



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي



Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة غرداية

N° d'enregistrement

/...../...../...../...../.....

Université de Ghardaïa

كلية العلوم والتكنولوجيا

Faculté des Sciences et de la Technologie

قسم الهندسة المدنية

Département de Génie Civil

Mémoire en vue de l'obtention du diplôme de
MASTER

Domaine : Sciences et Technologies.

Filière : Génie Civil.

Spécialité : structure.

Thème :

**Conception et étude d'un Hangar en charpente métallique
À usage de stockage (entrepôt)**

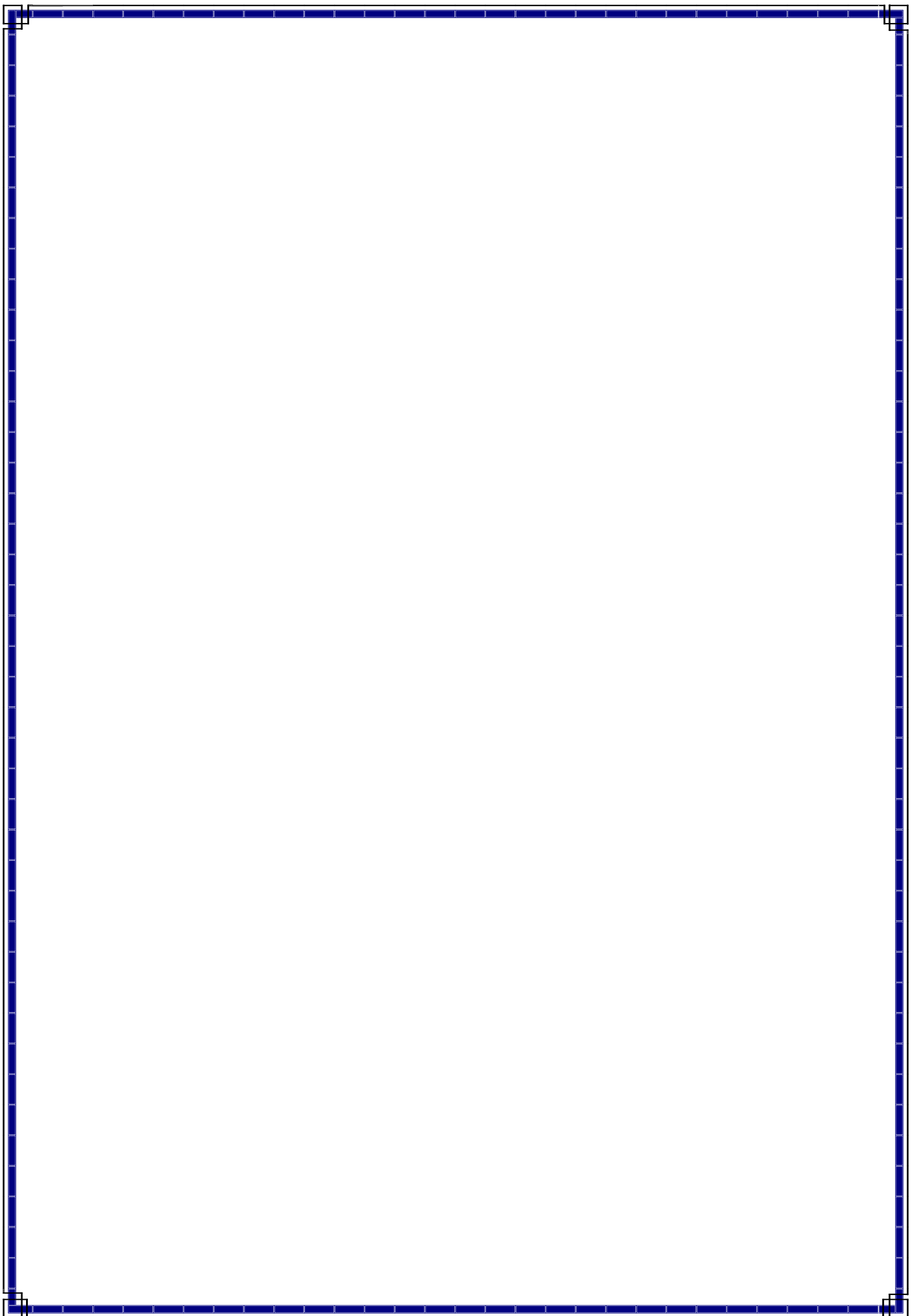
Par :

Abderrahmane DKHINISSA & Mohammed Lamine BELAID

Évalué Par le jury composé de

NESSIL Abdelhamid	M.A.A.	Univ Ghardaïa	Evaluateur
SALHI Aimad	M.A.A.	Univ Ghardaïa	Evaluateur
Mr. Miloud CHERIF	Ecole doctorale	Université Laghouat	Encadreur
Mr. Mustafa CHIHANI	Ingénieur d'état	Université Mascara	Co-Encadreur

Année universitaire 2020/2021



Remerciements

Nous remercions avant tout Dieu tout-puissant, de nous avoir guidé toutes les années d'études et nous avoir donnée la volonté, la patience le courage
D'accomplir

Ce modeste travail.

Nous voudrions exprimer nos vifs remerciements à notre encadreur **Mr CHERIF Miloud** pour sa patience, ses conseils pertinents avec écoute, et ses efforts pour diriger à élaborer Ce travail.

Nous remercions également Co Encadreur **Mustapha chiahani** pour son soutien et ses conseils.

Nous remercions l'ensemble des membres du jury pour avoir examiné notre
Travail.

Enfin nous remercions aussi tout ce qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Dédicaces

*C'est grâce à Allah, seul, que j'ai pu achever
ce travail modeste, Je le dédie à :*

A mon cher père et ma chère mère

A mes sœurs et mon frère

A ma grande et petite famille

A tous mes amis et collègues sans exception

*Ainsi tous mes enseignants et amis étudiants de la 1ère promotion du
Master II en génie civil
A l'université du GHARDAIA*

Dkhinissa Abderrahmane

Dédicaces

*C'est grâce à Allah, seul, que j'ai pu achever
ce travail modeste, Je le dédie à :*

A mon cher père et ma chère mère

A mes sœurs et frères

A ma grande et petite famille

A tous mes amis et collègues sans exception

*Ainsi tous mes enseignants et amis étudiants de la 1ère promotion du
Master II en génie civil*

A l'université du GHARDAIA

Belaid Mohammed lamine

Résumé

Notre projet fin d'étude situe à la wilaya de MASCARA, c'est une étude dans le but de dimensionnement d'un entrepôt de stockage en charpente métallique, il est constitué pignons stabilisés par des contreventements

Verticales et horizontales.

Couvert par une toiture à deux versants non symétriques avec des ouvertures pour la lumière, dans ce projet en a utilisé toutes les connaissances théoriques et techniques :

D'abord on a calculé tous les actions climatiques (neige et vent) ainsi que l'évaluation des charges et surcharges selon le règlement Algérien « RNV 99 version 2013 ».

En deuxième lieu le pré dimensionnement des différents éléments structuraux et secondaire par utilisation du logiciel « ROBOT structural analysais 2020 ».

En suite la vérification des éléments et l'étude des assemblages ainsi que l'étude sismique et la détermination de contreventement selon « CCM 97 » et logiciel « ROBOT structural analysais 2020 ». L'étude d'infrastructure selon le « BAEL 91 » et logiciel « ROBOT structural analysais 2020 ».

En fin on est terminé par une conclusion.

Abstract

Our end of study project located in the wilaya of MASCARA, it is a study for the sizing of a metal frame storage warehouse. It consists of gables stabilized by bracing vertical and horizontal ; covered by a non symmetrical gable roof with openings for light.

In this project we used all the theoretical and technical knowledge :

First, we calculated all the climatic actions (Snow and Wind) as well as the evaluation of loads and overloads according to the Algerian regulation "RNV 99 version 2013".

Secondly, the pre-sizing of the various structural and secondary elements by using the "ROBOT structural analyze 2020" software, after That the verification of the elements and the study of the assemblies as well as the seismic study and the determination of bracing according to "CCM 97" and "ROBOT structural analyze 2020" software. The infrastructure study according to "BAEL 91" and "ROBOT structural analyze 2020" software.

We concluded the study with a summary.

ملخص

مشروع نهاية دراستنا يقع ولاية معسكر، هذه دراسة لغرض تحجيم مستودع تخزين ذو إطار معدني يتألف من العديد من الإطارات الحاملة (Pignons) مستقرة بهياكل مقاومة (عوارض لرياح) أفقية وعمودية.

غطاء السقف مشكل من جانبيين منحدرين غير متناظرين مع فتحات للضوء، في هذا المشروع استخدمنا كل المعرفة النظرية والتقنية:

أولاً، لحساب جميع الإجراءات المناخية (الثلج والرياح) وكذلك تقييم الأحمال والأحمال الزائدة وفقاً للقوانين التقنية الجزائرية .

« RNV 99 version 2013 »

ثانياً: التحجيم المسبق للعناصر الهيكلية والثانوية المختلفة باستخدام برنامج « روبو للتحليل الهيكلي 2020 »

. « ROBOT structural analysais 2020 »

من ثم التحقق من العناصر ودراسة دراسة الوصلات وفق وكذلك دراسة زلزالية وتحديد الدعامات وفق «CCM 97» وبرنامج

روبو للتحليل الهيكلي 2020 «ROBOT structural analysais 2020»

ودراسة البنية التحتية حسب «BAEL 91» وبرنامج « روبو للتحليل الهيكلي 2020

« ROBOT structural analysais 2020 »

ثم ختمت الدراسة بملخص.

SOMMAIRE

Introduction générale	1
CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage	
I.1 Introduction :	4
I.2 Présentation du projet :	4
I.2.1 : localisation du projet :	4
I.2.2 Données géométriques :	5
I.2.3 Données de site :	5
I.2.4 Règlements utilisées :	6
I.3 Elements structuraux :	6
I.4 Matériaux utilisée :	6
I.4.1 Aciers :	6
I.4.1.1 Propriétés de l'acier :	7
I.4.1.2 Propriétés mécaniques de l'acier :	8
I.4.2 Béton :	8
I.4.2.1 caractéristiques du béton :	8
CHAPITRE II : actions climatiques	
II.1 Introduction :	10
II.2 Étude a la neige :	10
II.2.1 But :	10
II.2.2 Domaine d'application :	10
II.2.3 La charge de la neige sur le sol (Sk) :	10

II.2.4 Calcul des charges de la neige sur la toiture :	11
II.3 Action du vent :	12
Introduction :	12
II.3.1 directions du vent :	12
II.3.2 Détermination de la pression dynamique des points :	13
II.3.2.1 la pression dynamique de référence :	14.
II.3.2.2 Hauteur de référence z_e :	14
II.3.2.3 Coefficient d'exposition C_e :	15
II.3.2.3.1 coefficients de topographie (C_t) :	15
II.3.2.3.2 coefficients de rugosité C_r :	16
II.3.2.3.3 L'intensité de la turbulence $I_v(z)$:	17.
II.3.3 Détermination de coefficient dynamique C_d :	18
II.3.4 Détermination de la pression aérodynamique $W(z_j)$:	18
II.3.4.1 Détermination des coefficients de pressions extérieures	
C_{pe} et les coefficients des pressions intérieures C_{pi} :	19
-a) coefficients de pression extérieure C_{pe} :	19
-b) coefficients de pression intérieure C_{pi} :	19
II.3.4.1.1 Calcul de C_{pe} Vent perpendiculaire au long-pan (sensV1) :	20
II.3.4.1.2 Calcul de C_{pe} Vent perpendiculaire au pignon (sensV2) :	25
II.3.4.1.3 Calcul de C_{pi} Vent perpendiculaire au pignon (sensV2) :	28
II.3.4.1.4 Calcul de C_{pi} Vent perpendiculaire au long-pan (sensV1) :	29.
II.3.4.2 calculs de la pression aérodynamique $W(z_j)$:	30
II.3.4.2.1 Vent perpendiculaire au pignon (sens V2) :	30
II.3.4.2.2 Vent perpendiculaire au long pan (sens V1) :	34

II.3.4.3 Evaluation des cas les plus défavorables :	37.
II.3.5 Action d'ensemble :	38
II.3.5.1 détermination de la force extérieure $F_{w,e}$ cas de direction	
Du vent vers le pignon (V2) :	39
II.3.5.2 déterminations de la force intérieure $F_{w,i}$ cas de direction	
Du vent vers le pignon (V2) :	40
II.3.5.3 déterminations de la force de frottement :	40
II.3.5.4 Calcul de F_w cas de direction du vent vers le pignon (V2) :	43
II.3.5.5 déterminations de la force extérieure $F_{w,e}$ cas de direction	
Du vent vers long pan (V1) :	43
II.3.5.6 déterminations de la force intérieure $F_{w,i}$ cas de direction	
Du vent vers long pan (V1) :	44
II.3.5.7 déterminations de la force de frottement :	45
II.3.5.8 Calcul de F_w cas de direction du vent vers long pan (V1) :	46

CHAPITRE III : Prédimensionnement Des éléments

III .1 Dimensionnement des panneaux de couverture et de bardage :	48
III .1.1 Définition Panneau sandwich :	48.
III .1.2 Panneaux couverture :	48
III .1.3. Panneaux bardage :	49
III.2 études des pannes :	50
III.2.1 définitions :	50
III.2.2 Détermination des sollicitations :	51

III.2.2.1	Evaluation des charges et surcharges :	51
III.2.2.2	Les charges et surcharges appliquées :	53
III.2.2.3	Les combinaisons d'actions :	54
III.2.3	Prédimensionnement :	55
III.2.4	Dimensionnement des pannes :	56
III.2.4.1	Condition de la flèche :	56
III.2.4.2	Condition de la résistance (ELU) :	56
III.3	Études Lisse de bardages :	62
III.3.1	Définition :	62
III.3.2	Lisse de bardage de long pan :	63
III.3.2.1	Evaluation des charges :	63
III.3.2.2	Condition de la flèche :	64
III.3.2.3	Condition de la résistance (ELU) :	66
III.3.3	Lisse de bardage de pignon :	71
III.3.3.1	Evaluation des charges :	71
III.3.3.2	Condition de la flèche :	72
III.3.3.3	Condition de la résistance (ELU) :	73
III.4	Les potelets :	78
III.4.1	Définition :	78
III.4.2	Détermination des sollicitations :	78
III.4.2.1	Evaluation des charges et surcharges :	79
III.4.2.2	Vérification de la section a la résistance :	80
III.4.2.3	Vérification de l'élément aux instabilités :	83

CHAPITRE IV : Calcul des Contreventements

IV.1	Introduction	89
IV.2	Dispositions des contreventements :	89
IV.3	Principe :	90
IV.4	Calcul des contreventements :	90

CHAPITRE V : Étude sismique

V.1 Introduction	96
V.2 Différents méthodes :	96
V.3 Résultat de l'analyse des sismique :	96

CHAPITRES VI : Vérification des Elements

VI.1 Introduction :	101
VI.2 Poteaux :	102
VI.3 Traverse :	103
VI.4 contreventements :	104
VI.5 les panne :	105
VI.6 les potelets :	106

CHAPITRES VII : Calcul des Assemblages

VII.1 Introduction :	108
VII.2 Rôle des assemblages :	108
VII.3 Fonctionnement des assemblages :	108.
VII.3.1 Les principaux modes d'assemblages sont :	108
VI.4 Types d'assemblages boulonnés par platine d'extrémité :	109
VI.5 Calcul des assemblages :	109
VII.5.1 assemblages poutre-poteau :	110
VII.5.2 assemblages poutre-poutre :	114
VII.5.3 Assemblages des contreventements :	119
VII.5.4 Assemblage pied de poteau :	123

CHAPITRE VIII étude de l'infrastructure

VIII.1 Introduction :	128
VIII.2 Choix des fondations :	128
VIII.2.1Donc son calcul ne peut être effectuée que lorsqu'on connaît :	128
VIII.3 les caractéristiques des matériaux utilisés	128
VIII.4Calcul des fondations sous poteaux	129
conclusion générale	141
Références bibliographiques	142
ANNEXES	143
LES PLANS	154

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE II

Tableau II.1 charge de la neige sur le sol dans chaque zone.	11
Tableau II.2 coefficients de forme -toiture à deux versants.	11
Tableau II.3: Paramètres de la catégorie de terrain III.	16
Tableau II.4: les valeurs de Coefficient d'exposition Et de la pression dynamique.	17
Tableau II.5 : Les valeurs des surfaces des zones De vent des parois dans le sens V1.....	21
Tableau II.6 : Les valeurs des Cpe sur les parois dans le sens V1.	22
Tableau II.7 : les surfaces des zones chargées pour La toiture cas de vent dans le sens V1.....	24
Tableau II.8 : Les valeurs des Cpe sur la toiture dans le sens V1.....	24
Tableau II.9 : les surfaces des zones chargées pour les parois verticales (en m ²)	25
Tableau II.10 : les valeurs de Cpe correspondant à chaque zone Des parois verticales sens V2.....	25
Tableau II.11: les surfaces des zones chargées pour la toiture (en m ²)	27
Tableau II.12 : les valeurs de Cpe correspondant à chaque zone De toiture cas de vent dans le sens V2.....	28
Tableau II.13 : les valeurs de coefficient de pression intérieure les plus défavorable.....	30
Tableau II.14 : valeurs de la pression aérodynamique sur Les parois verticales cas de la surpression.....	30

Tableau II.15 : valeurs de la pression aérodynamique sur La toiture, cas de la surpression.....	31
Tableau II.16 : valeurs de la pression aérodynamique sur Les parois verticales cas de la dépression.....	32
Tableau II.17 : valeurs de la pression aérodynamique sur La toiture cas de la dépression.....	33
Tableau II.18 : valeurs de la pression aérodynamique sur Les parois verticales cas de la surpression.....	34
Tableau II.19 : valeurs de la pression aérodynamique sur La toiture, cas de la surpression.....	35
Tableau II.20 : valeurs de la pression aérodynamique Sur les parois verticales cas de la dépression.....	35
Tableau II.21 : valeurs de la pression aérodynamique sur La toiture, cas de la dépression.....	36
Tableau II.22 : récapitulation des valeurs de la pression maximale pour deux cas de surpression et dépression pour la direction du vent sur le pignon.....	37
Tableau II.23 : récapitulation des valeurs de la pression maximale pour deux cas de surpression et dépression pour la direction du vent sur Long pan.....	38
Tableau II.24 : les résultants de calcul de pression extérieure We correspondant à chaque zone.....	39
Tableau II.25 : les résultants de calcul de force extérieure Fw, e correspondant à chaque zone.....	39

Tableau II.26 : les résultants de calcul de pression intérieure	
W_i correspondant à chaque zone.....	40
Tableau II.27 : les résultants de calcul de force intérieure	
F_{wi} correspondant à chaque zone.....	40
Tableau II.28 : les résultants de calcul de la force aérodynamique résultante	
F_w cas de vent sur le pignon (sens V1)	43
Tableau II.29 : les résultants de calcul de pression extérieure	
W_e correspondant à chaque.	43
Tableau II.30 : les résultants de calcul de force extérieure	
F_w, e correspondant à chaque zone.....	44
Tableau II.31 : les résultants de calcul de pression intérieure	
W_i correspondant à chaque zone.....	44
Tableau II.32 : les résultants de calcul de force intérieure	
F_w, i correspondant à chaque zone.....	45.
Tableau II.33 : les résultants de calcul de la force aérodynamique résultante	
F_w cas la direction de vent sur le Long pan (sens V2)	46

