneaux sandwichs qui reposent sur des pannes, ainsi que des poutres en vent.

La toiture de notre structure est inclinée avec 04 versants pour la partie d'élevage et 02 versants pour la partie de stockage tous sont identiques.

a. Pannes ou traverses

Les pannes sont des éléments structuraux essentiels pour soutenir la toiture, sont positionnées de manière parallèle à la ligne de faitage, dans le plan des versants. [4]

b. Panneau sandwich

Le panneau sandwich de couverture est utilisé dans toutes les constructions nécessitant une isolation thermique.

Ce dernier représente un élément autoportant simultanément les fonctions de couverture et d'isolation thermique. Il associe deux parements en tôle d'acier pré laqués, isolant de manière durable et étanche, un moyen d'une âme en mousse polyuréthane (P.U).

Dans cet ouvrage nous avons utilisés un panneau sandwich de type TL75P.

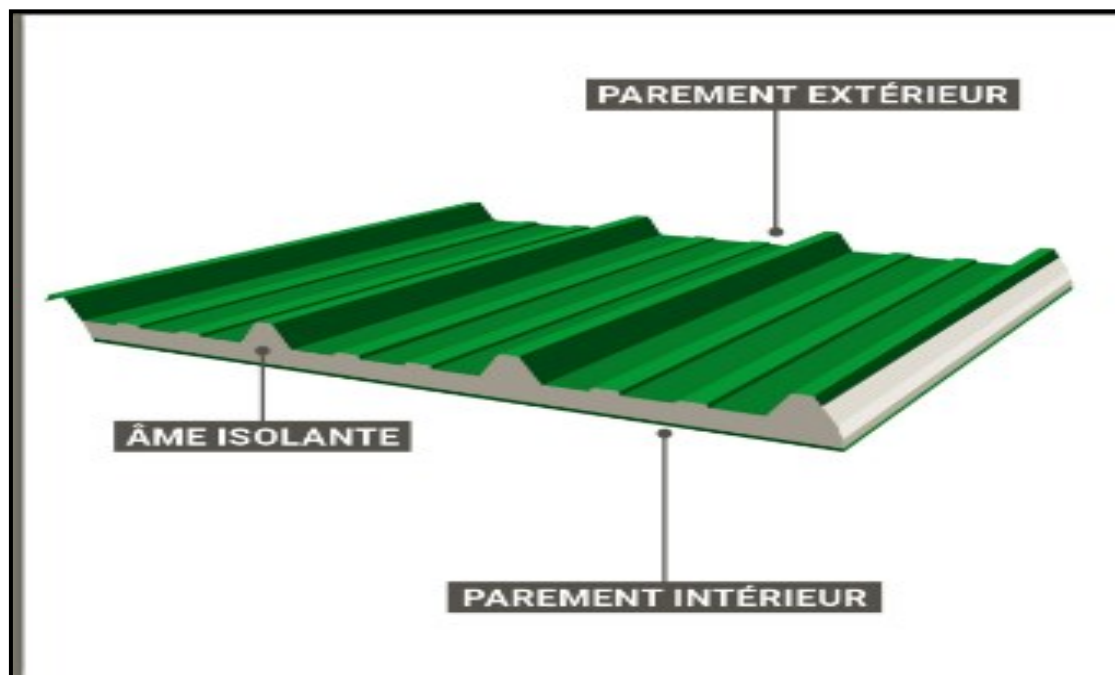


Figure 4: Panneau sandwich

c. Poutre au vent

Contreventement horizontal transversal suivant le versant est généralement placé aux extrémités et parfois entre les blocs du bâtiment, séparés par des joints de dilatation, pour renforcer sa structure.

I.6.2 Partie verticale (les façades)

Cette partie de la structure comprend les éléments suivants:

a. Poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux qui support les charges et les surcharges et les transmettre au sol de fondation.

b. Le bardage

C'est un revêtement extérieur appliqué sur les façades telles que les pignons et long pans. Dans notre structure on a utilisé un panneau sandwich de bardage de type LL35P, afin de se protéger contre les conditions environnementales tels que température, l'eau.

c. Lisses de bardages

Ce sont des éléments horizontaux renforcer la structure composée de poutrelles ou de profils minces pliés, soutenus par des poteaux ou des potelets intermédiaires. [7]

d. Potelets

Généralement en forme de profilés en I ou H, servent à renforcer le bardage et à supporter les forces horizontales du vent. [7]

CHAPITRE II

Evaluation des charges

II.1 Introduction

Dans cette section, nous allons examiner les diverses charges qui influent sur notre structure, qui se divisent en charges permanentes et charges d'exploitation, ainsi que les effets climatiques. Ces derniers sont essentiels pour agrandir la stabilité de la structure, nécessitant ainsi une analyse approfondie pour en déterminer les impacts.

Les normes régissent les valeurs des charges et surcharges, et ces valeurs sont spécifiées dans le règlement technique DTRB.C2.2. Une analyse climatique sera effectuée pour évaluer l'impact de la neige et du vent, conformément au règlement neige et vent RNV99 version 2013.

II.2 Charges permanentes

Qui affectent une structure proviennent du poids propre des divers éléments qui la composent. Ces charges sont spécifiées dans les documents techniques fournis par le fournisseur.

1. Bardage

- Panneaux sandwich (isolant) LL35P 10.9 Kg/m² [Annexe B]

2. Toiture

- Panneaux sandwich (isolant) TL75P 14.2 Kg/m² [Annexe B]

3. Les profilés laminés à chaud

-Acier poids volumique : 78.5KN/m³ [9]

II.3 Charge d'entretien

Pour assurer la pose et l'entretien de la toiture, il est essentiel que les éléments secondaires de la charpente soient résistants au poids des personnes et de leur équipement. Dans ce cas, il est recommandé de prendre en compte la charge d'entretien suivantes:

II.3.1 Charges d'entretien de la toiture

Les charges d'entretien sont généralement représentées comme deux charges ponctuelles de 1kN, appliquées respectivement à 1/3 et 2/3 de la portée. Pour des portées inférieures à 3,00 m, les deux charges sont positionnées avec un espacement de 1,00 m dans les conditions les plus critiques. [9]

1KN

1KN

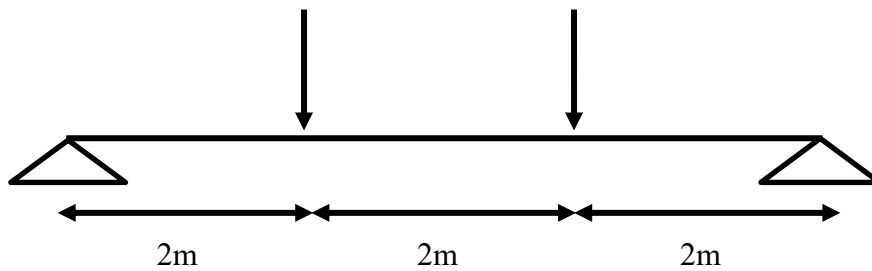


Figure 5 : Charges d'exploitation ponctuelles de la toiture.

II.4 Les charges climatiques

II.4.1 L'effet de la neige

Le règlement (Règle Neige et vent Algérien) établit les charges statiques de neige sur les surfaces élevées au-dessus du sol, en particulier sur les toitures, pour toutes les constructions en Algérie en dessous de 1000 mètres d'altitude. Au-delà de cette altitude, le marché doit spécifier la charge de neige à considérer.

✚ Calcul de la charge de neige

La charge de neige sur le sol S par unité de surface, varie en fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu cette charge caractéristique de neige peut également être déterminée en utilisant la formule alternative spécifiée dans le règlement neige et vent (RNV99) :

$$S = \mu \cdot S_k$$

Avec :

S : Charge caractéristique de la neige par unité de surface

μ : coefficient d'ajustement des charges (en fonction de la forme)

S_k : La charge de neige sur le sol

a- Calcul de la charge de neige sur le sol S_k

Le site d'implantation du projet est situé à Ain Defla (Tlemcen), classée en zone A donc :

$$S_k = \frac{0.07 \cdot H + 15}{100}$$

Avec :

H : L'altitude du site d'implantation (Ain Defla (Tlemcen))

On a : $H = 546\text{m}$

Alors :

$$S_k = \frac{0.07 \times 546 + 15}{100} = 0.53 \text{ KN/m}^2$$

b- Coefficient de forme de toiture

Notre structure est divisée en deux parties :

▪ Partie d'élévation

La toiture de cette partie est composée de multiples versants avec une pente de :

$$\tan \alpha_1 = \frac{2.577}{8.075}$$

$$\alpha_1 = 17.7^\circ$$

Alors le coefficient de forme aura donc la valeur suivante :

Versant 1 et 4

Puisque : $0 < \alpha_1 < 30^\circ \implies \mu_1 = 0.8$

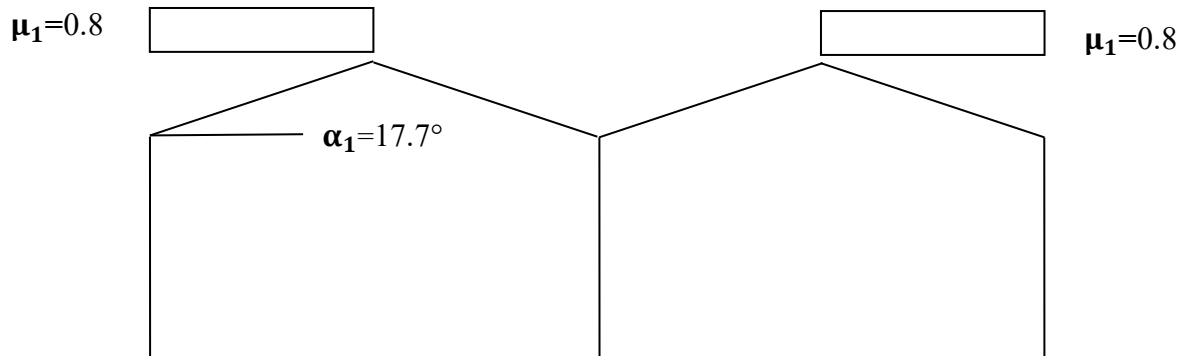


Figure 6 : Coefficient de forme de la neige sur la toiture (versant 1 et 4) pour partie d'élévation.

Versant 2 et 3

$$\mu_1 = 0.8$$

$$\mu_2 = 0.8 + 0.8 \left(\frac{\alpha}{30} \right)$$

$$\mu_2 = 0.8 + 0.8 \left(\frac{17.7}{30} \right)$$

$$\mu_2 = 1.27$$

$$\mu_2 = 1.27$$

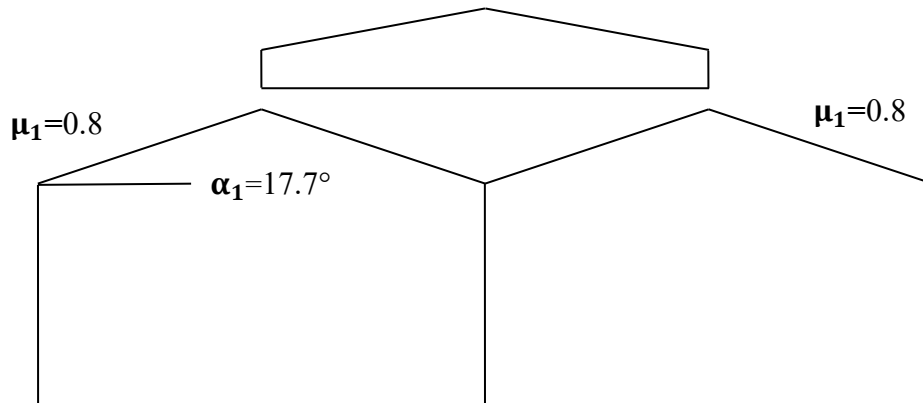


Figure 7 : Coefficient de forme de la neige sur la toiture (versant 2 et 3) pour partie d'élévation

▪ **Partie de stockage**

La toiture de cette partie est composée de deux versants avec une pente de :

$$\tan \alpha^2 = \frac{2.577}{8}$$

$$\alpha_2 = 17,86^\circ$$

Alors le coefficient de forme aura donc la valeur suivante :

Puisque : $0 < \alpha_2 < 30^\circ$

$$\mu_1 = 0.8$$

Versant 1 et 4

Puisque : $0 < \alpha_2 < 30^\circ \implies \mu_1 = 0.8$

$0 < \alpha_1 < 30^\circ \implies \mu_1 = 0.8$

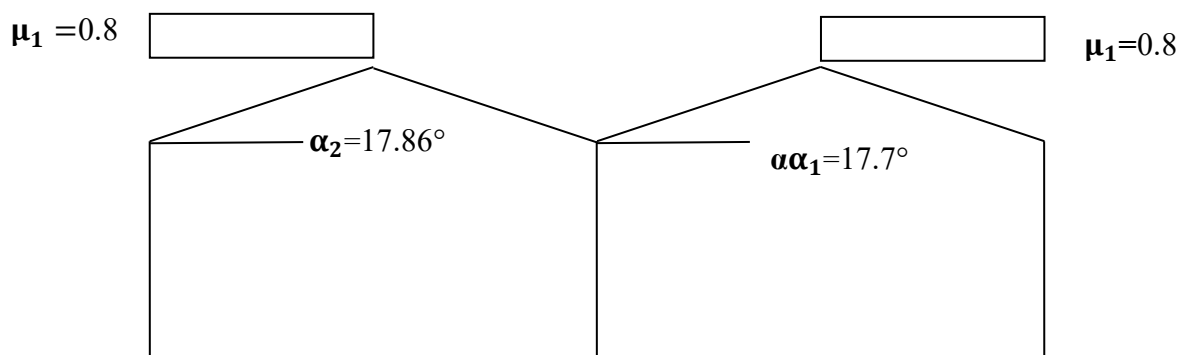


Figure 8 : Coefficient de forme de la neige sur la toiture (versant 1 et 4) pour partie stockage

Versant 2 et 3

$\mu_1=0.8$

$\mu_2=0.8+0.8\left(\frac{\alpha}{30}\right)$

Pour : $\alpha_2=17.86^\circ$

$\mu_2=0.8+0.8\left(\frac{17.86}{30}\right)$

$\mu_2=1.276$

Pour : $\alpha_1=17.7^\circ$

$\mu_2=0.8+0.8\left(\frac{17.7}{30}\right)$

$\mu_2=1.272$

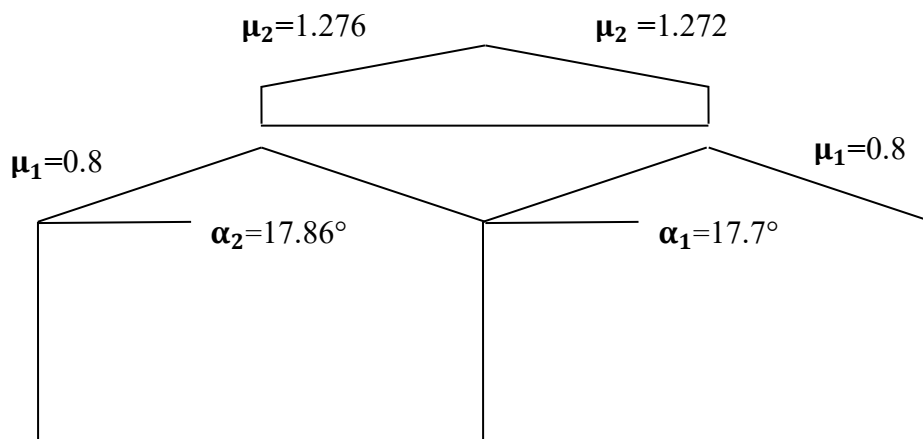
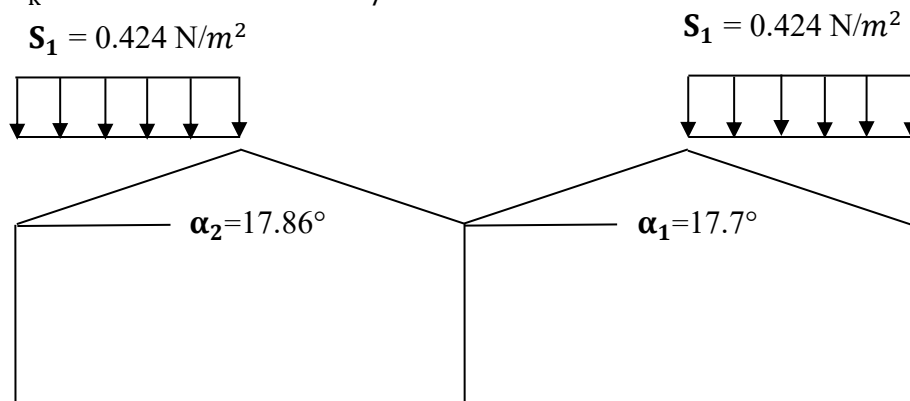


Figure 9 : Coefficient de forme de la neige sur la toiture (versant 2 et 3) pour partie stockage
 c- La charge de la neige

▪ Partie d'élevage

- Versants 1 et 4

$S_1 = \mu_1 \times S_k = 0.8 \times 0.53 = 0.424 \text{ N/m}^2$



- Versant Figure 10: Charge de la neige sur la toiture (versant 1 et 4) pour partie d'élevage

$S_1 = \mu_1 \times S_k = 0.8 \times 0.53 = 0.424 \text{ N/m}^2$

$$S_2 = \mu_2 \times S_k = 1.272 \times 0.53 = 0.674 \text{ N/m}^2$$

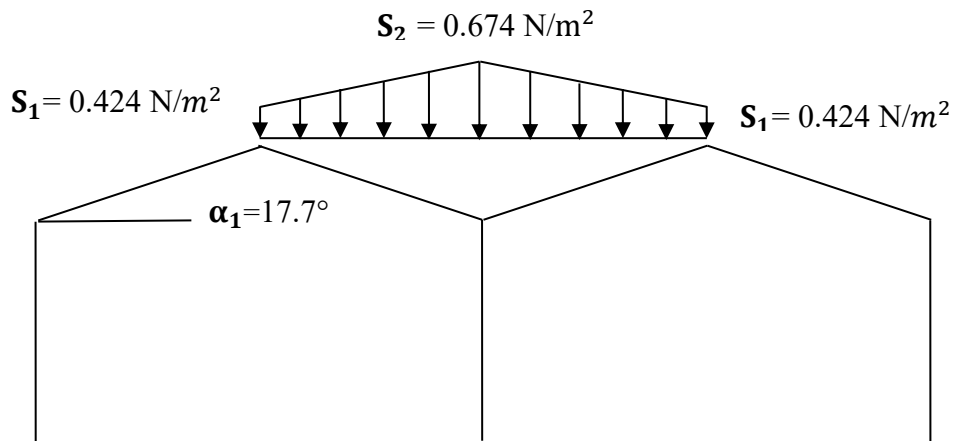


Figure 11: Charge de la neige sur la toiture (versant 2 et 3) pour partie d'élévation

▪ **Partie de stockage**

- **Versants 1 et 4**

$$S_1 = \mu_1 \times S_k = 0.8 \times 0.53 = 0.424 \text{ N/m}^2$$

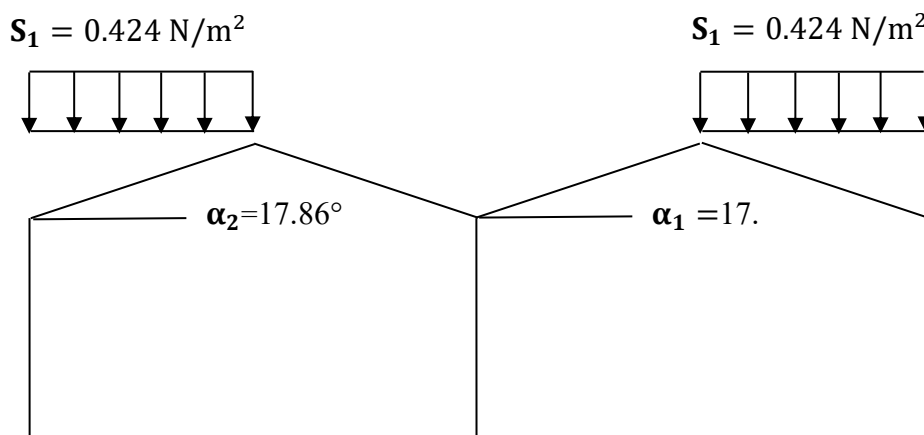


Figure 12: Charge de la neige sur la toiture (versant 1 et 4) pour partie stockage

▪ **Versants 2 et 3**

Pour : $\alpha_2 = 17.86^\circ$

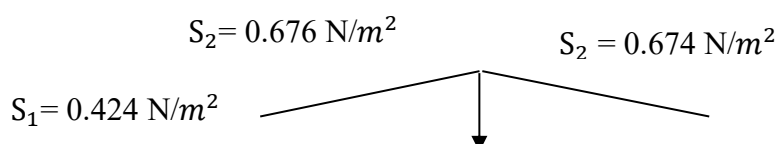
$$S_1 = \mu_1 \times S_k = 0.8 \times 0.53 = 0.424 \text{ N/m}^2$$

$$S_2 = \mu_2 \times S_k = 1.276 \times 0.53 = 0.676 \text{ N/m}^2$$

Pour : $\alpha_1 = 17.7^\circ$

$$S_1 = \mu_1 \times S_k = 0.8 \times 0.53 = 0.424 \text{ N/m}^2$$

$$S_2 = \mu_2 \times S_k = 1.272 \times 0.53 = 0.674 \text{ N/m}^2$$



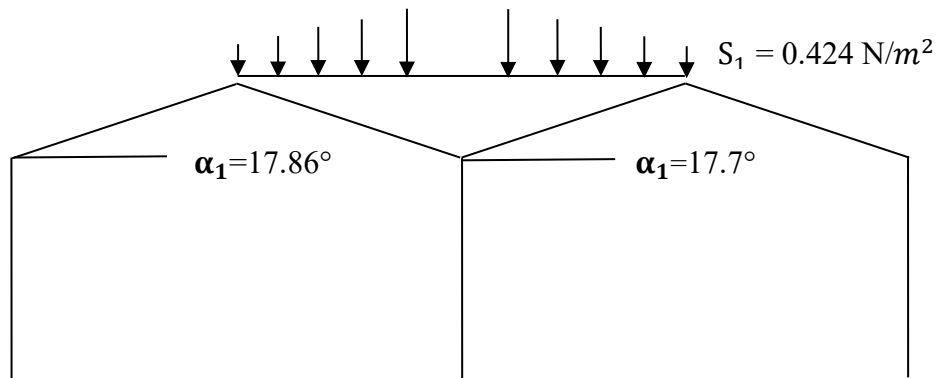


Figure 13: Charge de la neige sur la toiture (versant 2 et 3) pour partie stockage

II.4.2 L'effet de vent :

Le document technique réglementaire (RNV99 version 2013) [2] établit les procédures et principes généraux pour évaluer les forces du vent sur une construction. En adoptant une approche probabiliste, il remplace les anciennes règles (NV65) [10] par le concept d'action caractéristique, référencé à un zonage territorial basé sur les conditions climatiques locales. Ces directives découlent principalement du règlement européen unifié (Euro code), aligné avec les méthodes aux états limites.

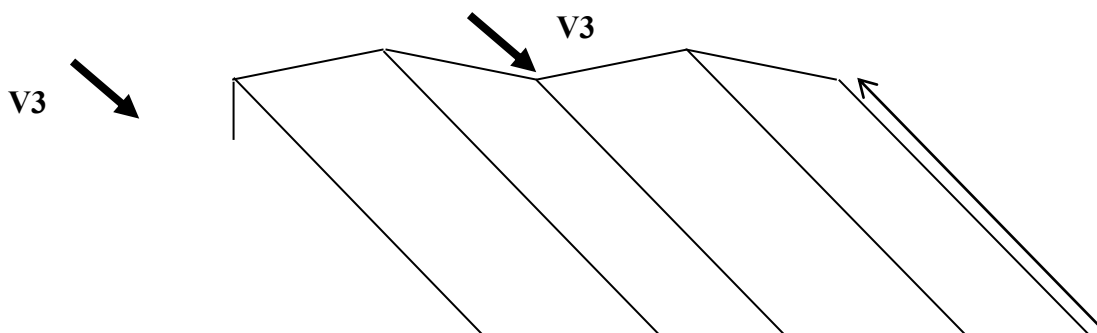
II.4.2.1 Domaine d'application

Le règlement DTR est pertinent pour des structures dont la hauteur ne dépasse pas 200 mm, englobant des bâtiments résidentiels, administratifs, éducatifs, industriels, ainsi que des cheminées, ouvrages de stockage, et structures verticales en treillis comme pylônes et échafaudages.

II.4.2.2 Action du vent

Les actions du vent sur les parois et la toiture d'un bâtiment exposé à des vents perpendiculaires, tels que:

- Le long pan V2 et V4
- Le pignon V1 et V3



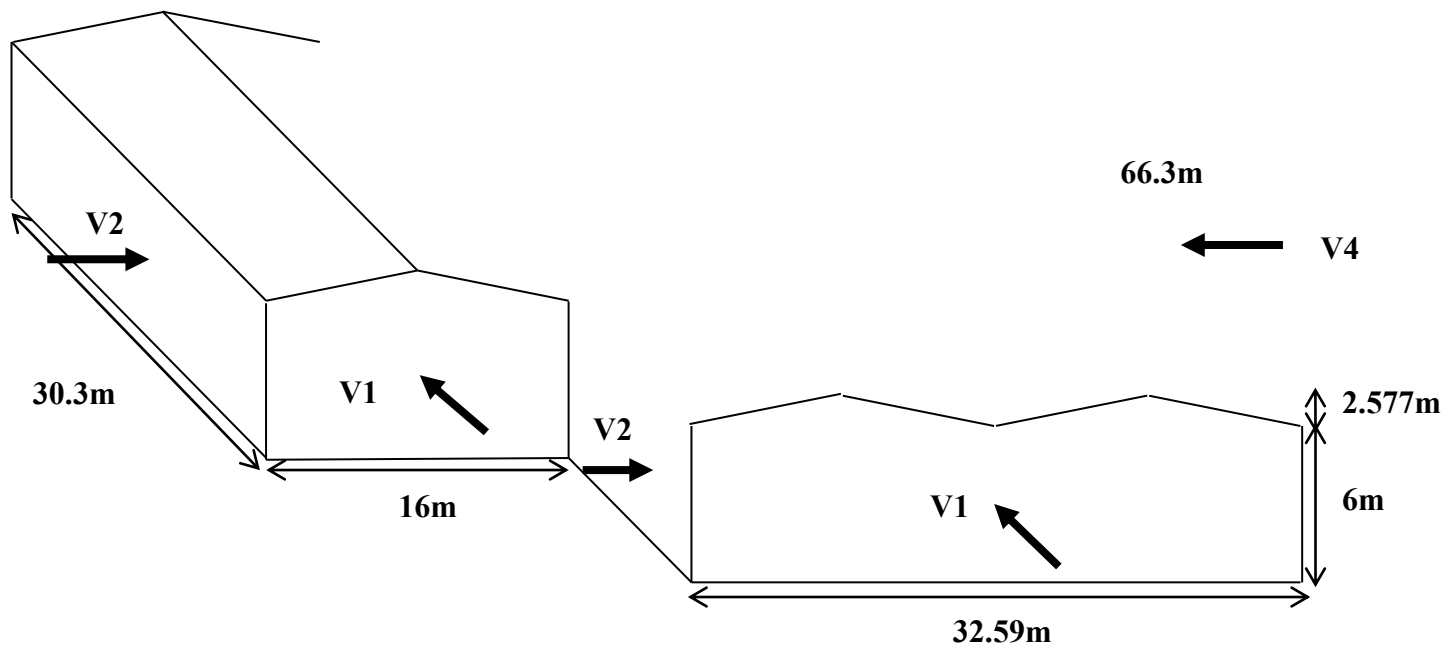


Figure 14: Présentation des directions du vent sur la structure

II.4.2.3 Coefficients du calcul :

a. Effet de la région

La pression de référence pour une structure située dans la zone II, selon le RNV99 version 2013, est de $q_{réf} = 435 \text{ N/m}^2$, comme indiqué dans le tableau 2-2 du chapitre II des bases de calcul.

b. Effet de site

D'après les informations fournies dans le RNV 99 version 2013, pour une structure implantée en zone industrielle, la catégorie de terrain correspondante est la catégorie III, comme indiqué dans le tableau 2-4 du chapitre 2 des bases de calcul.

D'où :

$K_t=0.215$: Facteur de terrain

$Z_0(m)=0.3$: Paramètre de rugosité

$Z_{min}(m)=5$: Hauteur minimale

$\epsilon=0.61$: Coefficient utilisé pour le calcul du coefficient C_d

c. Coefficient de topographie :

Ce coefficient $C_t(z)$ représente la modification de la vitesse du vent en fonction des caractéristiques du terrain, comme les collines ou les reliefs isolés.

Puisque on a un site plat alors $C_t(Z)=1$

d. Calcul du coefficient dynamique:

La valeur du coefficient dynamique C_d pour les structures métalliques de hauteur inférieure à 15m est donnée comme $C_d=1$ selon RNV 99 version 2013 (Chapitre III : coefficient dynamique)

II.4.2.4 Détermination de pression aérodynamique:

Le cas de notre structure est spécial et il n'est pas traité dans le règlement RNV99, par conséquent une approche a été adoptée qu'elle consiste à séparer la structure à deux parties : la partie d'élevage et la partie de stockage, et qu'il n'y a pas de chargement sur la paroi partagée entre les deux parties.

A. Partie d'élevage :

La pression due au vent est calculée par la formule :

$$q = [C_d \times q_p(Z) \times C_{pe}] - [q_p(Z) \times C_{pi}] \quad [N/m^2]$$

Puisque la hauteur de notre hangar ne dépasse pas le 15 m alors $C_d = 1$

La formule de pression sa sera :

$$W(Z_j) = q_p(Z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad [N/m^2]$$

Avec :

$q_p(Z_e)$: Pression dynamique de la pointe calculée à la hauteur z_e relative à l'élément de surface j

C_{pe} : Coefficient de pression extérieure

C_{pi} : Coefficient de pression intérieure

a. Le coefficient de rugosité $C_r(Z)$:

Est de le caractériser comme le rapport entre la vitesse du vent à une hauteur z et les vitesses du vent à une hauteur de référence, généralement proche du sol, où la rugosité est bien définie.

Le coefficient de rugosité donnée par la formule :

$$C_r = K_t \times Ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \quad \longrightarrow \quad \text{pour : } Z_{\min} < Z < 200m$$

$$C_r = K_t \times Ln\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right) \quad \longrightarrow \quad \text{pour : } Z < Z_{\min}$$

Avec :

K_t : facteur de terrain.

Z_0 : paramètre de rugosité.

Z_{\min} : Hauteur minimale.

Z : hauteur considérée.

Tel que : $Z_{\min} = 5m$; $Z_0 = 0.3m$

- **Pour la toiture :**

$$\text{On a: } Z_{\min} < Z < 200 \text{ m} \Rightarrow Z_{\min} = 5 \text{ m} < Z = 8.577 \text{ m} < 200 \text{ m}$$

Donc le coefficient de rugosité :

$$C_r = K_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) = 0.215 \times \ln\left(\frac{8.577}{0.3}\right) = 0.721$$

- **Pour la paroi verticale :**

$$\text{On a: } Z_{\min} < Z < 200 \text{ m} \Rightarrow Z_{\min} = 5 \text{ m} < Z = 6 \text{ m} < 200 \text{ m}$$

Donc le coefficient de rugosité :

$$C_r = K_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) = 0.215 \times \ln\left(\frac{6}{0.3}\right) = 0.644$$

- **b. Intensité de turbulence :**

Est donnée par la formule suivante :

$$I_v(Z) = \frac{1}{C_t(Z) \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} \quad \text{Pour } z > z_{\min}$$

$$I_v(Z) = \frac{1}{C_t(Z) \times \ln\left(\frac{Z}{Z_{\min}}\right)} \quad \text{Pour } z \leq z_{\min}$$

Avec :

- $C(z)$: est le coefficient de topographie
- z_0 (en m) : est le paramètre de rugosité
- z_{\min} : la hauteur minimale

Dans notre cas :

- **Pour la toiture :**

$$I_v(Z) = \frac{1}{C_t(Z) \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{8.577}{0.3}\right)} = 0.298$$

- **Pour la paroi verticale :**

$$I_v(Z) = \frac{1}{C_t(Z) \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{6}{0.3}\right)} = 0.334$$

- **c. Coefficient d'exposition du vent C_e :**

Ce coefficient $C_e(z)$ intègre les influences de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol, tout en prenant en considération la turbulence du vent.

C_e Est donnée par la formule :

$$C_e(Z_e) = C_t^2(Z) \times C_r^2(Z) \times [1 + 7I_v(Z)]$$

- C : le coefficient de topographie
- C_r : le coefficient de rugosité
- I : intensité de la turbulence
- Z(m) : hauteur considérée

- **Pour la toiture :**

$$C_e(Z_e) = C_t^2(Z) \times C_r^2(Z) \times [1 + 7I_v(Z)] = 1^2 \times 0.721^2 \times [1 + 7 \times 0.298] = 1.604$$

- **Pour la paroi verticale :**

$$C_e(Z_e) = C_t^2(Z) \times C_r^2(Z) \times [1 + 7I_v(Z)] = 1^2 \times 0.644^2 \times [1 + 7 \times 0.334] = 1.38$$

d. Pression dynamique $q_p(Z_e)$:

Après avoir défini les coefficients qui tiennent compte des différents effets provoqués par le vent, la pression dynamique peut être calculée à l'aide de la formule suivante :

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

Avec :

$q_{\text{réf}}$: La pression dynamique de référence pour la construction permanente est donnée en fonction de la zone du vent

$$q_{\text{réf}} = 435 \text{ (N/m}^2\text{)} \quad (\text{zone II})$$

- **Hauteur de référence z_e :**

- **Pour la toiture :**

On a : $h = 8.577\text{m}$

$$h = 8.577\text{m} < b = 32.59\text{m}$$

Figure 2.1 (RNV 99 version 2013)

Donc : $z_e = h = 8.577\text{m}$

Alors : $q_p(Z) = q_p(z_e)$

- **Pour la paroi verticale :**

On a : $h = 6\text{m}$

$$h = 6\text{m} < b = 32.59\text{m}$$

Figure 2.1 (RNV 99 version 2013)

Donc : $z_e = h = 6\text{m}$

Alors : $q_p(Z) = q_p(z_e)$

La pression dynamique donnée comme suit :

- **Pour la toiture :**

$$q_p(Z_e) = q_{réf} \times C_e(Z_e) = 435 \times 1.604 = 697.74 \text{ N/m}^2$$

• Pour la paroi verticale :

$$q_p(Z_e) = q_{réf} \times C_e(Z_e) = 435 \times 1.38 = 600.3 \text{ N/m}^2$$

Tableau 1: Les valeurs de la pression dynamique de partie d'élevage

	C_t	C_r	I_v	$C_e(Z_e)$	$q_p(Z_e)$
toiture	1	0.721	0.298	1.604	697.74
Paroi verticale	1	0.644	0.334	1.380	600.3

e. Coefficient de pression extérieur (C_{pe}) :

Le coefficient de pression extérieur C_{pe} varie en fonction de la forme de la base de la structure de la dimension de la surface exposée à la charge.

Avec:

- **b** : la dimension perpendiculaire à la direction du vent.
- **d** : la dimension parallèle à la direction du vent.

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

$$C_{pe} = C_{pe.1} \dots \dots \dots \text{si : } S \leq 1\text{m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} - C_{pe.1}) \log_{10}(S) \dots \dots \dots \text{si : } 1\text{m}^2 \leq S \leq 10\text{m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe.10} \dots \dots \dots \text{si : } S \geq 10\text{m}^2$$

Avec :

S : désigne la surface chargée de la paroi considérée.

Pour notre structure : $S \geq 10\text{m}^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe.10}$

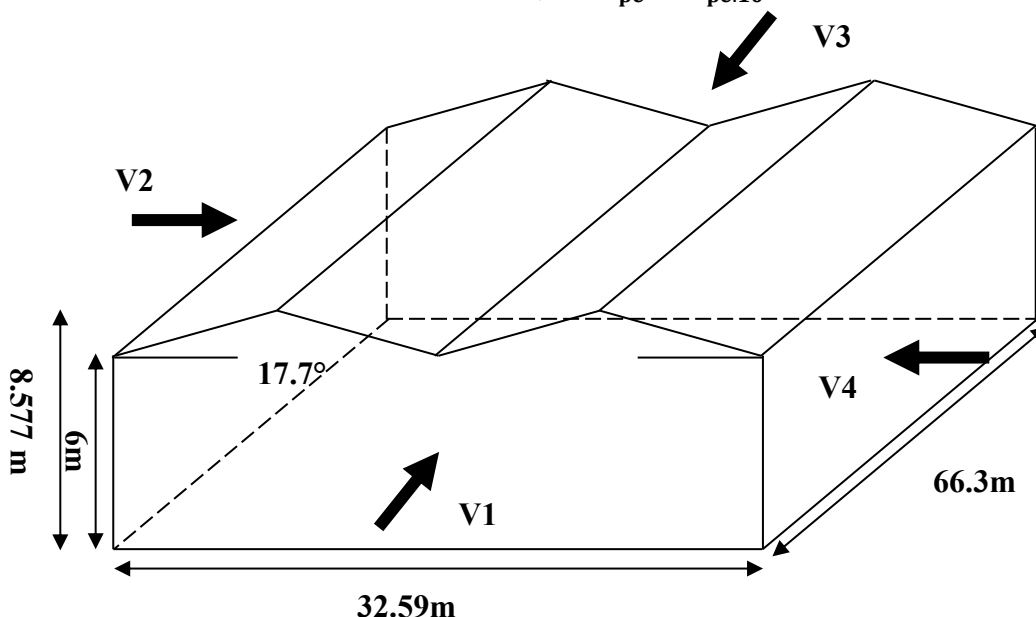


Figure 15: Directions du vent sur la structure

Les valeurs de C_{pe} pour la structure, sont présentées comme suivent :

- **Vent sur le pignon V1 et V3**

1. Paroi verticale

Pour cette direction du vent on à :

$$\begin{cases} d = 66.3\text{m} \\ b = 32.59\text{m} \\ h = 6\text{m} \end{cases} \longrightarrow e = \min(b ; 2h) \Rightarrow e = \min(32.59 ; 12) \\ e = 12\text{m}$$

Et on a : $d = 66.3\text{m} > e = 12\text{m}$

Donc on utilise la figure 5.1 p80 (RNV99 version 2013) pour déterminer les différentes zones de pression.

Pour notre cas :

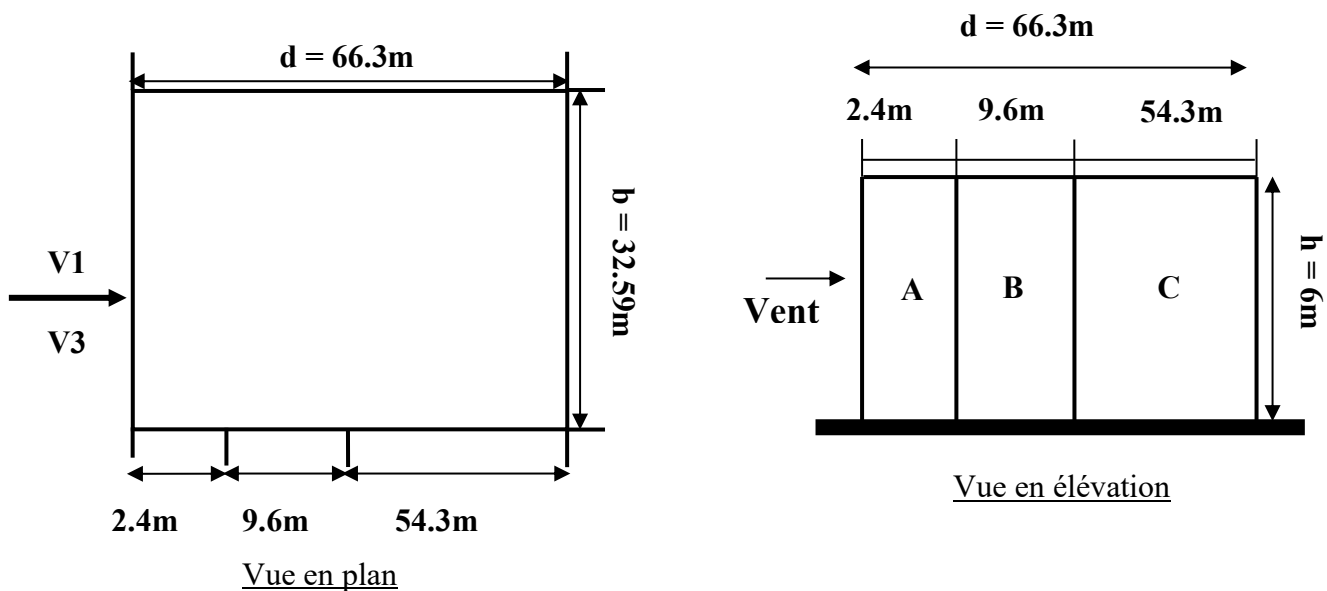


Figure 16: Légende pour les parois verticales (V1 et V3)

Pour un vent suivant la direction V1 et V3, les coefficients de pression du vent sont présentés dans le tableau :

Tableau 2: C_{pe} pour les parois verticales

Paroi latérale						Paroi au vent		Paroi sous le vent	
A		B		C		D		E	
$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$
-1.0	-1.3	-0.8	-1.0	-0.5		+0.8	1.0	-0.3	

Pour notre cas :

Tableau 3: C_{pe} pour les parois verticales (V1 et V3)

A	B	C	D	E
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
-1.0	-0.8	-0.5	0.8	-0.3

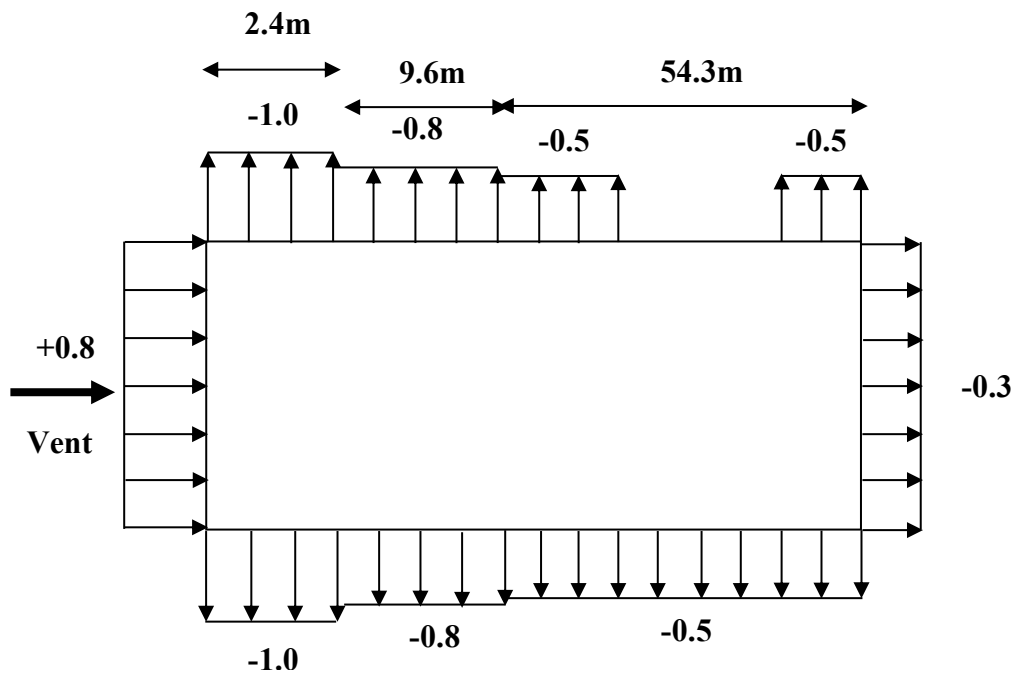


Figure 17: Valeurs des C_{pe} pour les parois verticales (V1 et V3)

1. Toiture

Ces toitures sont considérées comme des toitures à multiples versants, la direction du vent est parallèle au faitage, pour déterminer les coefficients de pression de chaque versant en utilisant les valeurs des toitures à un versant pour $\theta = 90^\circ$. [11]

Les valeurs de C_{pe10} pour $\alpha=17.7^\circ$ sont obtenue par interpolation linéaire sur le tableau 5.3.b (RNV 99 version 2013) à un versant entre $\alpha=15^\circ$ et $\alpha=30^\circ$

Alors :

$$C_{pe} = \frac{[C_{pe10}(30^\circ) - C_{pe10}(15^\circ)] \times (17.7^\circ - 15^\circ)}{30^\circ - 15^\circ} + C_{pe10}(15^\circ)$$

Tableau 4: Cpe pour la toiture à un versant (V1 et V3)

Zone	F _{sup}	F _{inf}	G	H	I
C _{pe10} (15°)	-2.4	-1.6	-1.9	-0.8	-0.7
C _{pe10} (30°)	-2.1	-1.3	-1.5	-1.0	-0.7
C _{pe10} (17.7°)	-2.346	-1.546	-1.828	-0.836	-0.7

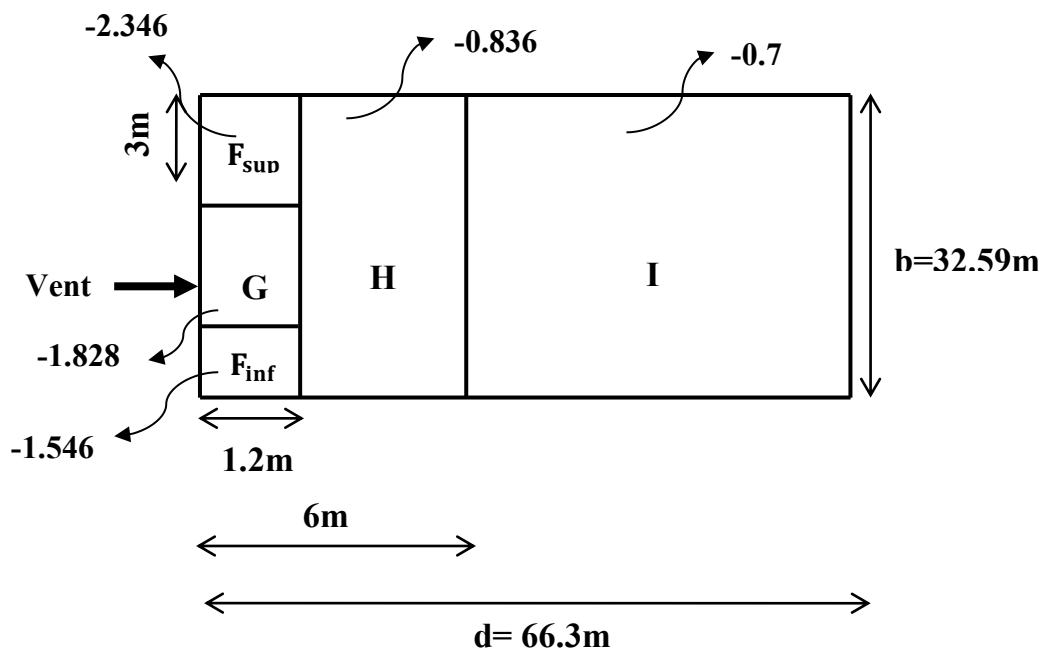


Figure 18: Légende pour les toitures à un versant (V1 et V3)

• Vent sur le long pan V2 et V4

1. Paroi verticale

Pour cette direction du vent on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} d = 32.59\text{m} \\ b = 66.3\text{m} \\ h = 6\text{m} \end{array} \right. \longrightarrow \begin{array}{l} e = \min(b ; 2h) \Rightarrow e = \min(66.3 ; 12) \\ e = 12\text{m} \end{array}$$

Et on a : $d = 32.59\text{m} > e = 12\text{m}$

Donc on utilise la figure 5.1 p80 (RNV99 version 2013) pour déterminer les différentes zones de pression.