CHAPITRE III

Tableau III.1 : le poids propre de panneau correspondant à chaque épaisseur.....	48
Tableau III.2 : le poids propre de panneau correspondant à chaque épaisseur.....	49
Tableau III.3 : Décomposition des charges suivant l'axe Z-Z et Y-Y.....	53
Tableau III.4 : Caractéristiques de l'UPN140.....	55
Tableau III.5 : Caractéristiques de l'UPN140.....	56
Tableau III.6 : Caractéristiques de l'UPN140.....	72

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I

Figure I.1 : Localisation du site de projet.	4
Figure I.2 : Présentation de l'ouvrage.	5
Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier.....	7

CHAPITRE II

Figure II.1 Représentation des charges statique de neige sur la toiture et sur le sol.....	12
Figure II.2: directions principales de vent.	13
Figure II.3: Hauteur de référence Z_e et profil correspondant De la pression dynamique.....	14
Figure II.4: Paramètres pour la détermination de $C_t(z)$ aux alentours des Falaises et escarpements.	15
Figure II.5 : la répartition de la pression dynamique de pointe sur la hauteur Z_e	18.
Figure II.6 : coefficient de pression intérieure C_{pi} Des bâtiments sans face dominante	20
Figure II.7 : vue en plan des zones de pression sur Les parois verticales sens V1.	21
Figure II.8 : Répartition des C_{pe} sur les parois dans le sens V1.	22
Figure II.9 : Répartition des zones de pression vent sur la toiture Sens V1.....	23

Figure II.10 : vue en plan des zones de pression sur	
Les parois verticales sens V2.....	25
Figure II.11 : les valeurs de Cpe correspondant à chaque zone	
Des parois verticales sens V2.....	26
Figure II.12 : La répartition des zones de pression sur la toiture sens V2.....	27
Figure II.13 : la répartition de la pression aérodynamique sur	
Les parois verticales, cas de la surpression.....	31
Figure II.14 : la répartition de la pression aérodynamique sur	
La toiture, cas de la surpression.....	32
Figure II.15 : la répartition de la pression aérodynamique sur	
Les parois verticales, cas de la dépression.....	33
Figure II.16 : la répartition de la pression aérodynamique sur	
La toiture, cas de la dépression.....	33
Figure II.17 : la répartition de la pression aérodynamique sur	
Les parois verticales, cas de la surpression.....	34
Figure II.18 : la répartition de la pression aérodynamique	
Sur la toiture, cas de la surpression.....	35
Figure II.119 : la répartition de la pression aérodynamique	
Sur les parois verticales, cas de la dépression.	36
Figure II.20 : la répartition de la pression aérodynamique sur	
la toiture, cas de la dépression.....	37
Figure II.21 : les forces de frottements sur la toiture et les parois	
Verticales cas de vent sur le pignon (sens V1)	42

CHAPITRE III

Figure III.1 : détail de panneau sandwich de la couverture.	49
Figure III.2 : Dispositions des pannes sur la toiture avec l'entraxe e.....	50
Figure III.3 : Schéma statique des surcharges d'entretien sur les pannes.....	51
Figure III.4 : Charge du vent sur les pannes.....	52
Figure III.5 : Charge de la neige sur les pannes.....	53
Figure III.6 : Représentation au cisaillement.....	58
Figure III.7 : Représentation de phénomène de déversement Dans la semelle inférieure.....	61
Figure III.8 : lisse de bardages.	63
Figure III.9 : la répartition des charges sur les lisses de long pan.	64
Figure III.10 : Représentation des charges et surcharges sur le potelet.	78

CHAPITRE IV

Figure IV.1 : Dispositions des contreventements.	89
Figure IV .2 : Stabilisation longitudinale d'un bâtiment industriel Par contreventement	90

Chapitre V

Figure.1 : Schéma du spectre de réponse suivant X	97
Figure.2 : Schéma du spectre de réponse suivant Y.	98

Notations

F_y : limite élastique.

F_u : la résistance à la traction.

G : module d'élasticité transversale.

ρ : Charge volumique de l'acier.

E : Module d'élasticité longitudinal.

W_{ply} : Module plastique de la section.

W_{ely} : Module élastique de la section.

q_p : Pression dynamique de pointe.

$q_{réf}$: pression dynamique moyen de référence.

$W(z_j)$: pression aérodynamique.

W_i : pression intérieure exercée.

W_e : pression extérieure exercée.

F_w : force aérodynamique résultante.

$F_{w,e}$: Forces extérieures du vent.

$F_{w,i}$: Forces intérieures du vent.

F_{fr} : Force de frottement.

S : charge caractéristique de la neige.

S_k : charge de la neige sur le sol.

G : action permanente.

Q : action d'exploitation.

g : Charge permanente uniformément répartie.

q : Charge d'exploitation uniformément répartie.

C_e : coefficient d'exposition au vent.

C_t : coefficient de topographie

C_r : coefficient de rugosité.

C_d : coefficient dynamique.

$I_v(z)$: l'intensité de la turbulence.

C_{pe} : coefficient de pression extérieur.

C_{pi} : coefficient de pression intérieur.

C_{fr} : coefficient de frottement.

α_T : Coefficient de dilatation thermique.

ν : Coefficient de poisson.

X_{LT} : coefficient de réduction pour le déversement en fonction de l'élancement réduite.

λ_{LT}^- : coefficient d'imperfection.

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

A : Aire de la section brute.

A_v : Aire de cisaillement.

V_{sd} : Effort tranchant.

$V_{plz, rd}$: Résistance plastique.

M_{sd} : Moment fléchissant.

$M_{pl, Rd}$: Moment fléchissant de résistance.

I_z : moment d'inertie de flexion.

$M_{b, rd}$: Le moment résistant de déversement.

K et K_w : facteur de longueur effective.

C_1 : facteur dépendant des conditions de charge et d'encastrement.

α : facteur d'imperfection.

β_{my} : facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.

INTRODUCTION GENERALE

Introduction Générale.

Dans le cadre de notre formation de master II en Génie Civil spécialité « Structure » à l'Université Ghardaïa, nous sommes amenés, à l'issue de notre cursus, à réaliser un projet de fin d'études (PFE), Le but de ce projet est d'être confronté à une situation professionnelle d'ordre scientifique et technique.

Notre projet en main consiste à Faire l'étude de l'ossature d'un hangar en charpente métallique à usage de stockage (entrepôt).

La construction en acier présente plusieurs avantages sur la construction en béton ; parmi ces avantages on peut citer :

- Les caractéristiques mécaniques de l'acier permet de franchir de grandes portées, ce qui offre de grandes surfaces libres très avantageuses au niveau des industries.

- Le montage se fait avec une rapidité remarquable par boulonnage ou soudure.

- Possibilité de modification de la structure.

- Bonne tenue en cas de tremblement de terre.

Tous ces avantages font de l'acier le choix numéro 1 surtout au niveau des hangars industriels.

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

Notre travail contient plusieurs chapitres après l'introduction :

- Un premier chapitre, présentation de l'ouvrage, qui mentionne la démarche adoptée pour mener à bien ce travail où l'ouvrage est présenté par ces données géométriques et localisation ainsi que les règlements et les matériaux utilisés.

- Le deuxième chapitre présente la détermination des différentes charges climatiques selon le « RVN 99 version 2013 ».

- Le troisième chapitre présente les principes et la procédure pour la détermination des différentes charges (permanente et d'exploitation) selon le document technique règlementaire « DTR BC.2.2 » ainsi que le prédimensionnement des éléments de la structure.

Introduction générale

Le quatrième chapitre, Calculs des contreventements afin d'assurer la stabilité de la structure en utilisant le logiciel « Robot 2020 ».

Le cinquième chapitre, l'étude dynamique et sismique du projet selon le « RPA99-V2003»

Le sixième chapitre, est la vérification des éléments structuraux.

Le septième chapitre, consiste à étudier les différents assemblages métalliques de la structure selon le « CCM97 ».

Enfin dans le huitième chapitre, traite l'étude de l'infrastructure selon le « BAEL91 ».

Comme tout travail, ce mémoire s'achève par une conclusion générale qui synthétise tout ce qui a été fait. Enfin, une série d'annexes vient d'apporter plus de détails et d'explication aux chapitres.

CHAPITRE I

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 Introduction :

Dans le domaine des Constructions Métallique on doit assurer la stabilité de la structure. Pour cela en va effectuer une étude d'un hangar en charpente métallique a la wilaya de Mascara dans le cadre de :

- déterminer toutes les actions les agissantes sur la structure (charges permanentes. Charges variables. Charges climatique).
- examiner les combinaisons possibles de ces charges pondérées afin d'en tirer celle la plus défavorable.
- calculer les sollicitations qui en résultent.
- dimensionner les différentes composantes de la structure, en tenant compte deux critères :

La résistance des pièces (ELU état limite ultime) et la stabilité de forme (ELS état limite de service).

I.2 Présentation du projet :

Notre projet fin d'étude c'est un hangar industriel en charpente métallique avec toiture à deux versants avec un joint dilation, destiné pour le stockage, sera implanté à Sig une commune de la wilaya de Mascara.

I.2.1 : localisation du projet :

L'ouvrage sera implanté à Sigg une commune de la wilaya de Mascara classé selon le règlement parasismique Algérien (RPA99 version 2003) comme zone de sismicité II.



Figure I.1 : Localisation du site de projet

I.2.2 Données géométriques :

- Longueur de l'ouvrage (long pan) : 75.07 m.
- Largeur de l'ouvrage (pignon) : 22.94 m.
- Hauteur totale : 10.55 m.
- Hauteur des poteaux : 7 m.
- Espacement entre portique 5 m.
- Joint dilation 0.3m

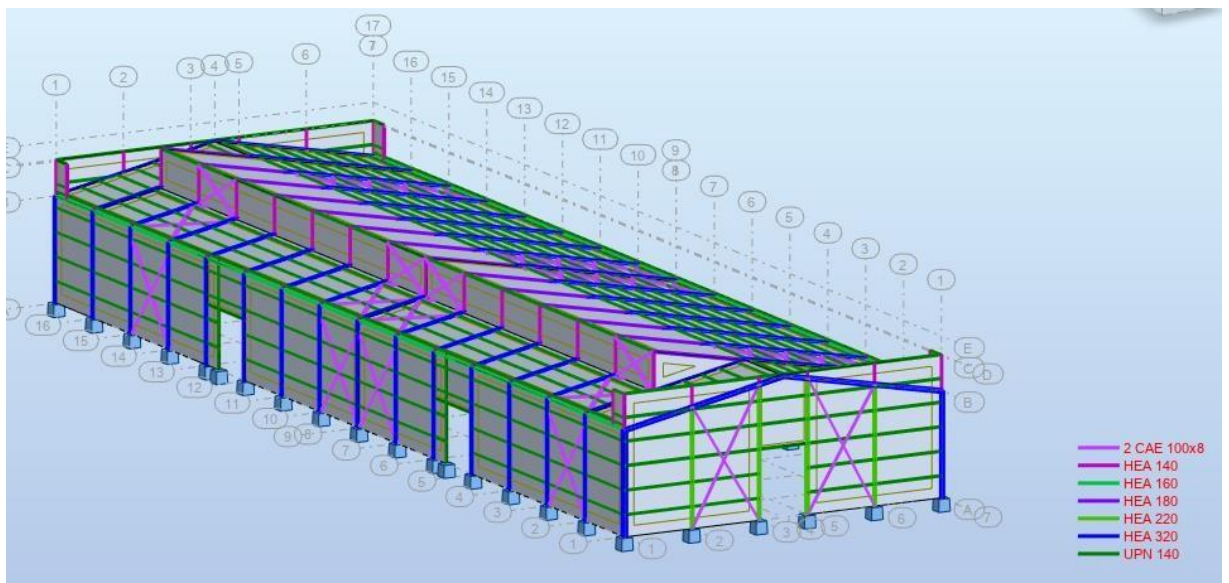


Figure I.2 : Présentation de l'ouvrage

I.2.3 Données de site :

- Altitude : 56 m.
- zone de sismicité (II a) d'après la classification établie par le RPA 99 (modifié 2003).
- zone (B) de la neige d'après le DTR C2-47 RNV version 2013.
- zone (I) du vent d'après le DTR C2-47 RNV version 2013.
- La contrainte admissible du sol $\hat{\sigma}_{sol}=1.5$ bars (rapport géotechnique du sol)
- Site catégorie (III) (sol meuble).

I-2-4 Règlements utilisés :

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

EUROCODE 3 : Calcul des structures métalliques.

DTR.BC.2.2 : Charges permanentes et charges d'exploitations.

DTR.BC.2.44 : Règles de conception des Structures en aciers « CCM97 ».

DTR. C.2.47 : Règlement Neige et Vent « RNV2013 ».

BAEL91 : Calcul des Structures en béton.

RPA99-V2003 : Règles parasismiques Algériennes version 2003.

I.3 Eléments structuraux :

Poteaux : HEA

Potelets : HEA

Panne : UPN

Panne sablière : HEA

Lisse de bardage : UPN

Contreventements : cornières

Bardage : panneaux sandwich

I.4 Matériaux utilisés :

Pour notre projet, on a choisi les matériaux de construction suivants :

I.4.1 Aciers :

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et un faible taux de carbone, qui sont extraits de matières premières naturelles tirées du sous – sol (mines de fer et de carbone).

Le carbone n'intervient dans la composition, que pour une très faible part (généralement inférieur à 1%).

Outre le fer et le Carbone, l'acier peut comporter d'autres éléments qui leur sont associés :

- Involontairement comme le phosphore et le soufre qui sont les impuretés qui altèrent les propriétés des aciers.
- Volontairement : ce sont notamment le silicium, le manganèse, le nickel, le chrome, le tungstène, le vanadium, etc. qui ont pour propriété d'améliorer les caractéristiques mécaniques des aciers (résistance à la rupture, dureté, limite d'élasticité, ductilité, résilience, soudabilité, corrosion...etc.).

I.4.1.1 Propriétés de l'acier :

- Résistance : Les nuances d'acier courantes et leurs résistances limites sont données par le règlement (**Eurocode 03**). La nuance choisie pour la réalisation de cet ouvrage est de l'acier S235.
- Ductilité : L'acier de construction choisi doit satisfaire les conditions suivantes :
 - Le rapport $f_u / f_y > 1,2$
 - La déformation ultime doit être supérieure à 20 fois la déformation élastique ($\epsilon_u \geq 20 \epsilon_y$).
 - L'allongement relatif ultime à la rupture ϵ_u doit être supérieur ou égal à 15%.

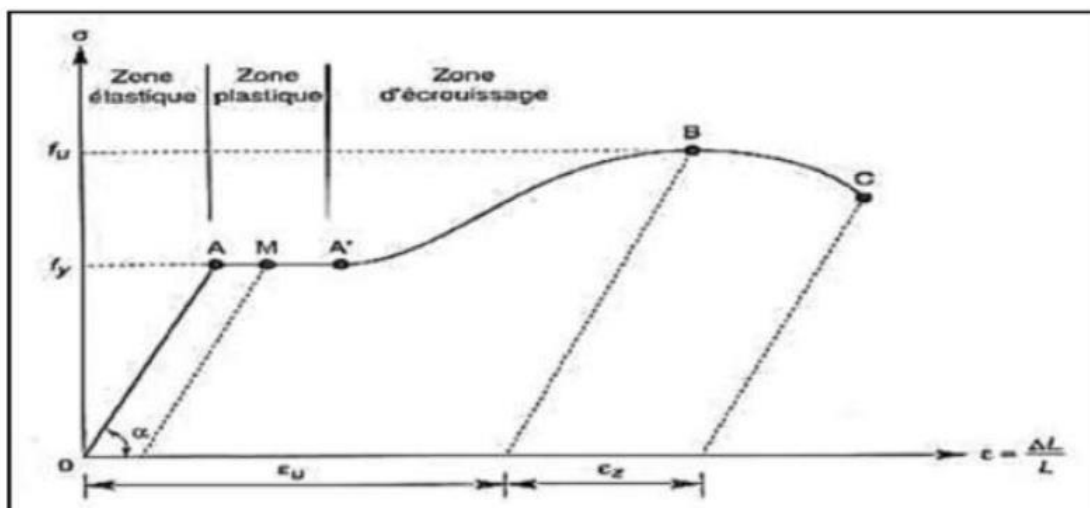


Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier.

I.4.1.2 Propriétés mécaniques de l'acier (§ 3.2.3 CCM97) :

- $F_y = 235 \text{ N/mm}^2$ (limite élastique)
- $F_u = 430 \text{ N/mm}^2$ (la résistance à la traction)
- $G = 81000 \text{ N/mm}^2$ (module d'élasticité transversale)
- $\rho = 78500 \text{ N / m}$ (Charge volumique de l'acier)
- $E = 210000 \text{ N/mm}^2$ (Module d'élasticité longitudinal)
- $\nu = 0.3$ (Coefficient de poisson)
- $\alpha_T = 10^{-5} / ^\circ\text{C}$ (Coefficient de dilatation thermique)

I.4.2 Béton :

Dans notre structure le béton utilisé pour les fondations.

C'est un matériau de construction Composé de granulats, de sable, ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvant pour modifier les propriétés.

I.4.2.1 Caractéristiques du béton :

- Poids volumique béton : $\rho = 25000 \text{ N/m}^3 = 2500 \text{ Kg /m}^3 = 25 \text{ KN/m}^3$
- Béton armé : 350 Kg/m^3 ciment CRS 210/325
- Béton de propriété : 150 Kg/ m^3 ciment CRS 210/325
- Le béton utilisé est défini du point de vue mécanique par :

La résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ N/mm}^2$

La résistance à la traction : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28} \Rightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$.

CHAPITRE II

ACTIONS CLIMATIQUES

II.1 Introduction :

Tous les ouvrages en charpente métalliques doit assurer la résistance aux différents actions climatiques pour cela on va effectuer une étude dans ce chapitre pour déterminer les charges du vent et de la neige.

Pour effectuer cette dernier. La réglementation neige & vent (**RNVA version 2013**), présent document technique réglementaire (DTR) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent et neige sur l'ensemble des bâtiments et constructions.

II.2 Étude a la neige :**II.2.1 But :**

Le but principal de cette étude est de définir les valeurs représentatives de la charge statique de la neige sur toute la surface située au-dessous du sol et soumise à l'accumulation de la neige notamment sur la toiture.

II.2.2 Domaine d'application :

Le présent règlement s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure ou égale à 2000m.

(Selon RNVA 2013 partie I, Article 2.2).

II.2.3 La charge de la neige sur le sol (Sk) :

La charge caractéristique de neige sur le sol SK par unité de surface est fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu considéré.

- L'altitude du projet est d'environ 56m => H= 56 m

- Notre projet est implanté a Mascara appartient à la zone B

Selon la classification de (RNVA2013).

-SK est donnée par le tableau suivant :

Zone	A	B	C	D
S_K	$\frac{0.07H + 15}{100}$	$\frac{0.04.H + 10}{100}$	$\frac{0.0325H+10}{100}$	Pas de charge de neige

Tableau II.1 charge de la neige sur le sol dans chaque zone.

$$S_k = (0.04 \cdot H + 10) / 100 = (0.04 \cdot 56 + 10) / 100 = 0.122 \text{ KN/m}^2$$

II.2.4 Coefficient de forme de la toiture :

Il est fonction de la forme de la toiture. Dans notre cas le hangar a une toiture à deux versants avec une Pente $\alpha = 11.58^\circ$; D'où $0 \leq \alpha = 11.58^\circ \leq 30^\circ$ On adopte pour le coefficient $\mu_1 = 0,8$.

(Selon le tableau 2 et la figure 7 RNVA2013).

(α) angle du versant par rapport à l'horizontale (en°)	$0 \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$	$\alpha \leq 60^\circ$
Coefficient μ_1	0.8	$0.8 \cdot \left(\frac{60-\alpha}{30}\right)$	0.0

Tableau II.2 coefficients de forme -toiture à deux versants.

II.2.4 Calcul des charges de la neige sur la toiture :

La charge caractéristique de la neige S par unité de surface en projection horizontale de la toiture soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu_1 \cdot S_K \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

Application numérique : $S = 0.8 \cdot 0.122$

$$S = 0.1 \text{ KN / m}^2$$

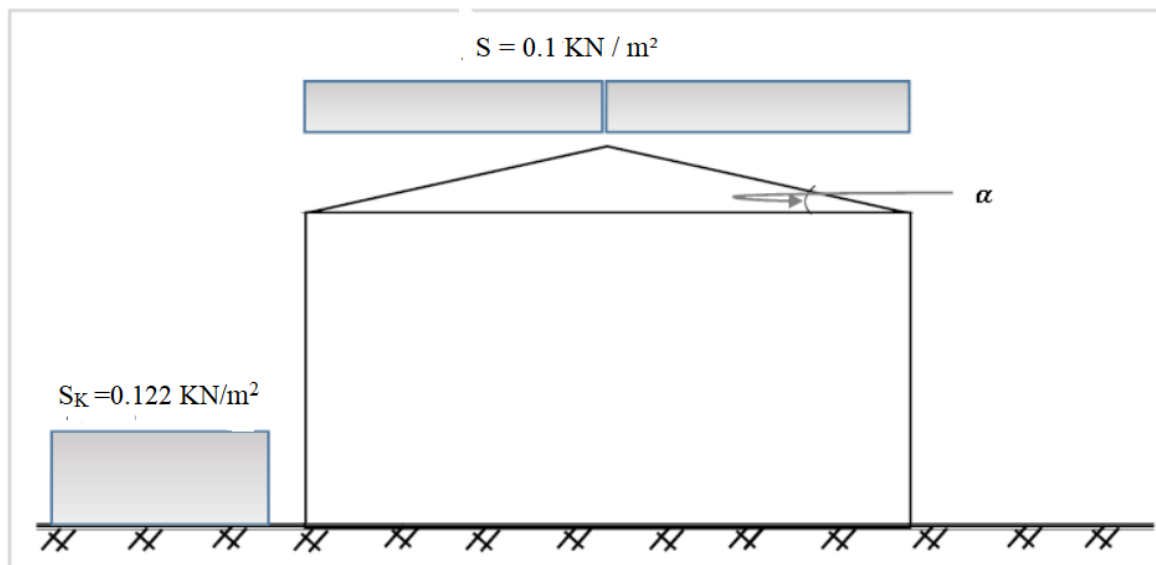


Figure II.1 Représentation des charges statique de neige sur la toiture et sur le sol

II.3 Action du vent :

Introduction :

L'effet du vent sur une construction a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Leurs actions horizontales et verticales agissent directement sur la structure.

Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée dans le but de la détermination des différentes actions dues au vent dans toutes les directions possibles.

Le calcul sera mené conformément au Règlement Neige et Vent 2013.

II.3.1 directions du vent :

Le calcul doit être effectué séparément pour chaque des directions perpendiculaires aux différentes parois de la construction.

Wilaya de MASCARA appartient à la zone de vent (I).

(Carte de vent-RNV/2013).

La zone est classée comme un terrain de catégorie III.

(Tableau2.4-RNV/2013).

Les deux directions principales du vent :

-(Sens V2) : le vent perpendiculaire au pignon.

-(Sens V1) : le vent perpendiculaire au long pan.

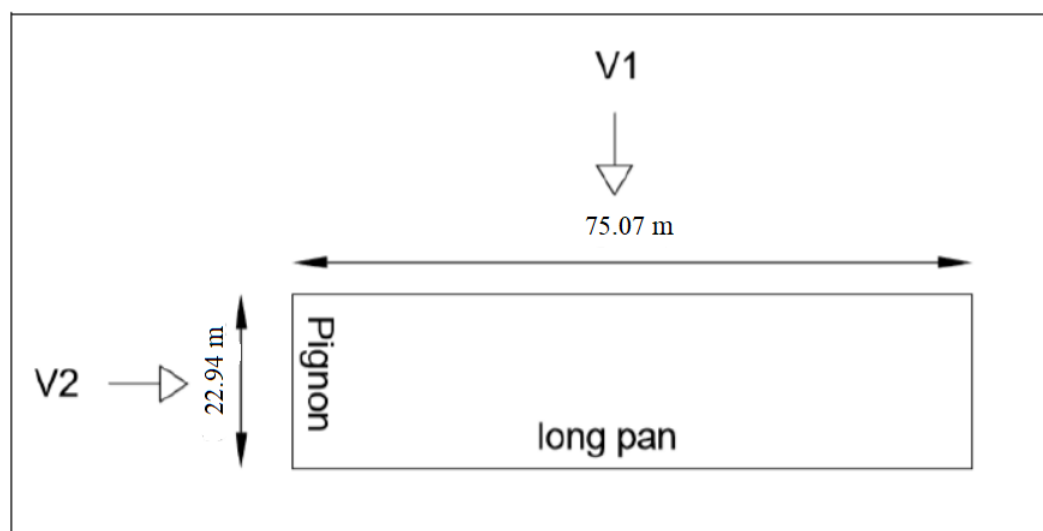


Figure II.2: les directions principales de vent.

II.3. Détermination de la pression dynamique des points :

Pression dynamique de pointe $q_p(z_e)$, à la hauteur de référence z_e est donnée par : $q_p(z_e) = q_{réf} * C_e(z_e)$

- $q_{réf}$ (en N/m^2) est la pression dynamique de référence donnée par le (tableau 2.2 de RNVA2013) en fonction de la zone de vent.

- C_e est le coefficient d'exposition au vent.

- z_e (en m) est la hauteur de référence.

II.3.2.1 la pression dynamique de référence :

Notre structure située à la commune de Sigg wilaya de MASCARA

, d’après RNVA 2013 la wilaya de MASCARA classé en (zone I) de la carte climatique de vent, Et suivant le tableau (Tableau2.2-RNV/2013)

Donc : $q_{réf} = 375 \text{ N/m}^2$

II.3.2.2 Hauteur de référence z_e :

Pour les murs au vent des bâtiments à parois verticales, z_e est déterminé comme indiqué par la figure 2.1 de RNVA 2013.

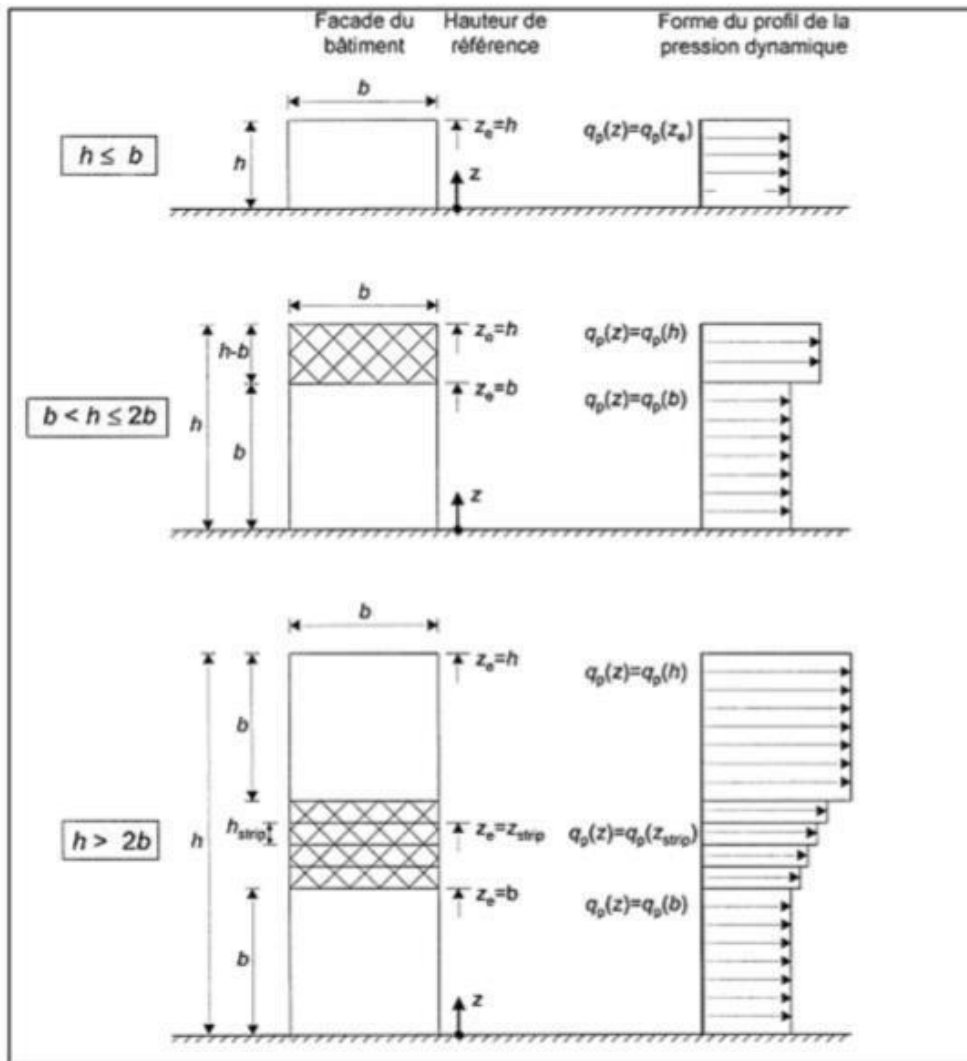


Figure II.3: Hauteur de référence z_e et profil correspondant de la pression dynamique.

-Hauteur de référence $z_e = h = 7\text{m}$ Et la largeur $b = 22,94\text{m} \Rightarrow h \leq b$;

$\Rightarrow z_e = h = 7\text{m}$.

-Pour les toitures, z_e est pris égal à la hauteur maximale des bâtiments

$\Rightarrow z_e = H = 10.63\text{m}$.

(Selon RNVA 2013 Chap. 2 article 2.3.2)

II.3.2.3 Coefficient d'exposition C_e :

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

$$C_e(z) = C_{t2}(z) + C_{r2}(z) + [1+7 \cdot I_v(z)]$$

[RNVA 2013 Chap. 2, formule 2.2]

- C_t est le coefficient de topographie.
- C_r est le coefficient de rugosité.
- $I_v(z)$ est l'intensité de la turbulence.
- Z (en m) est la hauteur.

II.3.2.3.1 coefficients de topographie (C_t) :

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

(RNVA 2013 Chap2, formule 2.4).

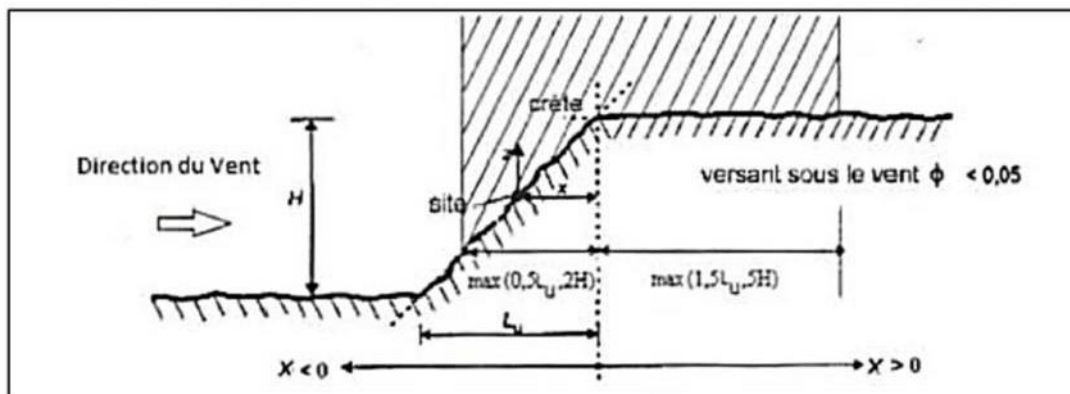


Figure II.4: Paramètres pour la détermination de $C_t(z)$ aux alentours des falaises et escarpements.

Calcul de ϕ :

Comme notre structure sera implantée dans un site totalement plan, ($H=0m$) pour toutes les directions du vent.

$$\Rightarrow \phi = H/L_u = 0 \Rightarrow \phi = 0 \Rightarrow \phi < 0.05 \Rightarrow Ct=1.$$

(Fomule2.4-RNV/2013)

II.3.2.3.2 coefficients de rugosité C_r :

Le coefficient de rugosité $C_r(z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il est donné par la relation suivante :

$$C_r(z) = KT \times \ln z/Z_0 \quad \text{pour } Z_{min} \leq Z \leq 200m$$

$$C_r(z) = KT \times \ln Z_{min}/Z_0 \quad \text{pour } Z < Z_{min}$$

(Selon RNVA 2013, Chap. 2, formule 2.3)

- KT : Facteur de terrain
- Z_0 (en m) : le paramètre de rugosité
- Z_{min} (en m) : la hauteur minimale
- Z (en m) : la hauteur considérée

Le terrain est de Catégories III :

On Utilise le tableau (2.4) de RNVA 2013 pour définir les valeurs de KT ET Z_0 et Z_{min} :

Catégorie de terrain	KT	Z_0 (m)	Z_{min} (m)
3	0.215	0.3	5

Tableau II.3: Paramètres de la catégorie de terrain III.

(Tableau 2.4, chapitre2 RNV 2013)

a) Calcul de C_r pour les parois verticales ($Z=7m$) $\Rightarrow Z_{min} \leq Z \leq 200m$:

$$C_r(z) = K_T \times \ln z/z_0 \quad \Rightarrow 0.215 * \ln 7/0.3 = 0.677$$

b) Calcul de C pour la toiture ($Z=10.63$) $\Rightarrow Z_{min} \leq Z \leq 200m$:

$$C_r(z) = K_T \times \ln z/z_0 \quad \Rightarrow 0.215 * \ln 10.63/0.3 = 0.767$$

II.3.2.3.3 L'intensité de la turbulence $I_v(z)$:

Est définie comme étant type de la turbulence divisée par la vitesse moyenne du vent et est donnée par l'équation :

$$I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln(\frac{z}{z_0})} \quad \text{pour } Z > Z_{min} \quad (a)$$

$$I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln(\frac{z_{min}}{z_0})} \quad \text{pour } Z < Z_{min} \quad (b)$$

(RNVA 2013 Chap2, formule 2.5)

-Calcul de $I_v(z)$ pour les parois verticales $Z_e= 7m > Z_{min} = 5m$

$$I_v(z) = \frac{1}{1 \times \ln(\frac{7}{0.3})} = 0.317$$

-Calcul de $I_v(z)$ pour la toiture $Z_e= 10.63m > Z_{min} = 5m$

$$I_v(z) = \frac{1}{1 \times \ln(\frac{10.63}{0.3})} = 0.280$$

Calcul de Coefficient d'exposition C_e et la pression dynamique de pointe $q_p(z_e)$:

Coefficient	Z_e (m)	C_t	C_r	I_v	C_e	$q_{réf}$ (N/m ²)	$q_p(z_e)$ (N/m ²)
Parois verticales	7	1	0.677	0.317	1.47	375	551.25
Toiture	10.55	1	0.767	0.280	1.74	375	652.5

Tableau II.4: les valeurs de Coefficient d'exposition et de la pression dynamique.

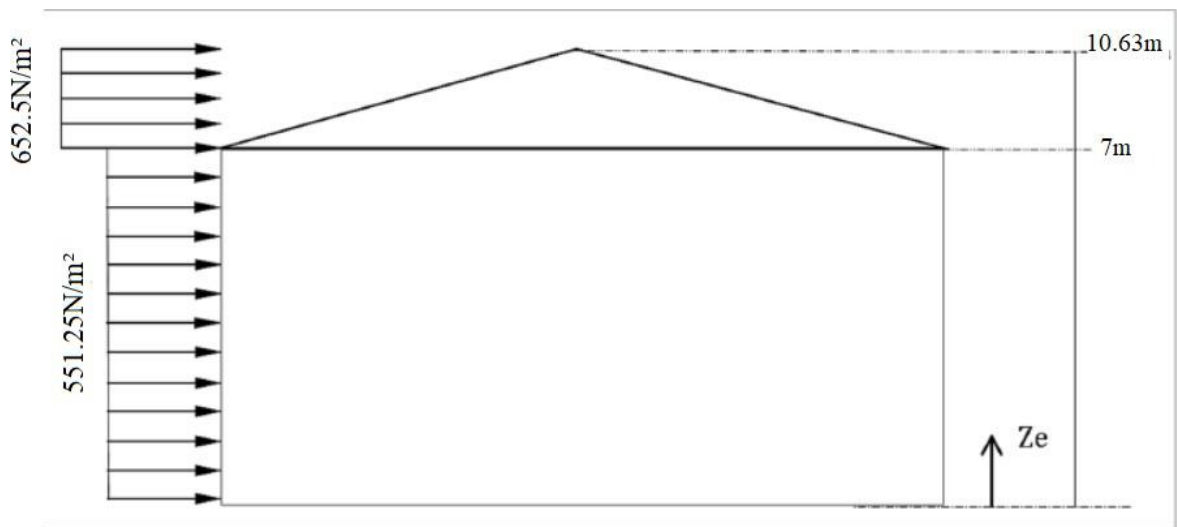


Figure II.5 : la répartition de la pression dynamique de pointe sur la hauteur Z_e .

II.3.3 Détermination de coefficient dynamique C_d :

Le coefficient dynamique C_d est donné en [chapitre 3 de RNV/2013]. Dans le cas de notre projet la hauteur totale de la structure $H=10.63m$ est inférieur strictement à $15m$ donc on peut prendre la valeur simplifiée de : $C_d=1$ (§3.2-RNV/2013)

II.3.4 Détermination de la pression aérodynamique $W(z_j)$:

AERODYNAMIQUE $W(z_j)$:

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

Si une face de la paroi est intérieure à la construction, l'autre extérieure :

$$W(z_j) = q_p(z_e) [\times [C_{pe} - C_{pi}] [N/m^2] \quad (\text{RNVA2013 Chap. 2, formule 2.6})$$

- $q_p(z_e)$ (en N/m^2) est la pression dynamique de pointe.
- C_{pe} : coefficient de pression extérieure.
- C_{pi} : coefficient de pression intérieure.

II.3.4.1 Détermination des coefficients de pressions extérieures C_{pe} et les coefficients des pressions intérieures C_{pi} :

-a) coefficients de pression extérieure C_{pe} :

Les coefficients de pression extérieures C_{pe} des constructions base rectangulaire et de leurs éléments constitutifs dépendent de la dimension de la surface chargée. Ils sont des surfaces chargées de 1m^2 , auxquelles correspondent les coefficients de pression notés respectivement $C_{pe,1}$ et $C_{pe,10}$.

C_{pe} s'obtient à partir de formules suivantes :

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

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log(S) \quad \text{si : } 1\text{m}^2 < S < 10\text{m}^2$$

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

Où S (en m^2) désigne la surface chargée de la paroi considérée.