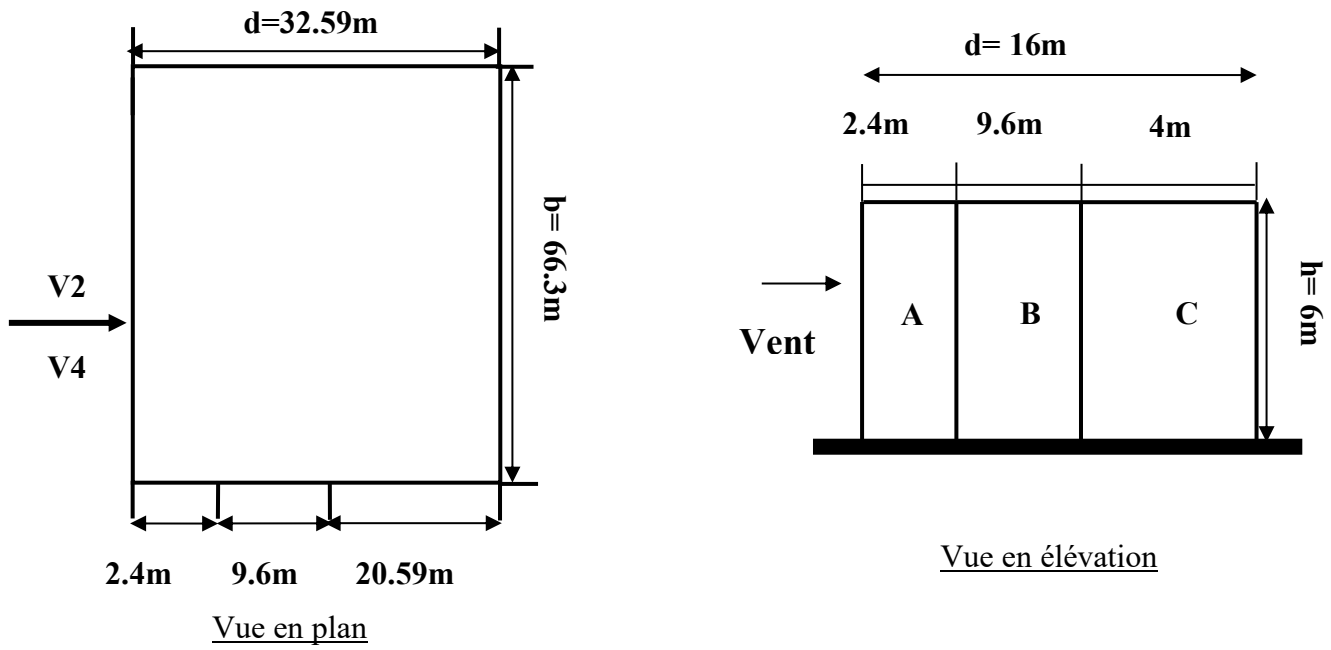


Figure 19: Légende pour les parois verticales (V2 et V4)

Pour un vent suivant la direction V2 et V4, les coefficients de pression du vent sont présentés dans le tableau :

Tableau 5: C_{pe.10} pour les parois verticales (V2 et V4).

A	B	C	D	E
C _{pe.10}	C _{pe.10}	C _{pe.10}	C _{pe.10}	C _{pe.10}
-1.0	-0.8	-0.5	0.8	-0.3

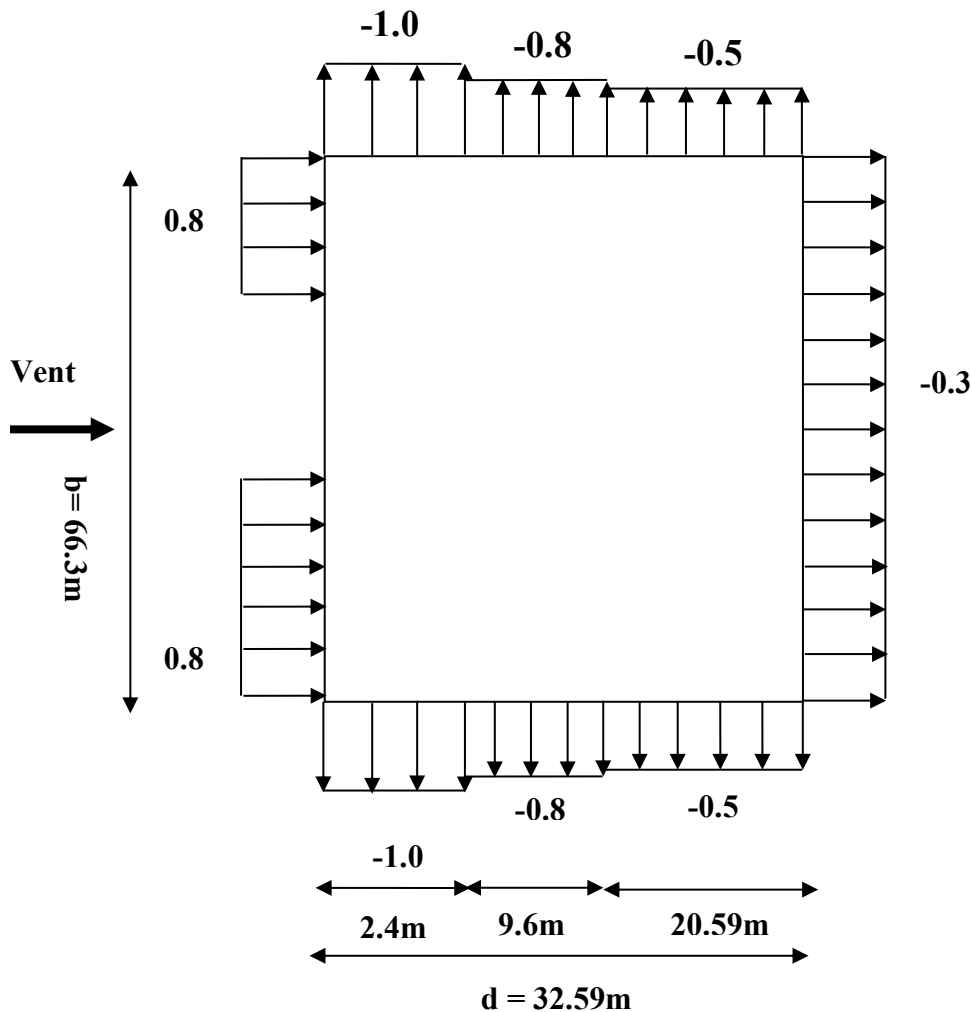


Figure 20: Valeurs des Cpe pour les parois verticales (V2 et V4).

1. Toiture

La direction du vent est perpendiculaire au faitage, pour déterminer les coefficients de pression en utilisant les valeurs des toitures à multiples versants pour $\theta = 0^\circ$

Versant 1

Ce versant est considéré comme une toiture à un versant avec $\theta = 0^\circ$, les valeurs de C_{pe10} pour $\alpha = 17.7^\circ$ sont obtenue par interpolation linéaire sur le tableau 5.3.a (RNV 99 version 2013) à un versant entre $\alpha = 15^\circ$ et $\alpha = 30^\circ$. [11]

Alors :

$$C_{pe} = \frac{[C_{pe10}(30^\circ) - C_{pe10}(15^\circ)] \times (17.7^\circ - 15^\circ)}{30^\circ - 15^\circ} + C_{pe10}(15^\circ)$$

Tableau 6: C_{pe} pour les toitures à un versant (V2 et V4).

Zone	F	G	H
C _{pe10} (15°)	-0.9	-0.8	-0.3
C _{pe10} (30°)	-0.5	-0.5	-0.2
C _{pe10} (17.7°)	-0.828	-0.746	-0.282

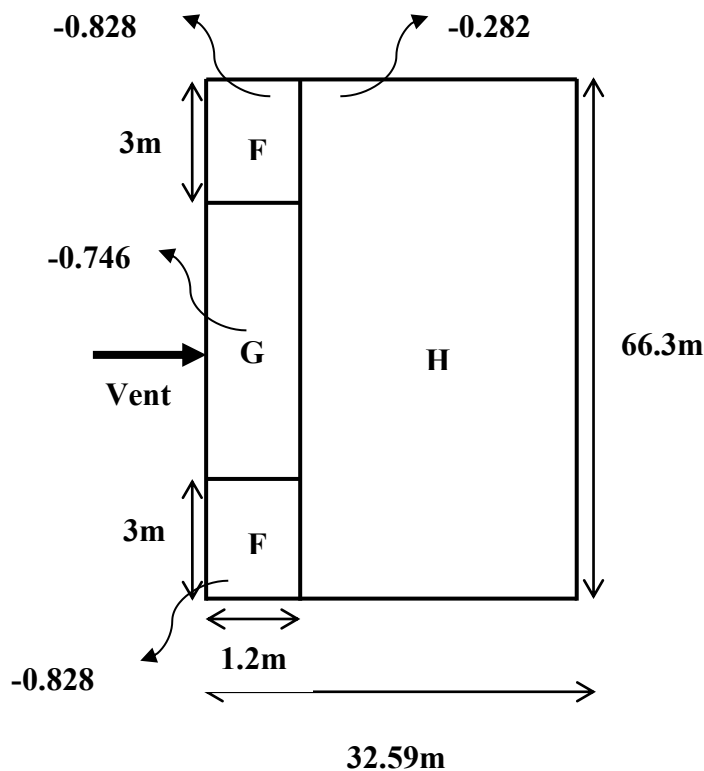


Figure 21: Légende pour les toitures à un versant (V2 et V4)

Versant 2 et 3

Ce versant est traité comme une toiture à deux versants avec $\alpha < 0$ [11], les valeurs de C_{pe10} pour $\alpha = -17.7^\circ$ sont obtenue par interpolation linéaire sur le tableau 5.4 (RNV 99 version 2013) à deux versant entre $\alpha = -30^\circ$ et $\alpha = -15^\circ$

Alors :

$$C_{pe} = \frac{[C_{pe10}(-15^\circ) - C_{pe10}(-30^\circ)] \times ((-17.7^\circ) - (-30^\circ))}{(-15^\circ) - (-30^\circ)} + C_{pe10}(-30^\circ)$$

Donc :

Tableau 7:Cpe pour les toitures à deux versants (V2 et V4)

Zone	F	G	H	I	J
$C_{pe10}(-30^\circ)$	-1.1	-0.8	-0.8	-0.6	-0.8
$C_{pe10}(-15^\circ)$	-2.5	-1.3	-0.9	-0.5	-0.7
$C_{pe10}(-17.7^\circ)$	-2.248	-1.21	-0.882	-0.518	-0.718

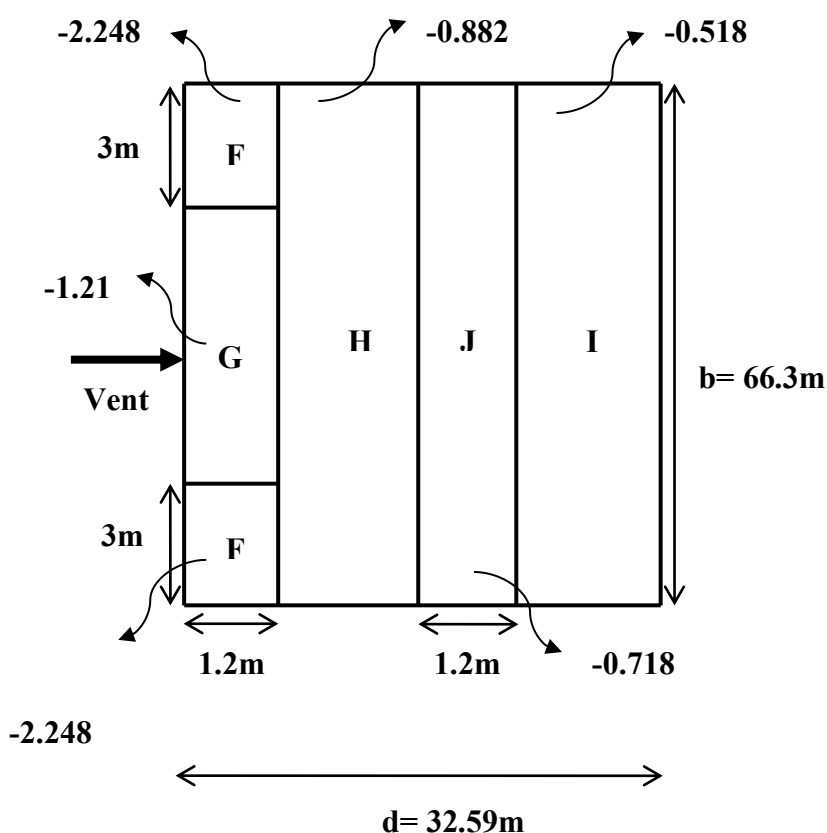


Figure 22: Légende pour les toitures à deux versants (V2 et V4)

Versant 4

Ce versant est considéré comme une toiture à un versant avec $\theta = 180^\circ$ sauf que les valeurs seront prises à 60% [11], les valeurs de C_{pe10} pour $\alpha=17.7^\circ$ sont obtenue par interpolation linéaire sur le tableau 5.3.a (RNV 99 version 2013) à un versant entre $\alpha=15^\circ$ et $\alpha=30^\circ$

Alors :

$$C_{pe} = \frac{[C_{pe10}(30^\circ) - C_{pe10}(15^\circ)] \times (17.7^\circ - 15^\circ)}{30^\circ - 15^\circ} + C_{pe10}(15^\circ)$$

Tableau 8:Cpe pour les toitures à un versant (V2 et V4).

Zone	F	G	H
$C_{pe10}(15^\circ)$	-2.5	-1.3	-0.9
$C_{pe10}(30^\circ)$	-1.1	-0.8	-0.8
$C_{pe10}(17.7^\circ)$	2.752	1.39	0.918
$60\% \times C_{pe10}(17.7^\circ)$	1.651	0.834	0.551

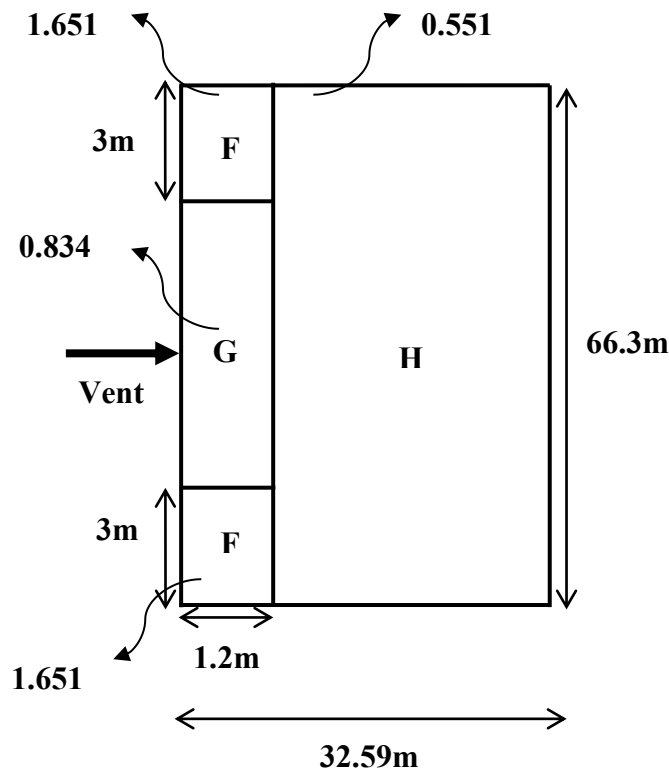


Figure 23: Légende pour les toitures à un versant (V2 et V4)

f. Coefficient de pression intérieure C_{pi} :

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} dépend du pourcentage d'ouverture dans la structure, comme les fenêtres ou les portes, car ces ouvertures permettent au vent de pénétrer plus facilement.

De plus, le coefficient est également influencé par l'indice de perméabilité μ_p qui mesure la capacité de la structure et le rapport h/d (figure 5.14 RNV 99 VERSION 2013).

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

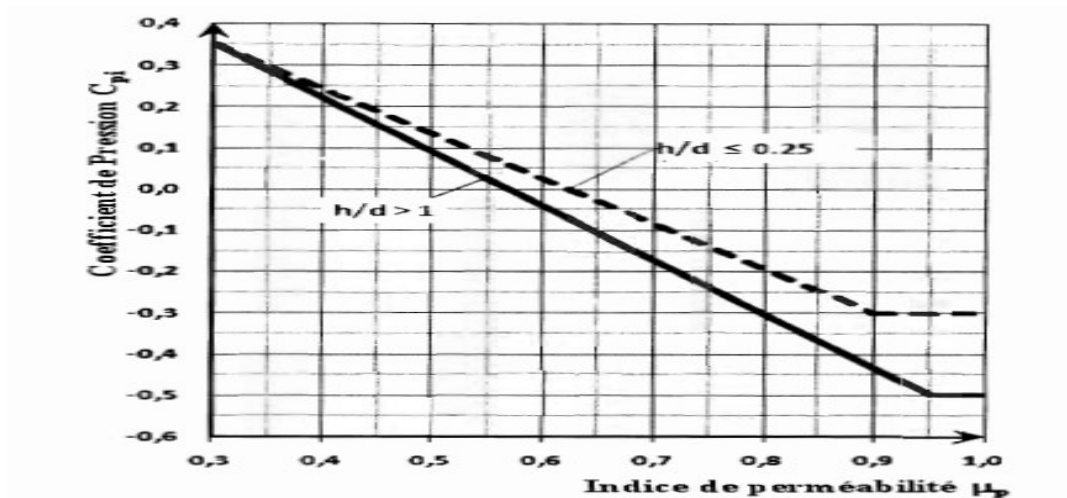


Figure 24: Coefficients de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans face dominante.

L'ouvrage comprend :

- ✓ Dans chacune des faces du pignon il y a deux portes de dimension (4m x 6m)
- ✓ Dans chacune des faces de la toiture il y a 7 fenêtres de dimension (1.5 m x 2.5 m)

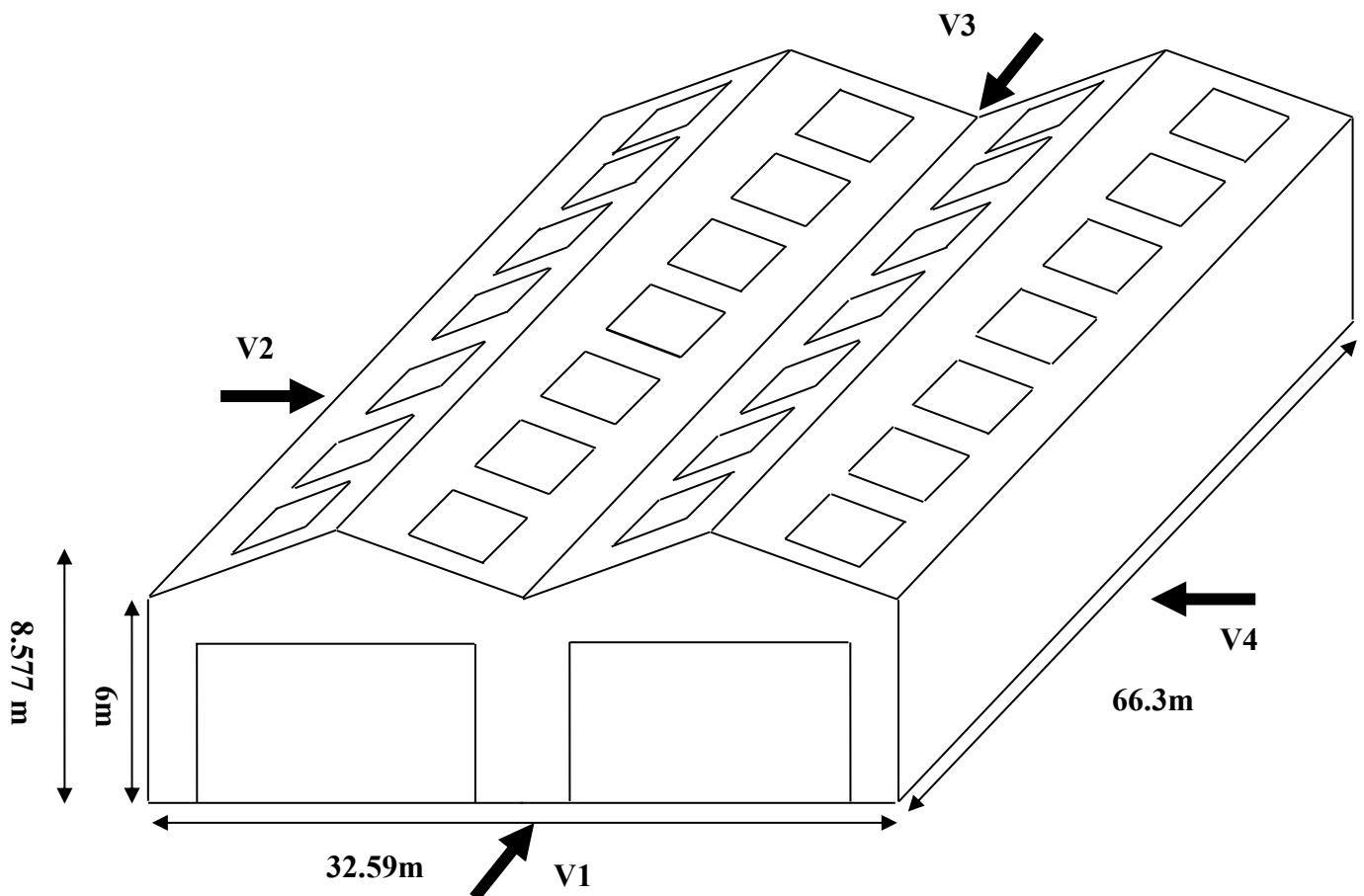


Figure 25: Directions du vent sur la structure

- Vent sur le pignon V1 et V3

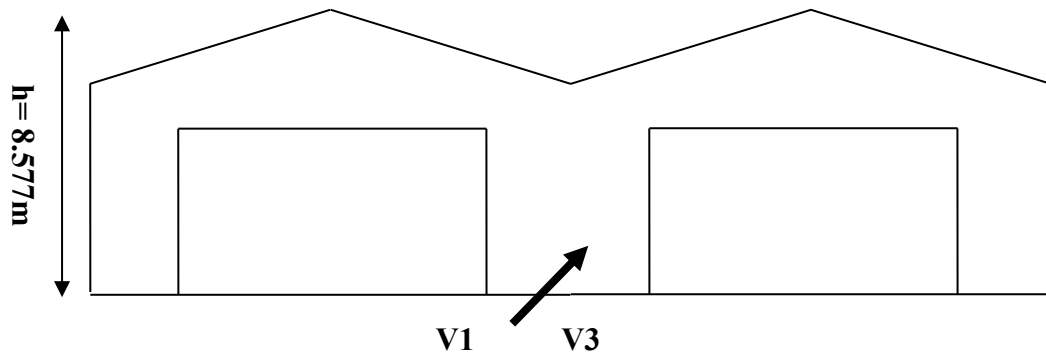


Figure 26: Directions du vent (V1-V3) sur pignon

On détermine l'indice de perméabilité μ_p donné par :

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

$$\mu_p = \frac{2 \times (4 \times 6) + 4 \times 7 \times (1.5 \times 2.5)}{4 \times (4 \times 6) + 4 \times 7 \times (1.5 \times 2.5)}$$

$$\mu_p = \frac{153}{201} = 0.76$$

La valeur C_{pi} de est la valeur correspondant à une interpolation linéaire entre les valeurs correspondant à $h/d \leq 0.25$ et $h/d \leq 1$

On a:

$$\frac{h}{d} = \frac{8.577}{66.3} = 0.13 < 0.25$$

$$C_{pi}(0.76) = -0.15$$

- Vent sur le long pan V2 et V4

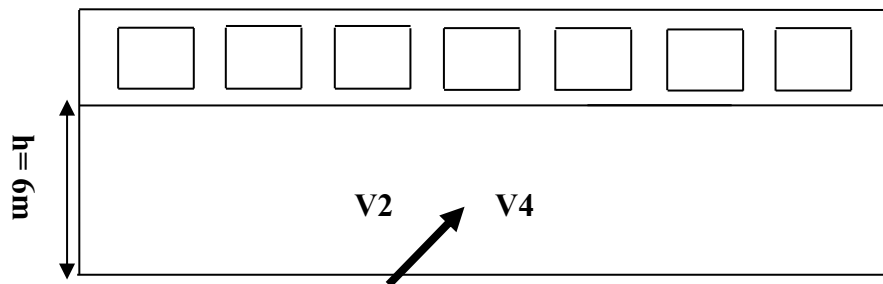


Figure 27: Directions du vent (V2 – V4) sur long pan

On détermine l'indice de perméabilité μ_p donné par :

$$\mu_p = \frac{4 \times (4 \times 6) + 4 \times 7 \times (1.5 \times 2.5)}{4 \times (4 \times 6) + 4 \times 7 \times (1.5 \times 2.5)}$$

$$\mu_p = \frac{201}{201} = 1$$

La valeur C_{pi} de est la valeur correspondant à une interpolation linéaire entre les valeurs correspondant à $h/d \leq 0.25$ et $h/d \leq 1$

On a :

$$\frac{h}{d} = \frac{8.577}{32.59} = 0.26$$

$$0.25 < \frac{h}{d} = 0.26 < 1$$

Alors on utilisant interpolation pour $\frac{h}{d} = 0.26$

$$C_{pi}(1) = -0.20$$

g. Détermination de la pression aérodynamique

La pression aérodynamique $W(z_j)$ agissant sur une paroi peut également être exprimée en termes de force par unité de surface, est obtenue à l'aide de formule suivante:

$$W(z_j) = q_p(Z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad [N/m^2]$$

• Vent sur le pignon V1 et V3

A. Paroi verticale

Tableau 9: Valeurs de la pression aérodynamique du vent (V1-V3) sur la paroi verticale

Zone	C_d	$q_p(Z_e)$	C_{pe}	C_{pi}	$W(z_j)$
A	1	600.3	-1.0	-0.15	-510.255
B	1	600.3	-0.8	-0.15	-390.105
C	1	600.3	-0.5	-0.15	-210.099
D	1	600.3	0.8	-0.15	570.285
E	1	600.3	-0.3	-0.15	-90.045

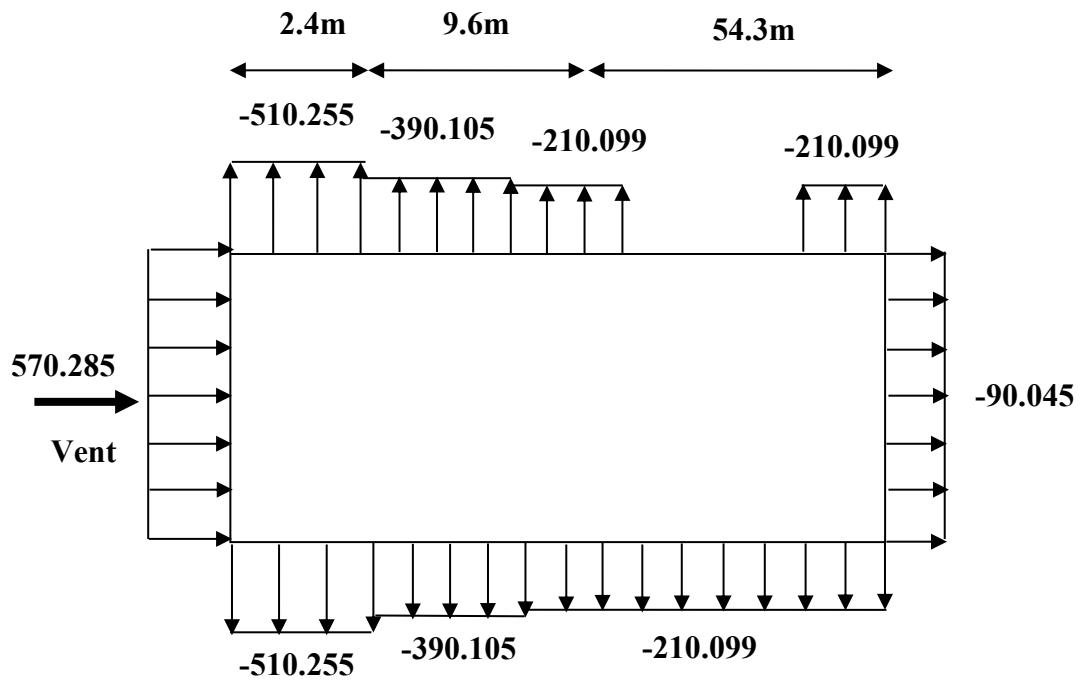


Figure 28: Répartition de pression aérodynamique du vent (V1-V3) sur paroi verticale

B. Toiture

Tableau 10: Valeurs de la pression aérodynamique du vent (V1-V3) sur la toiture

Zone	C_d	$q_p(Z_e)$	C_{pe}	C_{pi}	$W(z_j)$
F_{sup}	1	697.74	-2.346	-0.15	-1532.149
F_{inf}	1	697.74	-1.546	-0.15	-973.989
G	1	697.74	-1.828	-0.15	-1170.741
H	1	697.74	-0.836	-0.15	-478.622
I	1	697.74	-0.7	-0.15	-383.735

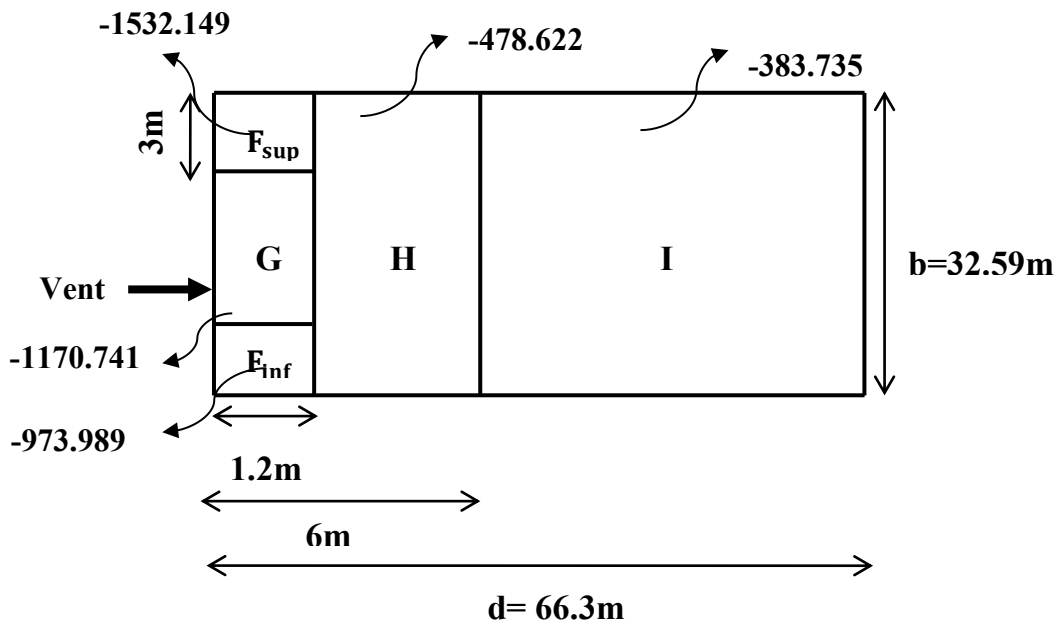


Figure 29: Répartition de pression aérodynamique du vent (V1-V3) sur toiture à deux versants.

- Vent sur long pan V2 et V4

1. Paroi verticale

Tableau 11: Valeurs de la pression aérodynamique du vent (V2-V4) sur paroi verticale

Zone	C_d	$q_p(Z_e)$	C_{pe}	C_{pi}	$W(z_j)$
A	1	600.3	-1.0	-0.20	-480.24
B	1	600.3	-0.8	-0.20	-360.18
C	1	600.3	-0.5	-0.20	-180.09
D	1	600.3	0.8	-0.20	600.3
E	1	600.3	-0.3	-0.20	-60.03

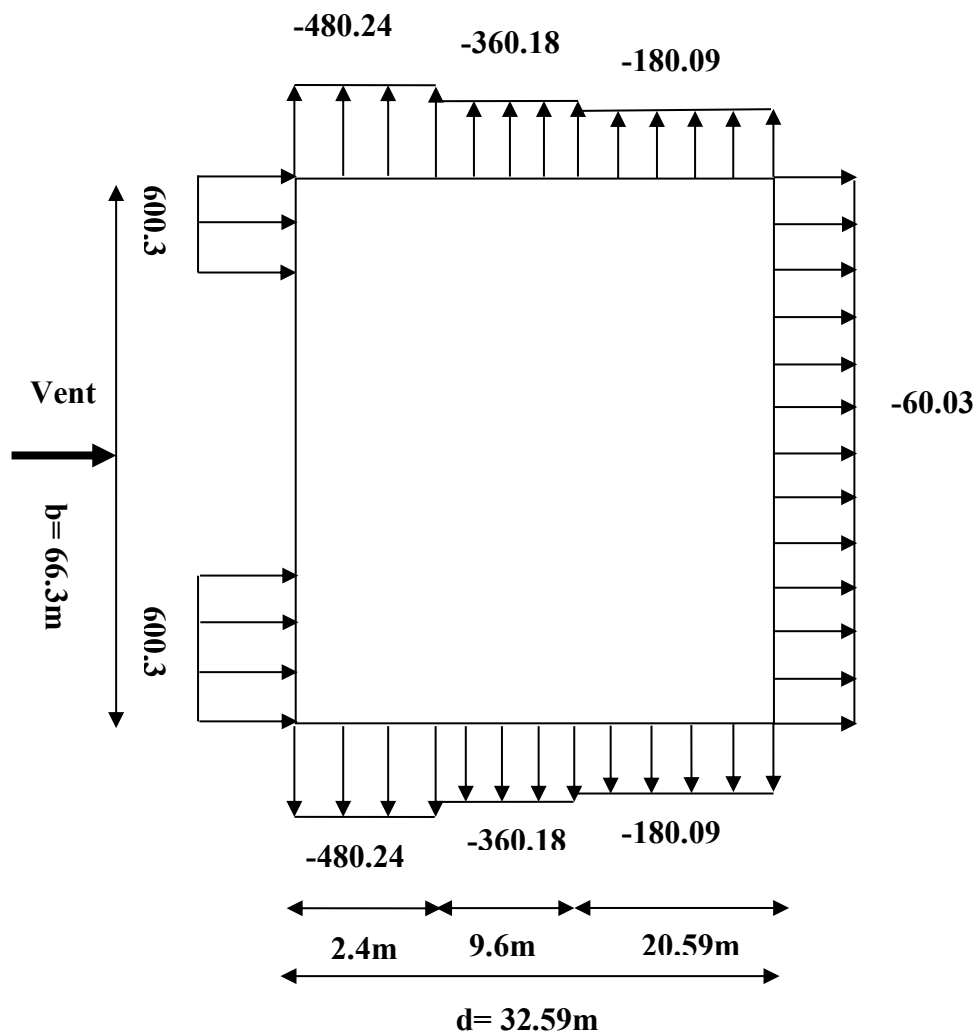


Figure 30: Répartition de pression aérodynamique du vent (V2-V4) sur paroi verticale.

2. Toiture
Versant 1

Tableau 12: Valeurs de la pression aérodynamique du vent (V2-V4) sur toiture à un versant.

Zone	C_d	$q_p(Z_e)$	C_{pe}	C_{pi}	$W(z_j)$
F	1	697.74	-0.828	-0.20	-438.181
G	1	697.74	-0.746	-0.20	-380.966
H	1	697.74	-0.282	-0.20	-57.215

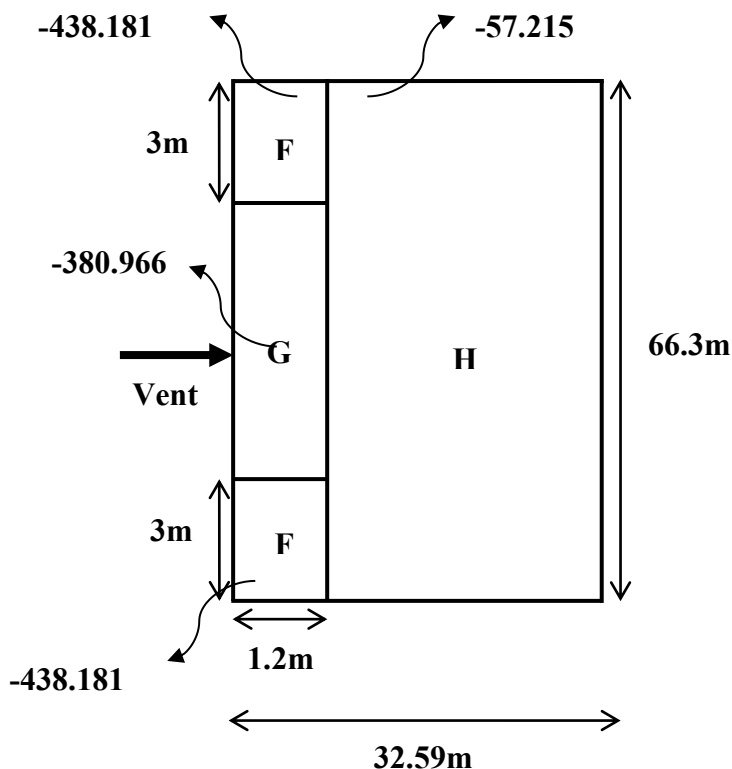


Figure 31: Répartition de pression aérodynamique du vent (V2-V4) sur toiture à un versant.

Versant 2 et 3

Tableau 13: Valeurs de la pression aérodynamique du vent (V2-V4) sur toiture à deux versants.

Zone	C_d	$q_p(Z_e)$	C_{pe}	C_{pi}	$W(z_j)$
F	1	697.74	-2.248	-0.20	-1428.971
G	1	697.74	-1.21	-0.20	-704.717
H	1	697.74	-0.882	-0.20	-475.859
I	1	697.74	-0.518	-0.20	-221.881
J	1	697.74	-0.718	-0.20	-361.429

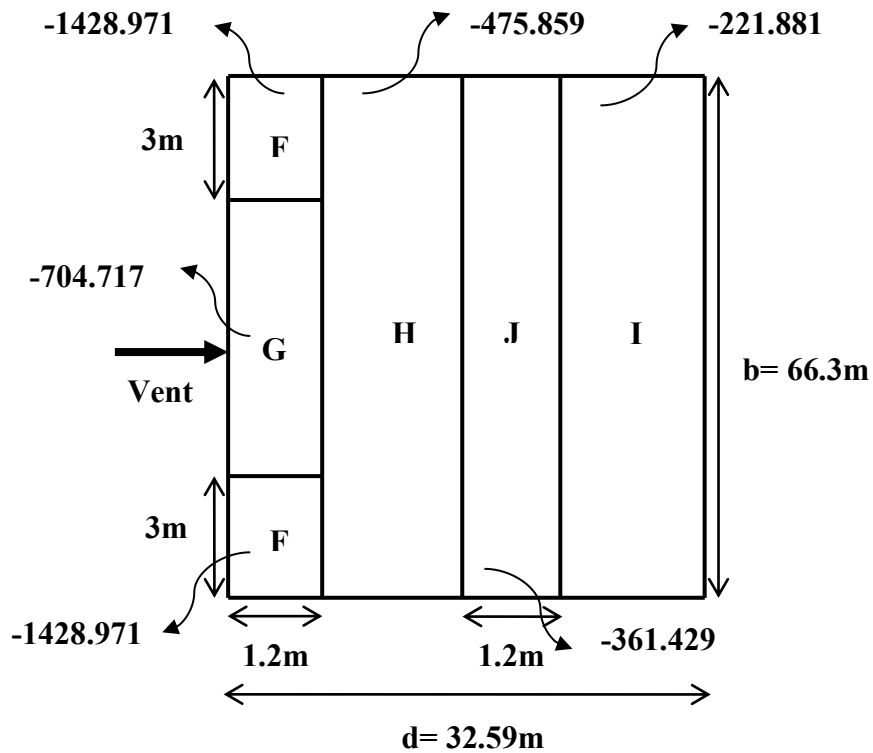


Figure 32: Répartition de pression aérodynamique du vent (V2-V4) sur toiture à deux versants.

Versant 4

Tableau 14: Valeurs de la pression aérodynamique du vent (V2-V4) sur toiture à un versant.

Zone	C_d	$q_p(Z_e)$	C_{pe}	C_{pi}	$W(z_j)$
F	1	697.74	1.651	-0.20	1291.517
G	1	697.74	0.834	-0.20	721.463
H	1	697.74	0.551	-0.20	524.003

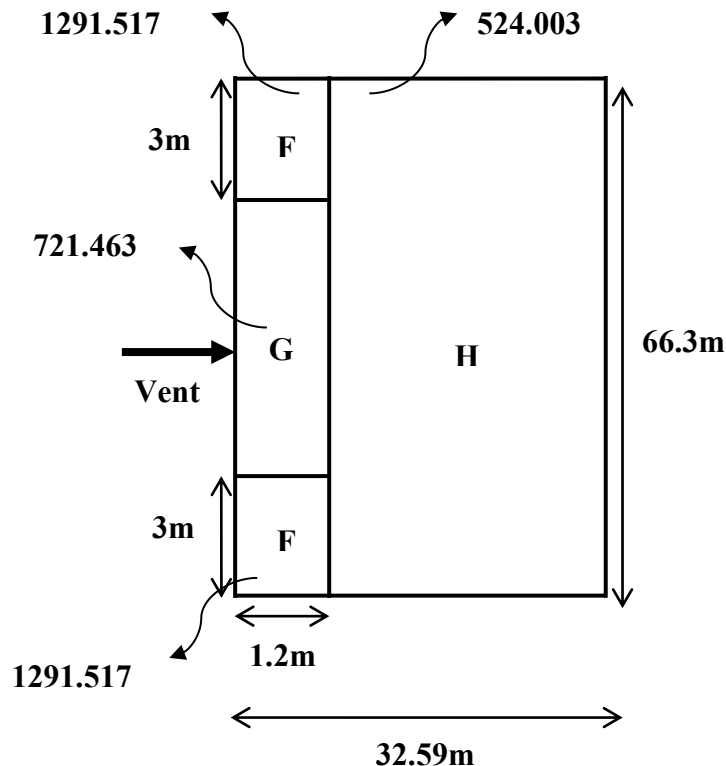


Figure 33: Répartition de pression aérodynamique du vent (V2-V4) sur toiture à un versant.

h. Calcul de la force de frottement :

Les forces de frottement dues au vent peuvent être négligées si l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces perpendiculaires au vent.