(RNVA 2013 chap5 article 5.1.1)

-b) coefficients de pression intérieure C_{pi} :

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

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

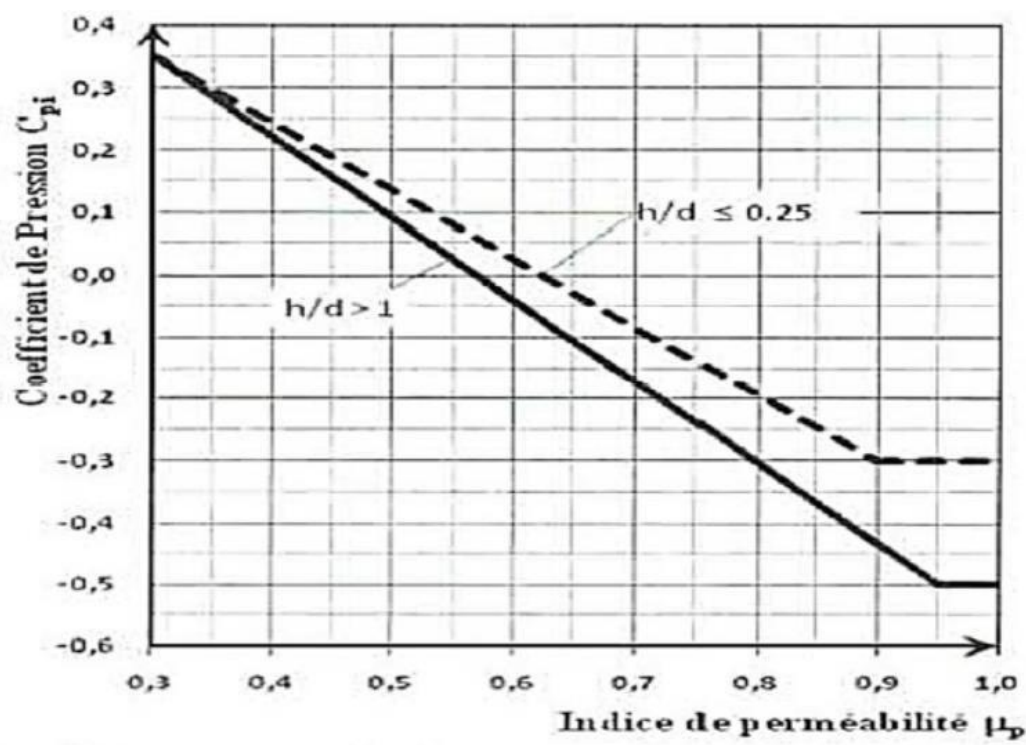


Figure II.6 : coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans face dominante.

(Figure 5.14 de RNVA2013).

II.3.4.1.1 Calcul de C_{pe} Vent perpendiculaire au long-pan (sens V1) :

-a) paroi verticale :

D'après la (figure 5.1 de RNVA 2013) on divise les parois comme suit

: $b=75.07\text{m}$; $d=22.94\text{m}$; $h=7\text{m}$ donc :

$$e = M_{\min}(b ; 2h) = M_{\min}(75.07 ; 14) = 14\text{m}$$

On voit bien que $d > e$, donc les parois verticales parallèles au vent V1 seront subdivisées en trois zones A, B et C comme suit :

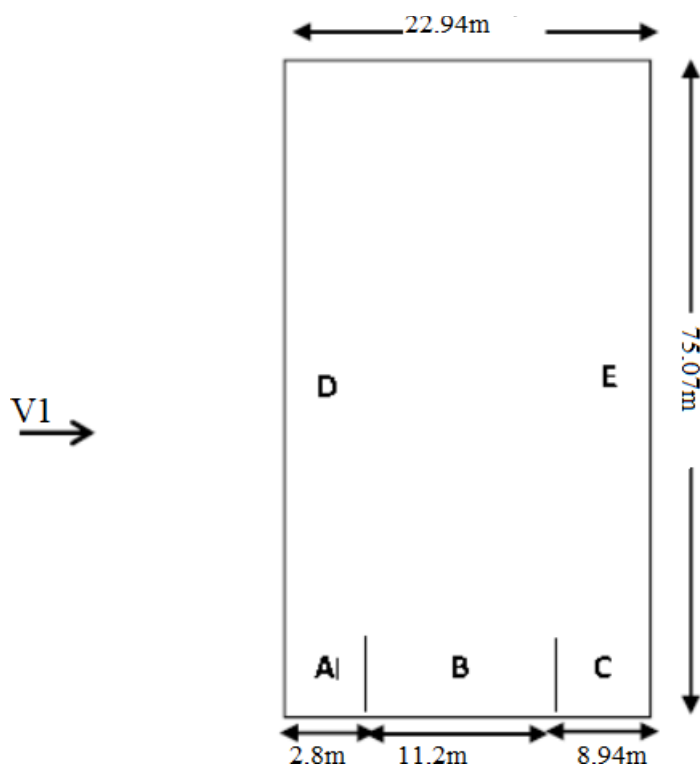


Figure II.7 : vue en plan des zones de pression sur les parois verticales sens V1.

Les surfaces des zones A, B, C, D, et E sont données par le tableau suivant :

Zone	A		B		C		D		E	
Dimension géométrique (m)	$\frac{e}{5}$	h	$e - \frac{e}{5}$	h	d-e	h	b	h	b	h
	2.8	7	11.2	7	8.94	7	75.07	7	75.07	7
Surface (m ²)	2.8*7= 19.6		11.2*7= 78.4		8.94*7= 62.58		75.07*7= 525.49		75.07*7= 525.49	

Tableau II.5 : Les valeurs des surfaces des zones de vent des parois dans le sens V1.

La surface de chaque zone est $> 10 \text{ m}^2$ donc : $C_{pe} = C_{pe,10}$

les valeurs de $C_{pe,10}$ on obtient à partir de tableau :

(§5.1.1.2-RNV/2013)

Zone	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau II.6 : Les valeurs des C_{pe} sur les parois dans le sens V1.

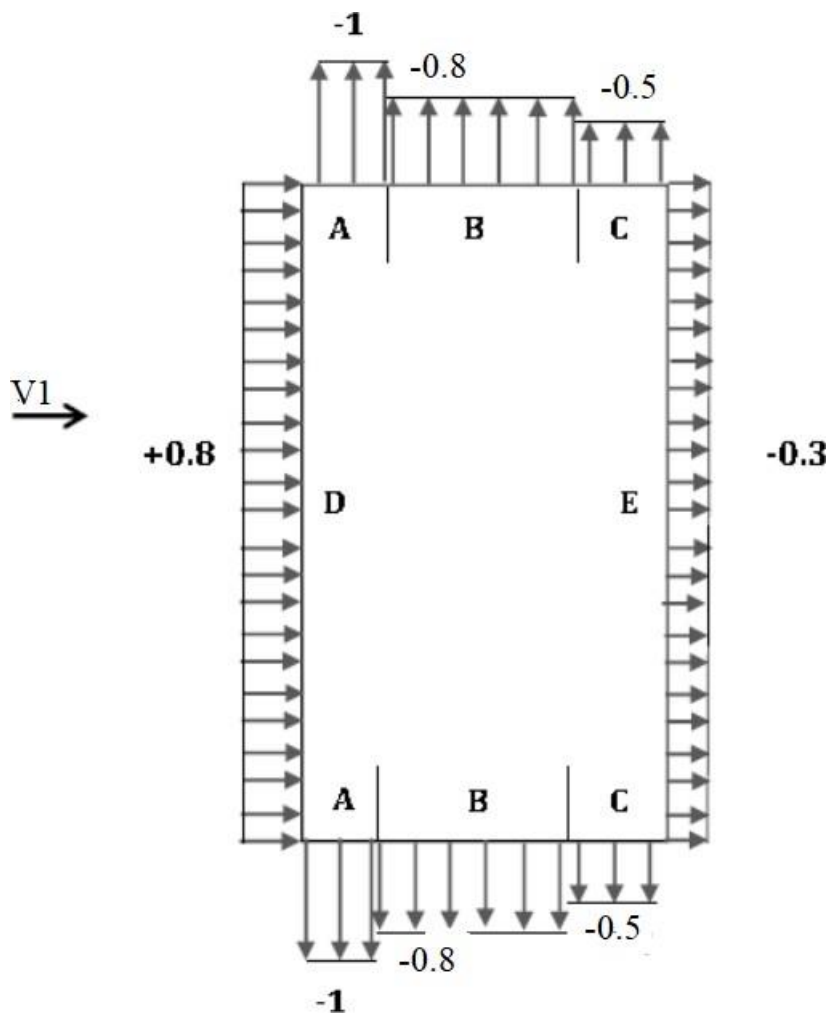


Figure II.8 : Répartition des C_{pe} sur les parois dans le sens V1.

-b) toiture :

Notre cas le vent perpendiculaire au long pan le (sens V1) et perpendiculaire aussi aux génératrices donc $\theta = 0^\circ$.

(RNVA 2013 Chap5, article 5.1.5.1).

Et notre toiture elle est à deux versants avec une pente de 12% ce qui nous donne un angle de $\alpha = 11.58^\circ$ comme la figure (5.4 de RNVA 2013).

Pour $\theta = 0^\circ$ on définit les différentes zones de pression F, G, H, I et J sont représentées sur la figure suivante : On a :

$$\alpha = 11.58^\circ ; b = 75.07\text{m} ; d = 22.94\text{m} ; H = 10.63\text{m}$$

$$e = \text{Min} (b ; 2 \cdot h)$$

$$e = \text{Min} (75.07 ; 2 \cdot 10.63)$$

$$e = 21.1 \text{ m}$$

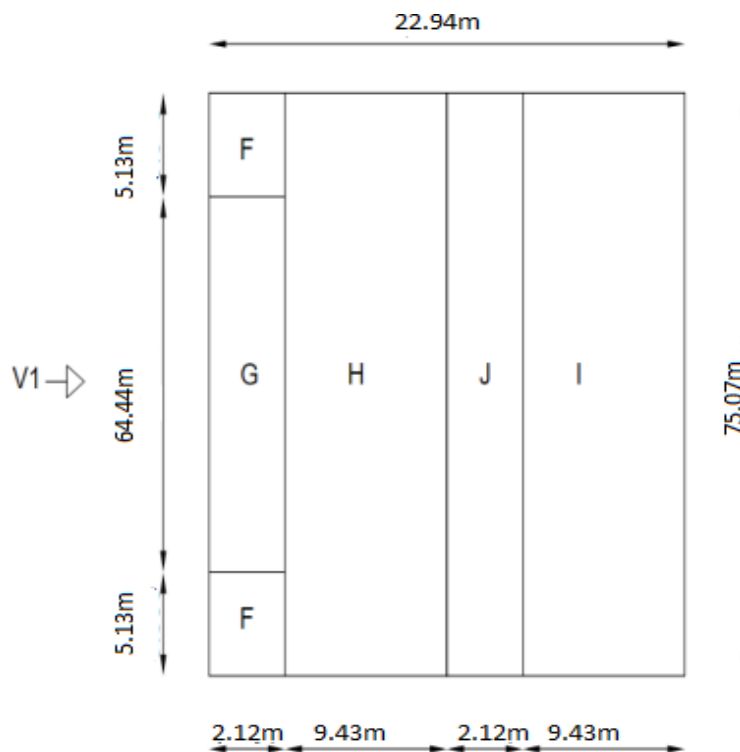


Figure II.9 : Répartition des zones de pression vent sur la toiture Sens V1

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

Zone	F		G		H		J		I	
Dimension Géométrique (m)	$\frac{e}{10}$	$\frac{e}{4}$	$\frac{e}{4}$	$\frac{b}{4}$	$\frac{11.47}{10}$	b	$\frac{e}{10}$	b	$\frac{11.47}{10}$	b
	2.126	5.13	2.12	64.44	9.344	75.07	2.126	75.07	9.344	75.07
Surface (m ²)	11.3		136.99		701.45		159.6		701.45	

Tableau II.7 : les surfaces des zones chargées pour la toiture cas de vent dans le sens V1.

On a toutes les surfaces des zones de pression de la toiture sont supérieure à 10m², donc Cpe= Cpe,10 pour chaque zone.

Les valeurs de Cpe sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe pour α=5° et α=15° tirées du tableau :

(5.4 RNVA2013) (θ=0°).

$$f(x) = f(x_0) + \frac{f(x_1) - f(x_0)}{x_1 - x_0} * (x - x_0)$$

(La formule de l'interpolation)

Zone F : S = 11.3 m² > 10 m²

Cpe (10°) = Cpe (5°) + (10-15) / (15-5) (Cpe (5°) - Cpe (15°))

Zone F = 1.7 + (10-15) / (15-5) ((-1.7) - (-0.9)) = -1.4

Zone	F	G	H	J	I	La formule de l'interpolation
C _{pe} (5°)	-1.7	-1.2	-0.6	-0.6	-0.6	$f(x) = f(x_0) + \frac{f(x_1) - f(x_0)}{x_1 - x_0} * (x - x_0)$
C _{pe} (15°)	-0.9	-0.8	-0.3	-0.4	-1	
C _{pe}	-1.4	-1	-0.45	-0.5	-0.8	

Tableau II.8 : Les valeurs des Cpe sur la toiture dans le sens V1.

II.3.4.1.2 Calcul de C_{pe} Vent perpendiculaire au pignon (sens V2) :

-a) paroi verticale :

D'après la figure (5.1 de RNVA 2013) on divise les parois comme suit

Pour le sens V2 :

$d = 75.07m, b = 22.94m, h = 7m$

$e = \text{Min} [b ; 2h]$

$e = \text{Min} [22.94 ; 14]$

$e = 14m$

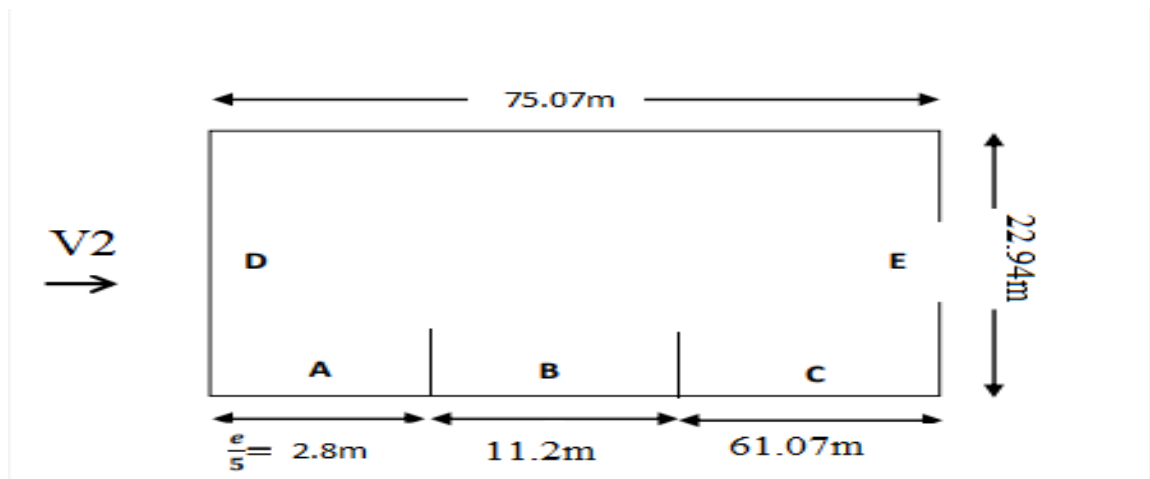


Figure II.10 : vue en plan des zones de pression sur les parois verticales sens V2.

Calcul des surfaces pour chaque zone :

Zone	A	B	C	D	E=D
Surface (m ²)	2.8*7 19.6	11.2*7 78.4	61.07*7 427.49	(22.94*7) + (11.47*2.35)2/2 =187.53	187.53

Tableau II.9 : les surfaces des zones chargées pour les parois verticales (en m²).

On remarque que toutes les surfaces supérieures à 10 m², donc

$C_{pe} = C_{pe,10}$ pour chaque zone. Suivant le : **(Tableau 5.1 de RNVA 2013)**

On détermine les valeurs de C_{pe} correspondent :

Zone	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau II.10 : les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone des parois verticales sens V2.

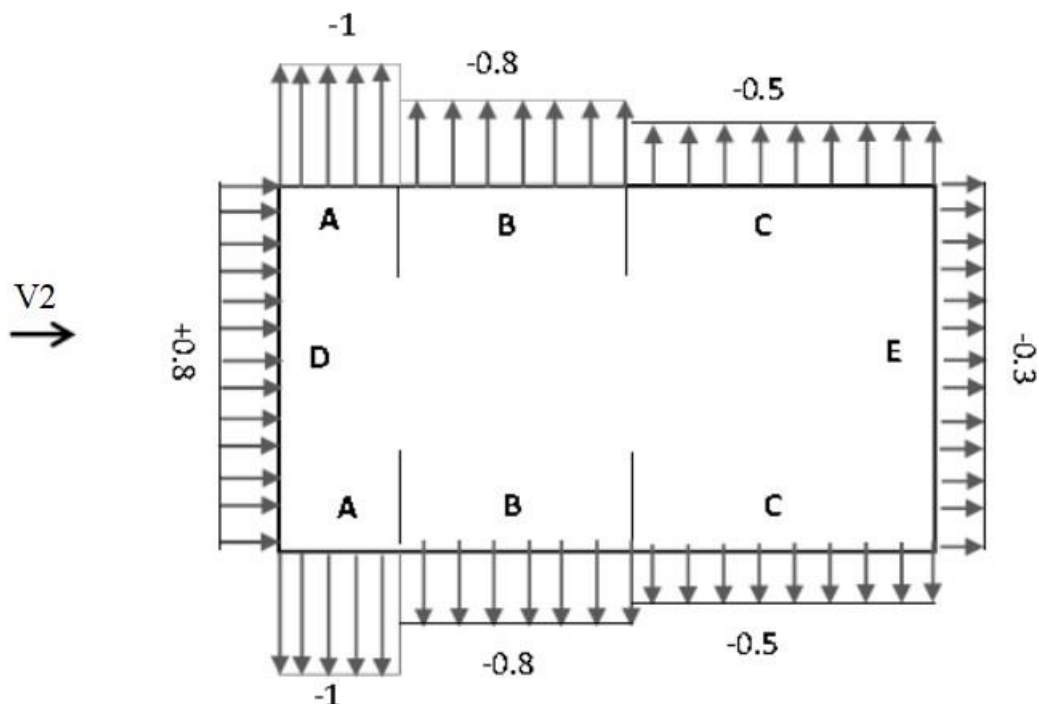


Figure II.11 : les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone des parois verticales sens V2.

-b) Calcul de C_{pe} pour la toiture :

La direction du vent est définie par angle θ , notre cas le vent perpendiculaire au pignon le (sens V2) et parallèle aux génératrices donc $\theta = 90^\circ$.

(RNVA 2013 Chap5, article 5.1.5.1).