- **Vent sur pignon V1 et V3**

$$S_2 + S_4 \leq 4 \times (S_1 + S_3)$$

$$2 \times (66.3 \times 8.577) \leq 4 \times 2 \times (32.59 \times 8.577)$$

$$1137.3102 \text{ m}^2 \leq 2236.195 \text{ m}^2 \text{ (Condition vérifiée)}$$

- **Vent sur pignon V2 et V4**

$$S_1 + S_3 \leq 4 \times (S_2 + S_4)$$

$$2 \times (32.59 \times 8.577) \leq 4 \times 2 \times (66.3 \times 8.577)$$

$$559.049 \text{ m}^2 \leq 4549.24 \text{ m}^2 \text{ (Condition vérifiée)}$$

Avec :

$S_2; S_4$: Surfaces long pan

$S_1; S_3$: Surfaces pignon

✓ Puisque les conditions sont vérifiées donc les effets de frottement du vent sont négligés.

B. Partie stockage

La pression due au vent est calculée par la formule :

$$q = [C_d \times q_p(Z) \times C_{pe}] - [q_p(Z) \times C_{pi}] \quad [N/m^2]$$

Puisque la hauteur de notre hangar ne dépasse pas le 15 m alors $C_d = 1$

La formule de pression sera :

$$W(Z_j) = q_p(Z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad [N/m^2]$$

Avec :

$q_p(Z_e)$: Pression dynamique de la pointe calculée à la hauteur z_e relative à l'élément de surface j

C_{pe} : Coefficient de pression extérieure

C_{pi} : Coefficient de pression intérieure

a. Le coefficient de rugosité $C_r(Z)$:

Est de le caractériser comme le rapport entre la vitesse du vent à une hauteur z et les vitesses du vent à une hauteur de référence, généralement proche du sol, où la rugosité est bien définie.

Le coefficient de rugosité donnée par la formule :

$$C_r = K_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \quad \longrightarrow \quad \text{pour : } Z_{\min} < Z < 200\text{m}$$

$$C_r = K_t \times \ln\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right) \quad \longrightarrow \quad \text{pour : } Z < Z_{\min}$$

Avec :

K_t : facteur de terrain.

Z_0 : paramètre de rugosité.

Z_{\min} : Hauteur minimale.

Z : hauteur considérée.

Tel que : $Z_{\min} = 5\text{m}$; $Z_0 = 0.3\text{m}$

- **Pour la toiture :**

On a: $Z_{\min} < Z < 200\text{ m} \Rightarrow Z_{\min} = 5\text{m} < Z = 8.577\text{m} < 200\text{ m}$

Donc le coefficient de rugosité :

$$C_r = K_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) = 0.215 \times \ln\left(\frac{8.577}{0.3}\right) = 0.721$$

- **Pour la paroi verticale :**

On a: $Z_{\min} < Z < 200 \text{ m} \Rightarrow Z_{\min} = 5 \text{ m} < Z = 6 \text{ m} < 200 \text{ m}$

Donc le coefficient de rugosité :

$$C_r = K_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) = 0.215 \times \ln\left(\frac{6}{0.3}\right) = 0.644$$

b. Intensité de turbulence :

Est donnée par la formule suivante :

$$I_v(Z) = \frac{1}{C_t(Z) \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} \quad \text{Pour } z > z_{\min}$$

$$I_v(Z) = \frac{1}{C_t(Z) \times \ln\left(\frac{Z}{Z_{\min}}\right)} \quad \text{Pour } z \leq z_{\min}$$

Avec :

- $C(z)$: est le coefficient de topographie
- z_0 (en m) : est le paramètre de rugosité
- z_{\min} : la hauteur minimale

Dans notre cas :

• **Pour la toiture :**

$$I_v(Z) = \frac{1}{C_t(Z) \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{8.577}{0.3}\right)} = 0.298$$

• **Pour la paroi verticale :**

$$I_v(Z) = \frac{1}{C_t(Z) \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{6}{0.3}\right)} = 0.334$$

c. Coefficient d'exposition du vent C_e :

Ce coefficient $C_e(z)$ intègre les influences de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol, tout en prenant en considération la turbulence du vent.

C_e Est donnée par la formule :

$$C_e(Z_e) = C_t^2(Z) \times C_r^2(Z) \times [1 + 7I_v(Z)]$$

- C : le coefficient de topographie
- C_r : le coefficient de rugosité
- I : intensité de la turbulence
- Z (m) : hauteur considérée

• **Pour la toiture :**

$$C_e(Z_e) = C_t^2(Z) \times C_r^2(Z) \times [1 + 7I_v(Z)] = 1^2 \times 0.721^2 \times [1 + 7 \times 0.298] = 1.604$$

- **Pour la paroi verticale :**

$$C_e(Z_e) = C_t^2(Z) \times C_r^2(Z) \times [1 + 7I_v(Z)] = 1^2 \times 0.644^2 \times [1 + 7 \times 0.334] = 1.38$$

- d. **Pression dynamique $q_p(Z_e)$:**

Après avoir défini les coefficients qui tiennent compte des différents effets provoqués par le vent, la pression dynamique peut être calculée à l'aide de la formule suivante :

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

Avec :

$q_{\text{réf}}$: La pression dynamique de référence pour la construction permanente est donnée en fonction de la zone du vent

$$q_{\text{réf}} = 435 \text{ (N/m}^2\text{)} \quad (\text{zone II})$$

- Hauteur de référence z_e :**

- **Pour la toiture :**

On a : $h = 8.577\text{m}$

$$h = 8.577\text{m} < b = 16\text{m}$$

Figure 2.1 (RNV 99 version 2013)

Donc : $z_e = h = 8.577\text{m}$

Alors : $q_p(Z) = q_p(z_e)$

- **Pour la paroi verticale :**

On a : $h = 6\text{m}$

$$h = 6\text{m} < b = 16\text{m}$$

Figure 2.1 (RNV 99 version 2013)

Donc : $z_e = h = 6\text{m}$

Alors : $q_p(Z) = q_p(z_e)$

○ La pression dynamique donnée comme suit :

- **Pour la toiture :**

$$q_p(Z_e) = q_{\text{réf}} \times C_e(Z_e) = 435 \times 1.604 = 697.74 \text{ N/m}^2$$

- **Pour la paroi verticale :**

$$q_p(Z_e) = q_{\text{réf}} \times C_e(Z_e) = 435 \times 1.38 = 600.3 \text{ N/m}^2$$

Tableau 15: Les valeurs de la pression dynamique de partie stockage

	C_t	C_r	I_v	$C_e(Z_e)$	$q_p(Z_e)$
toiture	1	0.721	0.298	1.604	697.74
Paroi verticale	1	0.644	0.334	1.380	600.3

e. Coefficient de pression extérieure C_{pe} :

Le coefficient de pression extérieure C_{pe} varie en fonction de la forme de la base de la structure de la dimension de la surface exposée à la charge.

Avec:

- **b** : la dimension perpendiculaire à la direction du vent.
- **d** : la dimension parallèle à la direction du vent.

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

$$C_{pe} = C_{pe.1} \dots \dots \dots \text{si : } S \leq 1m^2$$

$$C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} - C_{pe.1}) \log_{10}(S) \dots \dots \dots \text{si : } 1m^2 \leq S \leq 10m^2$$

$$C_{pe} = C_{pe.10} \dots \dots \dots \text{si : } S \geq 10m^2$$

Avec :

S : désigne la surface chargée de la paroi considérée.

Pour notre structure : $S=484.8m^2 \geq 10m^2 \implies C_{pe} \implies C_{pe.10}$

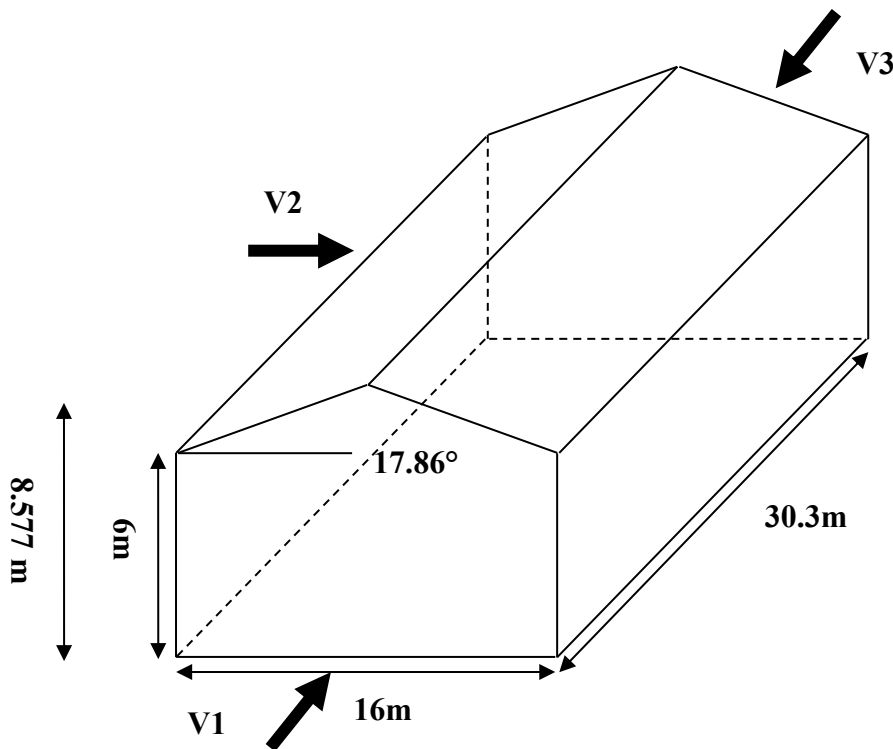


Figure 34: Directions du vent sur la structure

Les valeurs de C_{pe} pour la structure, sont présentées comme suivent :

- **Vent sur le pignon V1 et V3**

- 1. Paroi verticale**

Pour cette direction du vent on a:

$$\begin{cases} d = 30.3\text{m} \\ b = 16\text{m} \\ h = 6\text{m} \end{cases} \longrightarrow e = \min(b ; 2h) \Rightarrow e = \min(16 ; 12) \\ e = 12\text{m}$$

Et on a : $d = 30.3\text{m} > e = 12\text{m}$

Donc on utilise la figure 5.1 p80 (RNV99 version 2013) pour déterminer les différentes zones de pression.

Pour notre cas :

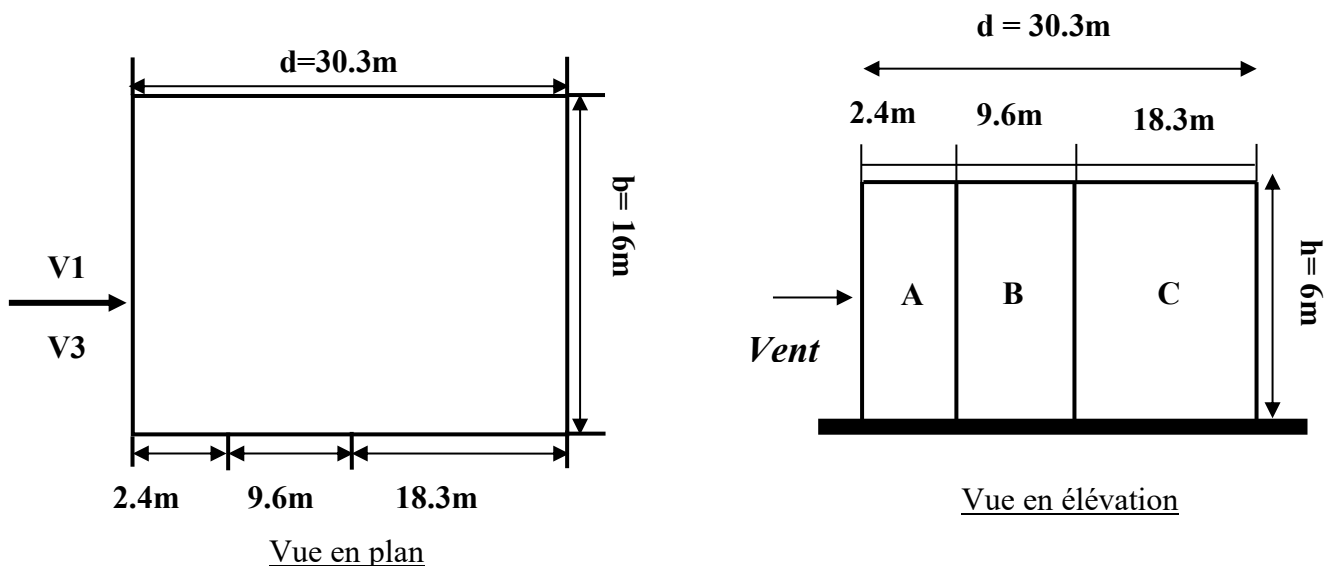


Figure 35: Légende pour les parois verticales (V1 et V3)

Pour un vent suivant la direction V1 et V3, les coefficients de pression du vent sont présentés dans le tableau :

Tableau 16: C_{pe} pour les parois verticales (V1 et V3)

A	B	C	D	E
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
-1.0	-0.8	-0.5	0.8	-0.3

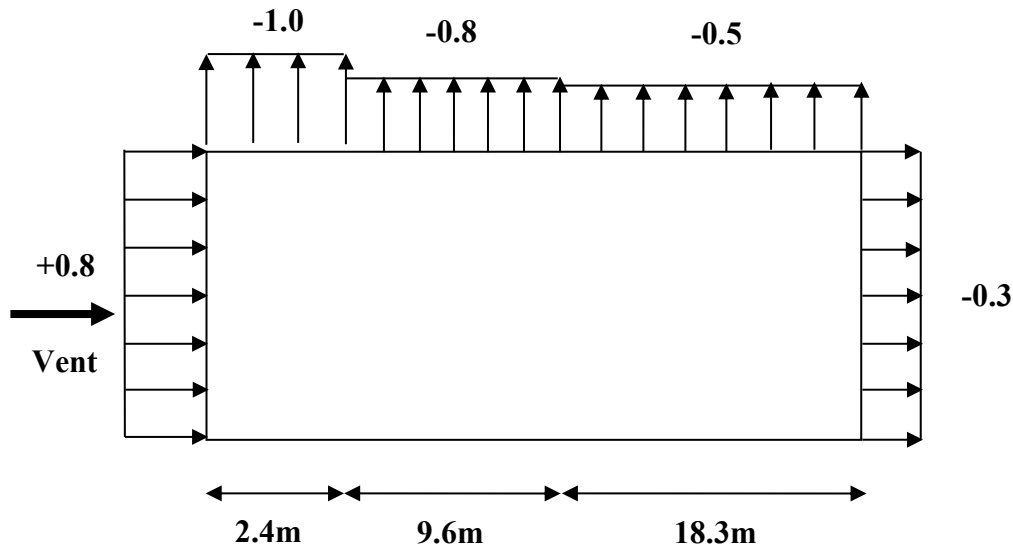


Figure 36: Valeurs des Cpe pour les parois verticales (V1 et V3)

2. Toiture

La direction du vent est parallèle au faitage, pour déterminer les coefficients de pression pour chaque versant en utilisant les valeurs des toitures à deux versants pour $\theta = 90^\circ$

Les valeurs de C_{pe10} pour $\alpha = 17.86^\circ$ sont obtenue par interpolation linéaire sur le tableau 5.4 (RNV 99 version 2013) entre $\alpha = 15^\circ$ et $\alpha = 30^\circ$

Alors :

$$C_{pe} = \frac{[C_{pe10}(30^\circ) - C_{pe10}(15^\circ)] \times (17.86^\circ - 15^\circ)}{30^\circ - 15^\circ} + C_{pe10}(15^\circ)$$

Tableau 17: Cpe pour les toitures à deux versants (V1 et V3)

Zone	F	G	H	I
$C_{pe10}(15^\circ)$	-1.3	-1.3	-0.6	-0.5
$C_{pe10}(30^\circ)$	-1.1	-1.4	-0.8	-0.5
$C_{pe10}(17.86^\circ)$	-1.26	-1.32	-0.64	-0.5

Donc on utilise la figure 5.4 p86 (RNV99 version 2013) pour déterminer les différentes zones de pression avec ses chargements.

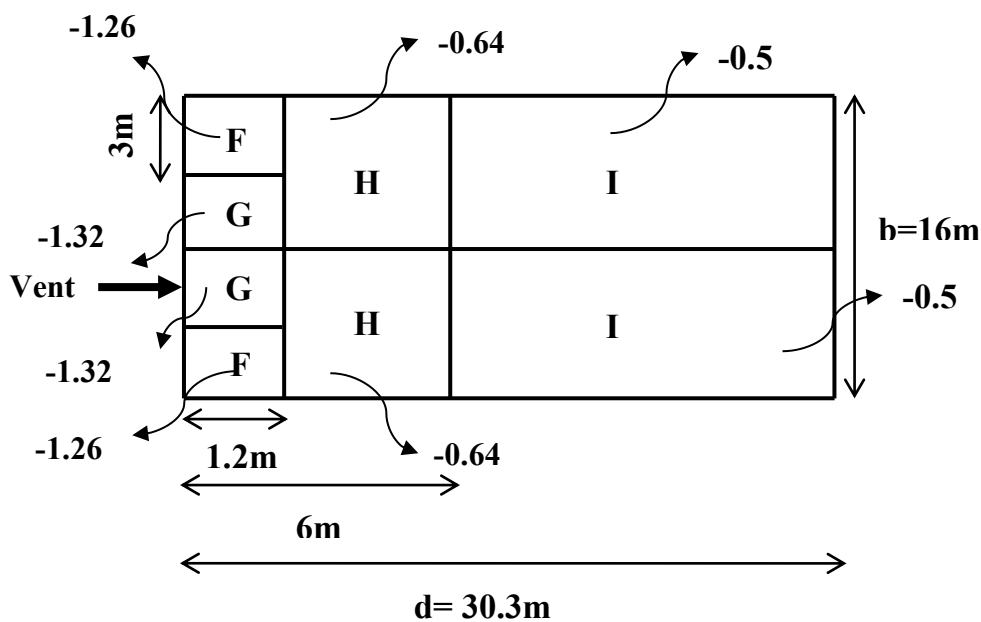


Figure 37: Légende pour les toitures à deux versants (V1 et V3)

• Vent sur le long pan V2

1. Paroi verticale

Pour cette direction du vent on a :

$$\begin{cases} d = 16\text{m} \\ b = 30.3\text{m} \\ h = 6\text{m} \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} e = \min(b ; 2h) \Rightarrow e = \min(30.3 ; 12) \\ e = 12\text{m} \end{cases}$$

Et on a : $d = 16\text{m} > e = 12\text{m}$

Donc on utilise la figure 5.1 p80 (RNV99 version 2013) pour déterminer les différentes zones de pression.

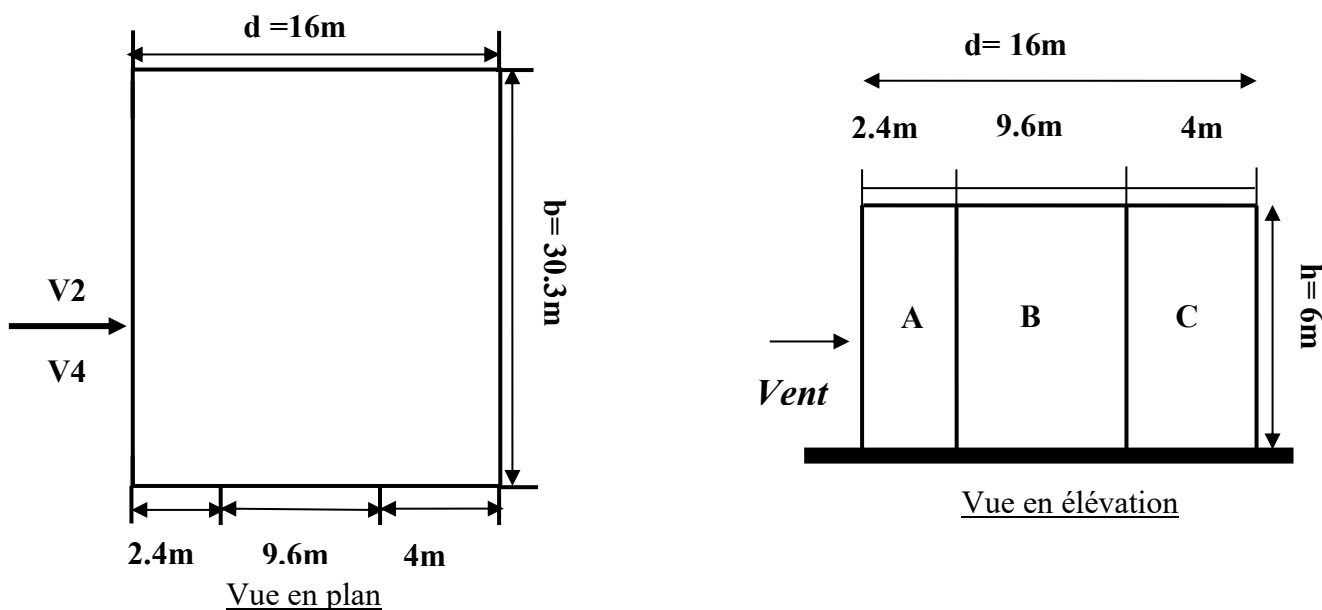


Figure 38: Légende pour les parois verticales (V2 et V4)

Pour un vent suivant la direction V2, les coefficients de pression du vent sont présentés dans le tableau :

Tableau 18: C_{pe} pour les parois verticales (V2)

A	B	C	D	E
C _{pe.10}	C _{pe.10}	C _{pe.10}	C _{pe.10}	C _{pe.10}
-1.0	-0.8	-0.5	0.8	-0.3

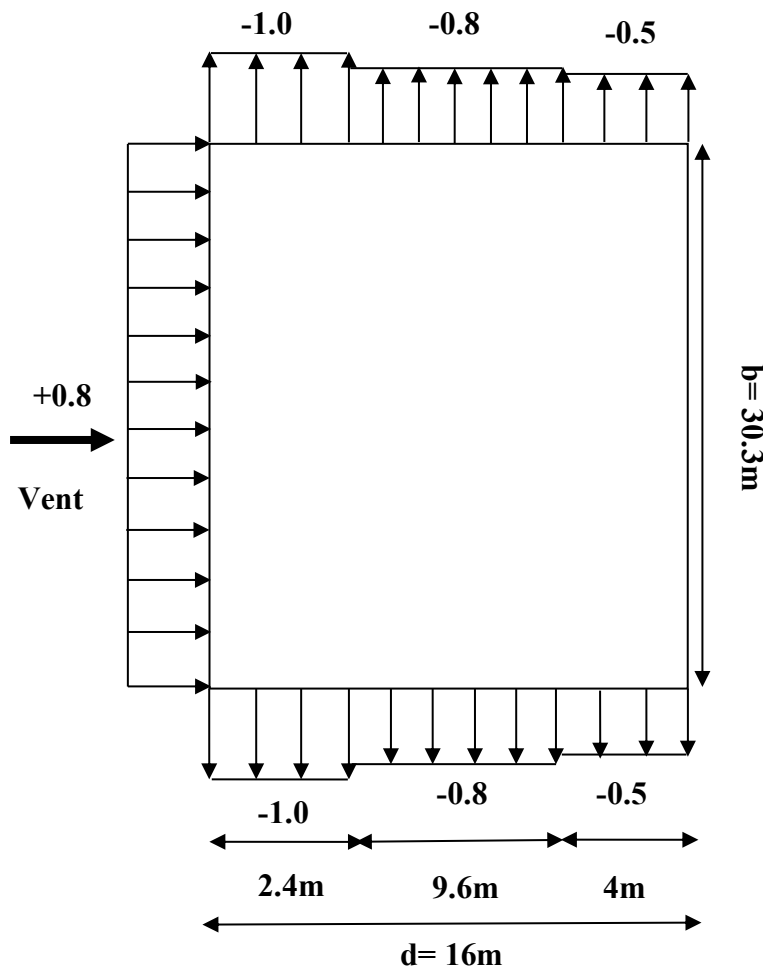


Figure 39: Valeurs des C_{pe} pour les parois verticales (V2)

2. Toiture

La direction du vent est perpendiculaire au faitage, pour déterminer les coefficients de pression pour chaque versant en utilisant les valeurs des toitures à deux versants pour $\theta = 0^\circ$

Les valeurs de C_{pe10} pour $\alpha = 17.86^\circ$ sont obtenue par interpolation linéaire sur le tableau 5.4 (RNV 99 version 2013) entre $\alpha = 15^\circ$ et $\alpha = 30^\circ$

Alors :

$$C_{pe} = \frac{[C_{pe10}(30^\circ) - C_{pe10}(15^\circ)] \times (17.86^\circ - 15^\circ)}{30^\circ - 15^\circ} + C_{pe10}(15^\circ)$$

Tableau 19:Cpe pour les toitures à deux versants (V2)

Zone	F		G		H		I		J	
$C_{pe10}(15^\circ)$	-0.9	+0.2	-0.8	+0.2	-0.3	+0.2	-0.4	+0.00	-0.4	+0.0
$C_{pe10}(30^\circ)$	-0.5	+0.7	-0.5	+0.7	-0.2	+0.4	-0.4	+0.00	-0.5	+0.0
$C_{pe10}(17.86^\circ)$	-0.82	+0.3	-0.74	+0.3	-0.28	+0.24	-0.4	+0.00	-0.42	+0.0

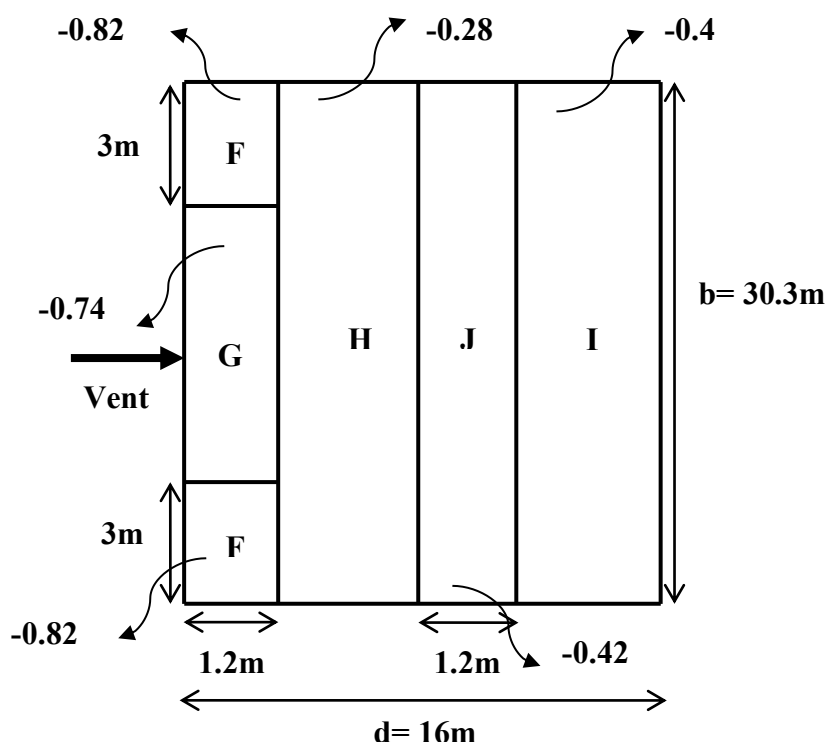


Figure 40: Légende pour les toitures à deux versants (V2)

f. Coefficient de pression intérieure C_{pi} :

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} dépend du pourcentage d'ouverture dans la structure, comme les fenêtres ou les portes, car ces ouvertures permettent au vent de pénétrer plus facilement.

De plus, le coefficient est également influencé par l'indice de perméabilité μ_p qui mesure la capacité de la structure et le rapport h/d (figure 5.14 RNV 99 VERSION 2013).

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

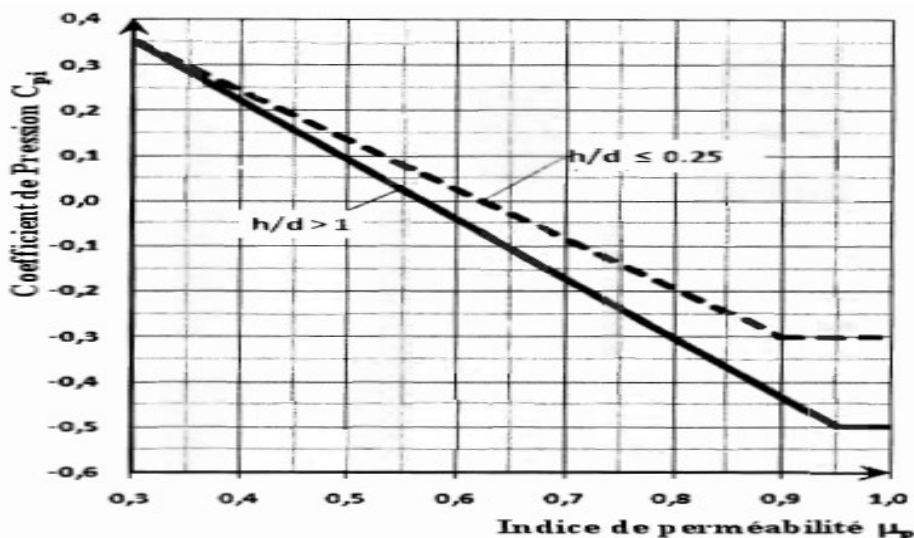


Figure 41: Coefficients de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans face dominante.

L'ouvrage comprend :

- ✓ Dans chacune des faces du pignon il y a une porte de dimension (6m x 8m)
- ✓ Dans chacune des faces de la toiture ils y a 3 fenêtres de dimension (1.5 m x 2.5 m)

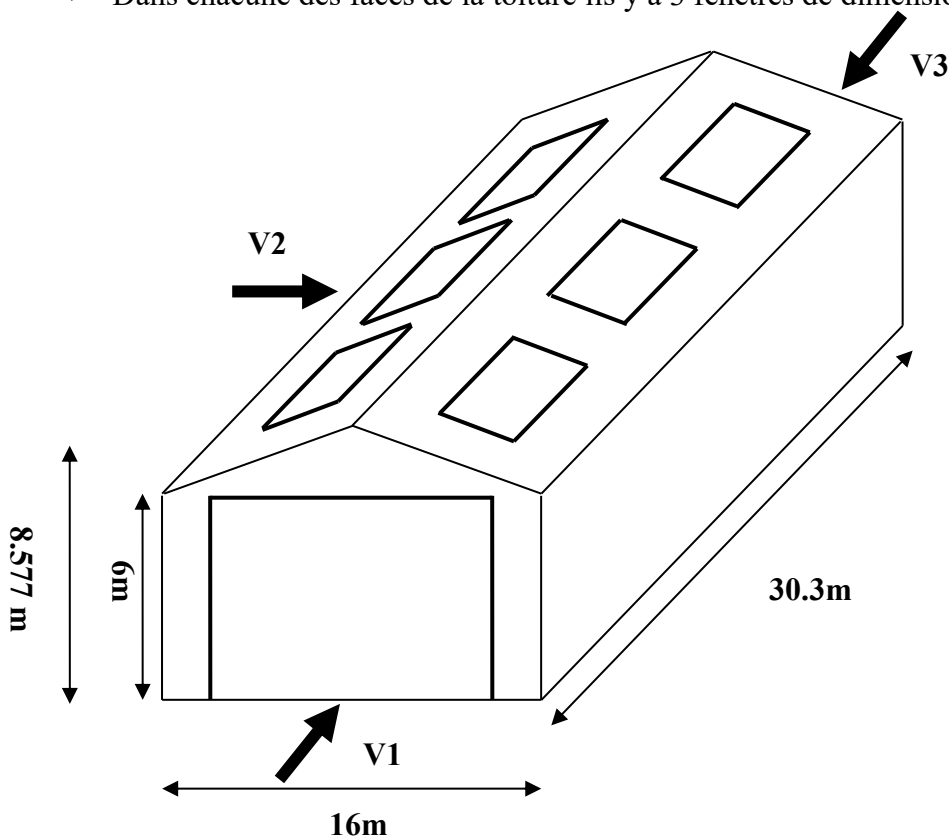


Figure 42: Directions du vent sur la structure

- Vent sur le pignon V1 et V3

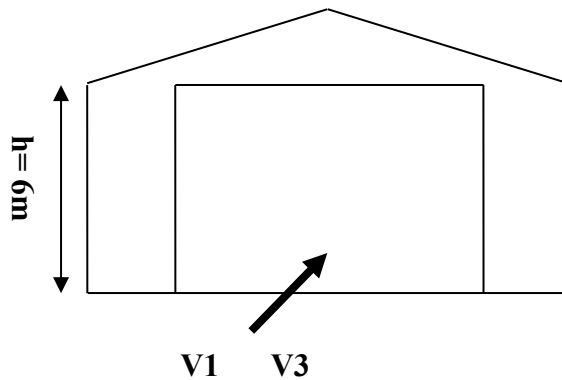


Figure 43: Directions du vent sur pignon (V1 et V3)

On détermine l'indice de perméabilité μ_p donné par :

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

$$\mu_p = \frac{(6 \times 8) + 6 \times (1.5 \times 2.5)}{2 \times (6 \times 8) + 6 \times (1.5 \times 2.5)}$$

$$\mu_p = \frac{70.5}{118.5} = 0.595$$

La valeur C_{pi} de est la valeur correspondant à une interpolation linéaire entre les valeurs correspondant à $h/d \leq 0.25$ et $h/d \leq 1$

On à :

$$\frac{h}{d} = \frac{8.577}{30.3} = 0.28$$

$$0.25 < \frac{h}{d} = 0.28 < 1$$

On utilisant interpolation pour $\frac{h}{d} = 0.28$:

$$C_{pi}(0.595) = -0.20$$

- Vent sur le long pan V2

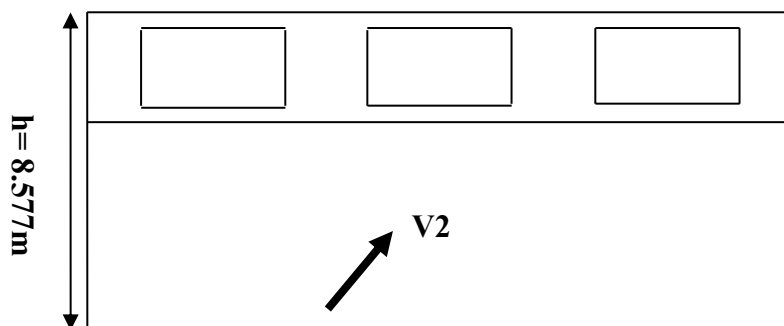


Figure 44: Directions du vent sur long pan V2

On détermine l'indice de perméabilité μ_p :

$$\mu_p = \frac{2 \times (6 \times 8) + 6 \times (1.5 \times 2.5)}{2 \times (6 \times 8) + 6 \times (1.5 \times 2.5)}$$

$$\mu_p = \frac{118.5}{118.5} = 1$$

La valeur C_{pi} de est la valeur correspondant à une interpolation linéaire entre les valeurs correspondant à $h/d \leq 0.25$ et $h/d \leq 1$

On à :

$$\frac{h}{d} = \frac{8.577}{16} = 0.54$$

$$0.25 < \frac{h}{d} = 0.54 < 1$$

Alors on utilisant interpolation pour $\frac{h}{d} = 0.54$:

$$C_{pi}(1) = -0.24$$

g. Détermination de la pression aérodynamique

La pression aérodynamique $W(z_j)$ agissant sur une paroi peut également être exprimée en termes de force par unité de surface, est obtenue à l'aide de formule suivante:

$$W(z_j) = q_p(Z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad [N/m^2]$$

• Vent sur le pignon V1 et V3

1. Paroi verticale

Tableau 20: Valeurs de la pression aérodynamique du vent (V1-V3) sur paroi verticale.

Zone	C_d	$q_p(Z_e)$	C_{pe}	C_{pi}	$W(z_j)$
A	1	600.3	-1.0	-0.20	-480.24
B	1	600.3	-0.8	-0.20	-360.18
C	1	600.3	-0.5	-0.20	-180.09
D	1	600.3	0.8	-0.20	600.3
E	1	600.3	-0.3	-0.20	-60.03

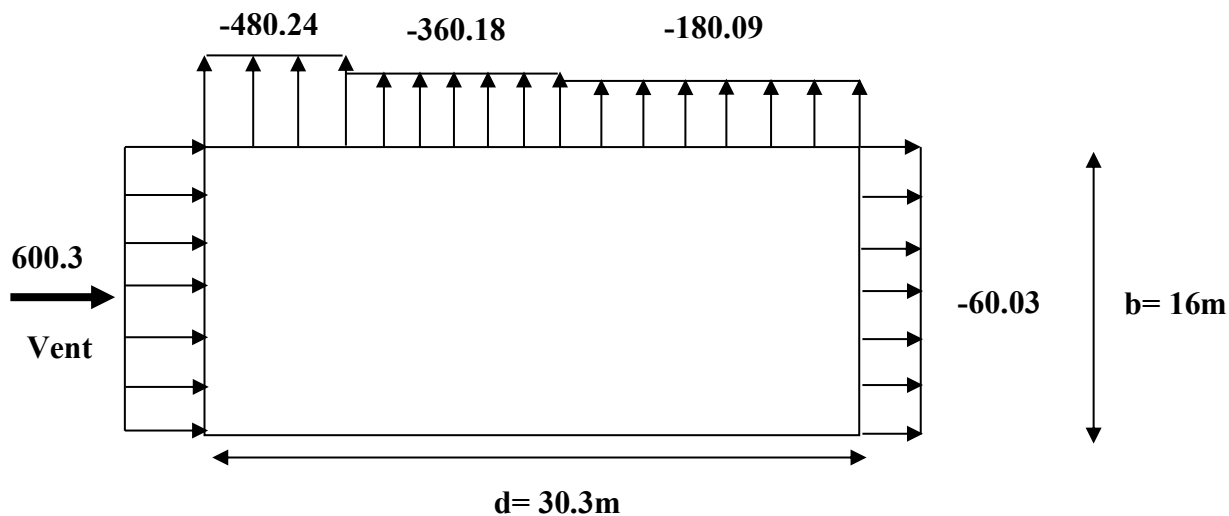


Figure 45: Répartition de pression aérodynamique du vent (V1-V3) sur paroi verticale.

Tableau 21: Valeurs de la pression aérodynamique du vent (V1-V3) sur toiture.

Zone	C_d	$q_p(Z_e)$	C_{pe}	C_{pi}	$W(z_j)$
F	1	697.74	-1.26	-0.24	-711.694
G	1	697.74	-1.32	-0.24	-753.559
H	1	697.74	-0.64	-0.24	-279.096
I	1	697.74	-0.5	-0.24	-181.412

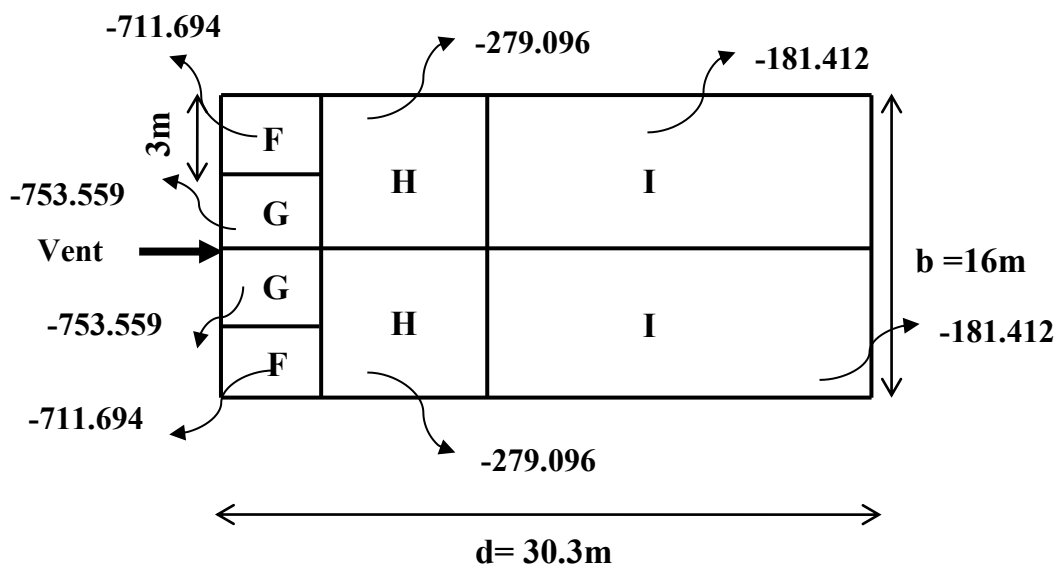


Figure 46: Répartition de pression aérodynamique du vent (V1-V3) sur toiture à deux versants.

• Vent sur long pan V2

1. Paroi verticale

Tableau 22: Valeurs de la pression aérodynamique du vent (V2) sur paroi verticale.

Zone	C_d	$q_p(Z_e)$	C_{pe}	C_{pi}	$W(z_j)$
A	1	600.3	-1.0	-0.24	-456.228
B	1	600.3	-0.8	-0.24	-336.168
C	1	600.3	-0.5	-0.24	-156.078
D	1	600.3	0.8	-0.24	624.312
E	1	600.3	-0.3	-0.24	-36.018

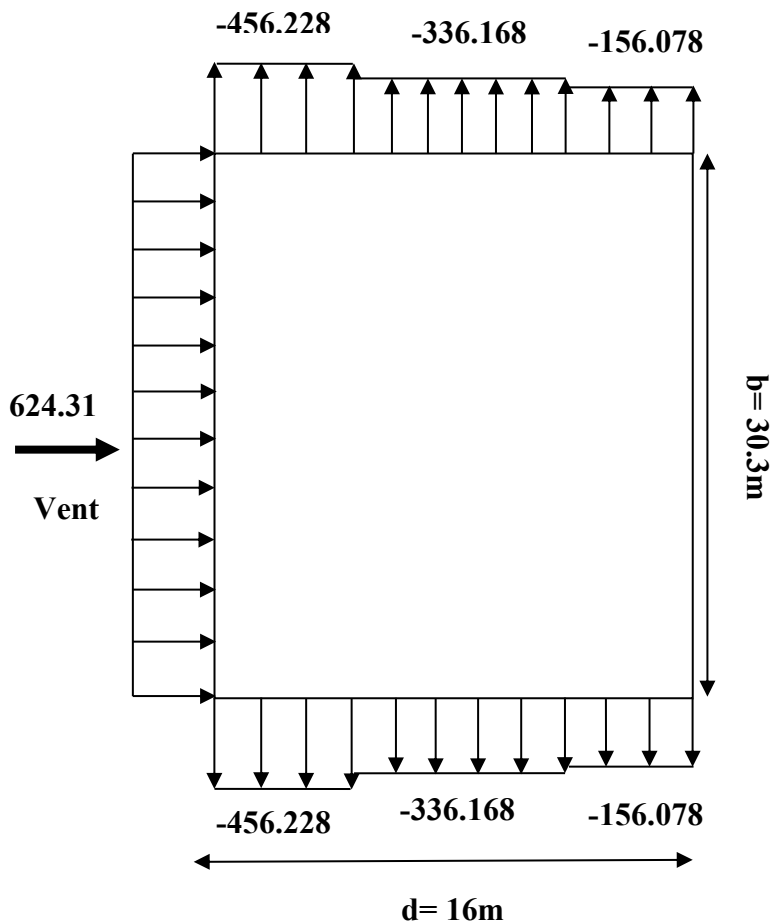


Figure 47: Répartition de pression aérodynamique du vent (V2) sur paroi verticale.

2. Toiture

Tableau 23: Valeurs de la pression aérodynamique du vent (V2) sur toiture.

Zone	C_d	$q_p(Z_e)$	C_{pe}		C_{pi}	$W(z_j)$		$W(z_j)$
F	1	697.74	-0.82	+0.3	-0.24	-404.689	376.780	-404.689
G	1	697.74	-0.74	+0.3	-0.24	-348.87	376.780	376.780
H	1	697.74	-0.28	+0.24	-0.24	-27.91	334.915	334.915
I	1	697.74	-0.4	+0.00	-0.24	-111.638	167.458	167.458
J	1	697.74	-0.42	+0.00	-0.24	-125.593	167.458	167.458

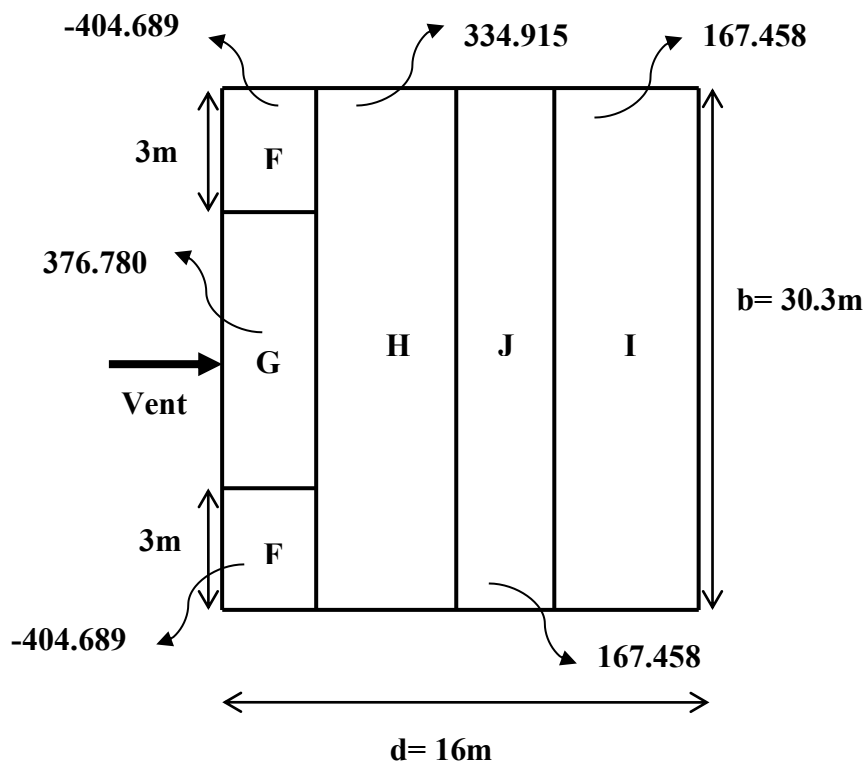


Figure 48: Répartition de pression aérodynamique du vent (V2) sur toiture à deux versants.

h. Calcul de la force de frottement :

Les forces de frottement dues au vent peuvent être négligées si l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces perpendiculaires au vent.

• **Vent sur pignon V1 et V3**

$$S_2 + S_4 \leq 4 \times (S_1 + S_3)$$

$$2 \times (30.3 \times 8.577) \leq 4 \times 2 \times (16 \times 8.577)$$

$$519.766 \text{ m}^2 \leq 1097.856 \text{ m}^2 \text{ (Condition vérifiée)}$$

- **Vent sur pignon V2 et V4**

$$S_1 + S_3 \leq 4 \times (S_2 + S_4)$$

$$2 \times (16 \times 8.577) \leq 4 \times 2 \times (30.3 \times 8.577)$$

$$274.464 \text{ m}^2 \leq 2079.06 \text{ m}^2 \text{ (Condition vérifiée)}$$

Avec :

$S_2; S_4$: Surfaces long pan

$S_1; S_3$: Surfaces pignon

- ✓ Puisque les conditions sont vérifiées donc les effets de frottement du vent sont négligés.

CHAPITRE III :
dimensionnement des
éléments secondaires

III.1 Introduction

Dans ce chapitre, une fois les caractéristiques de notre structure établie, nous procédons à une estimation préliminaire des dimensions des éléments porteurs du bâtiment. Cela concerne des éléments tels que les pannes, les potelets, les lisses de bardage qui composent le hangar et qui seront exposés à divers chargements. Ces calculs permettront de déterminer les profilés capables d'assurer à la fois la résistance et la stabilité de la structure. Pour garantir la fiabilité de ces calculs, les formules de vérification utilisées sont issues de CCM97.

III.2 Caractéristique de couverture

La couverture est en panneau sandwich de type TL75P d'épaisseur 75 mm, de longueur 16 m et de largeurs standard 1035 mm

- Poids propre de couverture	$P = 14.20 \text{ Kg/m}^2$
- Poids propre des accessoires	$P = 5 \text{ Kg/m}^2$
- Contrainte de rupture	$f_u = 360 \text{ N/mm}^2$
- Contrainte élastique	$f_y = 235 \text{ N/mm}^2$
- Flèche admissible	$\delta_{\max} = l/200$
- Le module d'élasticité	$E = 210000 \text{ MPa}$

III.3 Calcul des pannes

Les pannes sont des éléments essentiels de la charpente, conçus pour supporter les charges et surcharges de la couverture et transmettent les efforts aux portiques. Elles peuvent agir comme éléments comprimés dans le système de contreventement, contribuant à la stabilité contre le déversement.

Elles sont généralement disposées à entraxes constants, parallèles à la ligne de faîtage, et peuvent être renforcées en rives pour reprendre des efforts horizontaux dus au vent (pannes sablières) tels que les pannes faîtières sont jumelées au faîtage. La portée des pannes correspond à l'entraxe des fermes, et l'entraxe des pannes est déterminé par la portée admissible des bacs de couverture.

Les pannes sont fabriquées en profilés formés à chaud (I, U) ou à froid (Z, U, Σ), voire en treillis pour des portées dépassant 6m. Elles sont positionnées sur les traverses ou fermes et fixées par boulonnage, souvent avec l'aide d'échantignole [4], la figure ci-dessous nous montre la disposition de la panne sur la toiture :

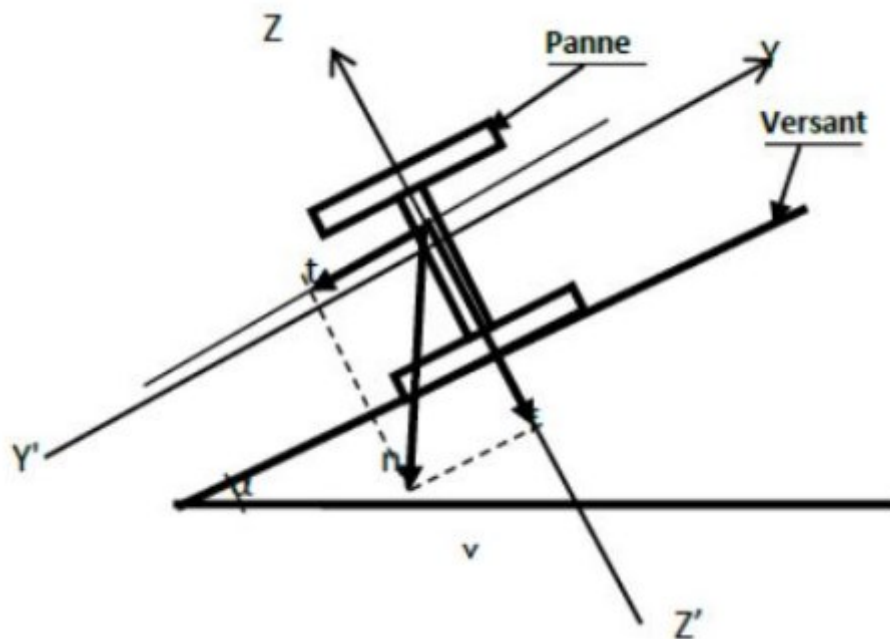


Figure 49: Disposition de la panne sur la toiture

III.3.1 Espacement entre les pannes

▪ Partie d'élevage

Calcul de la longueur de versant :

- La pente de chaque versant est $\alpha = 17.7^\circ$.

$$\cos 17.7^\circ = \frac{8.075}{x} \Rightarrow x = 8.476\text{m}$$

- Espacement entre chaque panne = 1m et deux extrémités 0.238 m, Alors on dispose de 9 lignes de pannes sur chaque versant de toiture.
- Chaque panne repose sur 2 appuis de distance $l = 6\text{m}$.

▪ Partie de stockage

Calcul de la longueur de versant :

- La pente de chaque versant est $\alpha = 17.86^\circ$.

$$\cos 17.86^\circ = \frac{8}{x} \Rightarrow x = 8.405\text{m}$$

- Espacement entre chaque panne $e = 1\text{m}$ et deux extrémités 0.203 m, alors on dispose de 9 lignes de pannes sur chaque versant de toiture.
- Chaque panne repose sur 2 appuis de distance $l = 6\text{m}$.

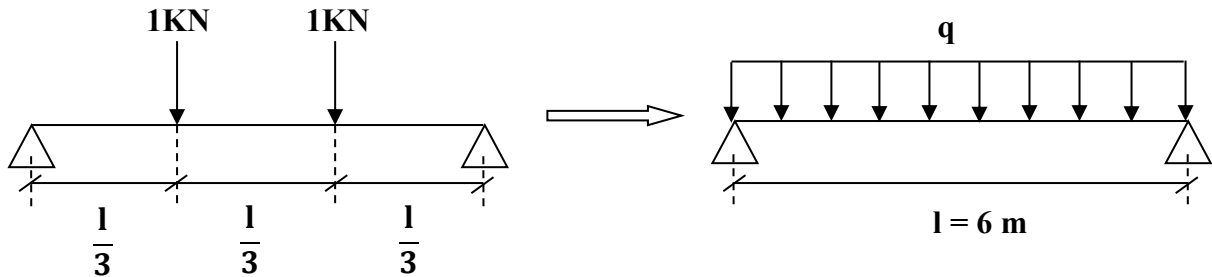
III.3.2 Évaluation des charges et des surcharges

- Charge permanente (Panneau isolant TL75P + accessoire) :

$$G = 0.142 + 0.05 = 0.192 \text{ KN/m}^2$$

- Charge d'entretien : $P = 1 \text{ KN/m}^2$

Pour rendre les charges ponctuelles de la toiture a charge répartie donc :



$$M_1 = M_2$$

$$P \cdot a = \frac{q \cdot l^2}{8} \rightarrow q = \frac{8 \cdot P \cdot a}{l^2}$$

$$q = \frac{8 \times 1 \times \frac{6}{3}}{6^2} = 0.44 \text{ KN/ml}$$

- Charge de neige :

$$S = 0.674 \times \cos 17.7^\circ = 0.642 \text{ KN/m}^2$$

- Charge de vent :

On calcul les pannes avec la valeur de la pression maximale du vent la plus défavorable entre les deux parties (élevage et stockage): $W = -1.532 \text{ KN/m}^2$

✓ Alors les pannes sont soumises aux charges suivantes :

- Charge permanente $G = 0.192 \times 1 = 0.192 \text{ KN/ml}$
- Charge d'entretien $Q = 0.44 \text{ KN/ml}$
- Charge de neige $S = 0.642 \times 1 = 0.642 \text{ KN/ml}$
- Charge de vent $W = -1.532 \times 1 = -1.532 \text{ KN/m}^2$

III.3.3 Les combinaisons des charges et des actions

Les charges d'entretien ne sont pas cumulables avec les actions climatiques, de sorte que les combinaisons d'actions seront les suivantes :

- ELU

$$Q_{u1} = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 0.192 \times 1) + (1.5 \times 0.44) = 0.919 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{u2} = 1.35G + 1.5S = (1.35 \times 0.192 \times 1) + (1.5 \times 0.642 \times 1) = 1.222 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{u3} = G + 1.5W = (0.192 \times 1) + (1.5 \times (-1.532) \times 1) = -2.106 \text{ KN/ml}$$

* On prend donc $Q_u = \max(Q_{u1}; Q_{u2}; Q_{u3}) = 2.106 \text{ KN/ml}$

Alors :

- Plan (Z-Z) :

$$Q_{uz} = G \cdot \sin \alpha + 1.5W = (0.192 \times 1) \times \sin 17.7^\circ + (1.5 \times (-1.532) \times 1)$$

$$Q_{uz} = -2.24 \text{ KN/ml}$$

- Plan (Y-Y) :

$$Q_{uy} = G \cdot \cos \alpha + 1.5W = (0.192 \times 1) \times \cos 17.7^\circ + (1.5 \times 0) = 0.183 \text{ KN/ml}$$

- ELS

$$Q_{s1} = G + Q = (0.192 \times 1) + 0.44 = 0.632 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{s2} = G + S = (0.192 \times 1) + (0.642 \times 1) = 0.834 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{s3} = G + W = (0.192 \times 1) + ((-1.532) \times 1) = -1.34 \text{ KN/ml}$$

* On prend donc $Q_s = \max(Q_{s1}; Q_{s2}; Q_{s3}) = 1.34 \text{ KN/ml}$

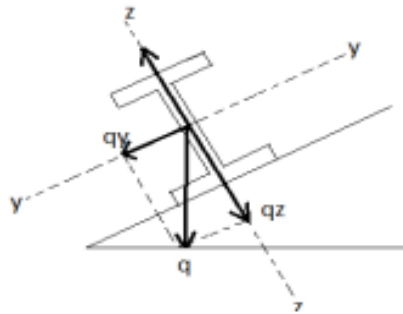


Figure 50: Charges appliquées sur la panne

Alors :

- Plan (Z-Z) :

$$Q_{sz} = G \cdot \sin \alpha + W = (0.192 \times 1) \times \sin 17.7^\circ + ((-1.532) \times 1) = -1.474 \text{ KN/ml}$$

- Plan (Y-Y) :

$$Q_{sy} = G \cdot \cos \alpha = (0.192 \times 1) \times \cos 17.7^\circ = 0.183 \text{ KN/ml}$$

III.3.4 Pré-dimensionnement des pannes

1. Condition de flèche

- Plan (Y-Y) :

$$\delta = 0.415 \times \frac{5 \cdot q_{sy} \cdot l_y^4}{384 \cdot E \cdot I_z}$$

$$\delta_{max} = \frac{l_y}{200} = \frac{300}{200} = 1.5 \text{ cm}$$

$$\delta \leq \delta_{max} \rightarrow I_z \geq 0.415 \times \frac{5 \cdot q_{sy} \cdot l_y^4}{384 \cdot E \cdot \delta_{max}}$$

$$\text{Donc : } I_z \geq 0.415 \times \frac{5 \times 0.183 \times 300^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 1.5}$$

$$I_z \geq 2.543 \text{ cm}^4$$

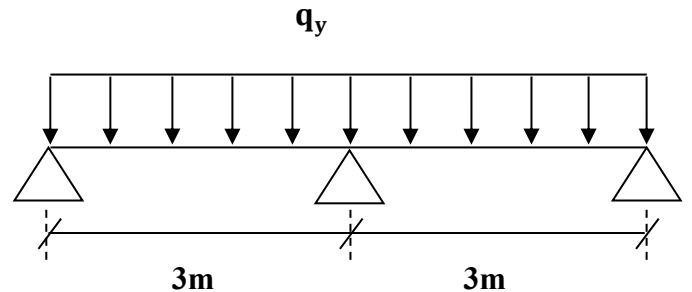


Figure 51: Actions sur la panne dans le plan (Y-Y)

- Plan (Z-Z) :

$$\delta = \frac{5 \cdot q_{sz} \cdot l_z^4}{384 \cdot E \cdot I_y}$$

$$\delta_{max} = \frac{l_z}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$\delta \leq \delta_{max} \rightarrow I_y \geq \frac{5 \cdot q_{sz} \cdot l_z^4}{384 \cdot E \cdot \delta_{max}}$$

$$\text{Donc : } I_y \geq \frac{5 \times 1.474 \times 600^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 3}$$

$$I_y \geq 394.821 \text{ cm}^4$$

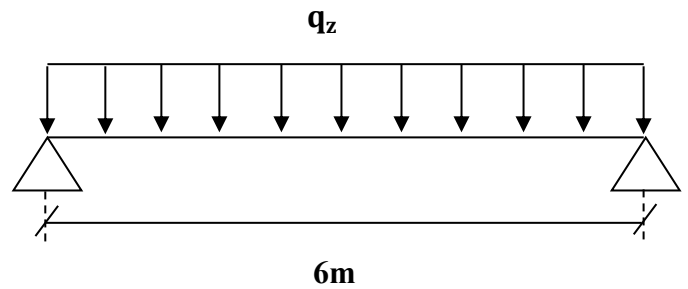


Figure 52: Actions sur la panne dans le plan (Z-Z)

2. Choix de profilé

Le profilé qui satisfait les conditions ELS et ELU est un IPE140 ayant les propriétés ci-dessous :

Tableau 24: Propriétés de l'IPE 140

Profilé	G (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	d (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r (mm)	A (mm ²)	I _y (mm ⁴)
IPE140	12.9	140	73	112.2	4.7	6.9	7	16.4 × 10 ²	541.2 × 10 ⁴
Profilé	I _z (mm ⁴)	W _{ply} (mm ³)	W _{plz} (mm ³)	I _t (mm ⁴)	I _w (mm ⁶)	i _z (mm)			
IPE140	44.92 × 10 ⁴	88.34 × 10 ³	19.25 × 10 ³	2.45 × 10 ⁴	1.98 × 10 ⁹	1.65 × 10			

3. Vérification de la flèche compte tenu du poids propre du profilé à ELS

$$Q_{s1} = G + Q = (0.192 \times 1 + 0.129) + 0.44 = 0.761 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{s2} = G + S = (0.192 \times 1 + 0.129) + (0.642 \times 1) = 0.963 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{s3} = G + W = (0.192 \times 1 + 0.129) + ((-1.532) \times 1) = -1.211 \text{ KN/ml}$$

* On prend donc $Q_{s\max} = \max(Q_{s1}; Q_{s2}; Q_{s3}) = 1.211 \text{ KN/ml}$

- Plan (Z-Z) :

$$Q_{sz} = G \cdot \sin \alpha + W = (0.192 \times 1 + 0.129) \times \sin 17.7^\circ + ((-1.532) \times 1)$$

$$Q_{sz} = -1.434 \text{ KN/ml}$$

- Plan (Y-Y) :

$$Q_{sz} = G \cdot \cos \alpha = (0.192 \times 1 + 0.129) \times \cos 17.7^\circ = 0.306 \text{ KN/ml}$$

- Plan (Y-Y) :

$$\delta = 0.415 \times \frac{5 \cdot q_{sy} \cdot l_y^4}{384 \cdot E \cdot I_z}$$

$$\delta = 0.415 \times \frac{5 \times 0.306 \times 300^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 44.92} = 0.142 \text{ cm} < \delta_{\max} = 1.5 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Plan (Z-Z) :

$$\delta = \frac{5 \cdot q_{sz} \cdot l_z^4}{384 \cdot E \cdot I_y}$$

$$\delta = \frac{5 \times 1.434 \times 600^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 541.2} = 2.129 \text{ cm} < \delta_{\max} = 3 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.3.5 Classe du profilé

1. Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \cdot \varepsilon \quad [12]$$

$$\text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$d = 112.2 \text{ mm} ; t_w = 4.7 \text{ mm} ; f_y = 235 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{112.2}{4.7} \leq 72 \cdot \sqrt{\frac{235}{235}} \rightarrow 23.87 \leq 72 \Rightarrow \text{L'âme est de classe 1}$$

2. Classe de la semelle comprimée

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

Avec : $b = 73 \text{ mm}$

$$\frac{73/2}{6.9} \leq 10 \cdot \sqrt{\frac{235}{235}} \rightarrow 5.29 \leq 10 \Rightarrow \text{Semelle est de classe 1}$$

Alors : la section globale du profilé est de classe 1

III.3.6 Dimensionnement des pannes

III.3.6.1 Combinaison des charges à ELU

$$Q_{u1} = 1.35G + 1.5Q = 1.35(0.192 \times 1 + 0.129) + 1.5 \times 0.44 = 1.093 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{u2} = 1.53G + 1.5S = 1.35(0.192 \times 1 + 0.129) + 1.5(0.642 \times 1) = 1.396 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{u3} = G + 1.5W = (0.192 \times 1 + 0.129) + 1.5((-1.532) \times 1) = -1.977 \text{ KN/ml}$$

* On prend donc : $Q_{u\max} = \max(Q_{u1}; Q_{u2}; Q_{u3}) = 1.977 \text{ KN/ml}$

- Plan (Z-Z) :

$$Q_{uz} = G \cdot \sin \alpha + 1.5W = (0.192 \times 1 + 0.129) \times \sin 17.7^\circ + 1.5((-1.532) \times 1)$$

$$Q_{uz} = -2.2 \text{ KN/ml}$$

- Plan (Y-Y) :

$$Q_{uy} = G \cdot \cos \alpha = (0.192 \times 1 + 0.129) \times \cos 17.7^\circ$$

$$Q_{uy} = 0.306 \text{ KN/ml}$$

III.3.6.2 Calcul du moment ultime

- Plan (Z-Z) :

$$M_{zsd} \leq M_{plz.Rd}$$

$$M_{zsd} = Q_{uy} \times \frac{l^2}{8} = 0.306 \times \frac{3^2}{8} = 0.344 \text{ KN.ml}$$

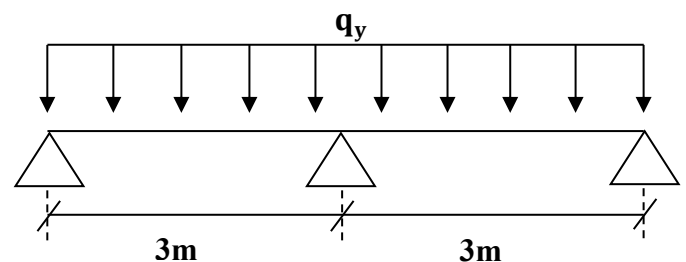


Figure 53: Actions sur la panne dans le plan (Z-Z)

$$M_{plz.Rd} = \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{19.25 \times 10^3 \times 235}{1.1}$$

$$M_{plz.Rd} = 4.112 \text{ KN.ml}$$

$$M_{z.sd} = 0.344 \text{ KN.m} \leq M_{pl.z.Rd} = 4.112 \text{ KN.m} \implies \text{Condition vérifiée}$$

- Plan (Y-Y) :

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

$$M_{y.sd} = Q_{uz} \times \frac{l^2}{8} = 2.2 \times \frac{6^2}{8} = 9.9 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{88.34 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 18.8 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply.Rd} = 18.8 \text{ KN.m}$$

$$M_{y.sd} = 9.9 \text{ KN.m} \leq M_{ply.Rd} = 18.8 \text{ KN.m}$$

\implies Condition vérifiée

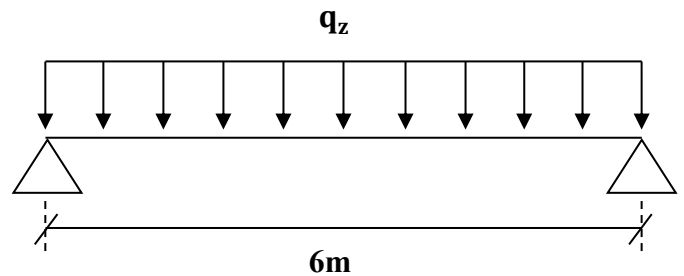


Figure 54: Actions sur la panne dans le plan (Y-Y)

III.3.7 Vérification d'IPE 140 à flexion déviée

Les pannes travaillent à flexion déviée, il faut vérifier que :

$$\left(\frac{M_{y.sd}}{M_{pl.y.Rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z.sd}}{M_{pl.z.Rd}} \right)^\beta \leq 1$$

Pour profilé en I :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 2 \\ \beta = 1 \end{array} \right\}$$

$$M_{pl.y.Rd} = W_{pl.y} \times \frac{1 - n}{\gamma_{M0}(1 - 0.5a)}$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl.Rd}} \text{ avec } N_{sd} = 0 \rightarrow n = 0$$

$$a = \frac{A - (2b \times t_f)}{A} = \frac{16.4 \times 10^2 - (2 \times 73 \times 4.7)}{16.4 \times 10^2} = 0.385$$

$$n < a \rightarrow M_{pl.z.Rd} = W_{pl.z} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\left(\frac{M_{y.sd} \cdot \gamma_{M0}(1 - 0.5a)}{W_{pl.y} \times f_y} \right)^2 + \left(\frac{M_{z.sd} \cdot \gamma_{M0}}{W_{pl.z} \times f_y} \right)^1 \leq 1$$

$$\text{Alors : } \left(\frac{9.9 \times 10^3 \times 10^3 \times 1.1 \times (1 - 0.5 \times 0.385)}{88.34 \times 10^3 \times 235} \right)^2 + \left(\frac{0.344 \times 10^3 \times 10^3 \times 1.1}{19.25 \times 10^3 \times 235} \right)^1 = 0.263 < 1$$

\rightarrow Condition vérifiée

Alors : les pannes en IPE140 vérifient la contrainte de la flexion déviée.

III.3.8 Résistance de la panne au déversement

Le moment résistant au déversement est donné par la formule :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y,Sd}}{\chi_{LT} \cdot \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z \cdot M_{z,Sd}}{\frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Puis que : $N_{Sd} = 0$

$$\frac{K_{LT} \cdot M_{y,Sd}}{\chi_{LT} \cdot \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z \cdot M_{z,Sd}}{\frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Avec :

- $\beta_\omega = 1$ (Section de classe 1)
- $\gamma_{M1} = 1.1$
- $K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{Sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y}$; $N_{Sd} = 0$

$$K_{LT} = 1$$

- $K_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{Sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y}$; $N_{Sd} = 0$

$$K_z = 1$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\left(\varphi_{lt} + \sqrt{\varphi_{lt}^2 - \bar{\lambda}_{lt}^2} \right)}$$

$$\varphi_{lt} = 0.5 \left[1 + \alpha_{lt} (\bar{\lambda}_{lt} - 0.2) + \bar{\lambda}_{lt}^2 \right]$$

Avec :

- $\alpha_{lt} = 0.21$ (Facteur d'imperfection)

$$\bar{\lambda}_{lt} = \frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_\omega}$$

- $\lambda_1 = 93.9 \varepsilon$; $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$

$$\lambda_1 = 93.9$$

$$\text{Tel que : } \lambda_{lt} = \frac{l/i_z}{C_1^{0.5} \cdot \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{l/i_z}{h/t_f} \right]^2 \right]^{0.25}}$$

Avec :

- $C_1 = 1.132$
- l : longueur de maintien latéral (distance entre le lierne et le portique = $L/2=3m$).
- i_z : moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie.
 $i_z=1.65 \times 10 \text{ mm}$
- W_{ply} : module de résistance plastique par rapport à l'axe (Y-Y)
 $W_{ply}= 88.34 \times 10^3 \text{ mm}^3$

Alors :

$$\lambda_{lt} = \frac{3000 / 1.65 \times 10}{1.132^{0.5} \cdot \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{3000 / 1.65 \times 10}{140 / 6.9} \right]^2 \right]^{0.25}} = 114.195$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_\omega} = \frac{114.195}{93.9} \times \sqrt{1} = 1.216 > 0.4 \implies \text{Il y'a risque de déversement}$$

$$\varphi_{lt} = 0.5 \left[1 + \alpha_{lt}(\bar{\lambda}_{lt} - 0.2) + \bar{\lambda}_{lt}^2 \right] = 0.5 \times [1 + 0.21 \times (1.216 - 0.2) + 1.216^2]$$

$$\varphi_{lt} = 1.346$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\left(\varphi_{lt} + \sqrt{\varphi_{lt}^2 - \bar{\lambda}_{lt}^2} \right)} = \frac{1}{(1.346 + \sqrt{1.346^2 - 1.216^2})} = 0.52$$

Alors :

$$\frac{1 \times 9.9 \times 10^3 \times 10^3}{0.519 \times \frac{88.34 \times 10^3 \times 235}{1.1}} + \frac{1 \times 0.344 \times 10^3 \times 10^3}{\frac{19.25 \times 10^3 \times 235}{1.1}} = 1.092 > 1$$

\implies Condition n'est pas vérifiée

Donc : la stabilité au déversement de la panne n'est pas vérifiée, on augmente le profilé à **IPE160**

Tableau 25:Propriétés de l'IPE 160

Profilé	G (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	d (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r (mm)	A (mm ²)	I _y (mm ⁴)
IPE140	12.9	140	73	112.2	4.7	6.9	7	16.4 × 10 ²	541.2 × 10 ⁴

Profilé	I _z (mm ⁴)	W _{ply} (mm ³)	W _{plz} (mm ³)	I _t (mm ⁴)	I _w (mm ⁶)	i _z (mm)
IPE140	44.92 × 10 ⁴	88.34 × 10 ³	19.25 × 10 ³	2.45 × 10 ⁴	1.98 × 10 ⁹	1.65 × 10

Alors :

$$\lambda_{lt} = \frac{3000/1.84 \times 10}{1.132^{0.5} \cdot \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{3000/1.84 \times 10}{160/7.4} \right]^2 \right]^{0.25}} = 109.448$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_\omega} = \frac{109.448}{93.9} \times \sqrt{1} = 1.166 > 0.4 \quad \Longrightarrow \quad \text{Il y'a risque de déversement}$$

$$\varphi_{lt} = 0.5 \left[1 + \alpha_{lt} (\bar{\lambda}_{lt} - 0.2) + \bar{\lambda}_{lt}^2 \right] = 0.5 \times [1 + 0.21 \times (1.166 - 0.2) + 1.166^2]$$

$$\varphi_{lt} = 1.281$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\left(\varphi_{lt} + \sqrt{\varphi_{lt}^2 - \bar{\lambda}_{lt}^2} \right)} = \frac{1}{\left(1.281 + \sqrt{1.281^2 - 1.166^2} \right)} = 0.552$$

Donc :

$$\frac{K_{LT} \cdot M_{y.Sd}}{\chi_{LT} \cdot \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z \cdot M_{z.Sd}}{\frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} = \frac{1 \times 9.9 \times 10^3 \times 10^3}{0.519 \times \frac{123.9 \times 10^3 \times 235}{1.1}} + \frac{1 \times 0.344 \times 10^3 \times 10^3}{\frac{26.1 \times 10^3 \times 235}{1.1}} = 0.739 > 1$$

\Longrightarrow Résistance au déversement est vérifiée

Alors :

La résistance au déversement de la panne est vérifiée on adopte un IPE 160.

III.3.9 Résistance au voilement par cisaillement

La résistance au voilement par cisaillement définie par le rapport suivant :

$$\frac{d}{t_w} \leq 69 \cdot \varepsilon$$

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

Alors :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{127.2}{5} = 25.44 \leq 69$$

\Longrightarrow Condition vérifiée

Donc il n'y a pas risque de voilement par cisaillement.

III.3.10 Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme

Pour la stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme il faut

Vérifier le rapport (d/t_w) qui donnée par la formule suivant :

$$\frac{d}{t_w} \leq k \cdot \frac{E}{f_{yc}} \cdot \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}}$$

III.4 Ce rapport est crucial pour évaluer la résistance de la semelle à la compression dans le plan de l'âme.

Avec :

- A_w : Aire de l'âme; $A_w = (h - 2t_f) \cdot t_w$

Pour IPE180 : $A_w = (160 - 2 \times 7.4) \times 5 = 874 \text{ mm}^2$

- A_{fc} : Aire de la semelle comprimée; $A_{fc} = b \times t_f$

Pour IPE180 : $A_{fc} = 82 \times 7.4 = 606.8 \text{ mm}^2$

- E : module d'élasticité; $E = 210000 \text{ MPa}$

- f_{yc} : limite d'élasticité de la semelle comprimée; $f_{yc} = 235 \text{ N/mm}^2$

- $K = 0.3$ pour une semelle comprimée de classe I

Donc :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{127.2}{5} = 25.44$$

$$k \cdot \frac{E}{f_{yc}} \cdot \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 0.3 \times \frac{210000}{235} \times \sqrt{\frac{874}{606.8}} = 321.74$$

Alors : $25.44 < 321.74 \implies$ Condition vérifiée

Conclusion

Le profilé IPE 160 garantit une bonne résistance pour les différents cas d'instabilité. Il est donc convenable pour les pannes de notre structure.

III.5 Calcul des lisses de bardage

Les lisses de bardages sont des éléments essentiels dans la construction de bâtiments, conçus pour supporter le bardage et résister aux forces du vent. Composées de poutrelles telles que l'IPE, l'UAP et l'UPN, ainsi que de profils minces pliés, ces lisses sont disposées horizontalement à des intervalles réguliers, appelés entre axes. Elles reposent sur des poteaux de portiques ou des potelets intermédiaires pour assurer leur stabilité et leur fonctionnalité dans la structure du bâtiment. [7]

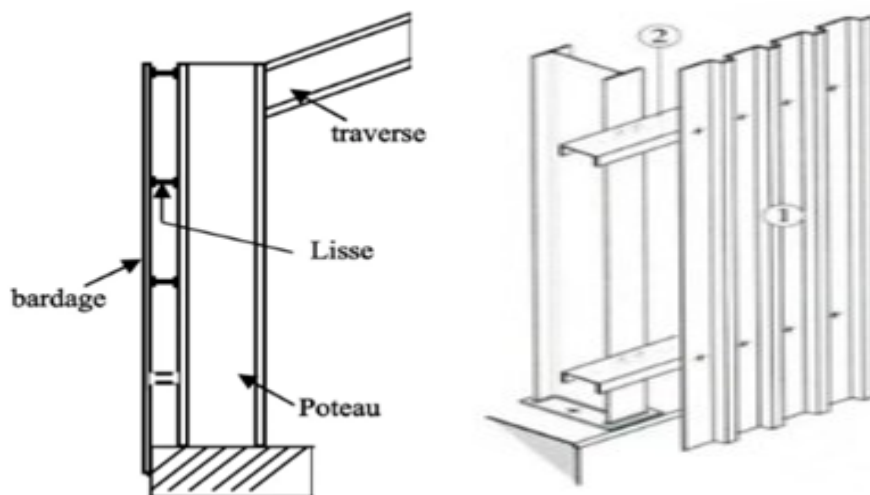


Figure 55: Disposition des lisses de bardage

III.5.1 Espacement entre les lisses de bardage

- Chaque lisse repose sur 2 appuis.
- Le porté entre axes des lisses $e = 1.5\text{m}$ (espace entre 2 lisse), alors on dispose de 5 lignes de lisses sur chaque paroi.
- La longueur des lisses de bardage = 6 m

III.5.2 Évaluation des charges et des surcharges

a. Les charges permanentes

- Poids propre de bardage (panneaux sandwichs LL35P) 10.9 Kg/m^2
- Poids propre d'accessoires d'attaches 5 Kg/m^2

$$G = (P_{\text{bardage}} + P_{\text{accessoire}}) * e$$

$$G = (0.109 + 0.05) \times 1.5 = 0.239\text{ KN/ml}$$

Avec :

- e : espacement entre les lisses de bardage.

b. La surcharge climatique du vent

On calcul les lisse de bardages avec la valeur de la pression maximale du vent la plus défavorable entre les deux parties (élevage et stockage): $W = 0.624\text{ KN/m}^2$

$$D'où : W = 0.624 * e = 0.624 \times 1.5 = 0.936\text{ KN/ml}$$

III.5.3 Combinaison des charges et des surcharges

- Plan (Y-Y) :

ELU

$$Q_{uy} = 1.35G + 1.5W$$

$$Q_{uy} = 1.35G = 1.35 \times 0.239 = 0.323 \text{ KN/ml}$$

ELS

$$Q_{sy} = G + W$$

$$Q_{sy} = G = 0.239 \text{ KN/ml}$$

- Plan (Z-Z) :

ELU

$$Q_{uz} = 1.35G + 1.5W$$

$$Q_{uz} = 1.5W = 1.5 \times 0.936 = 1.404 \text{ KN/ml}$$

ELS

$$Q_{sz} = G + W$$

$$Q_{sz} = W = 0.936 \text{ KN/ml}$$

III.5.4 Pré-dimensionnement des lisses de bardage

1. Condition de flèche

- Plan (Y-Y) :

$$\delta = 0.415 \times \frac{5 \cdot q_{sy} \cdot l_y^4}{384 \cdot E \cdot I_z}$$

$$\delta_{max} = \frac{l_y}{200} = \frac{300}{200} = 1.5 \text{ cm}$$

$$\delta \leq \delta_{max} \rightarrow I_z \geq 0.415 \times \frac{5 \cdot q_{sy} \cdot l_y^4}{384 \cdot E \cdot \delta_{max}}$$

$$\text{Donc : } I_z \geq \frac{0.415 \times 5 \times 0.239 \times 300^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 1.5}$$

$$I_z \geq 3.320 \text{ cm}^4$$

- Plan (Z-Z) :

$$\delta = \frac{5 \cdot q_{sz} \cdot l_z^4}{384 \cdot E \cdot I_y}$$

$$\delta_{max} = \frac{l_z}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$\delta \leq \delta_{max} \rightarrow I_y \geq \frac{5 \cdot q_{sz} \cdot l_z^4}{384 \cdot E \cdot \delta_{max}}$$

$$\text{Donc : } I_y \geq \frac{5 \times 0.936 \times 600^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 3}$$

$$I_y \geq 250.714 \text{ cm}^4$$

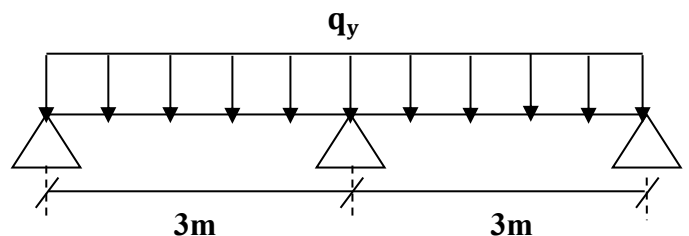


Figure 56: Actions sur la lisse de bardage dans le plan (Y-Y)

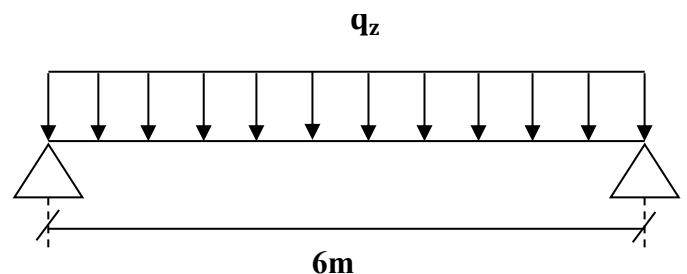


Figure 57: Actions sur la lisse de bardage dans le plan (Z-Z)

2. Choix de profilé

Le profilé qui satisfait les conditions ELS et ELU est un UPN 120 ayant les propriétés ci-dessous :

Tableau 26: Propriétés de l'UPN 120

Profilé	G (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	d (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r ₁ (mm)	r ₂ (mm)	A (mm ²)
UPN120	13.4	120	55	82	7	9	9	4.5	17 × 10 ²

Profilé	I _y (mm ⁴)	I _z (mm ⁴)	W _{ply} (mm ³)	W _{plz} (mm ³)	I _t (mm ⁴)	I _w (mm ⁶)	i _z (mm)
UPN120	364 × 10 ⁴	43.2 × 10 ⁴	72.6 × 10 ³	21.2 × 10 ³	4.15 × 10 ⁴	0.9 × 10 ⁹	1.59 × 10

3. Vérification de la flèche compte tenu de poids propre du profilé à ELS

- Plan (Y-Y) :

$$Q_{sy} = (P_{\text{bardage}} + P_{\text{accessoire}}) * e + P_{\text{UPN 120}}$$

$$Q_{sy} = (0.109 + 0.05) \times 1.5 + 0.134 = 0.373 \text{ KN/ml}$$

- Plan (Z-Z) :

$$Q_{sz} = W_{\text{max}} * e = 0.624 \times 1.5 = 0.936 \text{ KN/ml}$$

- Plan (Y-Y) :

$$\delta = 0.415 \times \frac{5 \cdot q_{sy} \cdot l_y^4}{384 \cdot E \cdot I_z}$$

$$\delta = 0.415 \times \frac{5 \times 0.373 \times 10^3 \times 3000^4}{10^3 \times 384 \times 210000 \times 43.2 \times 10^4} = 1.799 \text{ mm}$$

$$\delta = 0.1799 \text{ cm} < 1.5 \text{ cm} \implies \text{Condition vérifiée}$$

- Plan (Z-Z) :

$$\delta = \frac{5 \cdot q_{sz} \cdot l_z^4}{384 \cdot E \cdot I_y}$$

$$\delta = \frac{5 \times 0.936 \times 10^3 \times 6000^4}{10^3 \times 384 \times 210000 \times 364 \times 10^4} = 20.663 \text{ mm}$$

$$\delta = 2.066 \text{ cm} < 3 \text{ cm} \implies \text{Condition vérifiée}$$

Alors : la condition de flèche est vérifiée

III.5.5 Classe du profilé

1. Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \cdot \varepsilon \quad [12]$$

$$\text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$d = 82 \text{ mm} ; t_w = 7 \text{ mm} ; f_y = 235 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{82}{7} \leq 72 \cdot \sqrt{\frac{235}{235}} \rightarrow 11.71 \leq 72 \Rightarrow \text{L'âme est de classe 1}$$

2. Classe de la semelle comprimée

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

$$\text{Avec : } b = 55 \text{ mm}$$

$$\frac{55/2}{9} \leq 10 \cdot \sqrt{\frac{235}{235}} \rightarrow 3.06 \leq 10 \Rightarrow \text{Semelle est de classe 1}$$

Alors : la section globale du profilé est de classe 1

III.5.6 Dimensionnement des lisses de bardage

III.5.6.1 Combinaison des charges à ELU

- Plan (Y-Y) :

$$Q_{uy} = 1.35((P_{\text{bardage}} + P_{\text{accessoire}}) * e + P_{\text{UPN 120}})$$

$$Q_{uy} = 1.35 \times ((0.109 + 0.05) \times 1.5 + 0.134) = 0.503 \text{ KN/ml}$$

- Plan (Z-Z) :

$$Q_{uz} = 1.5(W_{\text{max}} * e) = 1.5 \times 0.624 \times 1.5 = 1.404 \text{ KN/ml}$$

III.5.6.2 Calcul du moment ultime

- Plan (Y-Y) :

$$M_{zsd} \leq M_{plz.Rd}$$

$$M_{zsd} = Q_{uy} \times \frac{l^2}{8} = 0.503 \times \frac{3^2}{8} = 0.566 \text{ KN.m}$$

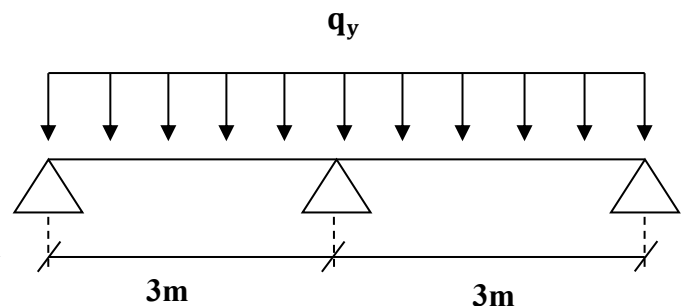


Figure 58: Actions sur la lisse de bardage dans le plan (Y-Y)

$$M_{pl.z.Rd} = \frac{W_{pl.z} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{21.2 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 4.529 \text{ KN.m}$$

$$M_{zsd} = 0.566 \text{ KN.m} \leq M_{pl.z.Rd} = 4.529 \text{ KN.m} \implies \text{Condition vérifiée}$$

- Plan (Z-Z) :

$$M_{ysd} \leq M_{ply.Rd}$$

$$M_{ysd} = Q_{uz} \times \frac{l^2}{8} = 1.404 \times \frac{6^2}{8} = 6.318 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{72.6 \times 10^3 \times 235}{1.1}$$

$$M_{ply.Rd} = 15.510 \text{ KN.m}$$

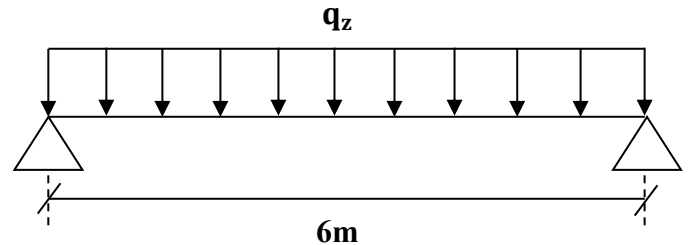


Figure 59: Actions sur la lisse de bardage dans le plan (Z-Z)

$$M_{ysd} = 6.318 \text{ KN.m} \leq M_{ply.Rd} = 15.510 \text{ KN.m} \implies \text{Condition vérifiée}$$

III.5.7 Vérification de profilé UPN 120 à flexion déviée

Les lisses de bardage travaillent à flexion déviée, il faut vérifier que :

$$\left(\frac{M_{y.sd}}{M_{pl.y.Rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z.sd}}{M_{pl.z.Rd}} \right)^\beta \leq 1$$

Pour profilé en I : $\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 2 \\ \beta = 1 \end{array} \right\}$

$$M_{pl.y.Rd} = W_{ply} \times \frac{1-n}{\gamma_{M0}(1-0.5a)}$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl.Rd}}; N_{sd} = 0 \rightarrow n = 0$$

$$a = \frac{A - (2b \times t_f)}{A} = \frac{17 \times 10^2 - (2 \times 55 \times 9)}{17 \times 10^2} = 0.418$$

$$n < a \rightarrow M_{pl.z.Rd} = W_{pl.z} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\left(\frac{M_{y.sd} \cdot \gamma_{M0} (1-0.5a)}{W_{ply} \times f_y} \right)^2 + \left(\frac{M_{z.sd} \cdot \gamma_{M0}}{W_{pl.z} \times f_y} \right)^1 \leq 1$$

$$\text{Alors : } \left(\frac{6.318 \times 10^3 \times 10^3 \times 1.1 \times (1-0.5 \times 0.418)}{72.6 \times 10^3 \times 235} \right)^2 + \left(\frac{0.566 \times 10^3 \times 10^3 \times 1.1}{21.2 \times 10^3 \times 235} \right)^1 = 0.229 < 1$$

→ Condition vérifiée

Donc : les lisses de bardage en UPN 120 vérifient la contrainte de la flexion déviée.