Et dans notre cas aussi la toiture est à deux versants avec une pente de 12% ce qui nous donne un angle de $\alpha = 11.58^\circ$ comme la figure (5.4 de RNVA 2013)

Pour $\theta = 90^\circ$ on définit les différentes zones de pression F, G, H et I sont représentées sur la figure suivante :

$h=10.63m$; $b=22.94m$; $d=75.07m$

$e = \text{Min} [b ; 2 \cdot h]$

$e = \text{Min} [22.94 ; 21.26] e = 21.26m$

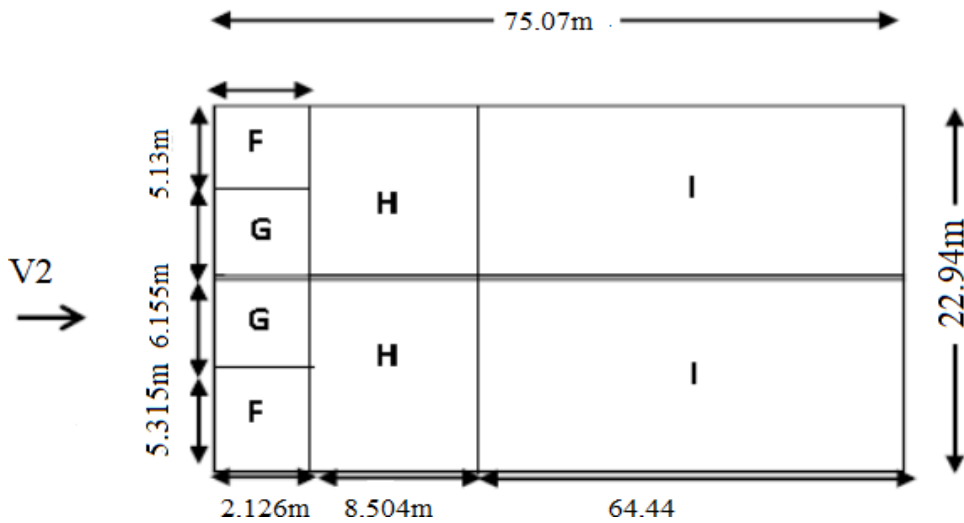


Figure II.12 : La répartition des zones de pression sur la toiture sens V2

Calcul des surfaces pour chaque zone :

Zone	F	G	H	I
Surface (m ²)	5.315*2.126 =11.3	6.155*2.126 = 13.058	8.504*11.47 =97.54	64.44*11.47 =739.127

Tableau II.11: les surfaces des zones chargées pour la toiture (en m²).

On voit bien que toutes les surfaces des zones de pression de la toiture sont supérieures à 10m², donc C_{pe}= C_{pe,10} pour chaque zone.

Les valeurs de C_{pe} sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe pour α=5° et α=15° tirées du : **(tableau 5.4 RNVA2013)**
(θ=90°).

$$F(x)=f(x_0) + \frac{f(x_1)-f(x_0)}{x-x_0} * (x - x_0)$$

La formule de l'interpolation

Zone	F	G	H	I	La formule de l'interpolation
C _{pe} (5°)	-1.6	-1.3	-0.7	-0.5	$f(x) = f(x_0) + \frac{f(x_1) - f(x_0)}{(x_1 - x_0)} * (x - x_0)$
C _{pe} (15°)	-1.3	-1.3	-0.6	-0.5	
C _{pe}	-1.45	-1.3	-0.65	-0.5	

Tableau II.12 : les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture cas de vent dans le sens V2.

II.3.4.1.3 Calcul de C_{pi} Vent perpendiculaire au pignon (sensV2) :

Notre structure elle compose de TROIS ouvertures :

Un Portail pour une seul face de pignon de dimensionne (3.5×4) m².

Deux Portail pour une face de long-pan de dimensionne (3.5×4) m².

Dans ce cas le vent perpendiculaire au pignon le rapport $\frac{h}{d} = 10.63/75.07 = 0.14 \Rightarrow h/d \leq 0.25$

On utilise les valeurs de C_{pi} correspondant à (h/d≤0.25) **de la figure (5.14 de RNVA 2013)**

a) Cas de surpression intérieure :

a-1: si le portail face au vent ouvert et les autres ouvertures fermées dans ce cas l'aire va S'engouffrer vert l'intérieure et ne peut pas ressortir par les portails.

$$\mu_p = \frac{0}{3.5 * 4} = 0$$

Dans ce cas on ne peut pas définir la valeur de C_{pi} dans la **(Figure II.6)**.

a-2 : si le portail face au vent ouvert et deux portails parallèle au vent ouvert :

$$\mu_p = \frac{2(3.5*4)}{3(3.5*4)} = 0.67$$

D'après la **(Figure II.6)**.

$$\Rightarrow C_{pi} = -0.05$$

b) Cas de dépression intérieure :

b-1 : si toutes les ouvertures sont totalement ouvertes ; l'air rentre à l'intérieure par le portail face au vent et ressort par les deux portails. $\mu_p = \frac{2(3.5*4)}{3(3.5*4)} = 0.67$

D'après la (Figure II.6) $\Rightarrow C_{pi} = -0.05$

b-2 : si le portail face au vent ferme et les deux portails ouverts :

$$\mu_p = \frac{2 (3.5 * 4)}{2 (3.5 * 4)} = 1$$

D'après la (Figure II.6) $\Rightarrow C_{pi} = -0.30$

Cas la plus défavorable pour la dépression intérieure.

II.3.4.1.4 Calcul de C_{pi} Vent perpendiculaire au long-pan (sens V1) :

Dans ce cas le vent perpendiculaire au long pan le rapport $\frac{h}{d}$

$\frac{10.63}{22.94} = 0.46 \Rightarrow$ le rapport (h/d) comprise entre (h/d = 0.25) et (h/d = 1).

On utilise l'interpolation linéaire pour déterminer les valeurs de C_{pi} selon la Note de figure (5.14 de RNVA 2013).

a) Cas de surpression intérieure :

a-1 : si les deux portails face au vent ouvertes et l'autre portail (pignon) fermée ; dans ce cas l'aire va s'engouffrer vers l'intérieure et ne peut pas ressortir par le portail (pignon).

$$\mu_p = \frac{0}{2 (3.5 * 4)} = 0$$

On ne peut pas définir la valeur de C_{pi} dans la (Figure II.6).

a-2 : Si les deux portails face au vent ouvertes et le portail parallèle au vent ouvert :

$$\mu_p = \frac{(3.5 * 4)}{3 (3.5 * 4)} = 0.33$$

D'après la (Figure II.6) $\Rightarrow C_{pi} = +0.33$.

Cas la plus défavorable pour la surpression intérieure.

b) Cas de dépression intérieure :

b-1 : si toutes les ouvertures sont totalement ouvertes ; l'air rentre à l'intérieure par les deux portails face au vent et ressort par les deux portails sous le vent et le portail parallèle au vent.

$$\mu_p = \frac{2 (3.5 * 4)}{3 (3.5 * 4)} = 0.67$$

Avec une interpolation linéaire on utilise la formule suivante :

$$F(x) = f(x_0) + \frac{f(x_1) - f(x_0)}{x_1 - x_0} * (x - x_0)$$

μ_p est comprise entre 0.6 et 0.7 ; $\Rightarrow C_{pi}$ comprise entre -0.12 et -0.04

$$C_{pi} = -0.04 + \frac{(-0.12) - (-0.04)}{0.7 - 0.6} * (0.67 - 0.6) = -0.096$$

b-2 : Si les deux portails face au vent fermées et le portail pignon est ouvert :

$$\mu_p = \frac{(3.5 * 4)}{(3.5 * 4)} = 1$$

μ_p est comprise entre 0.90 ; 0.95 et 1 ; $\Rightarrow C_{pi}$ comprise entre -0.3 et -0.5

$$C_{pi} = -0.3 + \frac{(-0.5) - (-0.3)}{1 - 0.9} * (1 - 0.95) = -0.4$$

Cas la plus défavorable pour la dépression intérieure.

Coefficients de pression Intérieure C_{pi}	Le vent perpendiculaire au Long pan (Sens V1)	Le vent perpendiculaire au Pignon (Sens V2)
Cas de surpression	0.33	-0.05
Cas de dépression	-0.4	-0.3

Tableau II.13 : les valeurs de coefficient de pression intérieure les plus défavorable.

II.3.4.2 calculs de la pression aérodynamique $W(z_j)$:

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

(RNVA2013 Chap2, formule 2.6)

II.3.4.2.1 Vent perpendiculaire au pignon (sens V2) :

-Surpression intérieure $C_{pi} = -0.05$

a) Parois verticales :

ZONE	$q_p(z_e)$	C_{pe}	C_{pi}	$W(z_j) [N/m^2]$
A	551.25	-1	-0.05	-523.69
B	551.25	-0.8	-0.05	-413.44
C	551.25	-0.5	-0.05	-248.06
D	551.25	0.8	-0.05	468.56
E	551.25	-0.3	-0.05	-137.81

Tableau II.14 : valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales cas de la surpression.

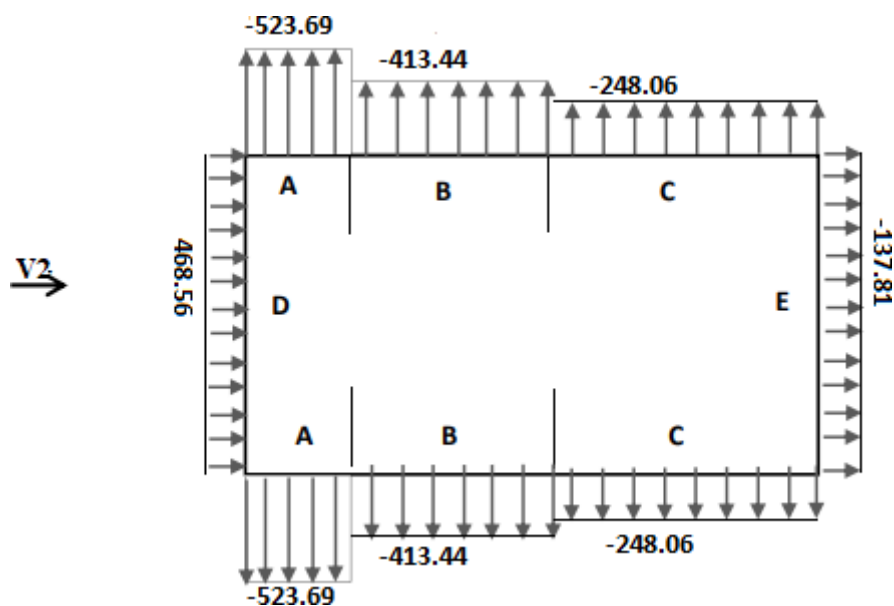


Figure II.13 : la répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de la surpression

b) Toiture :

ZONE	$q_p(z_e)$	C_{pe}	C_{pi}	$W(z_j)$ [N/m ²]
F	652.5	-1.45	-0.05	-913.5
G	652.5	-1.3	-0.05	-815.62
H	652.5	-0.65	-0.05	-391.5
I	652.5	-0.5	-0.05	-293.63

Tableau II.15 : valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de la surpression.

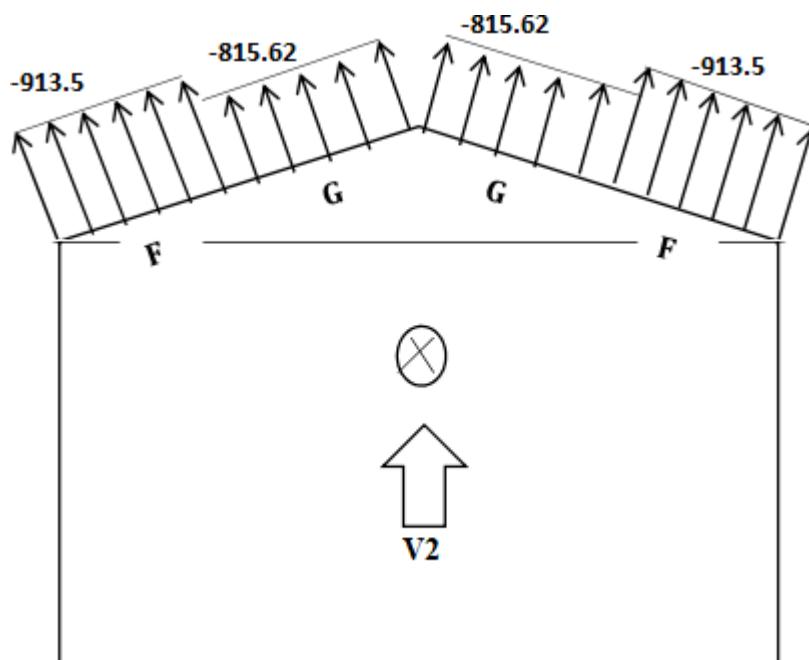


Figure II.14: la répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de la surpression.
 -dépression intérieure $C_{pi}=-0.3$.

a) parois verticales :

ZONE	$q_p(z_e)$	C_{pe}	C_{pi}	$W(z_j)$ [N/m ²]
A	551.25	-1	-0.3	-385.875
B	551.25	-0.8	-0.3	-275.625
C	551.25	-0.5	-0.3	-110.25
D	551.25	0.8	-0.3	606.375
E	551.25	-0.3	-0.3	0

Tableau II.16 : valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales cas de la dépression.

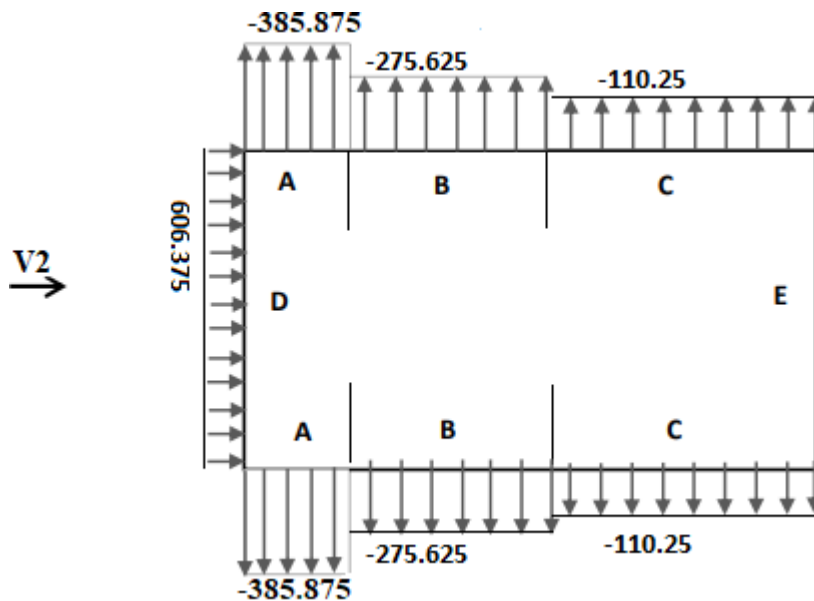


Figure II.15: la répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de la dépression.

b) toiture :

ZONE	$q_p(z_e)$	C_{pe}	C_{pi}	$W(z_j)$ [N/m ²]
F	652.5	-1.45	-0.3	-750.37
G	652.5	-1.3	-0.3	-652.5
H	652.5	-0.65	-0.3	-228.37
I	652.5	-0.5	-0.3	-130.5

Tableau II.17: valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture cas de la dépression.

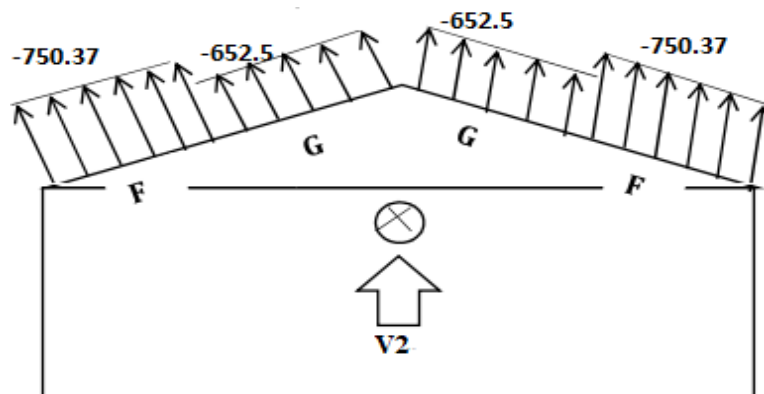


Figure II.16: la répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de la dépression.

II.3.4.2.2 Vent perpendiculaire au long pan (sens V1) :

-surpression intérieure $C_{pi} = +0.33$

a) Parois verticales :

ZONE	$q_p(z_e)$	C_{pe}	C_{pi}	$W(z_j)$ [N/m ²]
A	551.25	-1	0.33	-733.16
B	551.25	-0.8	0.33	-622.91
C	551.25	-0.5	0.33	-457.54
D	551.25	0.8	0.33	259.08
E	551.25	-0.3	0.33	-347.29

Tableau II.18 : valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales cas de la surpression.

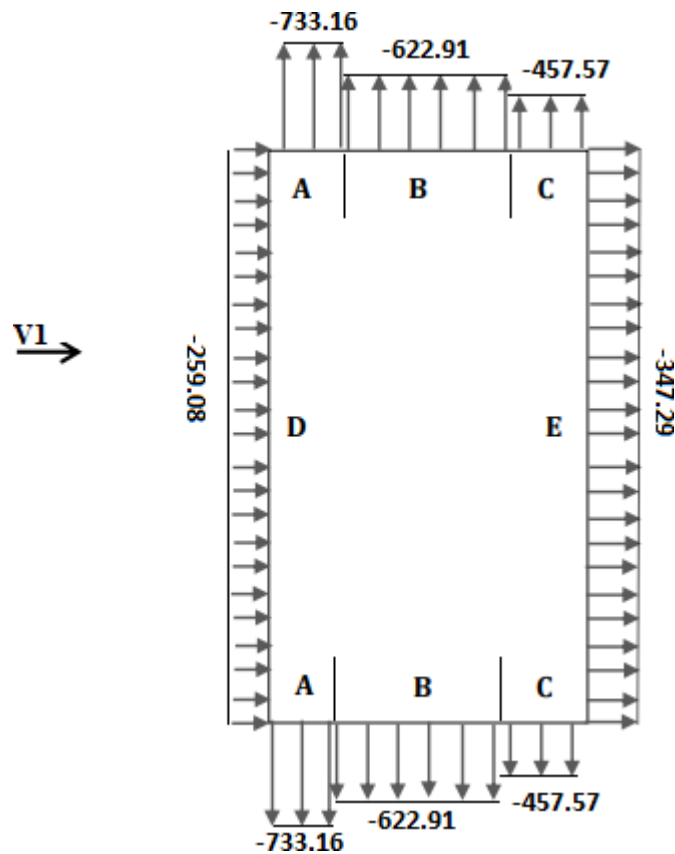


Figure II.17 : la répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de la surpression.

b) toiture :

ZONE	$q_p(z_e)$	C_{pe}	C_{pi}	$W(z_j)$ [N/m ²]
F	652.5	-1.4	0.33	-1128.82
G	652.5	-1	0.33	-867.82
H	652.5	-0.65	0.33	-639.45
I	652.5	-0.5	0.33	-541.57
J	652.5	-0.8	0.33	-737.32

Tableau II.19 : valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de la surpression.

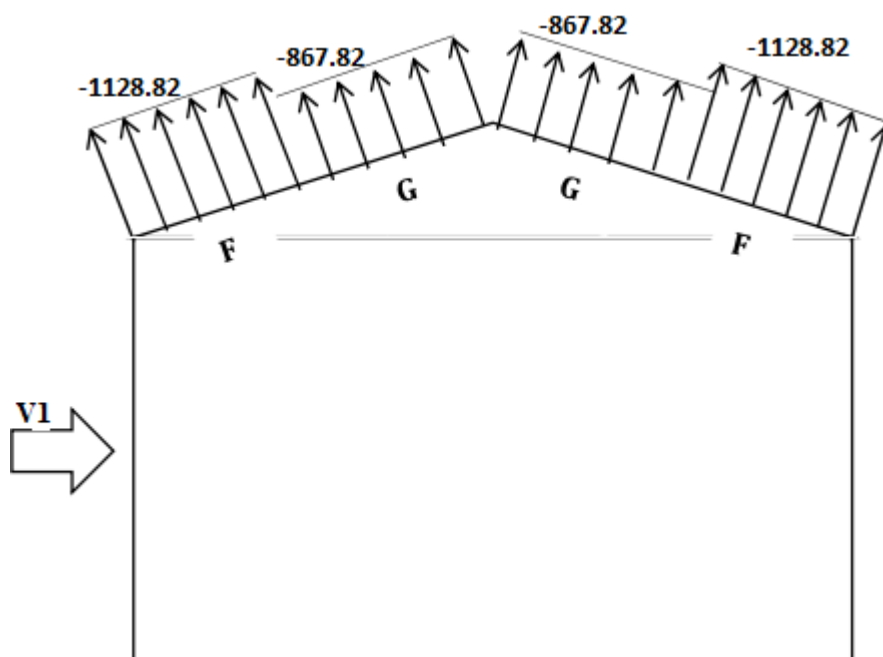


Figure II.18 : la répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de la surpression.