III.5.8 Résistance de lisse de bardage au déversement

Le moment résistant au déversement, il faut également vérifier que :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y,Sd}}{\chi_{LT} \cdot \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z \cdot M_{z,Sd}}{\chi_{LT} \cdot \frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Puis que : $N_{Sd} = 0$

$$\frac{K_{LT} \cdot M_{y,Sd}}{\chi_{LT} \cdot \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z \cdot M_{z,Sd}}{\frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Avec :

- $\beta_\omega = 1$ (section de classe 1)
- $\gamma_{M1} = 1.1$
- $K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{Sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y}$; $N_{Sd} = 0$

$$K_{LT} = 1$$

- $K_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{Sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y}$; $N_{Sd} = 0$

$$K_z = 1$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\left(\varphi_{lt} + \sqrt{\varphi_{lt}^2 - \bar{\lambda}_{lt}^2} \right)}$$

$$\varphi_{lt} = 0.5 \left[1 + \alpha_{lt} (\bar{\lambda}_{lt} - 0.2) + \bar{\lambda}_{lt}^2 \right]$$

Avec :

- $\alpha_{lt} = 0.21$ (facteur d'imperfection)

$$\bar{\lambda}_{lt} = \frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_\omega}$$

- $\lambda_1 = 93.9 \varepsilon$; $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$

$$\lambda_1 = 93.9$$

$$\text{Tel que : } \lambda_{lt} = \frac{l/i_z}{C_1^{0.5} \cdot \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{l/i_z}{h/t_f} \right]^2 \right]^{0.25}}$$

Avec :

- $C_1 = 1.132$
- l : longueur de maintien latéral (distance entre le lierne et le portique = $L/2=3\text{m}$).
- i_z : moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie.

$$i_z = 1.59 \times 10 \text{ mm}$$

- W_{ply} : module de résistance plastique par rapport à l'axe (Y-Y)

$$W_{ply} = 72.6 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

Alors :

$$\lambda_{lt} = \frac{3000 / 1.59 \times 10}{1.132^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{3000 / 1.59 \times 10}{120 / 9} \right]^2 \right]^{0.25}} = 97.349$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_\omega} = \frac{97.349}{93.9} \times \sqrt{1} = 1.037 > 0.4 \implies \text{Il y'a risque de déversement}$$

$$\varphi_{lt} = 0.5 \left[1 + \alpha_{lt} (\bar{\lambda}_{lt} - 0.2) + \bar{\lambda}_{lt}^2 \right] = 0.5 \times [1 + 0.21 \times (1.037 - 0.2) + 1.037^2]$$

$$\varphi_{lt} = 1.126$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\left(\varphi_{lt} + \sqrt{\varphi_{lt}^2 - \bar{\lambda}_{lt}^2} \right)} = \frac{1}{\left(1.126 + \sqrt{1.126^2 - 1.037^2} \right)} = 0.639$$

Alors :

$$\frac{1 \times 6.318 \times 10^3 \times 10^3}{0.639 \times \frac{72.6 \times 10^3 \times 235}{1.1}} + \frac{1 \times 0.566 \times 10^3 \times 10^3}{\frac{21.2 \times 10^3 \times 235}{1.1}} = 0.762 \leq 1$$

\implies Condition vérifiée

Donc : la résistance au déversement de profilé UPN 120 est vérifiée.

III.6 Calcul des liernes

Les liernes sont des éléments essentiels dans la charpente métallique, agissant comme des tirants en traction pour éviter la déformation latérale des pannes. Elles sont généralement constituées de barres rondes ou de petites cornières. [7]

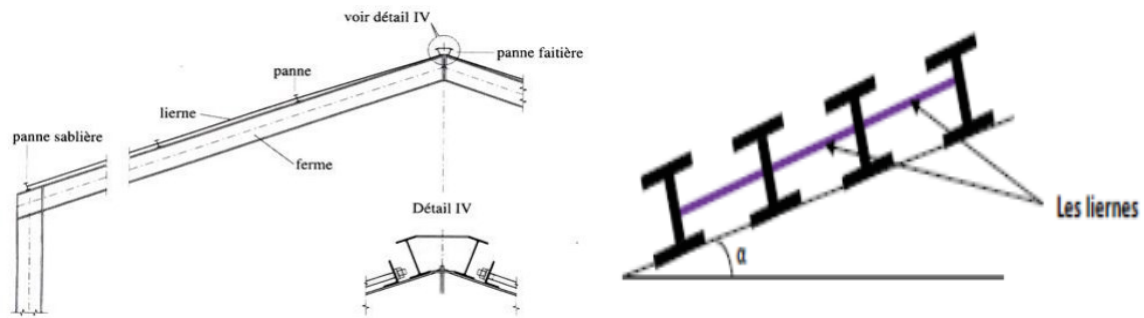


Figure 60: Disposition des liernes

III.6.1 Evaluation des efforts sur les liernes des pannes

III.6.1.1 Disposition des liernes de pannes

Dans le plan (Y-Y), si on considère que les pannes sont supportées par trois appuis, dont l'appui central est élastique, cela peut être également décrit comme suit:

$$R = 1.25 \cdot q_y \cdot l_y$$

Avec : $Q_u = G + 1.5W$

$$Q_u = (0.192 \times 1 + 0.129) + 1.5((-1.532) \times 1) = -1.977 \text{ KN/ml}$$

D'où :

$$Q_{uy} = G \cdot \cos \alpha + 1.5W = (0.192 \times 1 + 0.129) \times \cos 17.7^\circ + 1.5(0) = 0.306 \text{ KN/ml}$$

$$l_y = \frac{L}{2} = 3\text{m}$$

Alors : $R = 1.25 \times 0.306 \times 3 = 1.148 \text{ KN}$

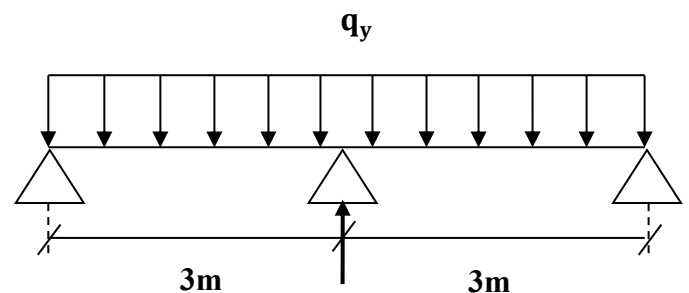


Figure 61: Réaction des liernes sur pannes

On a dans chaque versant 9 pannes donc les efforts dans les tronçons de liernes de L1 à L8 sont comme suit :

- Pour effort de traction dans le tronçon de lierne L_1 de la panne sablière

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{1.148}{2} = 0.574 \text{ KN}$$

- Pour effort de traction dans le tronçon de lierne L_2

$$T_2 = R + T_1 = 1.148 + 0.574 = 1.722 \text{ KN}$$

- Pour effort de traction dans le tronçon de lierne L_3

$$T_3 = R + T_2 = 1.148 + 1.722 = 2.87 \text{ KN}$$

- Pour effort de traction dans le tronçon de lierne L_4

$$T_4 = R + T_3 = 1.148 + 2.87 = 4.018 \text{ KN}$$

- Pour effort de traction dans le tronçon de lierne L_5

$$T_5 = R + T_4 = 1.148 + 4.018 = 5.166 \text{ KN}$$

- Pour effort de traction dans le tronçon de lierne L_6

$$T_6 = R + T_5 = 1.148 + 5.166 = 6.314 \text{ KN}$$

- Pour effort de traction dans le tronçon de lierne L_7

$$T_7 = R + T_6 = 1.148 + 6.314 = 7.462 \text{ KN}$$

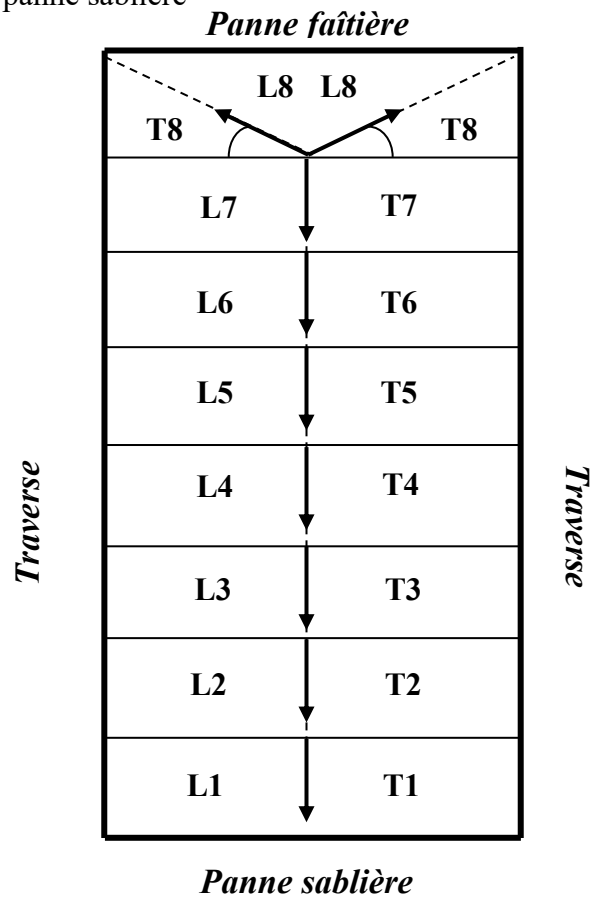


Figure 62: Actions sollicitant les liernes de pannes

- Pour effort de traction dans le tronçon de lierne L_8 (bretelle)

$$T_8 \cdot \sin \alpha = T_7$$

$$\alpha = \arctg \frac{1.48}{3} = 26.26^\circ$$

$$T_8 = \frac{T_7}{2 \cdot \sin \alpha} = \frac{7.462}{2 \times \sin 26.26^\circ} = 8.433 \text{ KN}$$

III.6.1.2 Dimensionnement des liernes

Le tronçon de lierne L_8 est le plus chargé, donc :

$$N_{sd} = 8.433 \text{ KN}$$

$$N_{sd} \leq N_{pl.Rd}$$

Avec :

- N_{sd} : Effort normale sollicitant;
- $N_{pl.Rd}$: Effort normale résistant;

$$N_{pl.Rd} = A_s \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{sd} \leq A_S \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow A_S \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$A_S \geq \frac{8.433 \times 10^3 \times 1.1}{235} \rightarrow A_S \geq 39.474 \text{ mm}^2$$

$$A_S = \frac{\pi \times \phi^2}{4} \geq 39.474 \text{ mm}^2 \rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{4 \times A_S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 39.474 \times 10^{-2}}{\pi}}$$

$$\phi \geq 0.709 \text{ cm}$$

Soit une barre ronde de diamètre : $\phi = 0.90 \text{ cm}$

Donc : pour des raisons pratique et pour plus de sécurité, on adopte pour une barre ronde de diamètre : $\phi 12 \text{ mm}$

III.6.2 Evaluation des efforts sur les liernes de lisse de bardage

III.6.2.1 Disposition des liernes de lisse de bardage

Dans le plan (Y-Y), si on considère que les lisses de bardage sont supportées par trois appuis, dont l'appui central est élastique, cela peut être également décrit comme suit:

$$R = 1.25 \cdot q_y \cdot l_y$$

$$\text{Avec : } Q_u = 1.35G$$

$$Q_{uy} = 1.35 \times ((0.109 + 0.05) \times 1.5 + 0.134) = 0.503 \text{ KN/ml}$$

$$l_y = \frac{L}{2} = 3\text{m}$$

$$\text{Alors : } R = 1.25 \times 0.503 \times 3 = 1.886 \text{ KN}$$

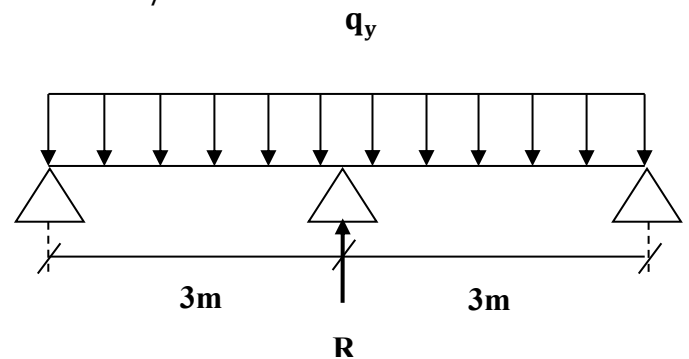


Figure 63: Réaction des liernes sur lisse de bardage

On a dans chaque paroi 5 lisses de bardage, donc les efforts dans les tronçons de liernes de L1 à L4 sont comme suites:

- Pour effort de traction dans le tronçon de lierne L_1

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{1.886}{2} = 0.943 \text{ KN}$$

- Pour effort de traction dans le tronçon de lierne L_2

$$T_2 = R + T_1 = 1.886 + 0.943 = 2.829 \text{ KN}$$

- Pour effort de traction dans le tronçon de lierne L_3

$$T_3 = R + T_2 = 1.886 + 2.829 = 4.715 \text{ KN}$$

- Pour effort de traction dans le tronçon de lierne
L₄(bretelle)

$$T_4 \cdot \sin \alpha = T_3$$

$$\alpha = \arctg \frac{1.5}{3} = 26.57^\circ$$

$$T_4 = \frac{T_3}{2 \cdot \sin \alpha} = \frac{4.715}{2 \times \sin 26.57^\circ} = 5.271 \text{ KN}$$

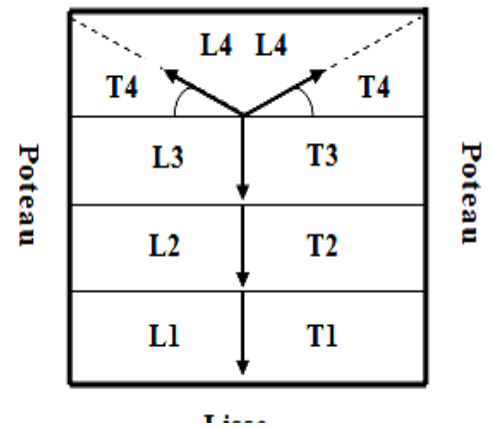


Figure 64: Actions sollicitant les liernes de lisses

III.6.2.2 Dimensionnement des liernes

Le tronçon de lierne L₃ est le plus chargé, donc :

$$N_{sd} = 5.271 \text{ KN}$$

$$N_{sd} \leq N_{pl.Rd}$$

Avec :

- N_{sd} : Effort normale sollicitant;
- N_{pl.Rd} : Effort normale résistant;

$$N_{pl.Rd} = A_s \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{sd} \leq A_s \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow A_s \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$A_s \geq \frac{5.271 \times 10^3 \times 1.1}{235} \rightarrow A_s \geq 24.673 \text{ mm}^2$$

$$A_s = \frac{\pi \times \phi^2}{4} \geq 24.673 \text{ mm}^2 \rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{4 \times A_s}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 24.673 \times 10^{-2}}{\pi}}$$

$$\phi \geq 0.56 \text{ cm}$$

Soit une barre ronde de diamètre : $\phi = 0.60 \text{ cm}$

Donc : pour des raisons pratique, on adopte pour une barre ronde de diamètre : $\phi 10 \text{ mm}$

III.7 Calcul des potelets

Les potelets sont généralement des profilés en I ou H utilisés pour renforcer le bardage et résister aux forces horizontales du vent. Leur conception varie en fonction du type de bardage et de la hauteur de la construction. De plus, ils sont considérés comme articulés aux deux extrémités. [7]

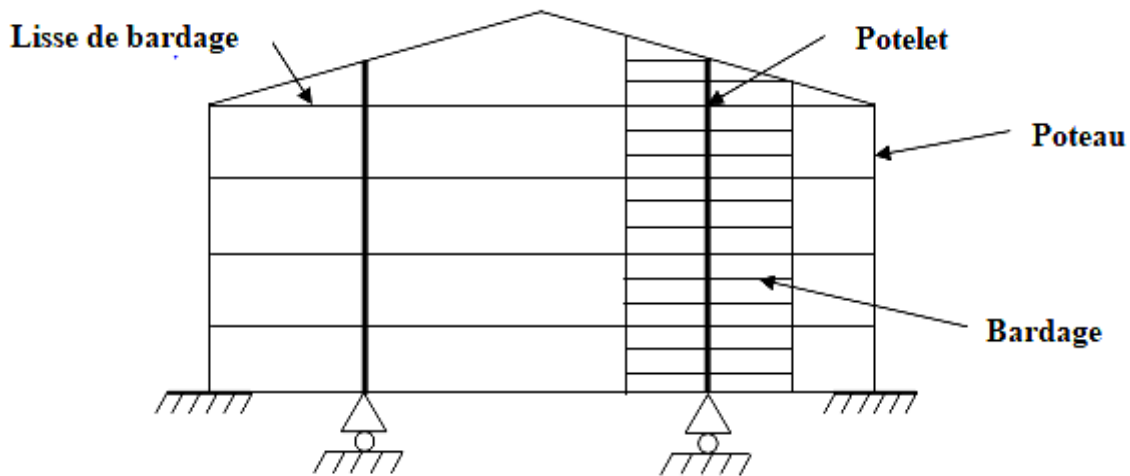


Figure 65: Disposition des potelets

III.7.1 Evaluation des charges et des surcharges

III.7.1.1 Charges permanentes G

- Poids propre du bardage.....10.9 Kg/m²
- Poids propre de lisse de bardage (UPN120).....13.4Kg/m
- Poids propre des accessoires.....5Kg/m²
- Poids propre des potelets..... (à déterminer)
- Entraxe des potelets e = 4m
- Longueur de potelet plus sollicité L = 6.612 m
- Nombre de lisses supportées par le potelet : 5 lisses
- Longueur de lisse de bardage L1 = 6m

Alors :

$$G = ((P_{\text{bardage}} + P_{\text{accessoires}}) \cdot e + P_{\text{potelet}}) \cdot L + 5 \cdot L1 \cdot P_{\text{lisse de bardage}}$$

III.7.1.2 Surcharge climatique

La charge du vent sur le pignon $W_{\text{max}} = 0.570 \text{ KN/m}^2$

$$W = W_{\text{max}} \cdot e = 0.570 \times 4 = 2.28 \text{ KN/ml}$$

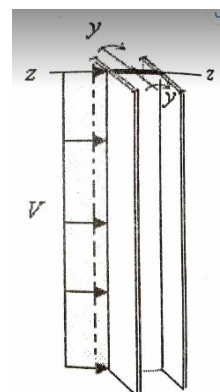


Figure 66: Représentation de la charge du vent sur les potelets

III.7.2 Dimensionnement des potelets

III.7.2.1 Condition de flèche

- Plan (Y-Y) :

$$\delta = \frac{5 \cdot W \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y}$$

$$\delta_{\max} = \frac{I_y}{200} = \frac{661.2}{200} = 3.306 \text{ cm}$$

$$\delta \leq \delta_{\max} \rightarrow I_y \geq \frac{5 \cdot W \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot \delta_{\max}}$$

$$\text{Donc : } I_y \geq \frac{5 \times 2.28 \times 661.2^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 3.306}$$

$$I_y \geq 817.303 \text{ cm}^4$$

III.7.2.2 Choix du profilé

On choisit le profilé **IPE 200** comme un potelet, ces caractéristiques comme suit :

Tableau 27: Propriétés d'IPE 200

Profilé	G (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	d (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r (mm)	A (mm ²)
IPE200	22.4	200	100	159	5.6	8.5	12	28.5 × 10 ²

Profilé	I _y (mm ⁴)	I _z (mm ⁴)	W _{ply} (mm ³)	W _{plz} (mm ³)	I _t (mm ⁴)	I _w (mm ⁶)	i _z (mm)
IPE200	1943 × 10 ⁴	142.4 × 10 ⁴	220.6 × 10 ³	44.61 × 10 ³	6.98 × 10 ⁴	12.99 × 10 ⁹	2.24 × 10

III.7.3 Combinaison des charges et des surcharges

$$G = ((P_{\text{bardage}} + P_{\text{accessoires}}) \cdot e + P_{\text{potelet}}) \cdot L + 5 \cdot L1 \cdot P_{\text{lisse de bardage}}$$

$$G = ((0.109 + 0.05) \times 4 + 0.224) \times 6.612 + 5 \times 6 \times 0.134 = 9.706 \text{ KN/ml}$$

- Axe (Z-Z) :

ELU : 1.35G + 1.5W

$$Q_{uz} = 1.5W = 1.5 \times 2.28 = 3.42 \text{ KN/ml}$$

ELS : G + W

$$Q_{sz} = W = 2.28 \text{ KN/ml}$$

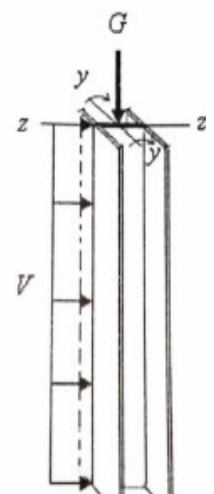


Figure 67: Représentation des charges et charges sur les potelets

- Axe (Y-Y) :

$$\underline{\text{ELU}} : 1.35G + 1.5W$$

$$Q_{uy} = 1.35G = 1.35 \times 9.706 = 13.103 \text{ KN/ml}$$

$$\underline{\text{ELS}} : G + W$$

$$Q_{sy} = G = 9.706 \text{ KN/ml}$$

III.7.4 Classe du profilé

1. Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \cdot \varepsilon \quad [12]$$

$$\text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$d = 159 \text{ mm} ; t_w = 5.6 \text{ mm} ; f_y = 235 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{159}{5.6} \leq 72 \cdot \sqrt{\frac{235}{235}} \rightarrow 28.39 \leq 72 \Rightarrow \text{L'âme est de classe 1}$$

2. Classe de la semelle comprimée

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

$$\text{Avec : } b = 55 \text{ mm}$$

$$\frac{100/2}{8.5} \leq 10 \cdot \sqrt{\frac{235}{235}} \rightarrow 5.88 \leq 10 \Rightarrow \text{Semelle est de classe 1}$$

⇒ La section globale du profilé est de classe 1

III.7.5 Vérification de la section à la résistance

Le potelet étudié dans le hall métallique est soumis à un effort de compression et un moment fléchissant selon le plan y-y, autrement dit le potelet est sollicitée en flexion composé.

III.7.5.1 Incidence de l'effort normal

On doit d'abord vérifier l'incidence de l'effort normal N_{Sd} si :

$$N_{Sd} > \min \left(0.25N_{pl,Rd}; 0.5 \frac{A_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \right)$$

Alors :

$$N_{Sd} = 1.35G$$

$$N_{Sd} = 1.35G = 1.35 \times 9.706 = 13.103 \text{ KN}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{28.5 \times 10^2 \times 235}{1.1} = 608.863 \text{ KN}$$

$$A_w = A - 2b \cdot t_f$$

$$\text{Pour IPE 200 : } A_w = 28.5 \times 10^2 - 2 \times 100 \times 8.5 = 1150 \text{ mm}^2$$

Donc :

$$0.25N_{pl.Rd} = 0.25 \times 608.863 = 152.216 \text{ KN}$$

$$0.5 \cdot \frac{A_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 0.5 \times \frac{1150 \times 235}{1.1} = 122.850 \text{ KN}$$

$$N_{Sd} = 13.103 \text{ KN} < \min(152.216 \text{ KN} ; 122.850 \text{ KN})$$

$$N_{Sd} = 13.103 \text{ KN} < 122.850 \text{ KN} \implies \text{Condition n'est pas vérifiée}$$

\implies Alors : Les potelets sont soumis à la flexion simple

III.7.5.2 Incidence de l'effort tranchant

$$V_{Sd} \leq 0.5V_{pl.Rd}$$

Avec :

$$V_{z.Sd} = \frac{Q_{z.Sd} \times l}{2} = \frac{1.5W \times l}{2} = \frac{1.5 \times 2.28 \times 6.612}{2} = 11.307 \text{ KN/ml}$$

$$V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}}$$

Avec :

$$A_{vz} = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f$$

$$A_{vz} = 28.5 \times 10^2 - 2 \times 100 \times 8.5 + (5.6 + 2 \times 12) \times 8.5 = 1401.6 \text{ mm}^2$$

$$V_{plz.Rd} = \frac{1401.6 \left(\frac{235}{\sqrt{3}} \right)}{1.1} = 172.877 \text{ KN}$$

$$0.5V_{plz.Rd} = 82.438 \text{ KN}$$

Donc :

$$V_{Sd} = 11.307 \text{ KN} \leq 0.5V_{pl.Rd} = 82.438 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifiée}$$

\implies Donc la résistance à l'effort tranchant est vérifiée et il n'y a pas d'incidence de l'effort tranchant V_{Sd} sur le moment fléchissant M_{Sd}

III.7.5.3 Vérification de potelet contre le moment sollicitant

Les potelets sont soumis uniquement à la flexion simple. Par conséquent, la formule suivante doit être utilisée comme indiqué par le CCM97:

$$M_{y.Sd} \leq M_{ply.Rd}$$

Avec :

$$M_{Sd} = \frac{Q \cdot l^2}{8} = \frac{1.5W \cdot l^2}{8} = \frac{1.5 \times 2.28 \times 6.612^2}{8} = 18.68 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{220.6 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 47.128 \text{ KN.m}$$

$M_{ply.Rd}$: Moment de résistance plastique réduit par la prise en compte de l'effort axial.

Alors :

$$M_{Sd} = 18.68 \text{ KN.m} \leq M_{ply.Rd} = 47.128 \text{ KN.m} \implies \text{Condition vérifiée}$$

III.7.6 Vérification de l'élément aux instabilités

Les potelets sont sollicités en flexion (due au vent) et en compression (due au poids des potelets, des lisses et du bardage). Il fonctionne également en flexion simple.

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

III.7.6.1 Vérification au flambement sans prise en compte du déversement

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_y \cdot M_{y.Sd}}{\frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

On a : $N_{Sd} = 13.103 \text{ KN}$

Avec :

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

χ_{min} : Coefficient de réduction minimal pour le flambement.

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{Sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y}$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \cdot (2 \cdot \beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{el,y}}{W_{el,y}}$$

- **Flambement par rapport l'axe y-y :**

$$\chi_y = \frac{1}{\left(\varphi_y + \sqrt{\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}\right)}$$

$$\varphi_y = 0.5 \left[1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2\right]$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_\omega}$$

Avec :

- $\lambda_1 = \pi \cdot \left[\frac{E}{f_y}\right]^{0.5} = \pi \cdot \left[\frac{210000}{235}\right]^{0.5} = 93.9$
- $\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{6612}{8.26 \times 10} = 80.048$
- $\beta_\omega = 1$ (section de classe 1)
- $\gamma_{M1} = 1.1$
- $h/b = 200/100 = 2 > 1.2 \rightarrow$ Courbe de flambement y-y : $\alpha_y = 0.21$

Donc :

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_\omega} = \frac{80.048}{93.9} \times \sqrt{1} = 0.852$$

$$\varphi_y = 0.5 \left[1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2\right] = 0.5 \times [1 + 0.21 \times (3.144 - 0.2) + 3.144^2] = 0.931$$

$$\chi_y = \frac{1}{\left(\varphi_y + \sqrt{\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}\right)} = \frac{1}{(0.931 + \sqrt{0.931^2 - 0.852^2})} = 0.766$$

• **Flambement par rapport l'axe z-z :**

$$\chi_z = \frac{1}{\left(\varphi_z + \sqrt{\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}\right)}$$

$$\varphi_z = 0.5 \left[1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2\right]$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_\omega}$$

Avec :

- $\lambda_1 = \pi \cdot \left[\frac{E}{f_y}\right]^{0.5} = \pi \cdot \left[\frac{210000}{235}\right]^{0.5} = 93.9$

- $\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{1500}{2.24 \times 10} = 66.964$ (l_z : Entre axe des lisses)
- $\beta_\omega = 1$ (section de classe 1)
- $\gamma_{M1} = 1.1$
- $h/b = 200/100 = 2 > 1.2 \rightarrow$ Courbe de flambement z-z : $\alpha_z = 0.34$

Donc :

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_\omega} = \frac{66.964}{93.9} \times \sqrt{1} = 0.713$$

$$\varphi_z = 0.5 \left[1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0.5 \times [1 + 0.34 \times (0.713 - 0.2) + 0.713^2] = 0.841$$

$$\chi_z = \frac{1}{\left(\varphi_z + \sqrt{\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2} \right)} = \frac{1}{(0.841 + \sqrt{0.841^2 - 0.713^2})} = 0.777$$

Alors :

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y ; \chi_z) = \min(0.766 ; 0.777)$$

$$\chi_{\min} = 0.766$$

• **Calcul du coefficient K_y :**

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \cdot (2 \cdot \beta_{My} - 4) + \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}}$$

Avec :

- $W_{pl,y} = 220.6 \times 10^3 \text{ mm}^3$
- $W_{el,y} = 194.3 \times 10^3 \text{ mm}^3$
- $\beta_{My} = 1.3 \rightarrow$ Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie.

$$\mu_y = 0.852 \times (2 \times 1.3 - 4) + \frac{220.6 \times 10^3 - 194.3 \times 10^3}{194.3 \times 10^3} = -1.06$$

$$\mu_y = -1.06 < 0.9 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{Sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{-1.06 \times 13.103 \times 10^3}{0.766 \times 28.5 \times 10^2 \times 235} = 1.027$$

$$K_y = 1.027 < 1.5 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_y \cdot M_{y,Sd}}{\frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} = \frac{13.103 \times 10^3}{0.766 \times \frac{28.5 \times 10^2 \times 235}{1.1}} + \frac{1.027 \times 18.68 \times 10^3 \times 10^3}{\frac{220.6 \times 10^3 \times 235}{1.1}} = 0.435 < 1$$

⇒ Condition vérifiée

III.7.6.2 Vérification du flambement avec prise en compte du déversement

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y,Sd}}{\chi_{LT} \cdot \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

On a : $N_{Sd} = 13.103 \text{ KN}$

- Calcul du coefficient K_{LT} :

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{Sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y}$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0.15$$

Avec :

- $\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_\omega} = 0.713$
- $\beta_{MLT} = 1.3 \rightarrow$ Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie.
- $\chi_z = \frac{1}{\left(\varphi_z + \sqrt{\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}\right)} = 0.777$
- $\chi_{min} = 0.766$
- $M_{y,Sd} = 18.68 \text{ KN.m}$
- $N_{Sd} = 12.018 \text{ KN}$

Alors :

$$\mu_{LT} = 0.15 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0.15 = 0.15 \times 0.713 \times 1.3 - 0.15 = -0.011 < 0.9$$

→ Condition vérifiée

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{Sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{-0.011 \times 13.103 \times 10^3}{0.777 \times 28.5 \times 10^2 \times 235} = 1$$

- Calcul coefficient de réduction χ_{LT}

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\left(\varphi_{lt} + \sqrt{\varphi_{lt}^2 - \bar{\lambda}_{lt}^2}\right)}$$

Avec :

$$\varphi_{lt} = 0.5 \left[1 + \alpha_{lt}(\bar{\lambda}_{lt} - 0.2) + \bar{\lambda}_{lt}^2 \right]$$

- $\alpha_{lt} = 0.21$ (facteur d'imperfection)

$$\bar{\lambda}_{lt} = \frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_\omega}$$

$$- \lambda_1 = \pi \cdot \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \cdot \left[\frac{210000}{235} \right]^{0.5}$$

$$\lambda_1 = 93.9$$

$$\text{Tel que : } \lambda_{lt} = \frac{l/i_z}{C_1^{0.5} \cdot \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{l/i_z}{h/t_f} \right]^2 \right]^{0.25}}$$

Avec :

- $C_1 = 1.132$
- $l = 1500\text{mm}$ (Entre axe des lisses de bardage).
- $G = \frac{E}{2 \cdot (1+0.3)} = \frac{210000}{2 \cdot (1+0.3)} = 80769.23 \text{ N/mm}^2$
- i_z : moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie.

$$i_z = 2.24 \times 10 \text{ mm}$$

- W_{ply} : module de résistance plastique par rapport à l'axe (Y-Y)

$$W_{ply} = 220.6 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

Alors :

$$\lambda_{lt} = \frac{1500/2.24 \times 10}{1.132^{0.5} \cdot \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{1500/2.24 \times 10}{200/8.5} \right]^2 \right]^{0.25}} = 57.81$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_\omega} = \frac{57.81}{93.9} \times \sqrt{1} = 0.616 > 0.4 \quad \implies \quad \text{Il y'a risque de déversement}$$

$$\varphi_{lt} = 0.5 \left[1 + \alpha_{lt}(\bar{\lambda}_{lt} - 0.2) + \bar{\lambda}_{lt}^2 \right] = 0.5 \times [1 + 0.21 \times (0.616 - 0.2) + 0.616^2]$$

$$\varphi_{lt} = 0.733$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\left(\varphi_{lt} + \sqrt{\varphi_{lt}^2 - \bar{\lambda}_{lt}^2} \right)} = \frac{1}{\left(0.733 + \sqrt{0.733^2 - 0.616^2} \right)} = 0.884$$

Alors :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y,Sd}}{\chi_{LT} \cdot \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} = \frac{13.103 \times 10^3}{0.777 \times \frac{28.5 \times 10^2 \times 235}{1.1}} + \frac{1 \times 18.68 \times 10^3 \times 10^3}{0.884 \times \frac{220.6 \times 10^3 \times 235}{1.1}} = 0.476 < 1$$

⇒ Condition vérifiée

⇒ Donc l'YPE 200 convient comme potelet

Chapitre IV: Etude sismique et analyse dynamique

IV.1 Introduction

Les actions sismiques sur un bâtiment génèrent des mouvements horizontaux imposés aux fondations. Les constructions résistent à ces mouvements grâce aux forces d'inertie engendrées par leur masse, qui s'opposent aux mouvements et créent des efforts dans les structures. Cette analyse dynamique est essentielle pour évaluer la réponse des structures aux forces sismiques, en prenant en compte les vibrations, les impacts et les charges sismiques variables dans le temps. Les caractéristiques dynamiques des bâtiments, contrôlées par leur masse et leur rigidité, jouent un rôle crucial dans la conception sismique, tandis que l'analyse statique se concentre uniquement sur les caractéristiques de rigidité.

IV.2 Les différentes méthodes de calcul

L'effort sismique de la structure est déterminé selon le règlement parasismique algérien « RPA99 version 2003 » qui propose trois méthodes de calculs suivantes : [3]

- Méthode statique équivalente: consiste à considérer l'effet sismique comme une force statique équivalente agissant sur la structure.
- Méthode d'analyse modale spectrale (Spectre de Réponse): implique l'utilisation du spectre de réponse pour évaluer les effets sismiques en considérant les modes de vibration de la structure.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes: repose sur l'utilisation d'accélérogrammes pour simuler les effets sismiques dynamiques.

IV.3 Choix de la méthode de calcul

Étant donné que la structure en question est une charpente métallique, on va utiliser la méthode d'analyse modale spectrale en raison de sa fiabilité et de sa simplicité de calcul, facilitant ainsi sa mise en œuvre à l'aide d'un logiciel spécialisé. [3]

IV.4 . Principe de la méthode d'analyse modale spectrale

La méthode d'analyse modale spectrale permet de déterminer la réponse sismique d'une structure en suivant ces étapes: [3]

- Calcul des fréquences propres et des modes de vibration de la structure.
- Le spectre de réponse représente l'accélération maximale induite par le séisme en fonction de la période de vibration de la structure, utilisé pour calculer de la réponse maximale pour chaque mode de vibration.
- Combinaison des réponses maximales de chaque mode faite par une méthode de superposition modale pour obtenir la réponse globale de la structure.
- Déterminer le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par le spectre de réponse.

IV.5 Spectre de réponse de calcul

Selon le règlement parasismique algérien « RPA99 version 2003 » l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\left\{ \begin{array}{ll} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ \frac{S_a}{g} = 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \end{array} \right. \quad [3]$$

Avec :

- **A** : coefficient d'accélération en fonction de zone sismique et du groupe d'usage (Tableau 4.1 RPA99 version 2003)
- Classification d'ouvrage selon leur importance : groupe d'usage 3 (ouvrages de faible importance).
- Classification de zone sismique: Zone I (Tlemcen)

Alors d'après les deux critères précédents, on obtient: **A = 0.05**

- **η**: facteur de correction d'amortissement en fonction de type de matériau et du remplissage, donné par la formule suivante :

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

Avec :

- **ξ** : pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2 RPA99 version 2003)

ξ = 5% → Pour acier avec remplissage dense

Donc :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} = \sqrt{\frac{7}{2+5}} = 1 \geq 0.7 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

η = 1

- Pour un site de catégorie S3 (site meuble), les périodes caractéristiques T1 et T2 sont les suivantes :

$$T_1 = 0.15 \text{ s} \quad (\text{Tableau 4.7 RPA99 version 2003})$$

$$T_2 = 0.5 \text{ s}$$

- **R** : le coefficient de comportement global de la structure donnée en fonction du système de contreventement d'après (tableau 4.3 RPA99 version 2003)

Ossature contreventée par palée triangulée en X \implies R = 4

- **Q** : facteur de qualité de la structure donnée par la formule suivante : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

Avec :

P_q : La pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non" selon (Tableau 4.4 RPA99 version 2003)

Donc :

Tableau 28: Valeur de facteur de qualité

Critère q	P _q	
	Suivant X	Suivant Y
Conditions minimales sur les files de contreventement	Non observée (0.05)	Non observée (0.05)
Redondance en plan	Observée(0)	Observée(0)
Régularité en plan	Non observée (0.05)	Non observée (0.05)
Régularité en élévation	Observée(0)	Observée(0)
Contrôle de la qualité des matériaux	Observée(0)	
Contrôle de la qualité de l'exécution	Observée(0)	
	Q _x =1.10	Q _y =1.10

IV.6 Analyse dynamique de la structure

Analyse dynamique d'une structure vise également à comprendre comment elle réagit face à des forces externes telles que les séismes en évaluant les déformations et les déplacements extrêmes qu'elle subit. Elle permet de prédire et quantifier les réponses de la structure à ces événements sismiques ou autres charges dynamiques. En plus de déterminer les caractéristiques dynamiques propres en vibration libre non-amortie, cette étude est cruciale pour concevoir des structures et résistantes aux contraintes dynamiques. En somme, elle permet de garantir la sécurité et la durabilité des structures en anticipant et en adaptant leur comportement face à des sollicitations dynamiques variées.

IV.7 Modélisation de la structure

Pour la modélisation de notre structure, on utilise le logiciel ROBOT 2019. Ce dernier est un outil avancé utilisé par les ingénieurs en génie civil pour modéliser et analyser des structures complexes telles que des bâtiments, des ouvrages d'art ou des structures spéciales. Ce logiciel offre des fonctionnalités puissantes permettant de réaliser des analyses structurales précises et détaillées. En outre, le logiciel permet de prendre en compte divers paramètres tels que les charges sismiques, thermiques, et de réaliser des analyses dynamiques pour évaluer le comportement des structures face à différentes contraintes.

IV.7.1 Etapes de modélisation de la structure

- 1- Identification de l'unité (KN/m)
- 2- Modélisation les éléments structuraux tels que (les traverses, les contreventements, les poteaux, ...) de la charpente métallique.
- 3- Modélisation les éléments secondaires tels que (les pannes, les lisses de bardage, les potelets...)
- 4- Attribution les propriétés des sections (profilés, dimensions...)

Tableau 29:Les éléments de la structure

Eléments de la structure	profilés
Poteaux	HEA300
Traverses	IPE360
Contreventements horizontales	DCED 100.8
Contreventements verticales	UUPN160
Potelets	IPE200
Pannes	IPE160
Lisses de bardage	UPN120

- 5- Spécifier les caractéristiques de l'acier (nuance, limite élastique...)
- 6- Appliquer les propriétés des matériaux aux éléments structuraux.
- 7- Application des charges :
 - La charge permanente telle que (poids propre)
 - Les charges externes telles que (charges du vent, neige, entretien)
- 8- Définition des combinaisons de charges qui sont les suivantes :

C1: 1.35 G+1.5 Q

C2: 1.35 G+1.5 V1

C3: 1.35 G+1.5 V2

C4: 1.35 G+1.5 V3

C5: 1.35 G+1.5 V4

C6: 1.35 G+1.5 N

C7: 1.35 G+1.5 Q+ 0.9V1

C8: 1.35 G+1.5 Q+ 0.9V2

C9: 1.35 G+1.5 Q+ 0.9V3

C10: 1.35 G+1.5 Q+ 0.9V4

C11: 1.35 G+1.5 N+ 0.9V1

C12: 1.35 G+1.5 N+ 0.9V2

C13: 1.35 G+1.5 N+ 0.9V3

C14: 1.35 G+1.5 N+ 0.9V4

C15: G+1.5 V1

- C16:** G+1.5 V2
- C17:** G+1.5 V3
- C18:** G+1.5 V4
- C19:** G+Q
- C20:** G+V1
- C21:** G+V2
- C22:** G+V3
- C23:** G+V4
- C24:** G+N
- C25:** G+Q+EX
- C26:** G+Q+EY
- C27:** G+Q+1.2EX
- C28:** G+Q+1.2EY
- C29:** 0.8G±EX
- C30:** 0.8G±EY

- 1- Introduction de forces sismiques de la méthode d'analyse modale spectrale.
- 2- Créer des différentes familles pour faciliter la localisation des éléments.
- 3- Attribuer les sections prédéfinies à chacun des éléments de la structure, pour associer les propriétés géométriques et mécaniques des sections aux différents éléments du modèle.
- 4- Définition des conditions aux limites pour chaque élément de la structure, telles que (les appuis.....).
- 5- Exécuter l'analyse structurale

Alors la figure ci-dessous représente la modélisation de la structure après exécution d'analyse :

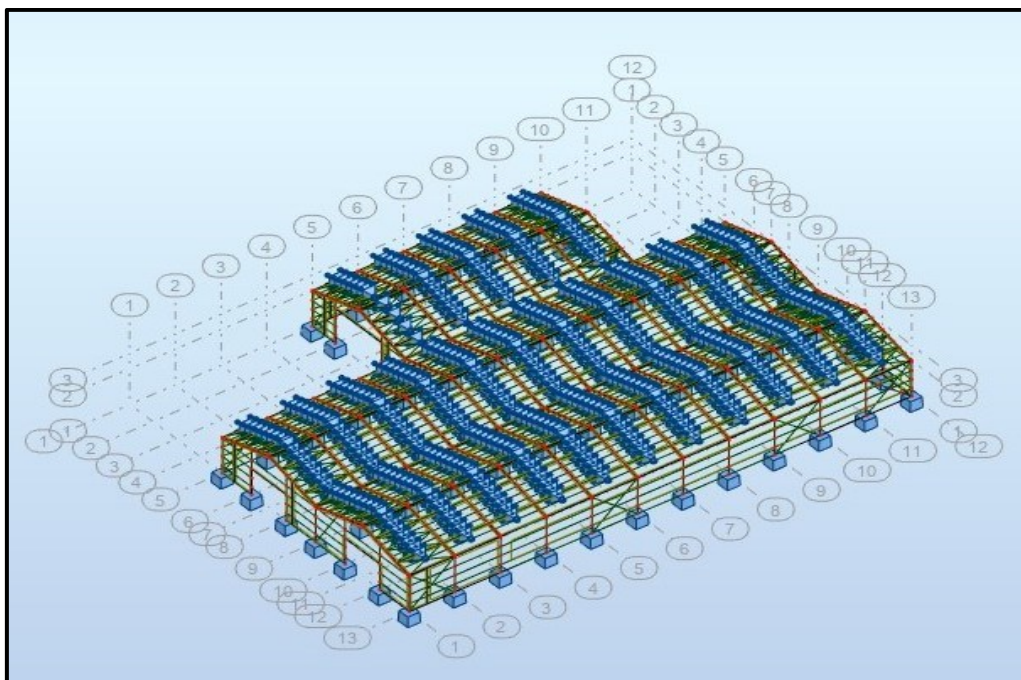


Figure 68:Modèle de la structure en 3D

Le tableau suivant représente les périodes propres des 3 premiers modes de vibration :

Tableau 30:Les périodes propres de la structure

Modes de vibration	Périodes propres (s)
Mode 1	0.21
Mode 2	0.18
Mode 3	0.17

IV.8 Analyse modale

L'analyse modale spectrale est une méthode qui permet d'étudier le comportement dynamique des structures sous l'impact de séismes en prenant en compte les propriétés de vibration des structures. Cette approche décompose la réponse de la structure en modes de vibration multipliés par l'amplitude de l'excitation du mode à la fréquence considérée, ce qui permet de comprendre et de prévoir le comportement de la structure face à des sollicitations sismiques.