-dépression intérieure $C_{pi}=-0.4$

a) parois verticales :

ZONE	$q_p(z_e)$	C_{pe}	C_{pi}	$W(z_j)$ [N/m ²]
A	551.25	-1	-0.4	-330.75
B	551.25	-0.8	-0.4	-220.5
C	551.25	-0.5	-0.4	-55.125
D	551.25	0.8	-0.4	661.5
E	551.25	-0.3	-0.4	55.125

Tableau II.20 : valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales cas de la dépression.

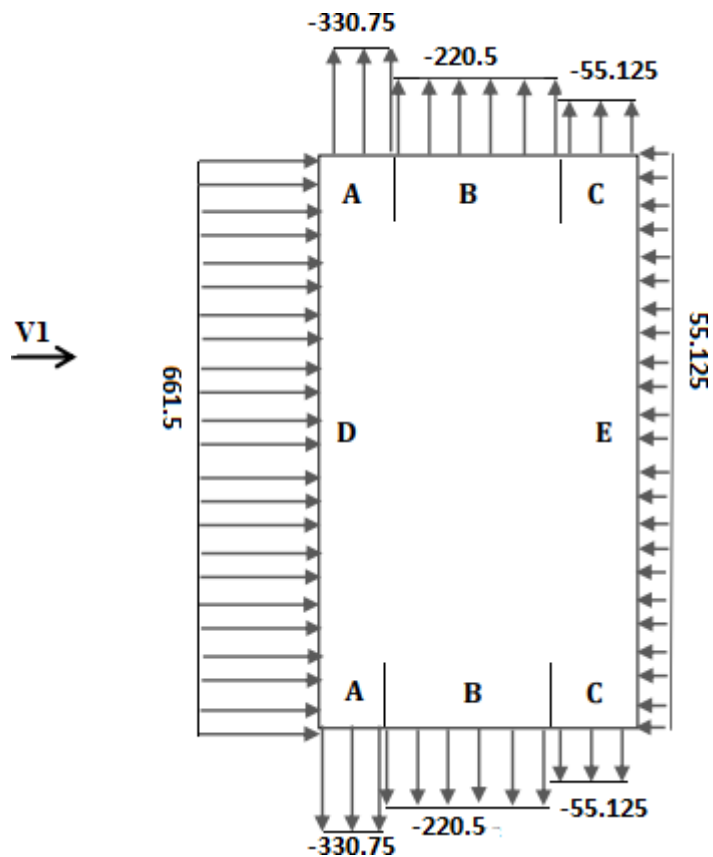


Figure II.19 : la répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de la dépression.

b) toiture :

ZONE	$q_p(z_e)$	C_{pe}	C_{pi}	$W(z_j)$ [N/m ²]
F	652.5	-1.4	-0.4	-652.5
G	652.5	-1	-0.4	-391.5
H	652.5	-0.65	-0.4	-163.12
I	652.5	-0.5	-0.4	-65.25
J	652.5	-0.8	-0.4	-261

Tableau II.21 : valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de la dépression.

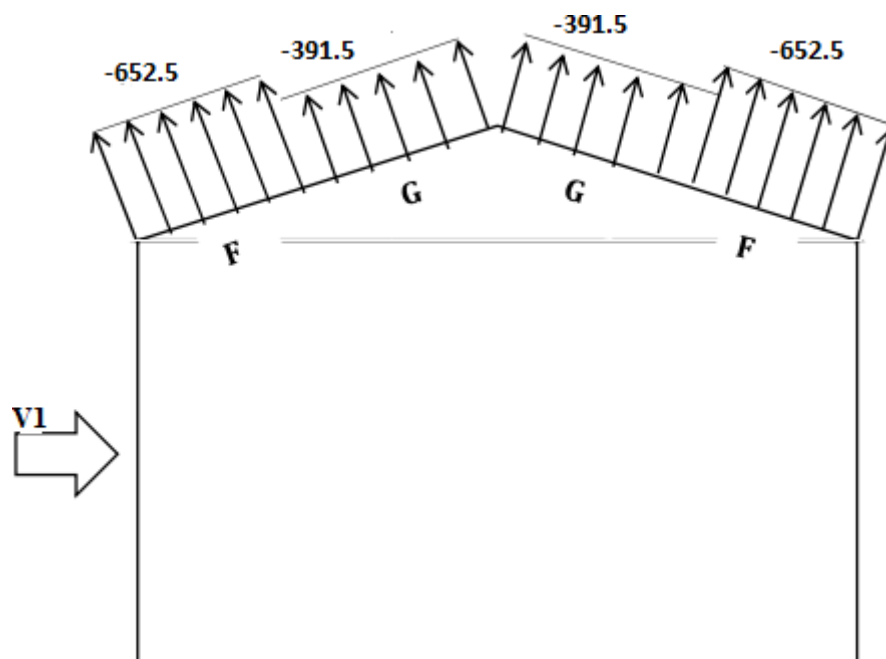


Figure II.20 : la répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de la dépression.

II.3.4.3 Évaluation des cas les plus défavorables :

Nous pouvons récapituler sur le tableau ci-dessous les valeurs maximales des pressions Aérodynamiques les plus défavorables avec leur C_{pi} , correspondant pour le cas du vent sur :

Pignon :

ZONE	$q_p(z_e)$	C_{pe}	C_{pi}	$W(z_j)$ [N/m ²]
A	551.25	-1	-0.05	-523.69
B	551.25	-0.8	-0.05	-413.44
C	551.25	-0.5	-0.05	-248.06
D	551.25	0.8	-0.3	606.375
E	551.25	-0.3	-0.05	-137.81
F	652.5	-1.45	-0.05	-913.5
G	652.5	-1.3	-0.05	-815.62
H	652.5	-0.65	-0.05	-391.5
I	652.5	-0.5	-0.05	-293.63

Tableau II.22 : récapitulation des valeurs de la pression maximale pour deux cas de surpression et dépression pour la direction du vent sur le pignon.

Long pan :

ZONE	$q_p(z_e)$	C_{pe}	C_{pi}	$W(z_j)$ [N/m ²]
A	551.25	-1	0.33	-733.16
B	551.25	-0.8	0.33	-622.91
C	551.25	-0.5	0.33	-457.54
D	551.25	0.8	-0.4	661.5
E	551.25	-0.3	0.33	-347.29
F	652.5	-1.4	0.33	-1128.82
G	652.5	-1	0.33	-867.82
H	652.5	-0.65	0.33	-639.45
I	652.5	-0.5	0.33	-541.57
J	652.5	-0.8	0.33	-737.32

Tableau II.23 : récapitulation des valeurs de la pression maximale pour deux cas de surpression et dépression pour la direction du vent sur Long pan.

II.3.5 Action d'ensemble :

La force exercée par le vent F_w agissant sur une construction ou un élément de construction peut être déterminée par la sommation vectorielle des forces $F_{w,e}$; $F_{w,i}$ et F_{fr} respectivement données par :

- Forces extérieures : $F_{w,e} = C_d \times \Sigma W_e \times A_{ref}$
- Forces intérieures : $F_{w,i} = \Sigma W_i \times A_{ref}$
- Force de frottement : $F_{fr} = C_{fr} \times q_p(z_e) \times A_{fr}$

Où :

- W_e est la pression extérieure exercée sur la surface élémentaire de la hauteur Z_e donnée par l'expression ;

$$W_e = q_p(z_e) \times C_{pe}$$

- W_i est la pression intérieure exercée sur la surface élémentaire de la hauteur Z_i donnée par l'expression :

$$W_i = q_p(Z_i) \times C_{pi}$$

- A_{ref} : est l'aire de référence de la surface élémentaire
- C_{fr} : est le coefficient de frottement
- A_{fr} : est l'aire de la surface extérieure parallèle au vent
- Z_e et Z_i : respectivement les hauteurs de référence des pressions extérieures et intérieures.

(Selon le RNVA 2013, Chapitre 2, Article 2.6.2).

II.3.5.1 détermination de la force extérieure $F_{w,e}$ cas de direction du vent vers le pignon (V2) :

$$F_{w,e} = C_d \times \Sigma W_e \times A_{ref} \text{ et } C_d=1$$

$$\text{Avec } W_e = q_p(z_e) \times C_{pe}$$

-Calcul de la pression extérieure W_e :

ZONE	$q_p(z_e)$	C_{pe}	W_e [KN/m ²]
D	551.25	0.8	0.441
E	551.25	-0.3	-0.165
F	652.5	-1.45	-0.946
G	652.5	-1.3	-0.848
H	652.5	-0.65	-0.424
I	652.5	-0.5	-0.326

Tableau II.24 : les résultants de calcul de pression extérieure W_e correspondant à chaque zone.

-Calcul de la force extérieure $F_{w,e}$:

Elément	ZONE	C_d	W_e [KN/m ²]	A_{ref} [m ²]	Composantes Horizontales de $F_{w,e}$ [KN]	Composantes Verticales de $F_{w,e}$ [KN]
Parois. V	D	1	0.441	187.53	82.7	0
Parois. V	E	1	-0.165	187.53	-30.94	0
Toiture	F	1	-0.946	11.3	0	-10.69
Toiture	G	1	-0.848	13.085	0	-11.1
Toiture	H	1	-0.424	97.54	0	-41.36
Toiture	I	1	-0.326	739.127	0	-240.95
					$\Sigma=51.76$	$\Sigma=-304.1$

Tableau II.25 : les résultants de calcul de force extérieure $F_{w,e}$ correspondant à chaque zone.

II.3.5.2 déterminations de la force intérieure $F_{w, e}$ cas de direction du vent vers le pignon (V2) :

$$F_{w, i} = \Sigma W_i \times A_{ref}$$

Avec $W_i = q_p(Z_i) \times C_{pi}$

-Calcul de la pression intérieure W_i :

ZONE	$q_p(z_e)$	C_{pi}	W_i [KN/m ²]
D	551.25	-0.3	-0.165
E	551.25	-0.05	-0.027
F	652.5	-0.05	-0.033
G	652.5	-0.05	-0.033
H	652.5	-0.05	-0.033
I	652.5	-0.05	-0.033

Tableau II.26 : les résultants de calcul de pression intérieure W_i correspondant à chaque zone.

Calcul de force intérieure $F_{w, i}$:

Elément	ZONE	C_d	W_i [KN/m ²]	A_{ref} [m ²]	Composantes Horizontales de $F_{w, e}$ [[KN]	Composantes Verticales de $F_{w, e}$ [KN]
Parois. V	D	1	-0.165	187.53	-30.94	0
Parois. V	E	1	-0.027	187.53	-5.06	0
Toiture	F	1	-0.033	11.3	0	-0.373
Toiture	G	1	-0.033	13.085	0	-0.432
Toiture	H	1	-0.033	97.54	0	-3.22
Toiture	I	1	-0.033	739.127	0	-24.39
					$\Sigma = -36$	$\Sigma = -28.42$

Tableau II.27 : les résultants de calcul de force intérieure $F_{w, i}$ correspondant à chaque zone.

II.3.5.3 déterminations de la force de frottement :

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés. Lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent (ou faiblement inclinées par rapport à la direction du vent) est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totales de toutes les surfaces extérieure perpendiculaires au vent (au sous le vent).

(Selon RNVA 2013, Chapitre 2, Article 3.6.3).

Dans ce cas la direction du vent elle est perpendiculaire au pignon :

-Calcul des surfaces parallèles au vent :

Les parois verticales de long pan= $(75.07 \times 7) \times 2 = 1050.1 \text{ m}^2$

La toiture de long pan :

Face1 = $[2 \times (5 \times 13.53)] + (22.44 \times 65.07) = 1595.5 \text{ m}^2$

Face2 = $2 \times (5 \times 13.53) + (4.9 \times 65.07) = 454.1 \text{ m}^2$

Toiture = $\Sigma \text{Face} = 1595.5 + 454.1 = 2049.6 \text{ m}^2$

\Rightarrow Total des surfaces parallèle au vent = $1050.1 + 2049.1 = 3099.7 \text{ m}^2$

-Calcul des surfaces perpendiculaire au vent (et sous le vent) :

Les surfaces des deux pignons :

= $[(7 \times 22.94) + 2 \times (2.35 \times 11.47) / 2 + 2 \times (6.5 \times 2.15) / 2] \times 2 = 403.02 \text{ m}^2$

Vérification de la condition

(article 2.6.3 RNVA2013)

L'aire total des surfaces parallèle au vent $\leq 4 \times$ (l'aire totale des surfaces perpendiculaire au vent).

$3099.7 \text{ m}^2 \leq 4 \times 403.02 = 1612.08 \text{ m}^2$ condition N'est pas vérifier.

On ne peut pas néglige l'effet de frottement cas de vent perpendiculaire au pignon.

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

C_{fr} : coefficient de frottement donne par le tableau

(2.8 de RNVA 2013)

Dans notre cas, nous avons une couverture en toiture dont les ondulations sont

Perpendiculaires à la direction du vent et un bardage de parois verticales dont les ondulations

Sont aussi perpendiculaires a la direction du vent.

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

Pour la toiture :

$$Z_e=10.63\text{m} \Rightarrow q_p(10.63) = 652.5 \text{ N/m}^2 ; A_{Fr} = 2049.6 \text{ m}^2$$

$$F_{fr}(\text{toiture}) = 0.04 \cdot 652.5 \cdot 2049.6 = 53494.56 \text{ N} = 53.494 \text{ KN}$$

Pour parois verticales :

$$F_{fr}(\text{parois verticales}) : Z_e = 7\text{m} \Rightarrow q_p(7) = 551.25 \text{ N/m}^2 ; A_{fr} = 1050.1\text{m}^2$$

$$F_{fr}(\text{paroi verticale}) = 0.04 \cdot 551.25 \cdot 1050.1 = 23154.7\text{N} = 23.154 \text{ KN}.$$

La force de frottement total :

$$F_{fr} = F_{fr}(\text{toiture}) + F_{fr}(\text{paroi verticale}) = 53.494 + 23.154$$

$$F_{fr} = 76.648 \text{ KN}.$$

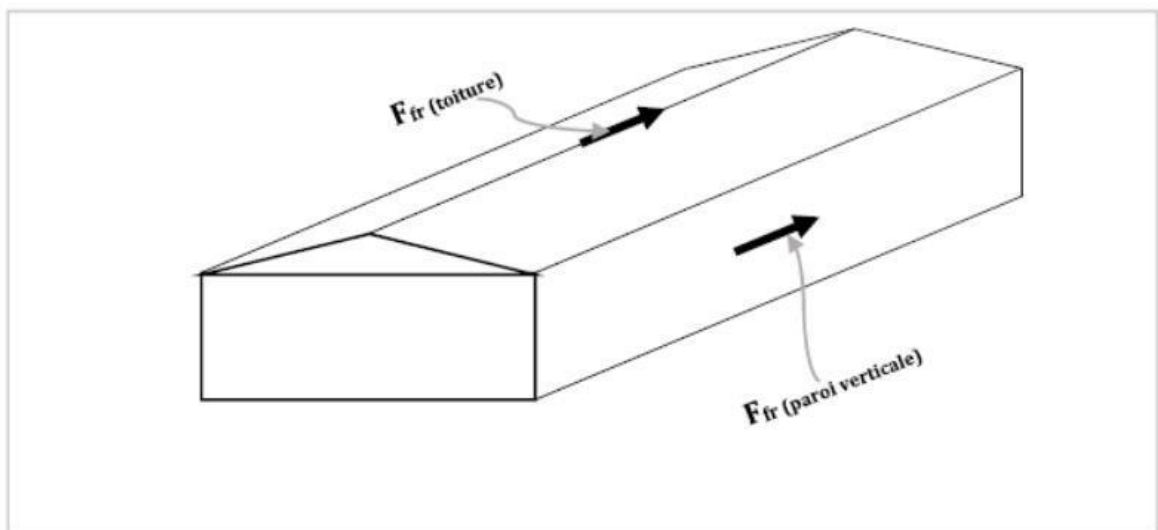


Figure II.21 : les forces de frottements sur la toiture et les parois verticales cas de vent sur le pignon (sens V1).

- II.3.5.4 Calcul de F_w cas de direction du vent vers le pignon (V2) :

La force résultante F_w agissant sur une construction, égale à la sommation vectorielle des forces $F_{w,e}$ et $F_{w,i}$ et F_{fr} respectivement données par :

Forces extérieures : $F_{w,e} = C_d \times \Sigma W_e \times A_{ref}$

Forces intérieures : $F_{w,i} = \Sigma W_i \times A_{ref}$

Force de frottement : $F_{fr} = C_{fr} \times q_p(z_e) \times A_{fr}$

Force	Composantes horizontales [KN]	Composantes verticales [KN]
Forces extérieure ($F_{w,e}$)	51.76	-304.1
Forces intérieure ($F_{w,i}$)	-36	-28.42
Force de frottement (F_{fr})	76.648	0
La force résultante (F_w)	92.41	-332.52

Tableau II.28 : les résultants de calcul de la force aérodynamique résultante F_w cas de vent sur le pignon (sens V1).

II.3.5.5 déterminations de la force extérieure $F_{w,e}$ cas de direction du vent vers long pan (V1) :

$$F_{w,e} = C_d \times \Sigma W_e \times A_{ref} \text{ et } C_d=1$$

Avec $W_e = q_p(z_e) \times C_{pe}$;

-Calcul de la pression extérieure W_e :

ZONE	$q_p(z_e)$	C_{pe}	W_e [KN/m ²]
D	551.25	0.8	0.441
E	551.25	-0.3	-0.165
F	652.5	-1.4	-0.913
G	652.5	-1	-0.652
H	652.5	-0.65	-0.424
I	652.5	-0.5	-0.326
J	652.5	-0.8	-0.522

Tableau II.29 : les résultants de calcul de pression extérieure W_e correspondant à chaque.

-Calcul de la force extérieure $F_{w,e}$:

Elément	ZONE	C_d	W_e [KN/m ²]	A_{ref} [m ²]	Composantes Horizontales de $F_{w,e}$ [[KN]	Composantes Verticales de $F_{w,e}$ [KN]
Parois. V	D	1	0.441	525.49	231.74	0
Parois. V	E	1	-0.165	525.49	-86.7	0
Toiture	F	1	-0.913	11.3	0	-10.31
Toiture	G	1	-0.652	137	0	-89.32
Toiture	H	1	-0.424	701.45	0	-297.41
Toiture	I	1	-0.326	701.45	0	-228.67
Toiture	J	1	-0.522	159.6	0	-83.311
					$\Sigma = 145.04$	$\Sigma = -709.02$

Tableau II.30 : les résultants de calcul de force extérieure $F_{w,e}$ correspondant à chaque zone.

II.3.5.6 Déterminations de la force intérieure $F_{w,i}$ cas de direction du vent vers long pan (V1) :

$F_{w,i} = \Sigma W_i \times A_{ref}$
Avec $W_i = q_p(Z_i) \times C_{pi}$

-Calcul de la pression intérieure W_i :

ZONE	$q_p(z_e)$	C_{pi}	W_i [KN/m ²]
D	551.25	-0.4	-0.220
E	551.25	0.33	0.182
F	652.5	0.33	0.215
G	652.5	0.33	0.215
H	652.5	0.33	0.215
I	652.5	0.33	0.215
J	652.5	0.33	0.215

Tableau II.31 : les résultants de calcul de pression intérieure W_i correspondant à chaque zone.

-Calcul de force intérieure $F_{w,i}$:

Elément	ZONE	C_d	W_i [KN/m2]	A_{ref} [m2]	Composantes Horizontales de $F_{w,e}$ [KN]	Composantes Verticales de $F_{w,e}$ [KN]
Parois. V	D	1	-0.220	525.49	-115.61	0
Parois. V	E	1	0.182	525.49	95.64	0
Toiture	F	1	0.215	11.3	0	2.43
Toiture	G	1	0.215	137	0	29.45
Toiture	H	1	0.215	701.45	0	150.81
Toiture	I	1	0.215	701.45	0	150.81
Toiture	J	1	0.215	159.6	0	34.31
					$\Sigma = -19.97$	$\Sigma = 367.81$

Tableau II.32 : les résultants de calcul de force intérieure F_{wi} correspondant à chaque zone.

II.3.5.7 déterminations de la force de frottement :

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés. Lorsque l'aire totale de Toutes les surfaces parallèles au vent (ou faiblement inclinées par rapport à la direction du vent) Est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieure perpendiculaires Au vent (au sous le vent).

(Selon RNVA 2013, Chapitre 2, Article 3.6.3).

Dans ce cas la direction du vent elle est perpendiculaire au long pan :

-Calcul des surfaces parallèles au vent :

Les surfaces des deux pignons :

$$= [(7*22.94) + 2* (2.35*11.47) /2 + 2*(6.5*2.15) /2] *2 = 403.02 \text{ m}^2$$

La toiture de long pan :

$$\text{Face1} = [2*(5*13.53)] + (22.44*65.07) = 1595.5 \text{ m}^2$$

$$\text{Face2} = 2*(5*13.53) + (4.9*65.07) = 454.1 \text{ m}^2$$

$$\text{Toiture} = \Sigma \text{Face} = 1595.5 + 454.1 = 2049.6 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow \text{Total des surfaces parallèle au vent} = 403.02 + 2049.1 = 2452.12 \text{ m}^2$$

-Calcul des surfaces perpendiculaire au vent (et sous le vent):

$$\text{Les parois verticales de long pan} = (75.07*7) *2 = 1050.1 \text{ m}^2$$

Vérification de la condition

(article 2.6.3 RNVA2013)

L'aire total des surfaces parallèle au vent $\leq 4 \times$ (l'aire totale des surfaces perpendiculaire au vent).

$$2452.12 \text{ m}^2 \leq 4 \times 1050.1 = 4200.4 \text{ m}^2 \text{ condition vérifier.}$$

On peut néglige l'effet de frottement cas de vent perpendiculaire au long pan.

II.3.5.8 Calcul de F_w cas de direction du vent vers long pan (V1) :

La force résultante F_w agissant sur une construction, égale a la sommation vectorielle des Forces $F_{w,e}$ et $F_{w,i}$ et F_{fr} respectivement données par :

Forces extérieures : $F_{w,e} = C_d \times \Sigma W_e \times A_{ref}$

Forces intérieures : $F_{w,i} = \Sigma W_i \times A_{ref}$

Force de frottement : $F_{fr} = C_{fr} \times q_p(z_e) \times A_{fr}$

Force	Composantes horizontales [KN]	Composantes verticales [KN]
Forces extérieure ($F_{w,e}$)	145.04	-709.02
Forces intérieure ($F_{w,i}$)	-19.97	367.81
Force de frottement (F_{fr})	0	0
La force résultante (F_w)	125.07	-341.21

Tableau II.33 : les résultants de calcul de la force aérodynamique résultante F_w cas la direction de vent sur le Long pan (sens V2).

CHAPITRE III

PREDIMENSIONNEMENT

DES ELEMENTS

III .1 Dimensionnement des panneaux de couverture et de bardage :


III .1.1 Définition Panneau sandwich :

Le panneau sandwich d'enveloppe de bâtiment, est un produit composite fabriqué industriellement en continu comportant un parement extérieur métallique, une âme isolante et un parement intérieur métallique solidarisés par adhérence à l'âme isolante. Ces composants travaillent ensemble et ne constituent ainsi qu'un seul élément autoportant présentant différents niveaux de résistance mécanique, de réaction et de résistance au feu, d'isolation thermique et acoustique, d'étanchéité à l'air, à l'eau et à la vapeur d'eau et d'esthétique architecturale.

III .1.2 Panneaux couverture :

Pour choisi le panneau couverture convient à notre structure, on doit savoir la charge du vent maximale sollicité la toiture, et nombre d'appuis de séquelle le panneau de couverture sera appuyé ainsi que l'épaisseur de la couverture.

Suivant une fiche technique on va choisi l'épaisseur de panneau couverture et le poids propre :



CARACTÉRISTIQUES TECHNIQUES

Ep. mm	Coefficient de transmission thermique : W/m². °C	Poids Kg/m²	Charges non pondérées daN/m²								
			50	75	100	125	150	175	200	225	250
35	0.67	12,4	3,75	3,25	2,85	2,60	2,45	2,30	2,15	2,05	1,90
40	0.51	12,9	4,25	3,70	3,30	3,00	2,80	2,60	2,45	2,35	2,20
45	0.42	13,2	4,80	4,15	3,75	3,40	3,15	2,95	2,80	2,65	2,50

Ep. mm	Coefficient de transmission thermique : W/m². °C	Poids Kg/m²	Charges non pondérées daN/m²								
			50	75	100	125	150	175	200	225	250
35	0.67	12,4	4,80	4,15	3,75	3,40	3,15	2,90	2,65	2,50	2,35
40	0.51	12,9	5,40	4,65	4,15	3,75	3,45	3,20	2,95	2,80	2,65
45	0.42	13,2	5,95	5,25	4,65	4,25	3,90	3,60	3,35	3,15	2,95

Les valeurs indiquées dans les tableaux ci-dessus prévoient une flèche f < 1/200 des écartements des appuis l (m) et se réfèrent aux panneaux avec épaisseurs des parements aciers, 0,5 + 0,5 mm.

Tableau III.1 : le poids propre de panneau correspondant à chaque épaisseur.

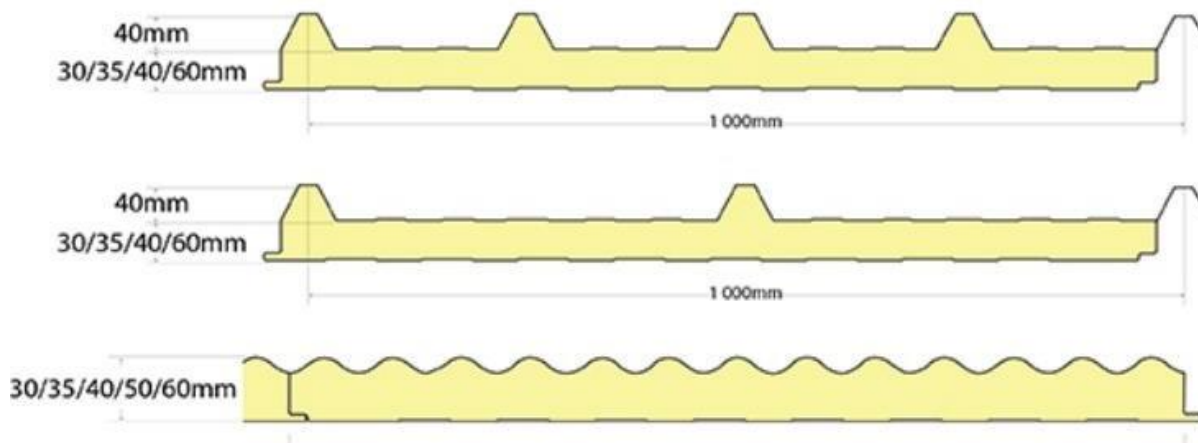


Figure III.1 : détail de panneau sandwich de la couverture.

D’après le tableau on va choisir un panneau de couverture de 80 mm d’épaisseur ce qui donne un poids de 13.2kg/m² voir fiche technique

III .1.3. Panneaux bardage :

★★★★
GRUPE RAHMANI
 www.grouperahmani.com
 www.grouperahmani.dz

■Fabrication Import-Export - Z.A Rouag BP.1537 RP M'Sila 28000 - Algérie■
 > Tel: 030 51 29 29 > Tel: 030 51 29 27 > Fax: 030 51 29 30

B- PANNEAUX DE BARDAGE PRELAQUES (OU GALVANISES)

Tôle épaisseur: 0.5 mm

Type	Longueur Max	Largeur standard	Epaisseurs	Poids	Résistance à la Conductibilité	Coefficient de Transmission Thermique K	Distance entre traverses maxi en Mètres
	ml	mm	Mm	Kg/m ²	1/√Ω m ² K/W	W/m ² .K	
B 35	18	1000	35	10,17	1,70	0,53	*
B 40	18	1000	40	10,42	1,90	0,45	*
B 50	18	1000	50	10,92	2,46	0,34	*
B 60	18	1000	60	11,42	2,95	0,29	*

N.B : * selon les études et calculs statiques pour chaque cas.

Tableau III.2 : le poids propre de panneau correspondant à chaque épaisseur.

D'après ce tableau ci-dessous on fait choisi un panneau de bardage de **60 mm** d'épaisseur ce qui donne un poids de **11 kg/m²**.

III.2 études des pannes :

III.2.1 définitions :

Les pannes sont des poutres destinées à supporter la couverture et de transmettre les charges et surcharges s'appliquant sur cette dernière à la traverse ou bien à la ferme. Elles sont disposées parallèlement à la ligne de faitage, et elles sont calculées en flexion déviée, sous l'effet des charges permanentes, d'exploitations et climatiques.

Elles sont réalisées soit en profilés formés à chaud en (I), ou bien en (U), soit en profilés formés à froid en (Z), (U), (Σ).

Dans notre structure nous utiliserons des formé à chaud en (U).

On étudie la panne la plus sollicitée qui est la panne intermédiaire de portée $L=5$ m, incliné d'un angle $\alpha = 11.58^\circ$ et dans l'entraxe « e »

Égale à 1.33 m.

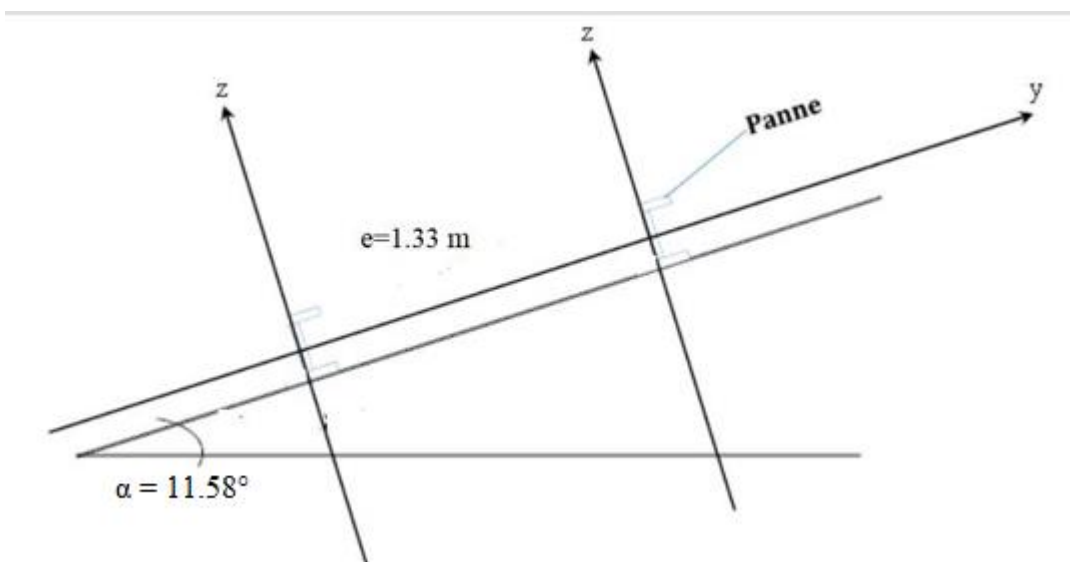


Figure III.2 : Dispositions des pannes sur la toiture avec l'entraxe e.

III.2.2 Détermination des sollicitations :

III.2.2.1 Évaluation des charges et surcharges :

a) Les charges permanentes (G) :

-Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs) PS80	13.2 Kg/m ² .
-Poids propre d'accessoire d'attache	1.5 Kg/m ² .
-Poids propre de la panne (estimé)	16 Kg/ml.
-e : espacement entre les pannes	e=1.33 m.

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

$$G = (13.2 + 1.5) * 1.33 + (16) = 35.55 \text{ Kg/ml.}$$

$$G = 0.355 \text{ KN/ml.}$$

b) Surcharges d'entretien (P) :

Dans le cas des toitures inaccessible ont considéré uniquement dans le calcul une charge d'entretien qui est égale au poids d'un ouvrier et de son assistant et qui est équivalente à deux charges concentrées de 100Kg chacune située à (1/3) et (2/3) de la portée de la panne.

Afin de vérifier la flèche sous les charges (charges permanentes) et les surcharges (charges d'exploitations), on cherche la charge uniformément répartie équivalente (P_{eq}) qui nous donne le même moment trouvé par les deux charges concentrées.

La charge uniformément répartie (P_{eq}) due à la surcharge d'entretien est obtenue en égalisant le moment maximal au moment maximal du aux charges ponctuelles (P).

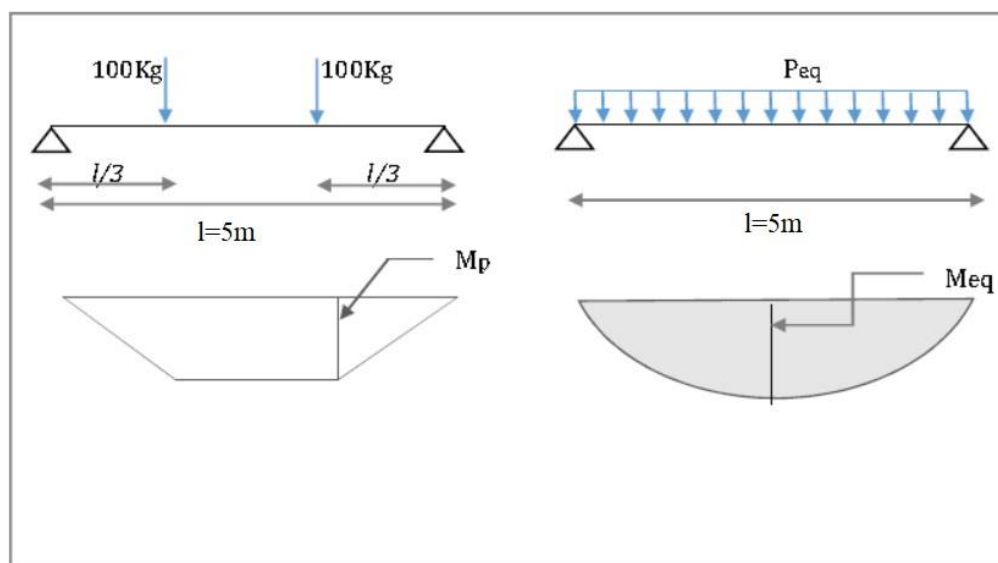


Figure III.3: Schéma statique des surcharges d'entretien sur les pannes.

$$M_{\max} = \frac{P' * L}{3} = \frac{P * L}{8} \Rightarrow P = \frac{P' * 8}{3 * L} = \frac{100 * 8}{3 * 5} = 53.3 \text{ Kg/ml}$$

$$P_{ep} = 0.533 \text{ KN/ml.}$$

C) Surcharges climatiques :

1) Surcharge du vent (W) :

La sollicitation extrême est dans le cas du vent sur long pan avec surpression intérieure

$$C_{pi} = +0.33 \text{ zone (F) :}$$

$$W = -1.128 \text{ KN/m}^2$$

La charge linéaire du vent est égale à :

$$W = -1.128 \times 1.33$$

$$W = -1.5 \text{ KN/ml.}$$

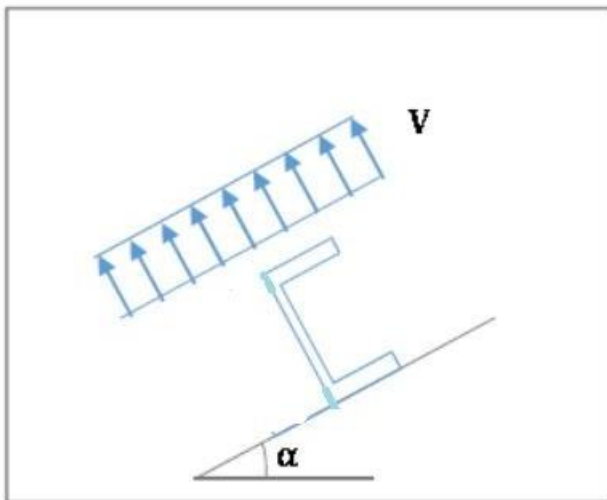


Figure III.4 : Charge du vent sur les pannes.

2) Surcharge de la neige (S) :

La surcharge de la neige est en fonction de l'implantation du site de construction (région, altitude) et de la forme de la toiture (inclinaison, possibilité d'accumulation).

S : charge de la neige Sur la toiture :

$$S = 0.1 \text{ KN/m}^2$$

La charge linéaire de la neige sur la toiture est égale à :

$$S = 0.1 * 1.33 \Rightarrow S = 0.133 \text{ KN/ml.}$$

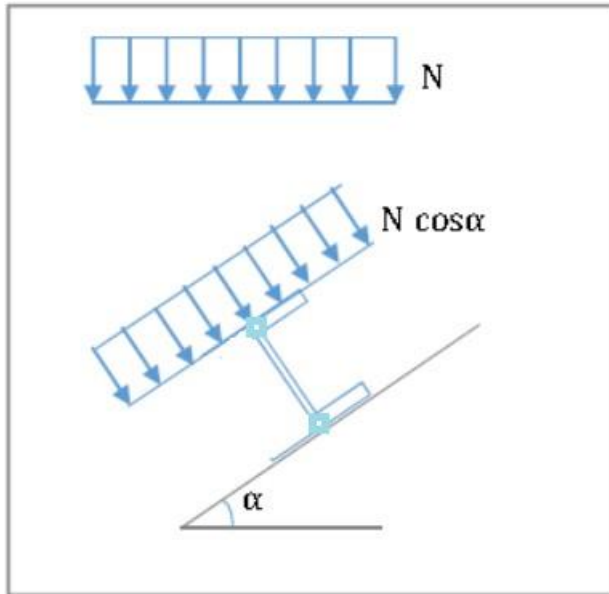


Figure III.5 : Charge de la neige sur les pannes.

III.2.2.2 Les charges et surcharges appliquées :

$G = 0.355 \text{ KN/ml.}$

$Q = 0.444 \text{ KN/ml.}$

$W = -1.5 \text{ KN/ml.}$

$S = 0.133 \text{ KN/ml.}$

Décomposition des charges :

Suivant l'axe Z-Z	Suivant l'axe Y-Y
$G_{ZZ} = G \cos \alpha = 0.347 \text{ KN/ml.}$	$G_{YY} = G \sin \alpha = 0.07 \text{ KN/ml.}$
$Q_{ZZ} = Q \cos \alpha = 0.437 \text{ KN/ml.}$	$Q_{YY} = Q \sin \alpha = 0.090 \text{ KN/ml.}$
$W_{ZZ} = W = -1.5 \text{ KN/ml.}$	$W_{YY} = 0 \text{ KN/ml.}$
$S_{ZZ} = S \cos \alpha = 0.13 \text{ KN/ml.}$	$S_{YY} = S \sin \alpha = 0.026 \text{ KN/ml.}$

Tableau III.3 : Décomposition des charges suivant l'axe Z-Z et Y-Y.