Le spectre est caractérisé par les données suivantes :

- Zone sismique I (Tlemcen)
- Groupe d'usage 3 (ouvrages de faible importance)
- Pourcentage d'amortissement $\xi = 5\%$
- Coefficient de comportement $R = 4$
- Site meuble S3

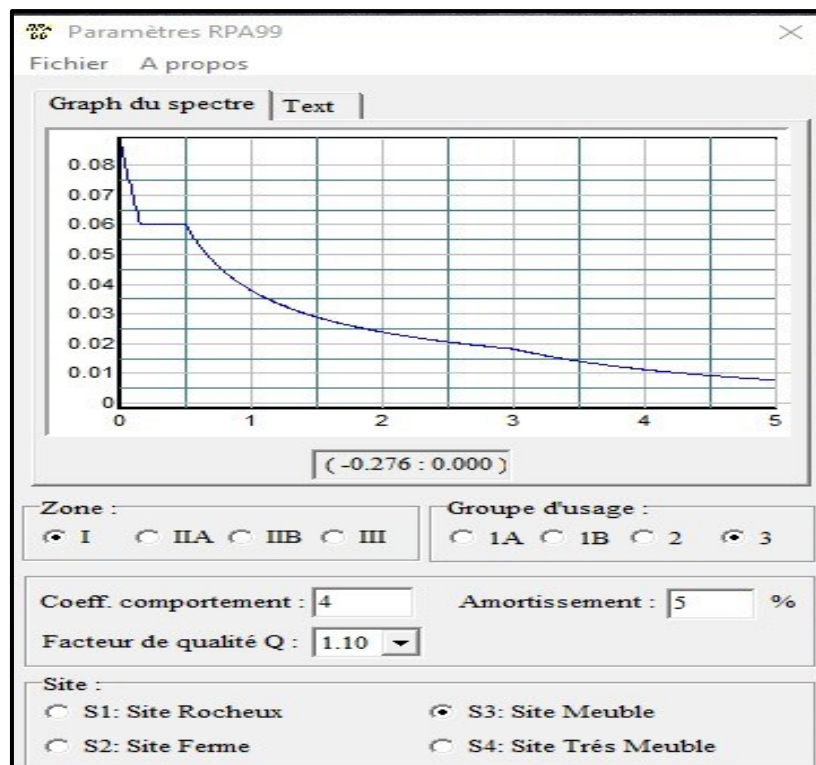


Figure 69: Spectre de réponse

IV.9 Vérification de la structure

IV.9.1 Vérification de la période fondamentale de la structure

La différence entre la valeur de T calculée par le logiciel ROBOT et celle estimée à partir de la formule empirique appropriée du RPA 99 ne doit pas dépasser 30%. Si cette différence est supérieure à 30%, il faut trouver une autre façon d'estimer la valeur de T .

- La période fondamentale obtenu par le logiciel ROBOT : $T = 0,21s$.
- La période empirique est donnée par la formule suivante :

$$T = C_T \cdot h_N^{3/4}$$

Avec :

- C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par (le tableau 4.6 RPA99 version 2003)

Pour notre structure on a:

Contreventement assuré partiellement par des palées triangulées $\implies C_T = 0.05$

- h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) $\implies h_N = 8.577 \text{ m}$

Alors :

$$T = 0.05 \times 8.577^{3/4} = 0.25s$$

$$T_{\text{ROBOT}} \leq 1.3T$$

$$1.3T = 1.3 \times 0.25 = 0.33s$$

Donc :

$$T_{\text{ROBOT}} = 0.21s < 1.3T = 0.33s \implies \text{Condition vérifiée}$$

IV.9.2 Vérification de la force sismique à la base V

La résultante des forces sismiques à la base d'une structure V_t , obtenue en combinant les valeurs modales, doit être au moins égale à **80%** de la résultante des forces sismiques calculée par la méthode statique équivalente V pour une période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Cette condition assure une analyse complète qui intègre à la fois les aspects dynamiques et statiques de la structure, garantissant ainsi sa stabilité et sa résistance aux séismes.

$$V_t > 0.8V$$

Si la tension $V_t < 0.80V$, il faudra effectivement augmenter tous les paramètres de la réponse tels que (déplacements, forces, moments...).

Après l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, on prend les résultats suivants :

- Effort sismique dans le sens (X) : $V_t = 51.34 \text{ KN}$
- Effort sismique dans le sens (Y) : $V_t = 59.50 \text{ KN}$

La formule ci-dessous représente la force sismique totale V donnée comme suit :

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

Avec :

- **A** : coefficient d'accélération $A = 0.05$
- **D** : facteur d'amplification dynamique moyen donnée en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 < T < T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 < T < 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{0.3}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad [3]$$

Avec :

- $T_2 = 0.5s$
- $\eta = 1$
- $T = 0.21s$

Alors :

$$0 < T = 0.21s < T_2 = 0.5s \implies D = 2.5\eta$$

$$D = 2.5 \times 1 = 2.5$$

- **R** : coefficient de comportement global de la structure $\implies R = 4$
- **Q** : facteur de qualité de la structure $\implies Q = 1.10$
- **W** : poids total de la structure, donnée par la formule suivante

$$W = W_G + \beta W_Q$$

Avec :

- **W_G** : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure
- **W_Q** : Charges d'exploitation
- **β** : Coefficient de pondération donnée en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation (le tableau 4.5 RPA99 version 2003) $\implies \beta = 0.4$

Alors :

$$W_G = 1461.31 \text{ KN}$$

$$W_Q = 940.88 \text{ KN}$$

$$W = W_G + \beta W_Q = 1461.31 + 0.4 \times 940.88 = 1837.662 \text{ KN}$$

D'après le logiciel ROBOT : $W = 1837.662 \text{ KN}$

Donc :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \cdot W = \frac{0.05 \times 2.5 \times 1.1}{4} \times 1837.662 = 63.169 \text{ KN}$$

Tableau 31: Résultante des forces sismiques à la base

	V_t (KN)	V (KN)	80% V (KN)	$V_t > 0.8V$
V_x	51.34	63.169	50.535	Vérifiée
V_y	59.50	63.169	50.535	Vérifiée

IV.9.3 Calcul des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est représentée par la formule suivante :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

Avec :

- δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)
- R : coefficient de comportement égale à 4

Les déplacements latéraux ne dépassent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage

Alors :

Tableau 32: Déplacement relatifs dans le sens (X-X)

Etage	δ_{ek} (cm)	R	δ_k (cm)	1%. h_k	Condition
Toiture	1.5	4	6	8.577	Vérifiée

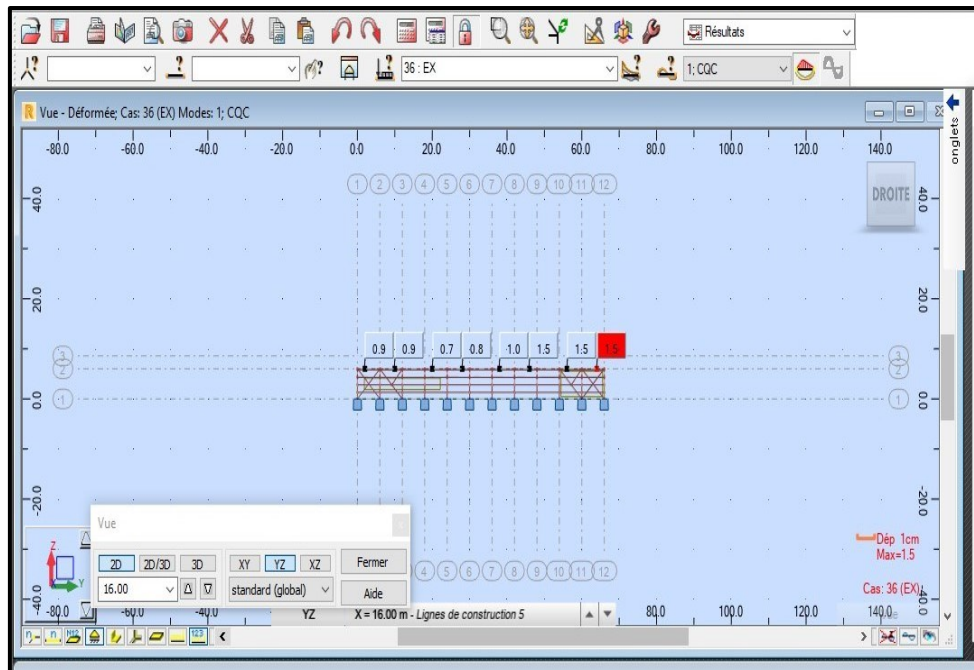


Figure 70: déplacement dû aux forces sismiques F_i dans le sens (X-X)

Tableau 33: Déplacement relatifs dans le sens (Y-Y)

Etage	δ_{ek} (cm)	R	δ_k (cm)	1%. h_k	Condition
Toiture	2.9	4	11.6	8.577	Non vérifiée

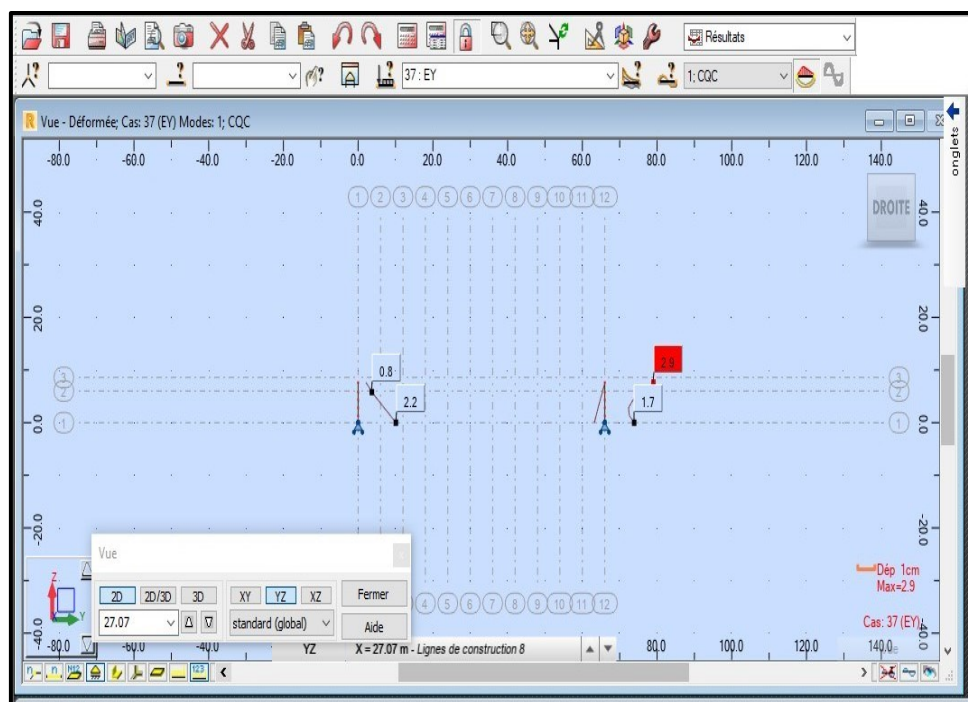


Figure 71: déplacement dû aux forces sismiques F_i dans le sens (Y-Y)

Chapitre V :
Dimensionnement des
éléments structuraux

V.1 Introduction

Lorsqu'on calcule une structure, il est essentiel de garantir sa stabilité statique dans toutes les situations d'action réglementées, cela nécessite de vérifier que les contraintes et les déformations restent dans des limites acceptables, en étudiant deux types de comportements caractéristiques : le flambement, qui concerne les barres soumises à compression simple ou à flexion-compression, et le déversement, qui concerne les semelles comprimées des éléments fléchis.

V.2 Justification du travers (IPE360)

V.2.1 Charges réparties sur le travers

- Poids du panneau sandwich.
- Poids des pannes.
- Poids propre de la traverse estimé.
- Charge d'entretien.

V.2.2 Caractéristiques de la traverse(IPE360)

Tableau 34:Caractéristiques du profilé IPE360

Profilé	G (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	d (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r (mm)	A (mm ²)	I _y (mm ⁴)
IPE360	57.1	360	170	298.6	8	12.7	18	72.7× 10 ²	16270× 10 ⁴

Profilé	I _z (mm ⁴)	W _{ply} (mm ³)	W _{plz} (mm ³)	I _t (mm ⁴)	I _w (mm ⁶)	i _z (mm)
IPE360	1043× 10 ⁴	1019× 10 ³	191.1× 10 ³	37.32× 10 ⁴	313.6× 10 ⁹	3.79× 10

V.2.3 Efforts sollicitant

Les résultats sont les plus défavorables lorsque les données sont introduites et traitées par le logiciel ROBOT par la combinaison : 1.35G+1.5V1 :

- $N_{sd} = 119.66 \text{ KN}$
- $V_{sd} = 89.02 \text{ KN}$
- $M_{y,sd} = 153.43 \text{ KN.m}$
- $M_{z,sd} = -4.61 \text{ KN.m}$ (Le moment selon z-z peut être négligé dans ce cas)

V.2.4 Classe de la section transversale

1. Classe de l'âme

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \cdot \varepsilon \quad [12]$$

$$\text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$d = 298.6 \text{ mm ; } t_w = 8 \text{ mm ; } f_y = 235 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{298.6}{8} \leq 72 \cdot \sqrt{\frac{235}{235}} \rightarrow 37.33 \leq 72 \Rightarrow \text{L'âme est de classe 1}$$

2. Classe de la semelle comprimée

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

$$\text{Avec : } b = 170 \text{ mm}$$

$$\frac{170/2}{12.7} \leq 10 \cdot \sqrt{\frac{235}{235}} \rightarrow 6.69 \leq 10 \Rightarrow \text{Semelle est de classe 1}$$

Alors : la section globale du profilé est de classe 1

V.2.5 Condition de flèche

La condition suivante doit être vérifiée : $\delta \leq \delta_{\max}$

On a :

- Poids propre de la couverture (0.142KN/m²)
- Poids propre de la panne (0.158KN/m)
- Poids propre de la traverse (0.571KN/m)
- Espacement entre les traverse (6m)
- Nombre des pannes 9

$$G = (0.142 \times 6) + (0.158 \times 9) + 0.571$$

$$G = 2.845 \text{ KN/m}$$

$$G + Q = 2.845 + 0.44 = 3.285 \text{ KN/m}$$

$$\delta = \frac{5 \cdot q_{sz} \cdot l_z^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \times 3.285 \times (0.7 \times 847.6)^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 16270}$$

$$\delta = 0.155 \text{ cm}$$

$$\delta_{\max} = \frac{l}{200} = \frac{0.7 \times 847.6}{200} = 2.967 \text{ cm}$$

$\delta = 0.155\text{cm} \leq \delta_{\max} = 2.967\text{cm} \implies$ Condition vérifiée.

V.2.6 Vérification de la section à la résistance

La traverse étudiée dans le hall métallique est soumise à un effort de compression et un moment fléchissant selon le plan y-y, autrement dit la traverse est sollicitée en flexion composée.

V.2.6.1 Incidence de l'effort normal

On doit d'abord vérifier l'incidence de l'effort normal N_{Sd} si :

$$N_{Sd} > \min \left(0.25N_{pl,Rd}; 0.5 \frac{A_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \right)$$

Alors :

$$N_{Sd} = 119.66\text{KN}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{72.7 \times 10^2 \times 235}{1.1} = 1553.136\text{KN}$$

$$A_w = A - 2b \cdot t_f$$

$$\text{Pour IPE 360 : } A_w = 72.7 \times 10^2 - 2 \times 170 \times 12.7 = 2952\text{mm}^2$$

Donc :

$$0.25N_{pl,Rd} = 0.25 \times 1553.136 = 388.284 \text{ KN}$$

$$0.5 \cdot \frac{A_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 0.5 \times \frac{2952 \times 235}{1.1} = 315.327 \text{ KN}$$

$$N_{Sd} = 119.66 \text{ KN} < \min (388.284 \text{ KN} ; 315.327 \text{ KN})$$

$$N_{Sd} = 119.66 \text{ KN} < 315.327\text{KN} \implies \text{n'est pas vérifiée}$$

\implies Alors : l'effort normal N_{Sd} est négligé, donc les traverses sont soumises uniquement à la flexion simple.

V.2.6.2 Incidence de l'effort tranchant

Il faut vérifier que :

$$V_{sd} \leq 50\%V_{pl,rd}$$

$$\text{Avec : } V_{pl,rd} = \frac{0.58 \times A_v \times f_y}{\gamma_{mo}}$$

Avec :

$$A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2r)t_f$$

$$A_v = 72.7 \times 10^2 - 2 \times 170 \times 12.7 + (8 + 2 \times 18) \times 12.7$$

$$A_v = 3510.8 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } V_{pl,rd} = \frac{0.58 \times A_v \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{0.58 \times 3510.8 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1}$$

$$V_{pl,rd} = 435.02 \text{ KN}$$

Alors :

$$V_{sd} = 56.01 \text{ KN} \leq 50\% V_{pl,rd} = 217.51 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

\implies Donc on peut négliger l'effort tranchant V_{sd} .

V.2.7 Vérification de la traverse contre le moment sollicitant

Les traverses sont soumises uniquement à la flexion simple. Par conséquent, la formule suivante doit être utilisée comme indiqué par le CCM97 :

$$M_{y,Sd} \leq M_{pl,y,Rd}$$

Avec :

$$M_{Sd} = 153.43 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1019 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 217.7 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$M_{Sd} = 153.43 \text{ KN.m} \leq M_{pl,y,Rd} = 217.7 \text{ KN.m} \implies \text{Condition vérifiée}$$

V.2.8 Vérification de l'élément aux instabilités

Les traverses sont sollicitées en flexion (due au vent) et en compression (due au poids des potelets, des lisses et du bardage). Il fonctionne également en flexion composée.

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

V.2.8.1 Vérification au flambement sans prise en compte du déversement

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_y \cdot M_{y,Sd}}{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\text{On a : } N_{Sd} = 119.66 \text{ KN}$$

Avec :

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

χ_{\min} : Coefficient de réduction minimal pour le flambement.

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{Sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y}$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \cdot (2 \cdot \beta_{My} - 4) + \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}}$$

- **Flambement par rapport l'axe y-y :**

$$\chi_y = \frac{1}{\left(\varphi_y + \sqrt{\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}\right)}$$

$$\varphi_y = 0.5 \left[1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2\right]$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_\omega}$$

Avec :

- $\lambda_1 = \pi \cdot \left[\frac{E}{f_y}\right]^{0.5} = \pi \cdot \left[\frac{210000}{235}\right]^{0.5} = 93.9$
- $\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{0.7 \times 847.6}{14.95} = 36.69$
- $\beta_\omega = 1$ (section de classe 1)
- $\gamma_{M1} = 1.1$
- $h/b = 360/170 = 2.11 > 1.2 \rightarrow$ Courbe de flambement y-y : $\alpha_y = 0.21$

Donc :

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_\omega} = \frac{36.69}{93.9} \times \sqrt{1} = 0.391$$

$$\varphi_y = 0.5 \left[1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2\right] = 0.5 \times [1 + 0.21 \times (0.391 - 0.2) + 0.391^2] = 0.596$$

$$\chi_y = \frac{1}{\left(\varphi_y + \sqrt{\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}\right)} = \frac{1}{(0.596 + \sqrt{0.596^2 - 0.391^2})} = 0.956$$

- **Flambement par rapport l'axe z-z :**

$$\chi_z = \frac{1}{\left(\varphi_z + \sqrt{\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}\right)}$$

$$\varphi_z = 0.5 \left[1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2\right]$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_\omega}$$

Avec :

- $\lambda_1 = \pi \cdot \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \cdot \left[\frac{210000}{235} \right]^{0.5} = 93.9$
- $\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{0.7 \times 1000}{3.79 \times 10} = 18.47$ (l_z : Entre axe des pannes)
- $\beta_\omega = 1$ (section de classe 1)
- $\gamma_{M1} = 1.1$
- $h/b = 360/170 = 2.11 > 1.2 \rightarrow$ Courbe de flambement z-z : $\alpha_z = 0.34$

Donc :

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_\omega} = \frac{18.47}{93.9} \times \sqrt{1} = 0.197$$

$$\varphi_z = 0.5 \left[1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0.5 \times [1 + 0.34 \times (0.197 - 0.2) + 0.197^2] = 0.519$$

$$\chi_z = \frac{1}{\left(\varphi_z + \sqrt{\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2} \right)} = \frac{1}{(0.519 + \sqrt{0.519^2 - 0.197^2})} = 1$$

Alors :

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y ; \chi_z) = \min(0.956 ; 1)$$

$$\chi_{\min} = 0.956$$

• **Calcul du coefficient K_y :**

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \cdot (2 \cdot \beta_{My} - 4) + \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}}$$

Avec :

- $W_{pl,y} = 1019 \times 10^3 \text{ mm}^3$
- $W_{el,y} = 903.6 \times 10^3 \text{ mm}^3$
- $\beta_{My} = 1.3$

$$\mu_y = 0.391 \times (2 \times 1.3 - 4) + \frac{1019 \times 10^3 - 903.6 \times 10^3}{1019 \times 10^3} = -0.434$$

$$\mu_y = -0.434 < 0.9 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{Sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{-0.434 \times 119.66 \times 10^3}{0.956 \times 72.7 \times 10^2 \times 235} = 1.03$$

$$K_y = 1.03 < 1.5 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_y \cdot M_{y,Sd}}{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} = \frac{119.66 \times 10^3}{0.956 \times \frac{72.7 \times 10^2 \times 235}{1.1}} + \frac{1.03 \times 153.43 \times 10^3 \times 10^3}{\frac{1019 \times 10^3 \times 235}{1.1}} = 0.807 < 1$$

⇒ Condition vérifiée

V.2.8.2 Vérification du flambement avec prise en compte du déversement

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y,Sd}}{\chi_{LT} \cdot \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

On a : $N_{Sd} = 119.66 \text{ KN}$

- **Calcul du coefficient K_{LT} :**

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{Sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y}$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0.15$$

Avec :

- $\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_\omega} = 0.197$

- $\beta_{MLT} = 1.3$

- $\chi_z = \frac{1}{\left(\varphi_z + \sqrt{\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}\right)} = 1$

- $\chi_{min} = 0.956$

- $M_{y,Sd} = 153.43 \text{ KN.m}$

- $N_{Sd} = 119.66 \text{ KN}$

Alors :

$$\mu_{LT} = 0.15 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0.15 = 0.15 \times 0.197 \times 1.3 - 0.15 = -0.111 < 0.9$$

→ Condition vérifiée

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{Sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{-0.111 \times 119.66 \times 10^3}{1 \times 72.7 \times 10^2 \times 235} = 1$$

- **Calcul coefficient de réduction χ_{LT}**

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\left(\varphi_{lt} + \sqrt{\varphi_{lt}^2 - \bar{\lambda}_{lt}^2}\right)}$$

Avec :

$$\varphi_{lt} = 0.5 \left[1 + \alpha_{lt} (\bar{\lambda}_{lt} - 0.2) + \bar{\lambda}_{lt}^2 \right]$$

- $\alpha_{lt} = 0.21$ (facteur d'imperfection)

$$\bar{\lambda}_{lt} = \frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_\omega}$$

- $\lambda_1 = \pi \cdot \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \cdot \left[\frac{210000}{235} \right]^{0.5}$

$$\lambda_1 = 93.9$$

$$\text{Tel que : } \lambda_{lt} = \frac{l/i_z}{C_1^{0.5} \cdot \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{l/i_z}{h/t_f} \right]^2 \right]^{0.25}}$$

Avec :

- $C_1 = 1.132$
- $l = 0.7 \times 1000 = 700 \text{ mm}$ (Entre axe des pannes).
- $G = \frac{E}{2 \cdot (1+0.3)} = \frac{210000}{2 \cdot (1+0.3)} = 80769.23 \text{ N/mm}^2$
- i_z : moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie.
 $i_z = 3.79 \times 10 \text{ mm}$
- W_{ply} : module de résistance plastique par rapport à l'axe (Y-Y)
 $W_{ply} = 1019 \times 10^3 \text{ mm}^3$

Alors :

$$\lambda_{lt} = \frac{700/3.79 \times 10}{1.132^{0.5} \cdot \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{700/3.79 \times 10}{360/12.7} \right]^2 \right]^{0.25}} = 17.27$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_\omega} = \frac{17.27}{93.9} \times \sqrt{1} = 0.184 < 0.4$$

$$\varphi_{lt} = 0.5 \left[1 + \alpha_{lt} (\bar{\lambda}_{lt} - 0.2) + \bar{\lambda}_{lt}^2 \right] = 0.5 \times [1 + 0.21 \times (0.184 - 0.2) + 0.184^2]$$

$$\varphi_{lt} = 0.515$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\left(\varphi_{lt} + \sqrt{\varphi_{lt}^2 - \bar{\lambda}_{lt}^2} \right)} = \frac{1}{\left(0.515 + \sqrt{0.515^2 - 0.184^2} \right)} = 1$$

Alors :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y,Sd}}{\chi_{LT} \cdot \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} = \frac{119.66 \times 10^3}{1 \times \frac{72.7 \times 10^2 \times 235}{1.1}} + \frac{1 \times 153.43 \times 10^3 \times 10^3}{1 \times \frac{1019 \times 10^3 \times 235}{1.1}} = 0.781 < 1$$

⇒ Condition vérifiée

⇒ Donc l'YPE 360 convient comme traverse

V.3 Justification du poteau (HEA300)

V.3.1 Caractéristique du poteau (HEA300)

Tableau 35: Caractéristiques du profilé HEA300

Profilé	G (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	d (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r (mm)	A (mm ²)	I _y (mm ⁴)
HEA300	88.3	290	300	208	8.5	10.5	27	112.5× 10 ²	8890× 10 ⁴

Profilé	I _z (mm ⁴)	W _{ply} (mm ³)	W _{plz} (mm ³)	I _t (mm ⁴)	I _w (mm ⁶)	i _z (mm)
HEA300	18260× 10 ⁴	1383× 10 ³	641.2× 10 ³	85.17× 10 ⁴	1200× 10 ⁹	7.49× 10

V.3.2 Efforts sollicitant

Les résultats sont les plus défavorables lorsque les données sont introduites et traitées par le logiciel ROBOT par la combinaison : 1.35G+1.5V1 :

- M_{y,sd} = 179.77KN.m
- M_{z,sd} = -2.18KN.m (le moment selon z-z peut être négligé dans ce cas)
- N_{sd} = 104.38KN
- V_{sd} = 51.18KN

V.3.3 Classe de la section transversale

1. Classe de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \cdot \varepsilon \quad [12]$$

$$\text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$d = 208\text{mm} ; t_w = 8.5\text{mm} ; f_y = 235 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{208}{8.5} \leq 72 \cdot \sqrt{\frac{235}{235}} \rightarrow 24.47 \leq 72 \Rightarrow \text{L'âme est de classe 1}$$

2. Classe de la semelle comprimée

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

$$\text{Avec : } b = 300\text{mm}$$

$$\frac{300/2}{10.5} \leq 10 \cdot \sqrt{\frac{235}{235}} \rightarrow 14.28 \leq 10 \Rightarrow \text{Semelle est de classe 1}$$

Alors : la section globale du profilé est de classe 1

V.3.4 Vérification de la section à la résistance

On prend on compte N_{Sd} si :

$$N_{Sd} > \min \left(0.25N_{pl.Rd}; 0.5 \frac{A_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \right)$$

Alors :

$$N_{Sd} = 104.38 \text{ KN}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{112.5 \times 10^2 \times 235}{1.1} = 2403.4 \text{ KN}$$

$$A_w = A - 2b \cdot t_f$$

$$\text{Pour HEA300 : } A_w = 112.5 \times 10^2 - 2 \times 300 \times 10.5 = 4950 \text{ mm}^2$$

Donc :

$$0.25N_{pl.Rd} = 0.25 \times 2403.4 = 600.85 \text{ KN}$$

$$0.5 \cdot \frac{A_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 0.5 \times \frac{4950 \times 235}{1.1} = 528.75 \text{ KN}$$

$$N_{Sd} = 104.38 \text{ KN} < \min (600.85 \text{ KN} ; 528.75 \text{ KN})$$

$$N_{Sd} = 104.38 \text{ KN} < 528.75 \text{ KN} \implies \text{Condition n'est pas vérifiée}$$

\implies Alors : l'effort normal N_{Sd} est négligé, donc les poteaux sont soumises uniquement à la flexion simple.

V.3.5 Incidence de l'effort tranchant

Il faut vérifier que :

$$V_{sd} \leq 50\% V_{pl,rd}$$

$$\text{Avec : } V_{pl,rd} = \frac{0.58 \times A_v \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

$$A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2r)t_f$$

$$A_v = 112.5 \times 10^2 - 2 \times 300 \times 10.5 + (8.5 + 2 \times 27) \times 10.5$$

$$A_v = 5606.25 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } V_{pl,rd} = \frac{0.58 \times A_v \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{0.58 \times 5606.25 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1}$$

$$V_{pl,rd} = 1018.04 \text{ KN}$$

Alors :

$$V_{sd} = 51.18 \text{ KN} \leq 50\% V_{pl,rd} = 50\% \times 1018.04$$

$$V_{sd} = 51.18 \text{ KN} \leq 509.02 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

⇒ on peut négliger l'effort tranchant V_{sd}

V.3.6 Moment sollicitant le poteau

Les poteaux sont soumis uniquement à la flexion simple. Par conséquent, la formule suivante doit être utilisée comme indiqué par le CCM97 :

$$M_{Sd} \leq M_{pl,y,Rd}$$

Avec :

$$M_{Sd} = 179.77 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1383 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 295.46 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$M_{Sd} = 179.77 \text{ KN.m} \leq M_{N,Rd} = 295.46 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

V.3.7 Vérification de l'élément à l'instabilité

Les poteaux sont sollicités en flexion (due au vent) et en compression (due au poids des potelets, des lisses et du bardage). Il fonctionne également en flexion composée.

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

V.3.7.1 Vérification au flambement sans prise en compte du déversement

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_y \cdot M_{y,Sd}}{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\text{On a : } N_{Sd} = 179.77 \text{ KN}$$

Avec :

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

χ_{min} : Coefficient de réduction minimal pour le flambement.

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{Sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y}$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \cdot (2 \cdot \beta_{My} - 4) + \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}}$$

- **Flambement par rapport l'axe y-y :**

$$\chi_y = \frac{1}{\left(\varphi_y + \sqrt{\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}\right)}$$

$$\varphi_y = 0.5 \left[1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2\right]$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_\omega}$$

Avec :

- $\lambda_1 = \pi \cdot \left[\frac{E}{f_y}\right]^{0.5} = \pi \cdot \left[\frac{210000}{235}\right]^{0.5} = 93.9$
- $\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{0.7 \times 6000}{12.74} = 32.97$
- $\beta_\omega = 1$ (section de classe 1)
- $\gamma_{M1} = 1.1$
- $h/b = 290/300 = 0.96 < 1.2 \rightarrow$ Courbe de flambement y-y : $\alpha_y = 0.21$

Donc :

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_\omega} = \frac{32.97}{93.9} \times \sqrt{1} = 0.351$$

$$\varphi_y = 0.5 \left[1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2\right] = 0.5 \times [1 + 0.21 \times (0.351 - 0.2) + 0.351^2] = 0.577$$

$$\chi_y = \frac{1}{\left(\varphi_y + \sqrt{\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}\right)} = \frac{1}{(0.577 + \sqrt{0.577^2 - 0.351^2})} = 0.966$$

- **Flambement par rapport l'axe z-z :**

$$\chi_z = \frac{1}{\left(\varphi_z + \sqrt{\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}\right)}$$

$$\varphi_z = 0.5 \left[1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2\right]$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_\omega}$$

Avec :

- $\lambda_1 = \pi \cdot \left[\frac{E}{f_y}\right]^{0.5} = \pi \cdot \left[\frac{210000}{235}\right]^{0.5} = 93.9$
- $\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{0.7 \times 1500}{3.79 \times 10} = 26.39$ (l_z : Entre axe des pannes)

- $\beta_\omega = 1$ (section de classe 1)
- $\gamma_{M1} = 1.1$
- $h/b = 360/170 = 2.11 > 1.2 \rightarrow$ Courbe de flambement z-z : $\alpha_z = 0.34$

Donc :

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_\omega} = \frac{26.39}{93.9} \times \sqrt{1} = 0.281$$

$$\varphi_z = 0.5 \left[1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0.5 \times [1 + 0.34 \times (0.281 - 0.2) + 0.281^2] = 0.553$$

$$\chi_z = \frac{1}{\left(\varphi_z + \sqrt{\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2} \right)} = \frac{1}{\left(0.553 + \sqrt{0.553^2 - 0.281^2} \right)} = 0.972$$

Alors :

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y ; \chi_z) = \min(0.966 ; 0.972)$$

$$\chi_{\min} = 0.966$$

• **Calcul du coefficient K_y :**

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \cdot (2 \cdot \beta_{My} - 4) + \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}}$$

Avec :

- $W_{pl,y} = 1383 \times 10^3 \text{mm}^3$
- $W_{el,y} = 1260 \times 10^3 \text{mm}^3$
- $\beta_{My} = 1.3 \rightarrow$ Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie.

$$\mu_y = 0.351 \times (2 \times 1.3 - 4) + \frac{1383 \times 10^3 - 1260 \times 10^3}{1260 \times 10^3} = -0.394$$

$$\mu_y = -0.394 < 0.9 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{Sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{-0.394 \times 104.38 \times 10^3}{0.966 \times 112.5 \times 10^2 \times 235} = 1.016$$

$$K_y = 1.016 < 1.5 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_y \cdot M_{y,Sd}}{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} = \frac{104.38 \times 10^3}{0.966 \times \frac{112.5 \times 10^2 \times 235}{1.1}} + \frac{1.016 \times 179.77 \times 10^3 \times 10^3}{\frac{1383 \times 10^3 \times 235}{1.1}} = 0.663 < 1$$

\Rightarrow Condition vérifiée

V.3.7.2 Vérification du flambement avec prise en compte du déversement

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y,Sd}}{\chi_{LT} \cdot \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

On a : $N_{Sd} = 104.38 \text{ KN}$

- **Calcul du coefficient K_{LT} :**

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{Sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y}$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0.15$$

Avec :

- $\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_\omega} = 0.281$
- $\beta_{MLT} = 1.3 \rightarrow$ Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie.
- $\chi_z = \frac{1}{\left(\varphi_z + \sqrt{\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}\right)} = 0.972$
- $\chi_{\min} = 0.966$
- $M_{y,Sd} = 179.77 \text{ KN.m}$
- $N_{Sd} = 104.38 \text{ KN}$

Alors :

$$\mu_{LT} = 0.15 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0.15 = 0.15 \times 0.281 \times 1.3 - 0.15 = -0.095 < 0.9$$

\rightarrow Condition vérifiée

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{Sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{-0.095 \times 104.38 \times 10^3}{0.972 \times 112.5 \times 10^2 \times 235} = 1$$

- **Calcul coefficient de réduction χ_{LT}**

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\left(\varphi_{lt} + \sqrt{\varphi_{lt}^2 - \bar{\lambda}_{lt}^2}\right)}$$

Avec :

$$\varphi_{lt} = 0.5 \left[1 + \alpha_{lt} (\bar{\lambda}_{lt} - 0.2) + \bar{\lambda}_{lt}^2 \right]$$

- $\alpha_{lt} = 0.21$ (facteur d'imperfection)

$$\bar{\lambda}_{lt} = \frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_\omega}$$

- $\lambda_1 = \pi \cdot \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \cdot \left[\frac{210000}{235} \right]^{0.5}$

$$\lambda_1 = 93.9$$

$$\text{Tel que : } \lambda_{lt} = \frac{l/i_z}{C_1^{0.5} \cdot \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{l/i_z}{h/t_f} \right]^2 \right]^{0.25}}$$

Avec :

- $C_1 = 1.132$
- $l = 0.7 \times 1500 \text{ mm}$
- $G = \frac{E}{2 \cdot (1+0.3)} = \frac{210000}{2 \cdot (1+0.3)} = 80769.23 \text{ N/mm}^2$
- i_z : moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie.
 $i_z = 7.49 \times 10 \text{ mm}$
- W_{ply} : module de résistance plastique par rapport à l'axe (Y-Y)
 $W_{ply} = 1383 \times 10^3 \text{ mm}^3$

Alors :

$$\lambda_{lt} = \frac{0.7 \times 1500 / 7.49 \times 10}{1.132^{0.5} \cdot \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{0.7 \times 1500 / 7.49 \times 10}{290 / 14} \right]^2 \right]^{0.25}} = 13.1$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_\omega} = \frac{13.1}{93.9} \times \sqrt{1} = 0.14 > 0.4$$

$$\varphi_{lt} = 0.5 \left[1 + \alpha_{lt} (\bar{\lambda}_{lt} - 0.2) + \bar{\lambda}_{lt}^2 \right] = 0.5 \times [1 + 0.21 \times (0.14 - 0.2) + 0.14^2]$$

$$\varphi_{lt} = 0.504$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\left(\varphi_{lt} + \sqrt{\varphi_{lt}^2 - \bar{\lambda}_{lt}^2} \right)} = \frac{1}{\left(0.504 + \sqrt{0.504^2 - 0.14^2} \right)} = 1.01$$

Alors :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y,Sd}}{\chi_{LT} \cdot \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} = \frac{104.38 \times 10^3}{0.972 \times \frac{112.5 \times 10^2 \times 235}{1.1}} + \frac{1 \times 179.77 \times 10^3 \times 10^3}{1.01 \times \frac{1383 \times 10^3 \times 235}{1.1}} = 0.647 < 1$$

Condition vérifiée.

Alors HEA300 convient comme poteau.

V.4 Justification des contreventements :

Les contreventements sont des pièces structurales essentielles dans la conception des structures pour assurer la stabilité de l'ossature aux forces horizontales tels que (vent, effets de séismes...). Leur rôle principal est facilité la transmission des charges horizontales vers les fondations. Ils sont généralement disposés sur les versants de la toiture (poutres au vent) et en façade (palées de stabilité), ces derniers sont conçus pour résister aux efforts horizontaux agissant sur les pignons et les longs pans de la structure. [7]

V.4.1 Contreventements verticales (palées de stabilité) :

On choisit une cornière en UUPN160 , il faut vérifiée que :

$$N_{sd} \leq N_{c,Rd}$$

Tableau 36:Caractéristiques de cornière en UUPN160

Profilé	A (cm ²)	h (mm)	t (mm)	b (mm)	P (Kg/m)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	i _y (cm)	i _z (cm)
UUPN160	48	160	10.5	65	18.9	925	1.89	6.21	1.89

Avec :

$N_{sd} = 72.82 \text{ KN}$ (valeur obtenue par logiciel ROBOT)

V.4.1.1 Les éléments comprimés :

a. Vérification au flambement :

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

- $\beta_A = 1$ (section transversale de classe 1)
- $\gamma_{M1} = 1.1$
- $f_y = 235 \text{ MPa}$

$$\chi = \frac{1}{\phi + (\phi^2 - \bar{\lambda}^2)^{0.5}}$$

- $\phi = 0.5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2)$
- $\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \cdot \sqrt{\beta_A}$
- $\lambda_1 = 93.9 \varepsilon$; $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$
 $\lambda_1 = 93.9$

Axe (Y-Y)

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{l}{i_y} = \frac{8.49 \times 10^3}{6.21 \times 10} = 136.714$$

- On a doublement cornière de section en L \implies Courbe de flambement c, alors $\alpha_y = 0.49$
- $l_f = l = 8.49 \text{ m} \implies$ doublement articulé

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \cdot \sqrt{\beta_A} = \frac{136.714}{93.9} \times \sqrt{1} = 1.461$$

Axe (Z-Z)

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{l}{i_z} = \frac{8.49 \times 10^3}{1.89 \times 10} = 449.206$$

- On a doublement cornière de section en L \implies Courbe de flambement c, alors $\alpha_z = 0.49$
- $l_f = l = 8.49 \text{ m} \implies$ doublement articulé

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \cdot \sqrt{\beta_A} = \frac{449.206}{93.9} \times \sqrt{1} = 4.763$$

Donc :

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z) = (1.461; 4.763) = 4.763 > 0.2 \implies \text{Condition vérifiée}$$

$$\phi = 0.5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2)$$

$$\phi = 0.5 \times (1 + 0.49 \times (4.763 - 0.2) + 4.763^2) = 7.176$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + (\phi^2 - \bar{\lambda}^2)^{0.5}} = \frac{1}{7.176 + (7.176^2 - 4.763^2)^{0.5}}$$

$$\chi = 0.079 < 1 \implies \text{Condition vérifiée}$$

Alors :

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.079 \times 1 \times 48 \times 10^2 \times 235}{1.1} = 81.010 \text{ KN}$$

$$N_{Sd} = 72.82 \text{ KN} < N_{c,Rd} = 81.010 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifiée}$$

b. Résistance plastique de la section brute

$$N_{Sd} \leq N_{c.Rd}$$

Avec :

$$N_{c.Rd} = N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{48 \times 10^2 \times 235}{1.1} = 1025.454 \text{ KN}$$

Donc : $N_{Sd} = 72.82 \text{ KN} \leq N_{c.Rd} = 1025.454 \text{ KN} \implies$ Condition vérifiée

V.4.1.2 Les éléments tractés

$$N_{Sd} \leq N_{t.Rd} = \min(N_{pl.Rd}; N_{u.Rd})$$

Avec :

$N_{t.Sd} = 114.41 \text{ KN}$ (Donnée par logiciel ROBOT)

a. Résistance plastique à la section brute

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{48 \times 10^2 \times 235}{1.1} = 1025.454 \text{ KN}$$

b. Résistance plastique de section nette (boulons ordinaires)

$$N_{u.Rd} = \frac{0.9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$A_{net} = A - d_0 \cdot t_f$$

Pour notre structure on des boulons ordinaires de classe 6.8

$d = 16 \text{ mm}$ (diamètre du boulon)

$d_0 = 18 \text{ mm}$ (Diamètre du trou boulon)

$\gamma_{M2} = 1.25$ (Résistance des boulons au cisaillement)

Alors :

$$A_{net} = A - d_0 \cdot t_f = 4800 - 18 \times 10.5 = 4611 \text{ mm}^2$$

$$N_{u.Rd} = \frac{0.9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \times 4611 \times 360}{1.25} = 1195.171 \text{ KN}$$

Donc :

$$N_{t.Rd} = \min(N_{pl.Rd}; N_{u.Rd}) = \min(1025.454 \text{ KN}; 1195.171 \text{ KN})$$

$$N_{t.Rd} = 1025.454 \text{ KN}$$

Donc :

$$N_{t.Sd} = 114.41 \text{ KN} \leq N_{t.Rd} = 1025.454 \text{ KN} \Rightarrow \text{on vérifié}$$

V.4.2 Contreventements horizontales (poutre au vent)

On choisit une cornière en $\Gamma\Gamma 100 \times 8$, il faut vérifiée que :

$$N_{Sd} \leq N_{c.Rd}$$

Profilé	A (cm ²)	h (mm)	t (mm)	b (mm)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	i _y (cm)	i _z (cm)
$\Gamma\Gamma 100 \times 8$	38.31	100	10	208	353	751	3.04	4.43

Figure V. : Caractéristiques de cornière en $\Gamma\Gamma 100 \times 8$

Avec :

$$N_{Sd} = 114.36 \text{ KN (valeur obtenue par logiciel ROBOT)}$$

V.4.2.1 Les éléments comprimés :

c. Vérification au flambement

$$N_{c.Rd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

- $\beta_A = 1$ (section transversale de classe 1)
- $\gamma_{M1} = 1.1$
- $f_y = 235 \text{ MPa}$

$$\chi = \frac{1}{\phi + (\phi^2 - \bar{\lambda}^2)^{0.5}}$$

- $\phi = 0.5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2)$
- $\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \cdot \sqrt{\beta_A}$
- $\lambda_1 = 93.9 \varepsilon$; $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$
 $\lambda_1 = 93.9$

Axe (Y-Y)

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{l}{i_y} = \frac{6.4 \times 10^3}{3.04 \times 10} = 210.526$$

- On a doublé cornière de section en L \Rightarrow be de flambement c, alors $\alpha_y = 0.49$
- $l_f = l = 6.40 \text{ m} \Rightarrow$ doublement articulé

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \cdot \sqrt{\beta_A} = \frac{210.526}{93.9} \times \sqrt{1} = 2.242$$

Axe (Z-Z)

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{l}{i_z} = \frac{6.4 \times 10^3}{4.43 \times 10} = 144.469$$

- On a doublement cornière de section en L \implies Courbe de flambement c, alors $\alpha_z = 0.49$
- $l_f = l = 6.40 \text{ m} \implies$ doublement articulé

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \cdot \sqrt{\beta_A} = \frac{144.469}{93.9} \times \sqrt{1} = 1.539$$

Donc :

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z) = \max(2.242; 1.539) = 2.242 > 0.2 \implies \text{Condition vérifiée}$$

$$\phi = 0.5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2)$$

$$\phi = 0.5 \times (1 + 0.49 \times (2.242 - 0.2) + 2.242^2) = 3.514$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + (\phi^2 - \bar{\lambda}^2)^{0.5}} = \frac{1}{3.514 + (3.514^2 - 2.242^2)^{0.5}}$$

$$\chi = 0.192 < 1 \implies \text{Condition vérifiée}$$

Alors :

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.192 \times 1 \times 38.31 \times 10^2 \times 235}{1.1} = 157.141 \text{ KN}$$

$$N_{Sd} = 114.36 \text{ KN} < N_{c,Rd} = 157.141 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifiée}$$

d. Résistance plastique de la section brute

$$N_{Sd} \leq N_{c,Rd}$$

Avec :

$$N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{38.31 \times 10^2 \times 235}{1.1} = 818.440 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } N_{Sd} = 114.36 \text{ KN} \leq N_{c,Rd} = 818.440 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifiée}$$

V.4.2.2 Les éléments tractés

$$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd}; N_{u,Rd})$$

Avec :

$$N_{t,Sd} = 211.37 \text{ KN (Donnée par logiciel ROBOT)}$$

a. Résistance plastique à la section brute

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{38.31 \times 10^2 \times 235}{1.1} = 818.440 \text{ KN}$$

b. Résistance ultime de section nette (boulons ordinaires)

$$N_{u.Rd} = \frac{0.9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$A_{net} = A - d_0 \cdot t_f$$

Pour notre structure on des boulons ordinaires de classe 6.8

$d = 16 \text{ mm}$ (diamètre du boulon)

$d_0 = 18 \text{ mm}$ (Diamètre du trou boulon)

$\gamma_{M2} = 1.25$ (Résistance des boulons au cisaillement)

Alors :

$$A_{net} = A - d_0 \cdot t_f = 38.31 \times 10^2 - 18 \times 10 = 3651 \text{ mm}^2$$

$$N_{net.Rd} = \frac{0.9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \times 3651 \times 360}{1.25} = 946.339 \text{ KN}$$

Donc :

$$N_{t.Rd} = \min(N_{pl.Rd}; N_{u.Rd}) = \min(818.440 \text{ KN}; 946.339 \text{ KN})$$

$$N_{t.Rd} = 818.440 \text{ KN}$$

Donc :

$$N_{t.Sd} = 211.37 \text{ KN} \leq N_{t.Rd} = 818.440 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifiée}$$

CHAPITRE VI:
Etude des assemblages

VI.1 Introduction

Un assemblage consiste à rassembler et à renforcer plusieurs pièces entre elles, en garantissant la transmission et la répartition des différentes sollicitations entre les pièces, sans entraîner des sollicitations parasites, telles que la torsion. Pour fabriquer une structure en métal, il est nécessaire d'utiliser des pièces individuelles, qu'il faut assembler : Soit entièrement réalisé (éclissage, rabotage). Les attaches poutre/poteau, les treillis et les systèmes réticulés peuvent être conjointes.

Si un assemblage fonctionne mal, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est en question.

Les assemblages sont calculés en respectant le règlement CCM97.

VI.2 Dispositions constructives

VI.2.1 Positionnement des boulons

Les distances entre les axes des boulons (entraxes p) et les bords des pièces (pince e) doivent être soigneusement contrôlées pour assurer un assemblage efficace et durable, en évitant à la fois les problèmes d'installation et de corrosion.

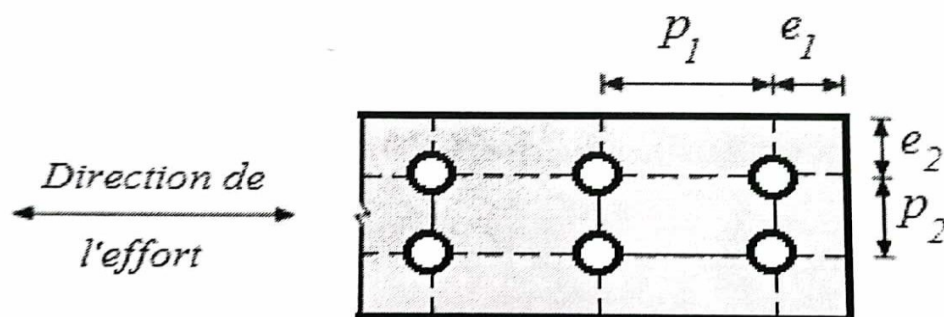


Figure 72:Disposition constructive des boulons

VI.2.2 Les classes des boulons

Assemblage existe des boulons de haute résistance (HR) et des boulons ordinaires, mais notre choix à nous c'est basé surtout sur les boulons à haute résistance.

Tableau 37:Caractéristique mécanique des boulons

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/ mm^2)	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} (N/ mm^2)	400	400	500	500	600	800	1000

Avec :

- f_{yb} : la limite élastique des boulons
- f_{ub} : la résistance à la traction des boulons

VI.3 Liaison poteau-traverse

L'assemblage consiste à souder une platine en bout de traverse, percée de manière symétrique de part et d'autre de la poutre. Les perçages identiques réalisés sur l'aile du poteau permettent de renforcer la solidité des deux éléments assemblés. Le jarret situé sous la traverse offre un bras de levier assez élevé afin de développer une résistance accrue face au moment de flexion, qui est souvent la sollicitation principale.

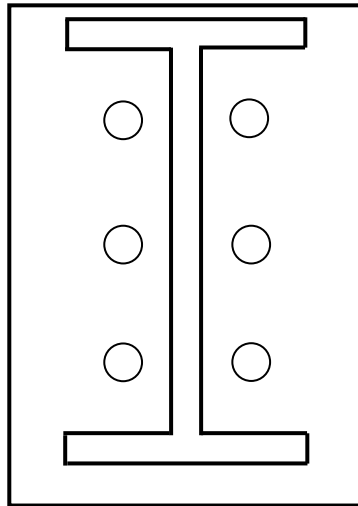


Figure 73: Assemblage poteau - traverse

VI.3.1 Efforts sollicitant

Les résultats sont les plus défavorables lorsque les données sont introduites et traitées par le logiciel ROBOT sous la combinaison $1.35G+1.5Q+0.9V_3$:

- $M_{y,sd} = 82.9 \text{ KN.m}$
- $N_{sd} = 86.37 \text{ KN}$
- $V_{sd} = 45.7 \text{ KN}$

Après avoir testé différentes options, on a choisi un assemblage composé de deux files de 3 boulons HR8.8 de diamètres $\phi 20 \text{ mm}$

$$x = t_{fb} \sqrt{\frac{b_b}{t_{wb}}}$$

Lapoutre est en IPE360.

$t_f = 12.7 \text{ mm}$; $t_w = 8 \text{ mm}$; $b = 170 \text{ mm}$

$$x = 12.7 \sqrt{\frac{170}{8}} = 585.4 \text{ mm}$$

$$d_1 = 600 \text{ mm} ; d_2 = 500 \text{ mm}$$

VI.3.2 Vérification à la résistance de l'assemblage

Il faut vérifier que : $M_{sd} \leq M_{rd}$

$$\text{On a : } M_{rd} = \frac{n \cdot F_p \cdot \sum d_i^2}{d_1}$$

Avec :

Des boulons de diamètre 20mm :

$$A_s = 245 \text{ mm}^2 ; f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$$

$$F_p = 0.7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 0.7 \times 800 \times 10^{-3} \times 245 = 137.2 \text{ KN} \quad (\text{pour un boulon})$$

$$\sum d_i^2 = (600^2 + 500^2) = 610000 \text{ mm}^2$$

$$M_{rd} = \frac{2 \times 137.2 \times 610000}{600} \times 10^{-3} = 278.97 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 82.9 \text{ KN.m} \leq M_{rd} = 278.97 \text{ KN.m}$$

Condition vérifiée.

VI.3.3 Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

$$\text{Par boulons : } \frac{V_{sd}}{n} = \frac{62.29}{6} = 10.38 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que : $\frac{V_{sd}}{n} \leq V_{rd}$

$$\text{Avec : } V_{rd} = K_s \cdot m \cdot \mu \cdot F_p / \gamma_{m2}$$

- $K_s = 1$ trou normal.
- $m = 1$ un plan de frottement
- $\mu = 0.3$ coefficient de frottement
- F_p : précontrainte de calcul

$$\frac{V_{sd}}{n} = 10.38 \text{ KN} \leq V_{rd} = \frac{1 \times 0.3 \times 1 \times 137.2}{1.25}$$

$$\frac{V_{sd}}{n} = 10.38 \text{ KN} \leq V_{rd} = 32.93 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

VI.3.4 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue :

Il faut vérifiée que :

$$F_v \leq F_{t,Rd}$$

Avec :

$$F_{t,Rd} = t_{wc} \times b_{eff} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

Où :

- $F_{t,Rd}$: Résistance de l'âme du poteau à la traction.
- t_{wc} : Épaisseur de l'âme du poteau.
- b_{eff} : Entraxe rangées des boulons.
- $F_{t,Rd} = (8.5 \times 100 \times 235 / 1.1) 10^{-3} = 181.6 \text{ KN}$

L'effort de cisaillement :

$$F_v = \frac{M_{Sd}}{h - t_f} = \frac{82.9}{290 - 14} = 300.36 \text{ KN}$$

$$F_v = 300.36 \text{ KN} \leq F_{t,Rd} = 181.6 \text{ KN}$$

Condition non vérifiée.

D'où nécessiter de raidissage.

VI.3.5 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée :

$$N_{sd} \leq F_{c,Rd}$$

$$F_{c,Rd} = \frac{K_c \cdot \rho \cdot b_{eff} \cdot t_{wc} \cdot f_y}{\gamma_{m1} \sqrt{\left(1 + 1.3 \left(\frac{b_{eff}}{h}\right)^2\right)}}$$

Avec :

$$b_{eff} = t_{fb} + 2a_p \sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p$$

Avec :

$t_p = 20 \text{ mm}$: épaisseur de la platine

- t_{fb} : épaisseur de la semelle de la poutre
- t_{fc} : épaisseur de la semelle du poteau
- r_c : rayon de raccordement âme/semelle du poteau
- a_p : épaisseur de la gorge de la soudure

$$b_{\text{eff}} = 36 + 2 \times 5\sqrt{2} + 5(29 + 27) + 2 \times 20$$

$$b_{\text{eff}} = 370.14 \text{ mm}$$

$$\text{Si : } \sigma_{c, \text{Sd}} \leq 0.7f_y \quad \text{alors : } K_c = 1$$

$$\text{Si : } \sigma_{c, \text{Sd}} \geq 0.7f_y \quad \text{alors : } K_c = 1.7 - \sigma_{c, \text{Sd}}/f_y$$

Avec :

- $\sigma_{c, \text{Sd}}$: contrainte normale de compression dans l'âme du poteau dus à l'effort de compression et de compression et au moment fléchissant.

$$\sigma_{c, \text{Sd}} = \frac{V_{\text{sd}}}{A} + \frac{M_{\text{sd}} \cdot z_{\text{max}}}{I_y}$$

$$\sigma_{c, \text{Sd}} = \frac{62.29}{112.5} + \frac{82.9 \times 10^2 \times 27}{18260} = 12.81 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{c, \text{Sd}} = 12.81 \text{ KN/cm}^2 \leq 0.7f_y = 16.45 \text{ KN/cm}^2$$

$$\text{Alors : } K_c = 1$$

Et on a :

$$\text{Si : } \bar{\lambda}_p \leq 0.72 \quad \text{alors : } \rho = 1$$

$$\text{Si : } \bar{\lambda}_p \geq 0.72 \quad \text{alors : } \rho = (\bar{\lambda}_p - 0.2) / \bar{\lambda}_p^2$$

$$\bar{\lambda}_p = 0.932 \times \sqrt{\frac{b_{\text{eff}} \cdot d_{\text{wc}} \cdot f_y}{E \cdot t_{\text{wc}}^2}}$$

- $\bar{\lambda}_p$: Élancement réduit de la partie efficace de l'âme

$$\bar{\lambda}_p = 0.932 \times \sqrt{\frac{37.017 \times 20.8 \times 23.5}{2.1 \times 10^4 \times 0.85^2}} = 0.12 < 0.72$$

Alors :

$$p = 1$$

$$F_{c, \text{Rd}} = \frac{K_c \cdot \rho \cdot b_{\text{eff}} \cdot t_{\text{wc}} \cdot f_y}{\gamma_{m1} \sqrt{\left(1 + 1.3 \left(\frac{b_{\text{eff}}}{h}\right)^2\right)}} = \frac{1 \times 1 \times 37.017 \times 0.85 \times 23.5}{1.1 \sqrt{\left(1 + 1.3 \left(\frac{37.017}{29}\right)^2\right)}} = 300.67 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = \sum N_i$$

- $\sum N_i$: la somme des efforts dans les boulons tendus

$$N_i = \frac{M_{sd} \cdot d_i}{\sum d_i^2}$$

On a :

$$M_{sd} = 82.9 \text{ KN.m}$$

$$N_i = \frac{M_{sd} \cdot d_i}{\sum d_i^2}$$

$$N_1 = \frac{M_{sd} \cdot d_1}{\sum d_i^2} = \frac{82.9 \times 600 \times 10^{-3}}{610000 \times 10^{-6}} = 81.54 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{M_{sd} \cdot d_2}{\sum d_i^2} = \frac{82.9 \times 500 \times 10^{-3}}{610000 \times 10^{-6}} = 67.95 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = \sum N_i = 81.54 + 67.95 = 149.49 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 149.49 \text{ KN} < F_{c,Rd} = 300.67 \text{ KN}$$

⇒ Condition vérifiée.

VI.3.6 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisillée

Il faut vérifier que :

$$F_v \leq V_{Rd}$$

$$V_{Rd} = 0.58 f_y \cdot h \cdot t_w / \gamma_{m0} = 0.58 \times 23.5 \times 29 \times 0.85 / 1.1 = 305.44 \text{ KN}$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{82.9}{290 - 14} = 300.36 \text{ KN}$$

$$\text{Alors : } F_v = 300.36 \text{ KN} \leq V_{Rd} = 305.44 \text{ KN}$$

⇒ Condition vérifiée.

VI.4 Assemblage poutre –poutre

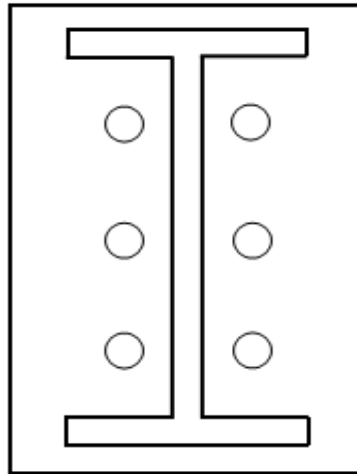


Figure 74:Assemblage poutre - poutre

VI.4.1 Efforts sollicitant

Ces efforts sont calculés par le logiciel ROBOT, sous la combinaison : 1.35G +1.5V3

- $M_{y,sd} = 101.1\text{KN.m}$
- $N_{sd} = 81.36\text{KN}$
- $V_{sd} = 21.73\text{KN}$

Après plusieurs essais, on décide d'opter pour un assemblage composé de deux files de 3 boulons HR8.8 de diamètres $\phi 18\text{mm}$

$$x = t_{fb} \sqrt{\frac{b_b}{t_{wb}}}$$

La poutre est en IPE360.

$t_f = 12.7\text{ mm}$; $t_w = 8\text{ mm}$; $b = 170\text{mm}$

$$x = 12.7 \sqrt{\frac{170}{8}} = 585.4\text{mm}$$

$d_1 = 600\text{mm}$; $d_2 = 500\text{mm}$

VI.4.2 Vérification à la résistance de l'assemblage :

Il faut vérifiée que :

$$M_{sd} \leq M_{rd}$$

On a:

$$M_{rd} = \frac{n \cdot F_p \cdot \sum d_i^2}{d_1}$$

Avec :

Des boulons de diamètre 18 mm :

$$A_s = 192 \text{ mm}^2 ; f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$$

$$F_p = 0.7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 0.7 \times 800 \times 10^{-3} \times 192 = 107.52 \text{ KN} \quad (\text{pour un boulon})$$

$$\sum d_i^2 = (600^2 + 500^2) = 610000 \text{ mm}^2$$

$$M_{rd} = \frac{2 \times 107.52 \times 610000}{600} \times 10^{-3} = 218.62 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 101.1 \text{ KN.m} \leq M_{rd} = 218.62 \text{ KN.m}$$

⇒ Condition vérifiée.

VI.4.3 Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant

$$\text{Par boulons: } \frac{V_{sd}}{n} = \frac{21.73}{6} = 3.62 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que : $\frac{V_{sd}}{n} \leq V_{rd}$

$$\text{Avec : } V_{rd} = K_s \cdot m \cdot \mu \cdot F_p / \gamma_{m2}$$

- $K_s = 1$ trou normal.
- $m = 1$ un plan de frottement
- $\mu = 0.3$ coefficient de frottement
- F_p : précontrainte de calcul

$$\frac{V_{sd}}{n} = 3.62 \text{ KN} \leq V_{rd} = \frac{1 \times 0.3 \times 1 \times 107.52}{1.25}$$

$$\frac{V_{sd}}{n} = 10.38 \text{ KN} \leq V_{rd} = 25.8 \text{ KN}$$

⇒ Condition vérifiée.

VI.4.4 Vérification à la résistance de l'âme de la poutre dans la zone tendue

Il faut vérifier que :

$$F_v \leq F_{t,Rd}$$

Avec :

$$F_{t,Rd} = t_w \times b_{eff} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

Où :

- $F_{t,Rd}$: Résistance de l'âme de la poutre à la traction.
- t_w : Épaisseur de l'âme de la poutre.
- b_{eff} : Entraxe rangées des boulons.

$$F_{t,Rd} = (8 \times 100 \times 235 / 1.1) \times 10^{-3} = 170.91 \text{ KN}$$

L'effort de cisaillement :

$$F_v = \frac{M_{Sd}}{h - t_f} = \frac{101.1}{360 - 12.7} = 291.1 \text{ KN}$$

$$F_v = 291.1 \text{ KN} \leq F_{t,Rd} = 170.61 \text{ KN}$$

⇒ Condition non vérifiée.

D'où nécessiter de raidissage.

VI.5 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée

$$N_{sd} \leq F_{c,Rd}$$

$$F_{c,Rd} = \frac{K_c \cdot \rho \cdot b_{eff} \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{m1} \sqrt{\left(1 + 1.3 \left(\frac{b_{eff}}{h}\right)^2\right)}}$$

Avec :

$$b_{eff} = t_f + 2a_p \sqrt{2} + 5(t_f + r) + 2t_p$$

Avec :

$$t_p = 20 \text{ mm}$$

- t_p : épaisseur de la platine
- t_b : épaisseur de la semelle de la poutre
- t_f : épaisseur de la semelle de la poutre
- r : rayon de raccordement âme/semelle de la poutre
- a_p : épaisseur de la gorge de la soudure

$$b_{eff} = 12.7 + 2 \times 5 \sqrt{2} + 5(12.7 + 18) + 2 \times 20$$

$$b_{eff} = 220.34 \text{ mm}$$

$$\text{Si : } \sigma_{c,sd} \leq 0.7 f_y \quad \text{alors : } K_c = 1$$

Si : $\sigma_{c,sd} \geq 0.7f_y$ alors : $K_c = 1.7 - \sigma_{c,sd}/f_y$

Avec :

- $\sigma_{c,sd}$: contrainte normale de compression dans l'âme de la poutre dus à l'effort de compression et de compression et au moment fléchissant.

$$\sigma_{c,sd} = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd} \cdot z_{max}}{I_y}$$

$$\sigma_{c,sd} = \frac{21.73}{72.7} + \frac{101.1 \times 10^2 \times 18}{16270} = 11.48 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{c,sd} = 11.48 \text{ KN/cm}^2 \leq 0.7f_y = 16.45 \text{ KN/cm}^2$$

Alors : $K_c = 1$

Et on a :

Si : $\bar{\lambda}_p \leq 0.72$ alors : $\rho = 1$

Si : $\bar{\lambda}_p \geq 0.72$ alors : $\rho = (\bar{\lambda}_p - 0.2) / \bar{\lambda}_p^2$

$$\bar{\lambda}_p = 0.932 \times \sqrt{\frac{b_{eff} \cdot d_w \cdot f_y}{E \cdot t_w^2}}$$

- $\bar{\lambda}_p$: élancement réduit de la partie efficace de l'âme

$$\bar{\lambda}_p = 0.932 \sqrt{\frac{22.034 \times 28.96 \times 23.5}{2.1 \times 10^4 \times 0.8^2}} = 0.98 > 0.72$$

Alors :

$$\rho = (\bar{\lambda}_p - 0.2) / \bar{\lambda}_p^2 = \frac{(0.98 - 0.2)}{0.98^2} = 0.81$$

$$F_{c,Rd} = \frac{K_c \cdot \rho \cdot b_{eff} \cdot t_{wc} \cdot f_y}{\gamma_{m1} \sqrt{\left(1 + 1.3 \left(\frac{b_{eff}}{h}\right)^2\right)}} = \frac{1 \times 0.81 \times 22.034 \times 0.8 \times 23.5}{1.1 \sqrt{\left(1 + 1.3 \left(\frac{22.034}{36}\right)^2\right)}} = 250.14 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = \sum N_i$$

- $\sum N_i$: la somme des efforts dans les boulons tendus

$$N_i = \frac{M_{sd} \cdot d_i}{\sum d_i^2}$$

On a:

$$M_{sd} = 101.1 \text{ KN.m}$$

$$N_i = \frac{M_{sd} \cdot d_i}{\sum d_i^2}$$

$$N_1 = \frac{M_{sd} \cdot d_1}{\sum d_i^2} = \frac{101.1 \times 600 \times 10^{-3}}{610000 \times 10^{-6}} = 99.44 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{M_{sd} \cdot d_2}{\sum d_i^2} = \frac{101.1 \times 500 \times 10^{-3}}{610000 \times 10^{-6}} = 82.87 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = \sum N_i = 99.44 + 82.87 = 182.31 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 182.31 \text{ KN} < F_{c,Rd} = 250.14 \text{ KN}$$

⇒ Condition vérifiée

VI.6 Assemblage des contreventements

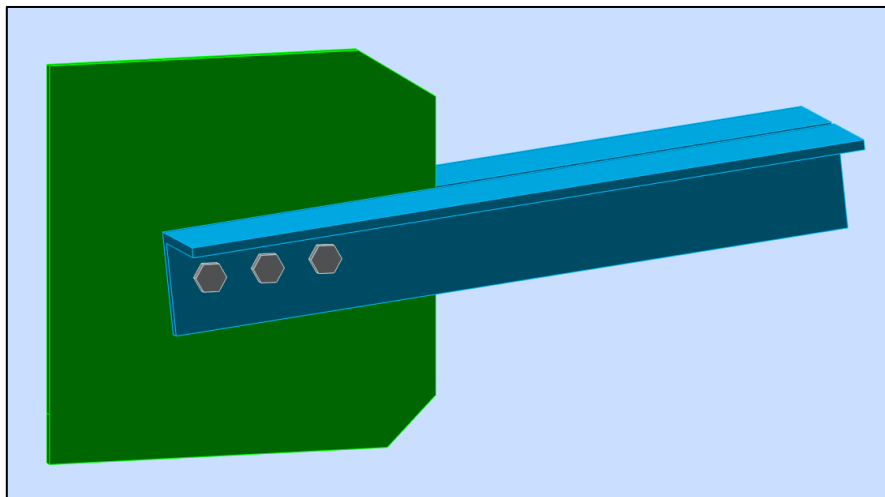


Figure 75 : Assemblage de contreventement - gousset

VI.5.1 Positionnement des trous pour boulons

$$N_{sd} = 78.02 \text{ KN}$$

Cette effort donnée par logiciel ROBOT, sous la combinaison 1.35G + 1.5Q + 0.9V3.

On a des boulons de type ordinaire de classe 6.8

Alors :

$$10 \text{ mm} \leq t \leq 25 \text{ mm} \rightarrow d = (16, 20, 24) \text{ mm}$$

On a : $t = 10 \text{ mm} \Rightarrow$ On prend un boulon de diamètre $\varnothing 16$

$$d_0 = d + 2 \text{ mm} \rightarrow \text{Pour les boulons M16 à M24}$$

Donc :

$$d_0 = 16 + 2\text{mm} = 18 \text{ mm} \quad (\text{Diamètre du trou de boulon})$$

VI.6.1 Calcul du nombre des boulons

a. Résistance des boulons au cisaillement

$$F_{v.Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}}$$

Avec :

- $F_{v.Rd}$: force de résistance au cisaillement
- $f_{ub} = 600 \text{ MPa}$ (résistance ultime de l'acier du boulon)
- $\alpha_v = 0.5$ (boulon de classe 6.8)
- $\gamma_{M2} = 1.25$ (Coefficient de sécurité partiel)
- $A_s = 157 \text{ mm}^2$ (Aire de la section du boulon)

Donc :

$$F_{v.Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0.5 \times 600 \times 157}{1.25} = 37.680 \text{ KN}$$

b. Nombre des boulons

Nombre de boulons n_b nécessaires pour attacher l'effort $N_{Sd} = 78.02 \text{ KN}$ sachant qu'il y a 2 cornières donc les boulons présentent deux plans de cisaillement)

$$n_b \geq \frac{N_{Sd}}{2 \cdot F_{v.Rd}}$$

Alors :

$$n_b \geq \frac{78.02}{2 \times 37.680} = 1.035 \rightarrow n_b = 3$$

$$F_{v.Sd} = \frac{N_{Sd}/2}{n_b} = \frac{78.02/2}{3} = 13.003 \text{ KN}$$

VI.6.2 Positionnement des boulons

1. Espacement entre boulons

$$2.2d_0 < p_1 < 14 \text{ ou } 200 \text{ mm}$$

$$2.2 \times 18 < p_1 < 14 \times 10 \rightarrow 39.6 \text{ mm} < p_1 < 140 \text{ mm}$$

$$\text{Alors : } p_1 = 60 \text{ mm}$$

$$2.4d_0 < p_2 < 14 \text{ ou } 200 \text{ mm}$$

$$2.4 \times 18 < p_2 < 14 \times 10 \rightarrow 43.2 \text{ mm} < p_2 < 140 \text{ mm}$$

$$\text{Alors : } p_2 = 60 \text{ mm}$$

2. Pince longitudinale

$$1.2d_0 < e_1 < 4t + 40 \text{ mm}$$

$$1.2d_0 < e_1 < 4t + 40 \text{ mm}$$

$$1.2 \times 18 < e_1 < 4 \times 10 + 40 \text{ mm} \rightarrow 21.6 < e_1 < 80 \text{ mm}$$

Alors : $e_1 = 40 \text{ mm}$

3. Pince transversale

$$1.2d_0 < e_2 < 4t + 40 \text{ mm}$$

$$1.2d_0 < e_2 < 4t + 40 \text{ mm}$$

$$1.2 \times 18 < e_2 < 4 \times 10 + 40 \text{ mm} \rightarrow 21.6 < e_2 < 80 \text{ mm}$$

Alors : $e_2 = 55 \text{ mm}$

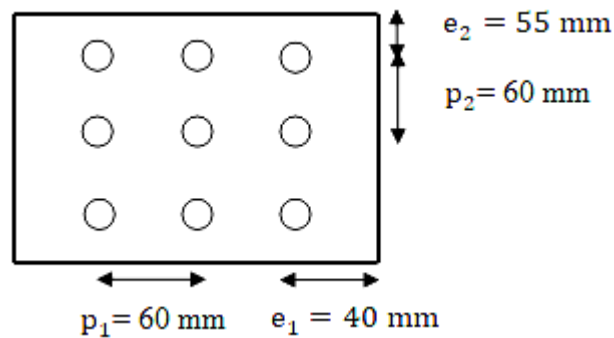


Figure 75: Configuration préliminaire de l'assemblage

VI.6.3 Vérification de la pression diamétrale

$$F_{v.Sd} \leq F_{b.Rd}$$

Avec :

$$F_{b.Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

Dans la direction des efforts :

- Boulons de rives :

$$\alpha_b = \min \left(\alpha_d; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right)$$

Avec :

$$\alpha_d = \frac{e_1}{3d_0} = \frac{40}{3 \times 18} = 0.74$$

$$\frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{600}{360} = 2.22$$

$$\alpha_b = \min(0.74; 1.67; 1)$$

$$\alpha_b = 0.74$$

- Boulons intérieurs :

$$\alpha_b = \min\left(\alpha_d; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right)$$

$$\alpha_d = \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} = \frac{60}{3 \times 18} - \frac{1}{4} = 0.86$$

$$\alpha_b = \min(0.86; 1.67; 1)$$

$$\alpha_b = 0.86$$

Dans la direction perpendiculaire aux efforts :

- Boulons de rives :

$$k_1 = \min\left(2.8 \frac{e_2}{d_0} - 1.7; 2.5\right) = \min\left(2.8 \times \frac{55}{18} - 1.7; 2.5\right)$$

$$k_1 = \min(6.86; 2.5)$$

$$k_1 = 2.5$$

- Boulons intérieurs :

$$k_1 = \min\left(2.8 \frac{p_2}{d_0} - 1.7; 2.5\right) = \min\left(1.4 \times \frac{60}{18} - 1.7; 2.5\right)$$

$$k_1 = \min(2.97; 2.5)$$

$$k_1 = 2.5$$

Donc :

- Boulons de rives :

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{2.5 \times 0.74 \times 360 \times 16 \times 10}{1.25} = 85.248 \text{ KN}$$

$$F_{b,Rd} = 85.248 \text{ KN} > F_{v,Sd} = 13.003 \text{ KN} \implies \text{vérifiée}$$

- Boulons intérieurs :

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{2.5 \times 0.86 \times 360 \times 16 \times 10}{1.25} = 99.072 \text{ KN}$$

$$F_{b,Rd} = 99.072 \text{ KN} > F_{v,Sd} = 13.003 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifiée}$$

VI.6.4 Assemblage pied de poteaux

Le pied de poteau a pour rôle principal de transférer toutes les charges verticales et horizontales qui s'exercent sur la structure vers les fondations. La plaque d'assise soudée à la base du poteau permet d'assurer cette transmission des efforts.

VI.6.4.1 Efforts sollicitant

Les résultats sont les plus défavorables lorsque les données sont introduites et traitées par le logiciel ROBOT :

- $N_{sd} = 93.43\text{KN}$
- $M_{y,sd} = 130.58\text{KN.m}$
- $M_{sz,d} = 1.91\text{KN.m}$
- $V_{y,sd} = 7.19\text{KN}$
- $V_{z,sd} = 52.29\text{KN}$

VI.6.4.2 Dimensionnement de la plaque d'assise

L'objectif des plaques d'assise est de maintenir le poteau à l'armature de fondation j de manière solide. Ainsi, elle est fixée à la base du poteau avec un cordon de soudure sur tout le contour de la section transversale du profilé.

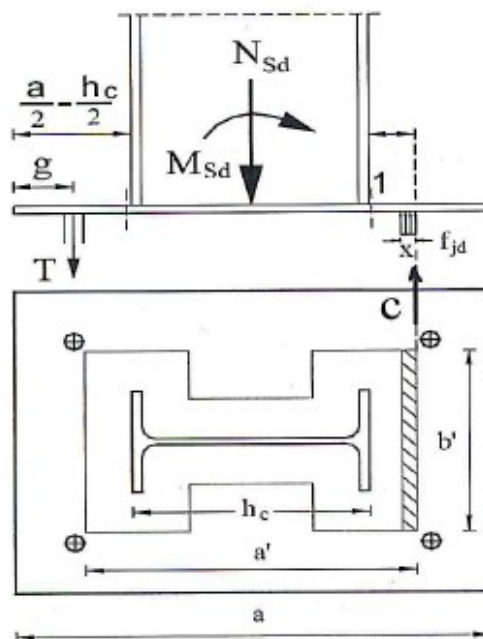


Figure 76: plaque d'assise

VI.6.4.3 Résistance de calcul a l'écrasement du matériau de cisaillement

$$F_{jd} = \alpha \times \beta_j \times f'_c$$

On prend: $\alpha = 1.5$

$$F_{jd} = 1.5 \times \left(\frac{2}{3}\right) \times 20 = 20 \text{ N/mm}^2$$

Estimation de la plaque d'assise :

$$A_{C0} = \max \left[\frac{1}{h \times b} \left(\frac{N_{sd}}{f_c} \right)^2 ; \frac{N_{sd}}{f_c} \right]$$

$$A_{C0} = \max \left[\frac{1}{290 \times 300} \left(\frac{93.43 \times 10^3}{20} \right)^2 ; \frac{93.43 \times 10^3}{20} \right]$$

$$A_{C0} = \max (250.84 ; 4671.5)$$

$$A_{C0} = 4671.5 \text{ mm}^2$$

VI.6.5 Choix de type de la plaque d'assise

Il est recommandé de choisir le type de plaque d'assise comme suit :

$$A_{C0} \geq 0.95 \cdot h_c \cdot b_{fc} \quad \text{Adopter une plaque d'assise à projection étendue ;}$$

$$A_{C0} \leq 0.95 \cdot h_c \cdot b_{fc} \quad \text{Adopter une plaque d'assise à projection courte ;}$$

Alors on a :

$$A_{C0} = 4671.5 \text{ mm}^2$$

$$0.95 \cdot h_c \cdot b_{fc} = 0.95 \times 290 \times 300 = 82650 \text{ mm}^2$$

$$A_{C0} = 4671 \text{ mm}^2 \leq 0.95 \cdot h_c \cdot b_{fc} = 82650 \text{ mm}^2$$

Alors on a une projection courte.

VI.6.6 Détermination des dimensions de la plaque

Les dimensions de la plaque d'assise à projection courte sont choisies comme suit :

$$b_b > b_c + 2t_f = 300 + 2 \cdot 10.5 = 321 \text{ mm}$$

$$h_b > h_c + 2t_f = 290 + 2 \cdot 10.5 = 311 \text{ mm}$$

Donc on prend : $b_b = 350 \text{ mm}$

Et : $h_b = 350 \text{ mm}$

VI.6.6.1 Vérification de la résistance de calcul de la plaque d'assise**a- Calcul de la largeur d'appui additionnel c :**

$$C = \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot C}}{2A}$$

Avec :

$$A=2$$

$$B = -(b_b - t_w + h) = -(350 - 8.5 + 290) = -631.5 \text{ mm}$$

$$C = \frac{0.5 \times N_{sd}}{f_{jd}} - (2b_b \cdot t_f + A \cdot t_f^2 + 0.5h \cdot t_w - t_f \cdot t_w)$$

$$C = \frac{0.5 \times 93.43}{20} - (2 \times 350 \times 10.5 + 2 \times 10.5^2 + 0.5 \times 350 \times 8.5 - 10.5 \times 8.5) = -8967.82 \text{ mm}^2$$

La largeur additionnelle est de :

$$C = \frac{631.5 - \sqrt{(-631.5)^2 + 4 \times 2 \times 8967.82}}{2 \times 2} = -13.61 \text{ mm}$$

Remarque :

Puisque on a un faible effort de compression N_{sd} ce qui donne la valeur négative de la largeur additionnelle c.

Pour calculer la largeur supplémentaire c lorsque l'effort de compression exercé sur le poteau est faible, on utilise la méthode suivante : projection étendue.

b- Calcul de la largeur d'appui additionnelle

En posant : $t=20$ mm comme épaisseur de la plaque d'assise.

$$c = t \times \left(\frac{f_{yp}}{3f_{jd} \cdot \gamma_{m0}} \right)^2 = 20 \times \left(\frac{235}{3 \times 20 \times 1.1} \right)^{0.5} = 37.74 \text{ mm}$$

Soit : $c = 40$ mm

c- Evaluation des efforts appliqués sur la plaque

Dans les boulons d'encrage, on utilise les équations d'équilibre de la charge de compression et du moment fléchissant pour obtenir la partie comprimée et la force de traction.

$$\sum F_v = 0 \quad N_{sd} + T - C = 0$$

$$\text{Avec : } C = x \cdot b \cdot f_{jd} = x \times 0.350 \times 20 \times 10^3 = 7000 x$$

$$\sum M_z = 0 \quad M_{sd} + N_{sd} \left(\frac{a}{2} - g \right) - C \left(\frac{a}{2} - g + \frac{h_c}{2} + c - \frac{x}{2} \right) = 0$$

$$130 \times 10^6 + 93.43 \times 10^3 \left(\frac{350}{2} - 30 \right) - 7000x \left(\frac{350}{2} - 30 + \frac{290}{2} + 40 - \frac{x}{2} \right) = 0$$

$$\longrightarrow 3500x^2 - 2310000x + 144127350 = 0$$

Solution de l'équation du 2nd degré :

$$x_1 = 69.7$$

$$x_2 = 590.3$$

On prend : $x = 69.7$

d- Calcul de l'effort de traction dans le lège d'encrage

On a :

$$N_{sd} + T - C = 0$$

$$T = C - N_{sd} = 350 \times 40 \times 69.7 - 93.43 \times 10^3$$

$$T = 882370 \text{ N}$$

e- Vérification de l'épaisseur de la plaque

Il faut vérifier que : $M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$

- Moment fléchissant au niveau de la section 1 :

$$M_{1,sd} = b' \cdot f_{jd} \cdot x \cdot \frac{x}{2} = 350 \times 20 \times 69.7 \times \frac{69.7}{2} = 17003315 \text{ N.mm}$$

- Moment fléchissant au niveau de la section 2 :

Bras de levier : 35mm

$$M_{2,sd} = T \times 35 = 30882950 \text{ N.mm}$$

$$M_{sd} = \max(17003315 \text{ N.mm} ; 30882950 \text{ N.mm})$$

$$M_{sd} = 30882950 \text{ N.mm}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{1383 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 295459090.9 \text{ N.mm}$$

Alors :

$$M_{sd} = 30882950 \text{ N.mm} \leq M_{pl,Rd} = 295459090.9 \text{ N.mm}$$

\implies Condition vérifiée.

f- Résistance des tiges d'encrages au cisaillement

Il faut vérifiée que :

$$V_{sd} \leq F_{v,Rd}$$

$$F_{v,Rd} = F_{f,Rd} + n_b \cdot F_{vb,Rd}$$

Où :

$F_{f,Rd}$: Résistance de calcul par frottement en présence d'un effort axial de compression N_{Sd} dans le poteau

$$F_{f,Rd} = 0.2 \times N_{Sd} = 0.2 \times 93.43 = 18.69 \text{ KN}$$

$F_{vb,Rd}$: Résistance de calcul d'une tige d'encrage au cisaillement

$$F_{vb,Rd} = \frac{\alpha_{cb} \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{m2}}$$

Avec :

$$\alpha_{cb} = 0.44 - 0.0003 \cdot f_{yb}$$

Pour deux tiges M16 de classe 6.8

$$A_s = 157 \text{ mm}^2 \quad f_{ub} = 600 \text{ N/mm}^2 \quad f_{yb} = 480 \text{ N/mm}^2$$

$$\alpha_{cb} = 0.44 - 0.0003 \cdot f_{yb} = 0.44 - 0.0003 \times 480 = 0.296 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{vb,Rd} = \frac{\alpha_{cb} \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{m2}} = \frac{0.296 \times 600 \times 157}{1.25} \times 10^{-3} = 22.31 \text{ KN}$$

$$F_{v,Rd} = F_{f,Rd} + n_b \cdot F_{vb,Rd} = 18.69 + 2 \times 22.31 = 63.31 \text{ KN}$$

Alors :

$$V_{sd} = 52.29 \text{ KN} \leq F_{v,Rd} = 63.31 \text{ KN}$$

g- Résistance des tiges à la traction

Il faut vérifiée que :

$$F_{t,sd} \leq F_{t,Rd}$$

Où :

$$F_{t,Rd} = \frac{0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{m2}} = \frac{0.9 \times 600 \times 157}{1.25} = 67824 \text{ N}$$

$$F_{t,sd} = \frac{T}{2} = \frac{882370}{2} = 441185 \text{ N}$$

$$F_{t,sd} = 44185 \text{ N} \leq F_{t,Rd} = 67824 \text{ N}$$

⇒ Condition vérifiée.

VI.6.6.2 Vérification de la tige d'ancrage à l'adhérence

Pour un boulon d'encrage :

$$\frac{T}{2} \leq F_{\text{anc.Rd}}$$

La résistance d'encrage en traction d'une tige d'encrage est :

$$F_{\text{anc.Rd}} = \pi \cdot d \cdot f_{bd} (l_1 + 6.4r + 3.5l_2)$$

Les valeurs courantes sont données comme suit :

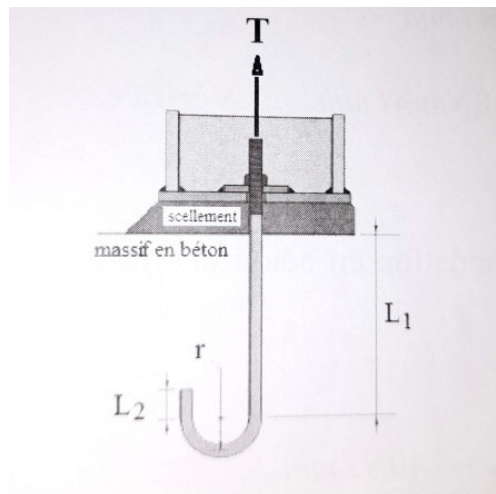


Figure 77: tige d'encrage

$$r = 3d = 3 \times 16 = 48 \text{ mm}$$

$$l_2 = 2d = 2 \times 16 = 32 \text{ mm}$$

$$l_1 = 20d = 20 \times 16 = 320 \text{ mm}$$

La longueur totale de la tige :

$$l_b = l_1 + 6.4r + 3.5l_2 = 320 + 6.4 \times 48 + 3.5 \times 32 = 739.2 \text{ mm}$$

En utilisant la formule suivante qui est donnée dans le guide de l'Eurocode de CTICM.

$$l_{b,rqd} = 0.144 \cdot d \cdot \frac{f_{ub}}{f_{bd}}$$

f_{ub} : Résistance ultime du boulon d'encrage

f_{bd} : Contrainte d'adhérence de calcul

d : diamètre du boulons d'encrage

a- Calcul de la contrainte d'adhérence f_{bd}

Classe de béton 25/30 :

$f_{ck}=25\text{N/mm}^2$ résistance à la compression du béton

$$f_{bd} = \frac{0.36\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} = \frac{0.36\sqrt{25}}{1.5} = 1.2 \text{ N/mm}^2$$

$$l_{b,rqd} = 0.144.d.\frac{f_{ub}}{f_{bd}} = 0.144 \times 16 \times \frac{600}{1.2} = 1152 \text{ mm}$$

Alors :

$$F_{anc.Rd} = \pi.d.f_{bd}.l_{b,rqd} = \pi \times 16 \times 1152 \times 1.2 = 69.49\text{KN}$$

$$F_{t,sd} = \frac{T}{2} = \frac{882370}{2} = 44185\text{N} = 44.185\text{KN}$$

$$T/2 = 44.185 \text{ KN} \leq F_{anc.Rd} = 69.49\text{KN}$$

\implies Condition vérifiée.

CHAPITRE VII :
Calcul des fondations

VII.1 Introduction

Les fondations d'un bâtiment jouent un rôle primordial, car elles transmettent les charges de la superstructure au sol, garantissant ainsi la stabilité de l'ensemble de la structure. Le choix du type de fondation dépend de plusieurs facteurs, notamment :

- Le type d'ouvrage à construire.
- La capacité portante admissible du terrain.
- La facilité de réalisation.

La sélection du type de fondation approprié est essentielle pour assurer la solidité et la durabilité de la construction, en fonction des caractéristiques du sol et des exigences de l'ouvrage à bâtir. Un mauvais choix pourrait compromettre la stabilité à long terme du bâtiment.

VII.2 Charge à prendre en considération

Les résultats les plus défavorables sont donnés par le logiciel ROBOT :

- ELU

$$N_{sd} = 93.43 \text{ KN}$$

$$M_{y.sd} = 130.58 \text{ KN.m}$$

$$M_{z.sd} = 1.91 \text{ KN.m} \quad (M_{y.sd} \text{ plus grand que } M_{z.sd}, \text{ donc on calcule avec } M_{y.sd})$$

- ELS

$$N_{sd} = 58.52 \text{ KN}$$

$$M_{y.sd} = 103.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{z.sd} = 0.79 \text{ KN.m} \quad (M_{y.sd} \text{ plus grand que } M_{z.sd}, \text{ donc on calcule avec } M_{y.sd})$$

VII.3 Rapport géotechnique de SARL. GETPRIM

- ✓ Le terrain retenu pour cette structure représenté dans un contexte homogène. On obtient une bonne résistance à partir de 3 mètres de profondeur par rapport au niveau du terrain naturel.
- ✓ Les fondations sont de type semelles isolées chaînée à la base sur faux-puits en gro-béton légèrement ferrailé.
- ✓ La contrainte admissible du sol est estimée à $\sigma_{sol} = 1.76 \text{ bar} = 0.176 \text{ MPa}$. [Annexe A]

VII.4 Dimensionnement de la semelle

Le dimensionnement des fondations est fait selon le règlement BAEL91. Notre étude s'est concentrée sur l'utilisation d'une base solide et isolée pour renforcer notre structure « **Semelle isolé** ». [14]

On dimensionne la semelle sous l'effort normale « N » et la valeur de la contrainte admissible du sol.

$$\frac{N_s}{S} = \frac{N_s}{A \cdot B} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

Avec :

- N_u : Effort normale a état ultime
- S : La surface de la semelle
- σ_{sol} : La contrainte admissible du sol
- A : Petite dimension de la semelle
- B : Grande dimension de la semelle

VII.4.1 Détermination de A et B :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \Leftrightarrow \begin{cases} A = B \times \frac{a}{b} \\ B = A \times \frac{b}{a} \end{cases}$$

Le dimensionnement de la section de la semelle se fera selon logiciel de ROBOT :

$a = b = 0.9 \text{ m} \implies A = B \Leftrightarrow$ Semelle carrée

Alors :

$$\frac{N_s}{A \cdot B} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow \frac{N_s}{\sigma_{sol}} \leq A \cdot B$$

$$\frac{N_s}{\sigma_{sol}} \leq B^2$$

Calcul de la longueur B de la semelle :

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{58.52 \times 10^{-3}}{0.176}} = 0.577 \text{ m}$$

Donc on prend : $A = B = 1.8 \text{ m}$

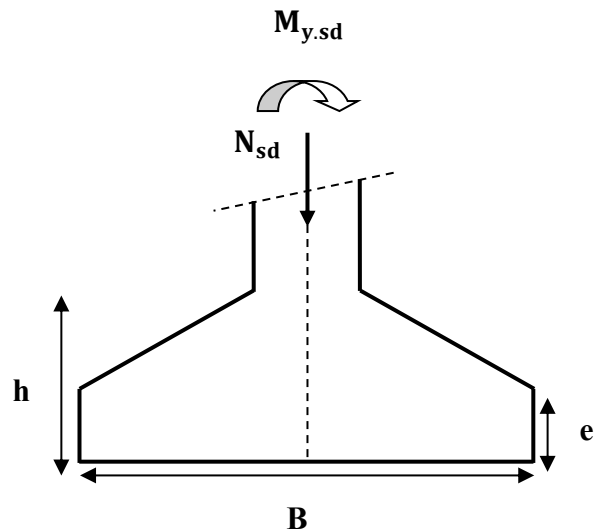


Figure 78: Semelle isolée soumise à un effort normal et un moment fléchissant

VII.4.2 Détermination de d et h :

a. Détermination de d :

$$\frac{B - b}{4} \leq d \leq A - a \Rightarrow \frac{1.8 - 0.9}{4} \leq d \leq A - 0.9 \Rightarrow 0.225 \leq d \leq 0.9$$

Donc :

$$d_{\min} = 40 \text{ cm}$$

On prend : $d = 60 \text{ cm}$

b. Détermination de h :

$$h = d + 5 \text{ cm}$$

Donc :

$$h = 60 + 5 \text{ cm}$$

$$h = 65 \text{ cm}$$

VII.5 Vérification de la stabilité au renversement

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{B}{4}$$

$$e_0 = \frac{103.85 \times 10^{-3}}{58.52 \times 10^{-3}} \leq \frac{1.8}{4} \Rightarrow e_0 = 1.11 \text{ m} > 0.45 \text{ m} \implies \text{Condition n'est pas vérifiée}$$

\implies Diagramme triangulaire

Donc ont vérifié :

$$\sigma_2 = \frac{2 \times N_{u.sd}}{3 \times \left(\frac{B}{2} - e_0\right) \times B} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\sigma_2 = \frac{2 \times 93.43 \times 10^{-3}}{3 \times \left(\frac{1.8}{2} - 1.39\right) \times 1.8} = 54.06 \text{ KN/m}^2 \leq \sigma_{sol} = 176 \text{ KN/m}^2$$

\implies Condition vérifiée

VII.6 Calcul du ferrailage

a. Détermination de ferrailage

Le calcul se fait à L'ELU et la vérification à l'ELS (selon la méthode de BIELLE) :

- ELU

$$A_u \geq \frac{N_{u.sd} \times (A - a)}{8. d. \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826 \text{ MPa}$$

Donc :

$$A_u \geq \frac{N_{u.sd} \times (A - a)}{8.d.\sigma_{st}} = \frac{93.43 \times 10^{-3} \times (1.8 - 0.9)}{8 \times 60 \times 10^{-2} \times 347.826} = 50.36 \text{ mm}^2 = 0.5036 \text{ cm}^2$$

- **Choix de ferrailage :**

Nous allons opter pour un ferrailage de **6T12** $\implies A_u = 6.79 \text{ cm}^2$

▪ ELS

$$A_s \geq \frac{N_{s.sd} \times (A - a)}{8.d.\bar{\sigma}_{st}}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right)$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right) = \min(266.667; 201.633)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.633 \text{ MPa}$$

$$N_{s.sd} = 58.52 \text{ KN} \quad (\text{donné par logiciel ROBOT})$$

Donc :

$$A_s \geq \frac{N_{s.sd} \times (A - a)}{8.d.\bar{\sigma}_{st}} = \frac{58.52 \times 10^{-3} \times (1.8 - 0.9)}{8 \times 60 \times 10^{-2} \times 201.633} = 54.418 \text{ mm}^2 = 0.544 \text{ cm}^2$$

- **Choix de ferrailage :**

Nous allons opter pour un ferrailage de **6T12** $\implies A_s = 6.79 \text{ cm}^2$

\implies Armature longitudinale

b. Détermination de l'espacement

$$e = \frac{A}{n}$$

Avec :

- $A = 1.8 \text{ m}$ (Petite dimension de la semelle)
- $n = 6$ (nombre des barres)

Donc :

$$e = \frac{A}{n} = \frac{1.8}{6} = 0.3 \text{ m} = 30 \text{ cm}$$

c. Vérification des barres avec crochet ou sans crochet

$$l_s = \frac{\varphi}{4} \times \frac{f_e}{\tau}$$

Avec :

$$\tau = 0.6 \times (\varphi^2 + f_{t28})$$

$$\varphi = e = 30 \text{ cm}$$

$$\tau = 0.6 \times (\varphi^2 + f_{t28}) = 0.6 \times (0.30^2 + 2.1) = 1.314 \text{ MPa}$$

Donc :

$$l_s = \frac{\varphi}{4} \times \frac{f_e}{\tau} = \frac{0.012}{4} \times \frac{400}{1.314} = 0.91 \text{ m}$$

$$\frac{A}{4} = \frac{1.8}{4} = 0.45 \text{ m}$$

Alors :

$$l_s = 0.91 \text{ m} > \frac{A}{4} = 0.45 \text{ m} \implies \text{Les barres peuvent comporter des crochets}$$

Schéma :

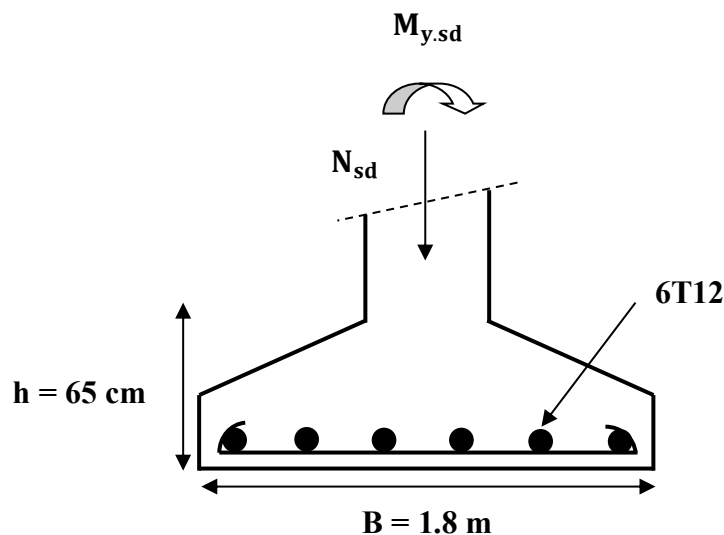


Figure 79: Ferrailage de semelle isolée

VII.7 Calcul des longrines

Les longrines jouent un rôle essentiel dans la répartition des charges et le maintien de la stabilité de la structure, au-delà du simple fait de relier les semelles entre elles. Elles sont soumises à l'effort de traction.

VII.7.1 Dimensionnement des longrines

Selon le règlement « RPA 99 version 2003 », pour un sol de type S3 les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : **(25 cm x 30 cm)**. [3]

VII.7.2 Calcul du ferrailage

Dans le contexte du génie civil, les longrines ou dispositifs équivalents doivent être calculés pour résister à une force de traction minimale de 20 KN, calculée selon la formule: [3]

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

Avec :

- α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

La zone sismique de notre structure est zone I $\implies \alpha = 15$

- N: la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

Alors :

- $N_{u.sd} = 93.43 \text{ KN}$
- $N_{s.sd} = 58.52 \text{ KN}$

- ELU :

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{N_{u.sd}}{\alpha} = \frac{93.43}{15} = 6.22 \text{ KN}$$

- ELS :

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{N_{s.sd}}{\alpha} = \frac{58.52}{15} = 3.901 \text{ KN}$$

Donc :

$F = (6.22 \text{ KN}; 3.901 \text{ KN}) < 20 \text{ KN} \implies$ Condition n'est pas vérifiée

Ferrailage :

- ELU :

$$A_{st} = \frac{N_{u.sd}}{\sigma_{st}} = \frac{93.43 \times 10^{-3}}{347.826} = 2.686 \text{ cm}^2$$

- ELS :

$$A_{st} = \frac{N_{s.sd}}{\sigma_{st}} = \frac{58.52 \times 10^{-3}}{201.633} = 2.902 \text{ cm}^2$$

Le RPA99 exige une section minimale:

$$A_{\min} = 0.6\% \cdot B = 0.6/100 \times (25 \times 30)$$

$$A_{\min} = 4.5 \text{ cm}^2$$

- **Choix de ferrailage :**

Nous allons opter pour un ferrailage de $\implies 6T12 A_{st} = 6.79 \text{ cm}^2$

VII.7.3 Vérification de condition de non fragilité

$$A_{st} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st.min} = 0.23 \times 25 \times 30 \times \frac{2.1}{400} = 0.905 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 6.79 \text{ cm}^2 \geq A_{st.min} = 0.905 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée}$$

VII.7.4 Calcul des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_{\min}; \frac{b}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{300}{35} = 8.571 \text{ mm}; 12 \text{ mm}; \frac{250}{10} = 25 \text{ mm} \right)$$

$$\phi_t \leq 8.571 \text{ mm} \implies \phi_t = 8 \text{ mm}$$

VII.7.5 Calcul d'espacement des cadres

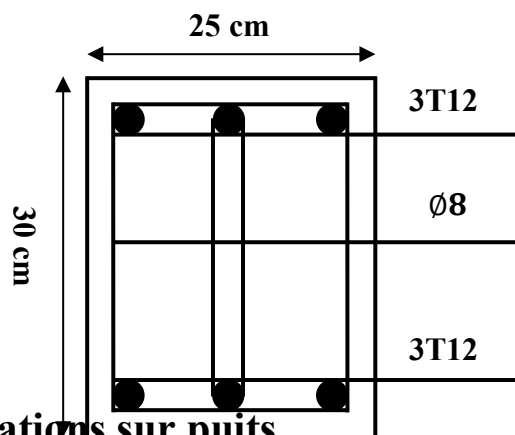
D'après le règlement « RPA 99 version 2003 », les cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser :

$$S_t \leq \min (20 \text{ cm}; 15\phi_t)$$

$$S_t \leq \min (20 \text{ cm}; 15 \times 0.8 = 12 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 12 \text{ cm} \implies S_t = 10 \text{ cm}$$

Schéma :



VII.8 Les fondations sur puits

Lorsque la profondeur (inférieure à 5 m), la fondation est réalisée en puits.

Le puits est rempli de gros béton sur une certaine hauteur.

Une semelle en béton armé est ensuite construite sur le sommet du puits.

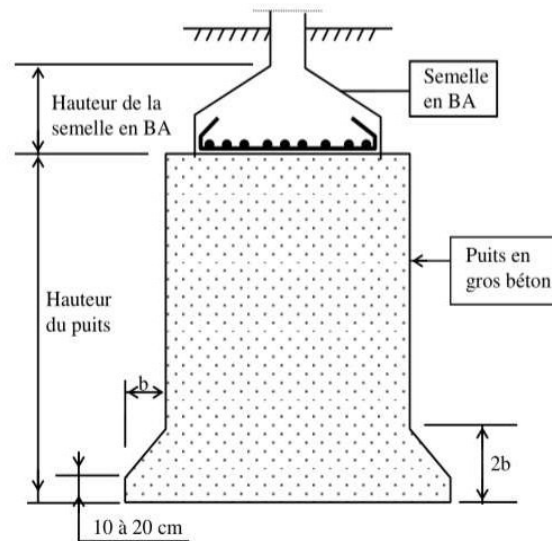


Figure 82: coupe sur semelle en puits

VII.8.1 Dimensionnement de puits

Les puits de fondation peuvent avoir des sections géométriques variées, notamment circulaires, carrées, ou rectangulaires, en fonction des spécifications du projet.

La base du puits est évasée en forme de « pattes d'éléphant ».

Le calcul de la base du puits est donnée par :

$$S_p \geq \frac{P_{ser}}{\overline{\sigma}_{sol}}$$

Avec :

- S_p : surface de la base du puits
- P_{ser} : charge verticale ramenée par la semelle en béton armé ($P_{ser} = 58.52 \text{ KN}$)
- $\overline{\sigma}_{sol}$: contrainte admissible du sol de la fondation ($\overline{\sigma}_{sol} = 1.76 \text{ bar}$)

Donc :

$$S_p \geq \frac{P_{ser}}{\overline{\sigma}_{sol}} = \frac{58.52 \times 10^{-3}}{0.176} = 0.3325 \text{ m}^2$$

$$S_p \geq 33.25 \text{ cm}^2$$

VII.8.2 Ferrailage de puits

Les puits de fondation en gros béton est sans armatures. La semelle en béton armé est située en haut du puits, est dimensionnée en utilisant la méthode de bielles, comme pour une semelle isolée ordinaire.

Schéma :

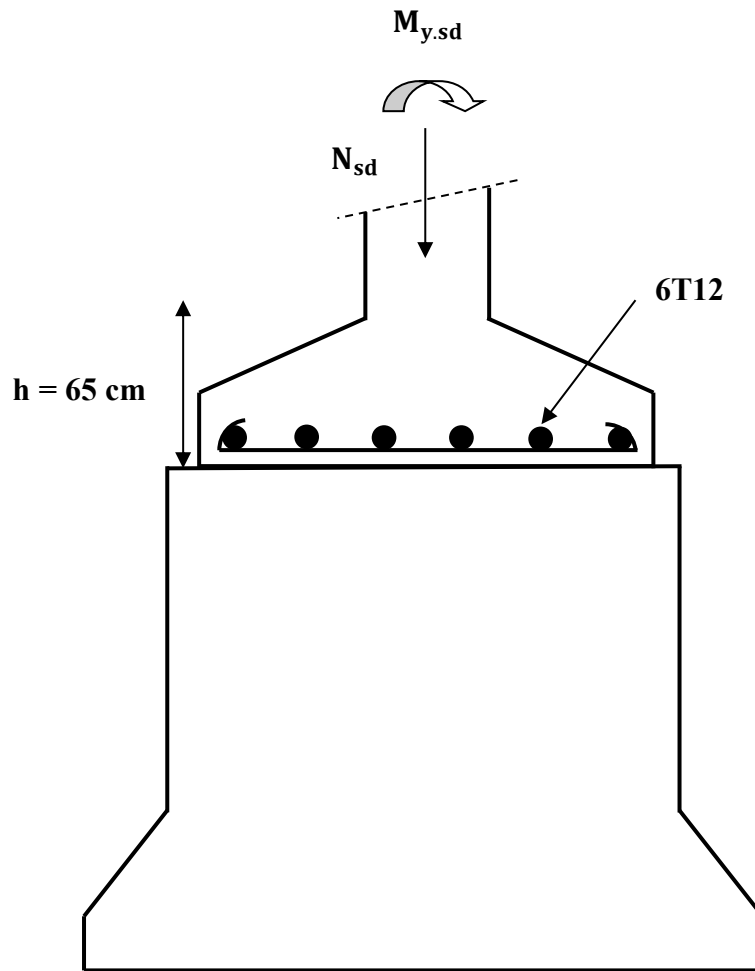


Figure 83: Ferrailage de semelle isolée en puits

CONCLUSION GENERALE

La structure métallique est parfaitement adaptée pour les hangars nécessitant de grandes portées avec des éléments peu encombrants. Après calcul, la structure choisie satisfait non seulement les exigences de résistance et de stabilité, mais tous ses éléments sont également disponibles sur le marché. L'étude de la structure et le dimensionnement des éléments de celle-ci ne se limitent pas à cela, mais nous vérifions également les différents éléments de la structure (secondaires, porteurs et d'assemblage) pour les effets d'instabilité les plus extrêmes que la structure peut supporter.

La structure en métal convient parfaitement à l'utilisation d'un hangar qui nécessite des portées considérables avec des éléments peu volumineux. La structure sélectionnée après calcul assure non seulement la vérification des conditions de résistance et de stabilité, mais également la disponibilité de tous ses éléments sur le marché. L'étude de la structure et le dimensionnement des éléments de celle-ci ne se limitent pas à cela, mais nous vérifions également les différents éléments de la structure (secondaires, porteurs et d'assemblage) pour les effets d'instabilité les plus extrêmes que la structure peut supporter. La structure a été conçue à partir des documents techniques et réglementaires, en utilisant les méthodes de calcul les plus récentes. Les profilés ont été choisis après des plusieurs simulations (on a utilisé des HEA pour les poteaux et des IPE pour les traverses).

L'étude sismique de la structure été réalisée en utilisant la méthode modale spectrale, car notre construction est construite en charpente métallique avec une toiture inclinée. Il est nécessaire de réaliser des semelles isolées sur des faux-puits pour les fondations, ce qui permet d'atteindre le sol approprié pour les semelles dimensionnées en fonction de la résistance du sol d'assise.

Grâce à cette expérience, nous avons également pu:

- Acquérir une meilleure compréhension du secteur de la construction en charpente métallique.
- Apprendre à comprendre les diverses méthodes de calcul ainsi que les règles qui régissent les principes de conception et de calcul des constructions.

Après avoir terminé ce projet, qui représente pour nous une première expérience dans un domaine très vaste, il nous a donné l'opportunité d'acquérir des compétences très essentielles pour faire notre premier pas dans la vie professionnelle.

Références bibliographiques

1. F.Z AOUADJA-MIMOUN, M.MIMOUN « CONSTRUCTION METALLIQUE- METHODE DE CALCUL ET APPLICATIONS » Office des publications universitaires, Alger 2001.
2. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R. C-2.47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT « RNV99/version 2013 », ministère de l'habitat, de l'urbanisme et de la ville, (ALGERIE).
3. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-48; REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA 99/ VERSION 2003 », ministère de l'habitat, de l'urbanisme, (ALGERIE).
4. J. MOREL « CONCEPTION ET CALCUL DES STRUCTURES MÉTALLIQUES », Paris 1986.
5. Mr. HAMDAOUI Karim, Mr. AL SAMAOUI Almoutaz Bellah « ETUDE D'UN HALL MÉTALLIQUE, Wilaya ORAN », PFE Master Université Abou Bekr Belkaid de Tlemcen.
6. A. BÉTHUNE, J. DIGOUT, Add « Guide des Métiers du Bâtiment, la construction métallique », NATHAN, Paris, 1997.
7. DAHMANI Lahlou « Calcul des éléments résistants d'une construction métallique « », Ben-Aknoun (Alger) ,2006.
8. J. MOREL « CALCUL DES STRUCTURES MÉTALLIQUES selon l'EUROCODE 3 », 2005
9. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-B.C. 2.2; CHARGES PERMANENTES ET CHARGES D'EXPLOITATION, ministère de l'urbanisme et de la construction, Alger.
10. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R. C-2.47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT « RNV65 », ministère de l'habitat, de l'urbanisme et de la ville, (ALGERIE).
11. Document Technique Européenne CTICM « REGLEMENT NEIGE ET VENT »
12. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R. C-2.44; REGLE DE CONCEPTION ET DE CALCULE DES STRUCTURE EN ACIER « CCM97 »
13. DAHMANI Lahlou « Calcul Pratique des Eléments de Construction Métallique Selon les Eurocodes », 2ème Edition 2022.
14. Document Technique Réglementaire Algérienne BAEL 91 révisée 99 « Conception et calcul des ouvrages et des constructions en béton armé aux états limites » MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, Ed : CSTB 2000, (Algérie).

Annexes

Annexe A

Chapitre I: Généralité sur la conception de l'ouvrage

1. Rapport géotechnique

SARL. GETPRIM

LABORATOIRE DE BETON ET D'ETUDE DE SOL

SOCIETE PAR ACTION A RESPONSABILITE LIMITE D'UN CAPITAL DE 1000 00 .00 Da.

A.M.HABITAT: R/0709/0601/2019/06 AI: 22844782081
RC: 22-00-0023525 B 10 DU 28/04/2010 IF: 001022019003265

Tel/Fax: 048 75 53 30 Port : 05 50 48 62 00 / 06 59 36 02 98 /05 57 02 20 41
Email: getprim@gmail.com

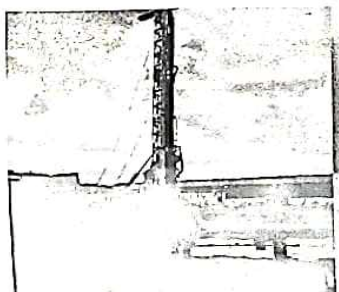
Adresse : N°: 42 , Impasse Route de Telagh Amarna - Sidi Bel Abbes.

Client : SARL SAFFEC CARE
PROJET:



**ETUDE DE SOL POUR LA REALISATION
D'UNE UNITE INDUSTRIELLE A LA ZONE
INDUSTRIELLE DE AIN DEFLA
LA WILAYA DE TLEMCCEN**

RAPPORT D'ETUDE GEOTECHNIQUE



Dossier : 44/ETG/2022

Établi le : 30 OCTOBRE 2022

IX. CONCLUSION

Le terrain retenu pour le projet de l'unité industrielle à la zone industrielle de Tlemcen, appartenant au domaines de miocène, représenté dans un contexte homogène, composée essentiellement d'une argile jaunâtre à verdâtre renfermant des nodules calcaireux et des passage de calcaire tendre environ 4.0 m à 5.0 m de profondeur. Le tous est masqué d'une couche de remblai sablo-graveleux d'épaisseur de 0.80 m (voir les coupes géologiques et la planche des caisses joint en pages d'annexes de ce rapport).

En tenant compte de cet états en place, et des données fourni par les essais in situ et au laboratoire qui sont relativement défavorable, ainsi que la présence de l'eau de la nappe phréatique environs 6.0 mètres, le terrain objet de la présente étude pourrait recevoir des constructions dont en prévoit un niveau de fondement le plus adéquat qui pourrais être pris à **3.00 mètres de profondeur par rapport au niveau du terrain naturel.**

Dans ces condition le choix du système de fondation le plus performant géotechniquement et facilitant la mise en œuvre des fondations, on recommandons un système semi- profond sur faux puits en gro-béton légèrement ferrailé sur lesquelles repose des semelles isolées chainée à la base.

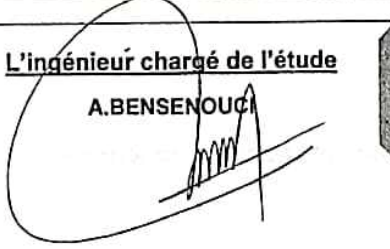

Du point de vue de la résistance de ce sol, un calcul a été effectué, tel qu'on peut affecter au sol une contrainte admissible (σ_{sol}) de : 1,76 bar (voir la note de dans les annexes du rapport).

1) RECOMMANDATIONS PARTICULIERES

- En ce qui concerne la mise en œuvre des fondations, les terrassements (fouilles) en jusqu'à la profondeur de **3,00 m** doivent s'exécuter par quinconce et soigneusement par extraction à la pelle mécanique tout en prenant les précautions d'usage nécessaires.
- Le coulage des faux puits doit s'effectuer aussitôt les terrassements achevés.
- Prévoir un trottoir périphérique toute au tour du bloc a réalisé.
- Eloigner la plantation à la proximité du bloc.
- Utiliser des canalisations flexibles pour les réseaux sous terrain.

Le laboratoire GETPRIM reste disposé pour fournir des explications, données et informations complémentaires à la demande éventuelle du client, dans le cadre de la présente étude géotechnique.

Enfin, le laboratoire SARL GETPRIM demande au client de lui faire appel, lors de l'ouverture des fouilles pour fondations afin de s'assurer de leur conformité avec les conclusions du présent rapport.

<p><u>L'ingénieur chargé de l'étude</u></p> <p>A. BENSENOUCI</p> 	<p><u>Le Gérant du Laboratoire</u></p> <p>A. BENMANSOUR</p> 	
<p>LABORATOIRE SARL GETPRIM</p>		
<p>Dossier n° : 44/ETG/2022</p> <p>Client : SARL SAFFEC CARE</p>	<p>ETUDE DE SOL</p> <p>UNITE INDUSTRIELLE A LA ZONE INDUSTRIELLE DE AIN DEFLA</p> <p>WILAYA DE TLEMEN</p>	<p>7/8</p>

RESULTATS DES CALCULS

Profondeur d'ancrage: 3 mètres
 Ancrage après travaux: 3 mètres
 Type semelle: Semelle carrée

CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES DES COUCHES

Couche N°	Profondeur (m)	Φ_u (degrès)	Cu (bars)	Densité (T/m ³)	W eau (%)
1	0 - 15	7,77	0,31	1,90	1

Tableau récapitulatif du calcul de la portance.

Couche N°	B (mètres)	L (mètres)	Ng	Nq	Nc	Qadm (bars)
1	1,8	1,8	0	2,01	7,44	1,76

Contrainte admissible retenue = 1.76 Bars

Notations et symboles utilisés:

Φ_u = Angle de frottement interne du sol.
 Cu = Cohésion non drainé.
 Weau = Teneur en eau dans le sol.
 B = Largeur de la fondation.
 L = Longueur de la fondation.
 Ng, Nq, Nc = Facteurs de portance.
 Qadm = Capacité de portance de la couche considéré.

LABORATOIRE SARL GETPRIM

N° Dossier : 44/ETG/2022

Client : SARL SAFFEC CARE

ETUDE DE SOL :
 UNITE INDUSTRIELLE A LA ZONE INDUSTRIELLE DE AIN DEFLA
 LA WILAYA DE TLEMCEM

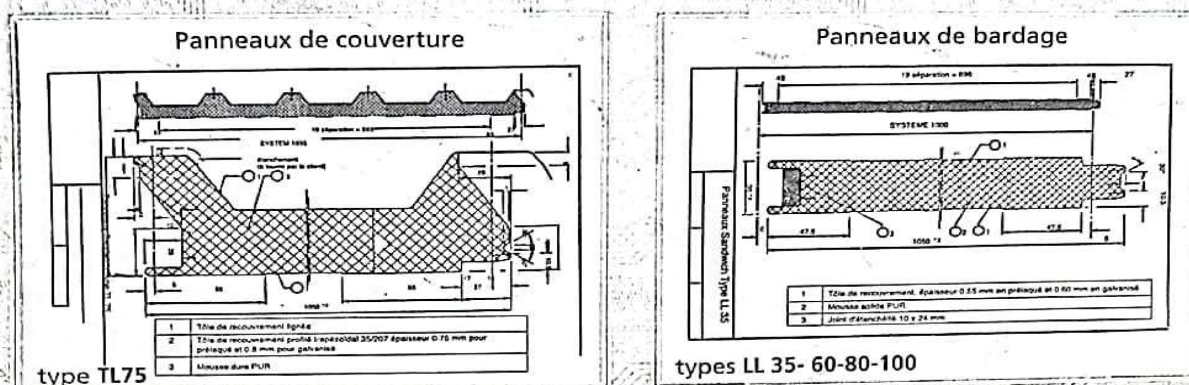
Annexes
 23/26

Annexe B

Chapitre II: Evaluation des charges

1. Caractéristique technique de panneaux sandwich pour la couverture et le bardage

Caractéristiques techniques des panneaux sandwich



Type	Longueur maxi.	Largeur standard	Epaisseur	Poids	Résistance à la conductibilité	coefficient de transmission thermique	Distance entre traverses maxi. en m		
							$1/\lambda$	K	n° supports de travée
	m	mm	mm	Kg/m ²	m ² K / W	W/m ² .K	1	2	3
1/ Panneaux de Couverture									
<i>Surface Prélaquée</i>									
TL 75 P	12	1035	75	14.20	2.32	0.40			
<i>Surface Mixte</i>									
TL 75 M		1035	75	15.21	2.32	0.40			
<i>Surface Galvanisée</i>									
TL 75 G	12	1035	75	17.90	2.32	0.40			
2/ Panneaux de Bardage									
<i>Surface Prélaquée</i>									
LL 35 P	12	1000	35	10.9	1.7	0.53	3.10	3.59	3.99
LL 60 P	12	1000	60	11.84	2.95	0.32	4.79	4.32	5.05
LL 80 P	12	1000	80	12.75	3.95	0.24	5.37	4.34	4.99
LL 100 P	12	1000	100	13.64	4.45	0.19	5.81	4.51	5.12
<i>Surface Mixte</i>									
LL 35 M	12	1000	35	11.89	1.7	0.53	3.10	3.59	3.99
LL 60 M	12	1000	60	13.09	2.95	0.32	4.79	4.32	5.05
LL 80 M	12	1000	80	14.09	3.95	0.24	5.37	4.34	4.99
LL 100 M	12	1000	100	14.89	4.45	0.19	5.81	4.51	5.12
<i>Surface Mixte</i>									
LL 35 G	12	1000	35	13.38	1.7	0.53	3.10	3.59	3.99
LL 60 G	12	1000	60	14.34	2.95	0.32	4.79	4.32	5.05
LL 80 G	12	1000	80	15.24	3.95	0.24	5.37	4.34	4.99
LL 100 G	12	1000	100	16.28	4.45	0.19	5.81	4.51	5.12

* Selon les calculs statiques

NB: Longueur sur commande jusqu'à 12m.

TL : T: Trapezoïdale pour peau extérieure L: Linéaire pour peau intérieure

LL : Les 2 peaux en Linéaire-Linéaire

2. Effet de neige

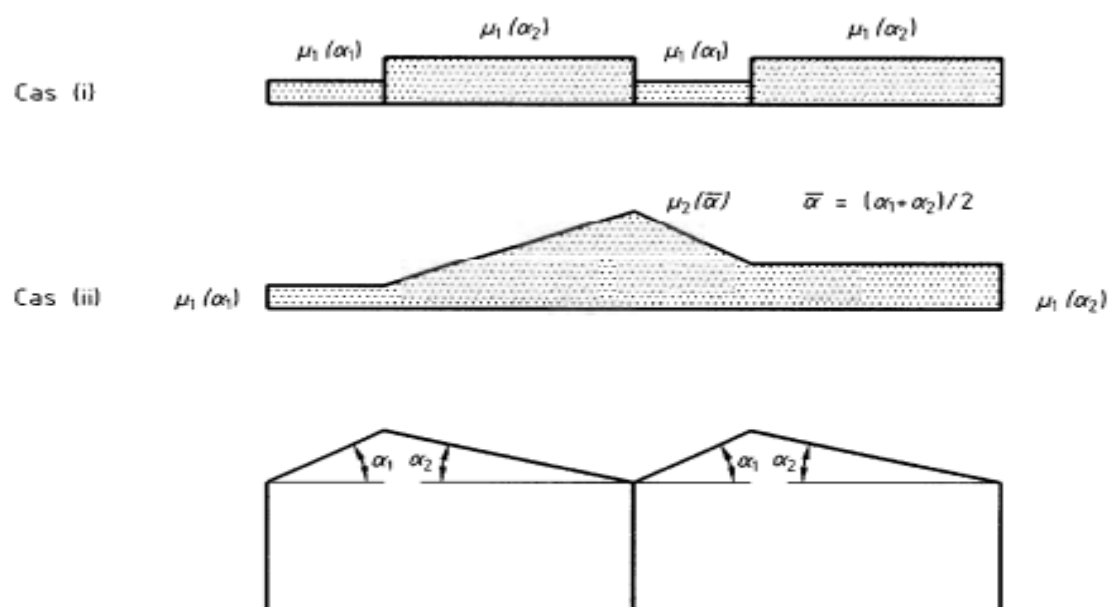


Figure 9 : Coefficients de forme - Toitures à versants multiples

(α) angle du versant par rapport à l'horizontale (en °)	$0 \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha \leq 45^\circ$	$\alpha > 45^\circ$
coefficient de forme μ_1	0.8	$0.8 + 0.8 \left(\frac{\alpha}{30} \right)$	Une analyse particulière est à faire à partir des phénomènes de base (glissement de la neige, redistribution par le vent) pour la détermination des valeurs de μ .
coefficient de forme μ_2	$0.8 \left(\frac{60 - \alpha}{30} \right)$	1.6	

Tableau.4 : Coefficients de forme - Toitures à redans ($\alpha_1 > 60^\circ$)

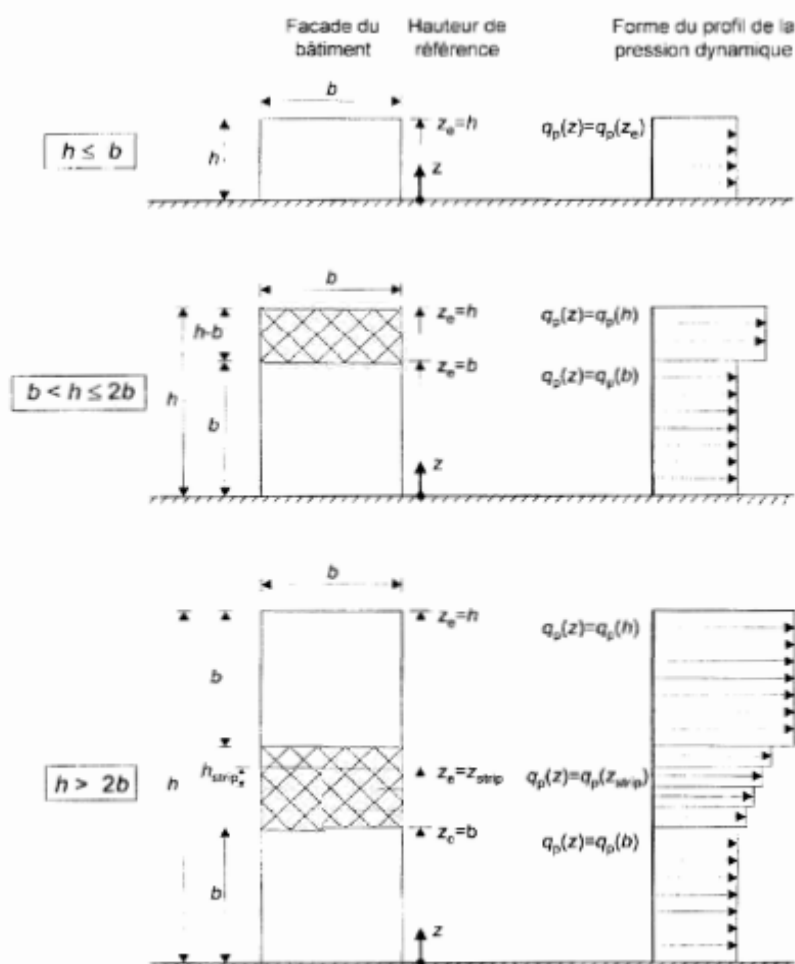
3. Effet du vent

Zone	$q_{\text{réf}}$ (N/m ²)
I	375
II	435
III	500
IV	575

Tableau 2.2 : Valeurs de la pression dynamique de référence

Catégories de terrain	K_T	z_0 (m)	z_{min} (m)	ϵ
0 Mer ou zone côtière exposée aux vents de mer	0,156	0,003	1	0,38
I Lacs ou zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de tous obstacles.	0,170	0,01	1	0,44
II Zone à végétation basse telle que l'herbe, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins 20 fois leur hauteur.	0,190	0,05	2	0,52
III Zone à couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forêts permanentes).	0,215	0,3	5	0,61
IV Zones dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0,234	1	10	0,67

Tableau 2.4 : Définition des catégories de terrain

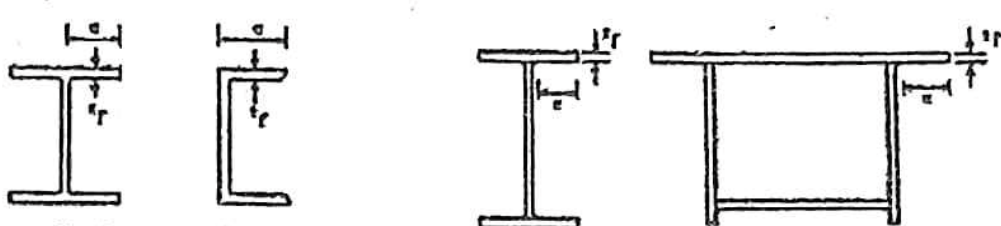
Figure 2.1 : Hauteur de référence z_e et profil correspondant de la pression dynamique

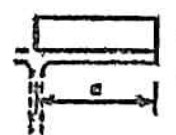
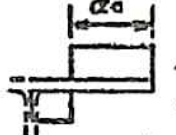
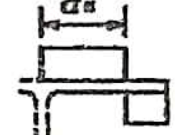
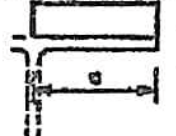

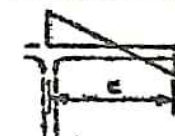
Annexe C

Chapitre III: Dimensionnement des éléments secondaires

1. Tableau classification des sections

(c) Parois de semelles en console :



Classe	Type de section	Paroi comprimée	Paroi en flexion composée		
			bord comprimé	bord tendu	
					
1	laminées	$c/t \leq 10 e$	$c/t \leq \frac{10 e}{a}$	$c/t \leq \frac{10 e}{\alpha \sqrt{a}}$	
	soudées	$c/t \leq 9 e$	$c/t \leq \frac{9 e}{a}$	$c/t \leq \frac{9 e}{\alpha \sqrt{a}}$	
2	laminées	$c/t \leq 11 e$	$c/t \leq \frac{11 e}{a}$	$c/t \leq \frac{11 e}{\alpha \sqrt{a}}$	
	soudées	$c/t \leq 10 e$	$c/t \leq \frac{10 e}{a}$	$c/t \leq \frac{10 e}{\alpha \sqrt{a}}$	
					
3	laminées	$c/t \leq 15 e$	$c/t \leq 23 e \sqrt{k_0}$ $c/t \leq 21 e \sqrt{k_0}$ Pour k_0 voir tableau 5.3.3		
	soudées	$c/t \leq 14 e$			
		f_y (N/mm ²)	235	275	355
	$e = \sqrt{235/f_y}$	- e -	- 1 -	- 0,92 -	- 0,81 -

(a) *Âmes : (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)*

Axe de flexion

$d = h - 3t_f \quad (t_f = t_w)$

Classe	Ame fléchée	Ame comprimée	Ame en flexion composée
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)			
1	$d/t_w \leq 72 \epsilon$	$d/t_w \leq 33 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,8$: $d/t_w \leq 308 \epsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,8$: $d/t_w \leq 36 \epsilon / \alpha$
2	$d/t_w \leq 83 \epsilon$	$d/t_w \leq 38 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,8$: $d/t_w \leq 450 \epsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,8$: $d/t_w \leq 41,6 \epsilon / \alpha$
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)			
3	$d/t_w \leq 124 \epsilon$	$d/t_w \leq 42 \epsilon$	Quand $\psi > -1$: $d/t_w \leq 42 \epsilon / (0,87 + 0,33 \psi)$ Quand $\psi \leq -1$: $d/t_w \leq 62 \epsilon (1 - \psi) \sqrt{(-\psi)}$
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$		f_y (N/mm ²)	235
		E	270
			0,92
			0,81

Annexe D

Chapitre IV: Etude sismique et analyse dynamique

Tableau 4.1. : coefficient d'accélération de zone A.

Groupe	Zone		
	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

Tableau 4.2 : Valeurs de ξ (%)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau 4.4.: valeurs des pénalités P_q

Critère q »	P_q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Tableau 4.3 : valeurs du coefficient de comportement R

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	<u>Béton armé</u>	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2
B	<u>Acier</u>	
7	Portiques autostables ductiles	6
8	Portiques autostables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	Portiques en console verticale	2
C	<u>Maçonnerie</u>	
12	Maçonnerie porteuse chaînée	2,5

Tableau 4.6 : valeurs du coefficient C_T

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

Annexe E

Chapitre VI: Etude des assemblages

1. Tableau des sections des boulons

Désignation	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
d (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
d ₀ (mm)	9	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33
A (mm ²)	50,3	78,5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
A _s (mm ²)	36,6	58	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561
φ rondelle (mm)	16	20	24	27	30	34	36	40	44	50	52
φ clé (mm)	21	27	31	51	51	51	58	58	58	58	58
tôle usuelle (mm)	2	3	4	5	6	7	8	10,14	> 14	-	-
cornière usuelle (mm)	30	35	40	50	60	70	80	120	> 120	-	-
d _m (mm)	14	18,3	20,5	23,7	24,58	29,1	32,4	34,5	38,8	44,2	49,60

ملخص

يهدف هذا المشروع للسنة النهائية إلى دراسة وتحديد أبعاد العناصر الهيكلية لمستودع تخزين في إطار معدني بأربعة أوجه (منطقة تربية) مع توسيع بطانة جانبيين (منطقة تخزين). تقع هذه الهيكلية في المنطقة الصناعية لـ عين الدفلى في بلدية شتوان بولاية تلمسان.

تم اتخاذ عدة خطوات لدراسة هذا القاع الفولاذي. أولاً وقبل كل شيء، تم إجراء تقييم للأعمال التي تؤثر على الهيكل، التي تمثلت في الأحمال الدائمة والتشغيلية والمناخية (الثلوج والرياح) وفقاً للوائح السارية، وهي DTR- C2.2 و RNV99 الإصدار 2013. استناداً إلى هذه الأحمال المقدر، تم إجراء تحجيم مبدئي للعناصر الثانوية مثل الأقواس وقوائم الغطاء باتباع قواعد حساب الهياكل المعدنية المقدمة من قبل اللائحة CCM97. تم بعد ذلك إجراء دراسة زلزالية على الهيكل، بتطبيق توصيات اللائحة RPA99 الإصدار 2003، ولاستخراج الأحمال المطبقة على العناصر الهيكلية. تلا ذلك التحقق من العناصر الرئيسية (الأعمدة والعوارض) ودراسة التجميعات اللازمة بناءً على اللائحة CCM97. أخيراً، يختتم هذا التقرير بتحجيم البنية التحتية لهذا المستودع الفولاذي باستخدام طريقة حساب اللائحة BAEL91.

Abstract

This final year project aims to study and determine the dimensions of the structural elements of a storage hangar in a 4-sided metal frame (livestock area) with a 2-sided extension (storage area). This structure is located in the industrial zone of AIN DAFLA in the municipality of CHETOUANE in the province of TLEMEN.

Several steps have been taken to study this metal hall. Firstly, an assessment of the actions affecting the structure, represented by permanent, operational, and climatic loads (snow and wind), was carried out according to the applicable regulations, namely DTR-C2.2 and RNV99 version 2013. Based on these assessed loads, a preliminary sizing of secondary elements such as rafters and cladding battens was performed following the calculation rules for metal structures provided by regulation CCM97. Subsequently, a seismic study was conducted on the structure, applying the recommendations of regulation RPA99 version 2003, to account for the loads applied to the structural elements. This step was followed by the verification of the main elements (columns and trusses) and the study of the necessary assemblies based on regulation CCM97. Finally, this report concludes with the sizing of the infrastructure of this metal hangar using the calculation method of BAEL91.

Résumé

Ce projet de fin d'études consiste à étudier et à déterminer les dimensions des éléments structuraux d'un hangar de stockage en charpente métallique de multiples versants (partie d'élevage) plus une extension de 2 versants (partie stockage). Cette structure se trouve à la zone industrielle d'AIN DAFLA dans la commune de CHETOUANE de wilaya de TLEMEN.

Plusieurs étapes ont été accomplies pour étudier ce hall métallique. Tout d'abord, une évaluation des actions agissantes sur la structure qui sont représentées par les charges permanentes, d'exploitations et climatiques (la neige et le vent), a été réalisée en suivant les règlements en vigueur à savoir le DTR-C2.2 et le RNV99 version 2013. A travers ces charges évaluées, un pré-dimensionnement des éléments secondaires tels que les pannes, les lisses de bardage a été effectué en suivant les règles de calcul des structures métallique donné par le règlement CCM97. Ensuite, une étude sismique a été effectuée sur la structure, en appliquant les recommandations du règlement RPA99 version 2003, pour prendre les sollicitations appliquées sur les éléments structuraux. Cette étape a été suivie par la vérification des éléments principaux (les poteaux et les traverses) ainsi que par l'étude des différents assemblages nécessaires en s'appuyant sur le règlement CCM97. Enfin, ce mémoire se termine par le dimensionnement de l'infrastructure de ce hangar métallique en utilisant la méthode de calcul du BAEL91.