III.2.2.3 Les combinaisons d'actions :**a) L'état limite ultime (ELU) :****1^{er} cas : le vent agit seul**

$$Q_{uz} = G_{zz} + 1.5W_z = 0.347 + 1.33*(-1.5) = -1.648 \text{ KN/ml.}$$

$$Q_{uy} = 1.35G_{yy} + 1.5W_{yy} = 1.35*0.07 + 0 = 0.094 \text{ KN/ml.}$$

2^{ème} cas : la neige agit seul

$$Q_{uz} = 1.35 G_{zz} + 1.5 S_{zz} = 1.35*0.347 + 1.5*0.133 = 0.668 \text{ KN/ml.}$$

$$Q_{uy} = 1.35 G_{yy} + 1.5 S_{yy} = 1.35*0.07 + 1.5*0.023 = 0.294 \text{ KN/ml.}$$

3^{ème} cas : la surcharge d'entretien

$$Q_{uz} = 1.35 G_{zz} + 1.5 Q_{uz} = 1.35*0.347 + 1.5*0.437 = 1.123 \text{ KN/ml.}$$

$$Q_{uy} = 1.35 G_{yy} + 1.5 Q_{yy} = 1.35*0.07 + 1.5*0.077 = 0.21 \text{ KN/ml.}$$

On remarque que la 1^{ère} combinaison est la plus défavorable et le risque de déversement de la semelle inférieure doit être vérifié pour cette combinaison ou le vent agit seul.

Selon les deux axes Y et Z, les charges maximales à l'ELU revenant à la panne la plus sollicitée en tenant compte de la continuité :

$$Q_{uz} = 1.25 \times (-1.648) = -2.06 \text{ KN/ml.}$$

$$Q_{uy} = 1.25 \times (0.094) = 0.117 \text{ KN/ml.}$$

b) L'état limite de service (ELS) :

On considérera dans ce cas juste les combinaisons les plus défavorables :

$$Q_{sz} = G_{zz} + W_{zz} = 0.347 + (-1.5) = -1.153 \text{ KN/ml.}$$

$$Q_{sy} = G_{yy} + Q_{yy} = 0.07 + 0.090 = 0.16 \text{ KN/ml.}$$

Selon les deux axes Y et Z les charges maximales à l'ELS revenant à la panne la plus sollicitée en tenant compte de la continuité :

$$Q_{sz} = 1.25*(-1.153) = -1.44 \text{ KN/ml.}$$

$$Q_{sy} = 1.25*0.16 = 0.2 \text{ KN/ml.}$$

III.2.3 Prédimensionnement :

Les pannes sont sollicitées à flexion déviées (flexion bi axiale).

Elles doivent satisfaire les deux conditions suivantes :

-Condition de la flèche (l'ELS).

-Condition de la résistance (l'ELU).

Généralement, on fait le prédimensionnement des pannes par l'utilisation de la condition de flèche, puis on fait la vérification de la condition de résistance.

Vérification à l'ELS :

La flèche à l'état limite de service se fait avec les charges et surcharges de service (non pondérée) : $f \leq f_{adm}$

Pour une poutre sur deux appuis uniformément chargée (axe Z-Z) :

$$f_z \leq L / 200 \text{ avec } f_z = 5 * q_{sz} * L^4 / 384 * E * I_y$$

$$\text{et : } L / 200 = 500 / 200 = 2.5 \text{ cm.}$$

$$I_y \geq 5 * q_{sz} * L^4 / 384 * E * 2.5$$

$$\text{donc : } I_y \geq 5 * 1.44 * 10^{-2} * 500^4 / 384 * 21000 * 2.5$$

$$I_y \geq 223.21 \text{ cm}^4.$$

Ce qui correspondant à un UPN 140 avec $I_y = 605 \text{ cm}^4$; $I_z = 62.7 \text{ cm}^4$ et leur poids propre $P = 16 \text{ Kg/m}$.

Profilé	h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r (mm)	d (mm)	P(Kg/m)
UPN140	140	60	7	10	10	100	16
	A(cm ²)	I _y (cm ⁴)	i _y (cm)	W _{ply} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	i _z (cm)	W _{plz} (cm ³)
	20.4	605	5.45	103	62.7	1.75	28.3

Tableau III.4 : Caractéristiques de l'UPN140 .

III.2.4 Dimensionnement des pannes :**III.2.4.1 Condition de la flèche :**

$$f \leq f_{\text{adm}}$$

a) Vérification de la flèche suivant l'axe Z-Z :

$$f_z = 5 * q_{sz} * L^4 / 384 * E * I_y$$

$$f_z = 5 * 1.44 * 10^{-2} * 500^4 / 384 * 21000 * 605$$

$$f_z = 0.92 \text{ cm}$$

$$f_{\text{adm}} = L / 200 = 500 / 200 = 2.5 \text{ cm}$$

$$f_z = 0.92 \text{ cm} \leq f_{\text{adm}} = 2.5 \text{ cm}$$

La condition de la flèche suivant l'axe Z-Z elle est vérifiée.

b) Vérification de la flèche suivant l'axe Y-Y :

$$f_y = 5 * q_{sy} * L^4 / 384 * E * I_z$$

$$f_y = 5 * 0.173 * 10^{-2} * 500^4 / 384 * 21000 * 62.7$$

$$f_y = 1.1 \text{ cm}$$

$$f_{\text{adm}} = L / 200 = 500 / 200 = 2.5 \text{ cm}$$

$$f_y = 1.1 \text{ cm} \leq f_{\text{adm}} = 2.5 \text{ cm}$$

La condition de la flèche suivant l'axe Y-Y elle est vérifiée.

La flèche est vérifiée sur les deux axes alors on adopte un UPN140.

III.2.4.2 Condition de la résistance (ELU) :

Dans la condition de résistance à l'ELU il faut faire les vérifications suivantes :

a) Vérification à la flexion déviée :**Détermination de la classe de profile :**

· Ame :

$$d/t_w = 100/7 = 14.28 \leq 72\varepsilon = 72 \rightarrow \text{Ame de classe 1}$$

$$\text{Et : } \varepsilon = \sqrt{\left(\frac{235}{f_y}\right)} = \sqrt{\left(\frac{235}{235}\right)} \Rightarrow \varepsilon = 1.$$

• **Semelle :**

$$c/t_f \leq 10\varepsilon \Rightarrow (b)/t_f \leq 10\varepsilon \Rightarrow 60/10 = 6 \leq 10 .$$

$$\varepsilon = \sqrt{\left(\frac{235}{f_y}\right)} = \sqrt{\left(\frac{235}{235}\right)} \Rightarrow \varepsilon = 1.$$

→ Semelle de classe 1

Donc la section est de classe 1 $\Rightarrow \gamma_{m0} = 1$.

Dans notre cas en a (Ame et Semelle) de classe 1 .

on utilise le calcul pour la vérification vis-à-vis à la flexion déviée (bi-axiale) comme la condition suivante :

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

Avec : $\alpha = 1$ et $\beta = 1$ en cas de sécurité.

$$\text{Et : } M_{sd} = q_u \cdot l^2/8$$

- $M_{y,sd}$: Moment fléchissant de calcul autour de l'axe Y-Y causé par la charge $Q_{z,sd}$.

- $M_{z,sd}$: Moment fléchissant de calcul autour de l'axe Z-Z causé par la charge $Q_{y,sd}$.

- $M_{ply,Rd}$: Moment fléchissant de résistance plastique suivant l'axe Y-Y.

- $M_{plz,Rd}$: Moment fléchissant de résistance plastique suivant l'axe Z-Z.

- $W_{pl,y}$: Module de résistance plastique de la section suivant l'axe y-y.

- $W_{pl,z}$: Module de résistance plastique de la section suivant l'axe z-z.

-Axe Z-Z :

$$M_{y, sd} = q_{uz} \cdot l^2/8$$

$$M_{y, sd} = 2.058 \cdot 5^2/8$$

$$M_{y, sd} = 6.43 \text{ KN.m}$$

-Axes Y-Y :

$$M_{z, sd} = q_{uy} \cdot l^2/8$$

$$M_{z, sd} = 0.102 \cdot 5^2/8$$

$$M_{z, sd} = 0.319 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl} = W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{m0}$$

$$M_{pl,y,rd} = W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{m0} = 103 \cdot 23.5 \cdot 10^{-2} / 1 = 24.2 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,z,rd} = W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{m0} = 28.3 \cdot 23.5 \cdot 10^{-2} / 1 = 6.65 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$(M_{ysd} / M_{pl,y, rd})^1 + (M_{zsd} / M_{pl,z, rd})^1 \leq 1$$

$$(6.43 / 24.2) + (0.319 / 6.65) \leq 1$$

$$0.27 + 0.05 \leq 1$$

$$0.32 \leq 1 \quad \text{la flexion biaxiale est vérifiée.}$$

b) Vérification au cisaillement :

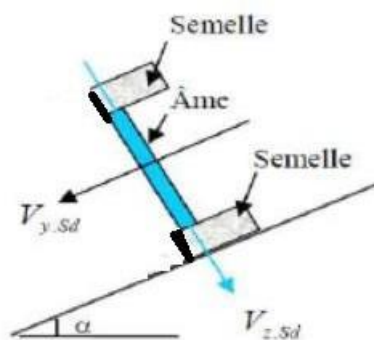


Figure III.6: Représentation au cisaillement.

En utilise la relation suivante :

$$V_{z, sd} < V_{plz, rd} \text{ et } V_{y, sd} < V_{ply, rd}$$

(Eurocode. 3 p158)

$V_{y, sd}$: Effort tranchant dans le plan des semelles.

$V_{z, sd}$: Effort tranchant dans le plan de l'âme.

$V_{ply, rd}$: Résistance plastique de la section à l'effort tranchant.

$V_{plz, rd}$: Résistance plastique de la section à l'effort tranchant.

A_{vz} et A_{vy} : est l'aire de cisaillement cm^2

γ_{M0} : facteur de résistance en section ($\gamma_{M0} = 1.1$)

f_y : limite d'élasticité d'acier ($f_y = 2350 \text{ daN/cm}^2$)

-Axe (Z-Z) :

$$V_{z, sd} = q_{uz} * l / 2$$

$$V_{z, sd} = 2.058 * 5 / 2$$

$$V_{z, sd} = 5.145 \text{ KN.}$$

$$A_{vz} = A - 2 * b * t_f + (t_w + r) t_f = 20.4 - 2 * 6 * 1 + (0.7 + 1) * 1$$

$$A_{vz} = 6.7 \text{ cm}^2$$

$$V_{plz, rd} = A_{vz} * \frac{f_y}{\sqrt{3} * \gamma_{m0}}$$

$$V_{plz, rd} = 6.7 * \frac{23.5}{\sqrt{3} * 1} = 90.9 \text{ KN}$$

-Axe (Y-Y) :

$$V_{y, sd} = q_{uy} * l / 2$$

$$V_{y, sd} = 0.102 * 5 / 2$$

$$V_{y, sd} = 0.255 \text{ KN.}$$

$$A_{vy} = A - A_{vz} = 20.4 - 6.7 = 13.7 \text{ cm}^2$$

$$V_{ply, rd} = A_{vy} * \frac{f_y}{\sqrt{3} * \gamma_{m0}}$$

$$V_{ply, rd} = 13.7 * \frac{23.5}{\sqrt{3} * 1} = 185.9 \text{ KN}$$

$$V_{z, sd} < V_{plz, rd} \text{ et } V_{y, sd} < V_{ply, rd}$$

$$-V_{z, sd} = 5.145 \text{ KN} < V_{plz, rd} = 90.9 \text{ KN}$$

$$-V_{y, sd} = 0.255 \text{ KN} < V_{ply, rd} = 185.9 \text{ KN}$$

Donc la résistance des pannes (UPN 140) au cisaillement est vérifiée.

C) Vérification au déversement :

Déversement = Flambement latéral + Rotation de la section transversale.

Semelle supérieure :

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges verticales descendantes est susceptible de déverser. Vu quelle est fixée à la toiture il n'y a donc pas risque de déversement.

Semelle inférieure :

La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement est susceptible de déverser du moment qu'elle est libre tout au long de sa portée.

D'après l'Eurocode 3, la résistance au déversement du profilé est vérifiée si la condition suivante est satisfaite : $M_{y, sd} \leq M_{b, rd}$ **(Eurocode 3 (IV.4))**

$M_{y, sd}$: Moment fléchissant de calcul autour de l'axe Y-Y causé par la charge $Q_{z, sd}$.

$M_{b, rd}$: Le moment résistant de déversement.

I_z : moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie

K et K_w : les facteurs de longueur effective.

C1 : facteur dépendant des conditions de charge et d'encastrement.

X_{LT} : est le coefficient de réduction pour le déversement en fonction de l'élancement réduite.

λ_{LT} : est le coefficient d'imperfection

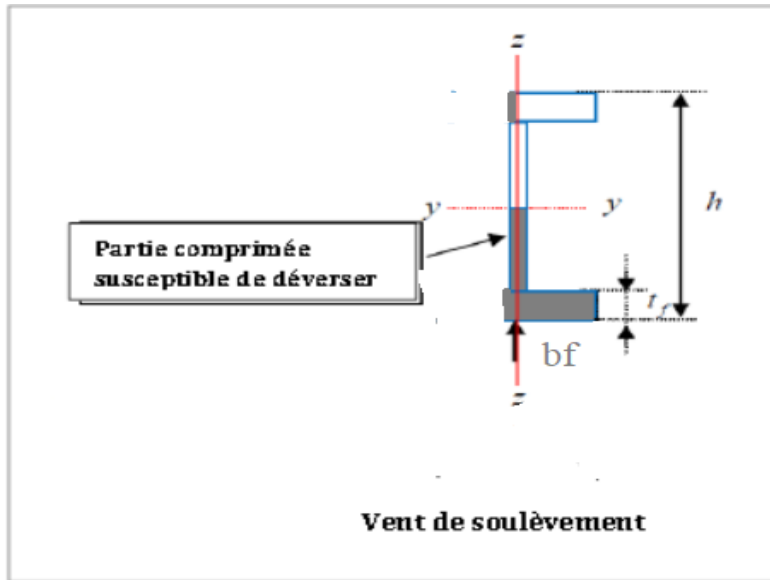


Figure III.7 : Représentation de phénomène de déversement dans la semelle inférieure.

$$M_{ysd} = q_{uz} \cdot l^2/8$$

$$M_{ysd} = 2.058 \cdot 5^2/8$$

$$M_{ysd} = 6.43 \text{ KN.m}$$

$$M_{b, rd} = X_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{m1}$$

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

Calcul de l'élancement réduit :

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l}{i_z}}{\sqrt{c_1 \cdot \left(1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l/i_z}{h/t_f}\right)^2\right)^{0.25}}}$$

(Annexe F Eurocode 3 partie 1-1)

$$K=1 \text{ appui simple}$$

(tableau F.1.2 Eurocode 3)

C1 : facteur dépendant des conditions de charge et d'encastrement (K=1). C1= 1.132

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{500}{1.75}}{\sqrt{1.132 \cdot \left(1 + \frac{1}{20} \left(\frac{500/1.75}{14/1}\right)^2\right)^{0.25}} = 124.24$$

$$\varepsilon = \sqrt{\left(\frac{235}{f_y}\right)} = \sqrt{\left(\frac{235}{235}\right)} \Rightarrow \varepsilon = 1.$$

$$\lambda_{LT}^- = \frac{\lambda_{LT}}{93.9\varepsilon}$$

$$\lambda_{LT}^- = \frac{124.24}{93.9 \times 1} = 1.3$$

1.3 > 0.4 donc il y a risque de déversement

Profilé laminé ; $\alpha = 0,21$

Courbe (a) $\rightarrow X_{LT}$ On tire à partir du tableau

(5.5.2 de Eurocode 3)

$$\lambda_{LT}^- = 1.3 \rightarrow X_{LT} = 0.4703$$

$$\begin{aligned} M_{b,rd} &= X_{LT} * \beta_w * W_{ply} * f_y / \gamma_{m1} \\ &= 0.4703 \times 1 \times 103 \times 23.5 \times 10^{-2} / 1.1 \\ &= 10.35 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$\text{En a : } M_{ysd} = 6.43 \text{ KN.m} \leq M_{b,rd} = 10.35 \text{ KN.m}$$

La stabilité au déversement des pannes UPN 140 est vérifiée.

III.3 Etudes Lisse de bardages :

III.3.1 Définition :

Les lisses sont des poutrelles en profilés laminés (IPE, UPN) ou en éléments formés par des tôles pliées, qui ont pour fonction de supporter les couvertures de façades (bardages) et les charges appliquées sur ces bardages (pression ou dépression du vent). Et portées sur les poteaux de portique ou potelets intermédiaire Elles sont disposées horizontalement à entraxe constant, d'une façon à présenter une inertie maximale dans le plan horizontal.

L'entraxe des lisses de bardages est déterminé par la portée admissible des bacs de bardages. Le calcul se fera pour la lisse la plus sollicitée, de pignon ou de long-pan, puis le profilé choisi va être adopté pour toutes les lisses.

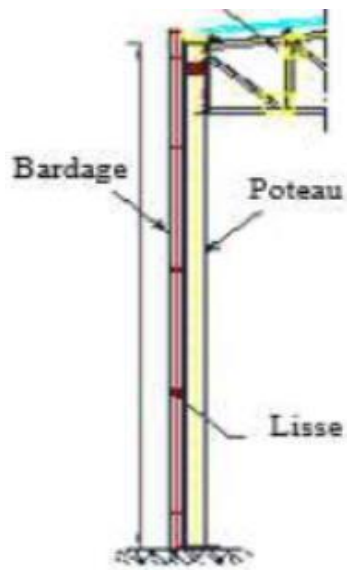


Figure III.8 : lisse de bardages.

III.3.2 Lisse de bardage de long pan :

III.3.2.1 Evaluation des charges :

a) Charges permanentes :

Poids propre de bardage (panneaux sandwichs) PS 60 11 Kg/m².

Poids propre d'accessoire d'attache 2Kg/m².

Poids propre de l'UPN (estimé) 14 Kg/ml.

e : espacement entre les lisses e= 1.6 m.

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

$$G = (11 + 2) * 1.6 + (14) = 34.8 \text{ Kg/ml}$$

$$G = 0.348 \text{ KN/m}$$

b) Surcharges climatiques du vent :

Charge due au vent maximale sur les parois verticales long pan W (suppression interne) :

$$W = -73.316 \times 1.6 = -117.3 \text{ daN/ml.}$$

Les lisses de long pan sont appuyées sur deux poteaux de 5m de portée, soumises à la flexion bi axiale.

-L'état limite ultime (ELU) :

Sur l'axe Z-Z : $q_{uz} = 1.5 \times 117.3 \times 10^{-2} = 1.76 \text{ KN/ml.}$

Sur l'axe Z-Z : $q_{uy} = 1.35 \times 0.348 = 0.47 \text{ KN/ml.}$

-L'état limite service (ELS) :

Sur l'axe Z-Z : $q_{sz} = 1.173 \text{ KN/ml.}$

Sur l'axe Y-Y : $q_{sy} = 0.348 \text{ KN/ml}$

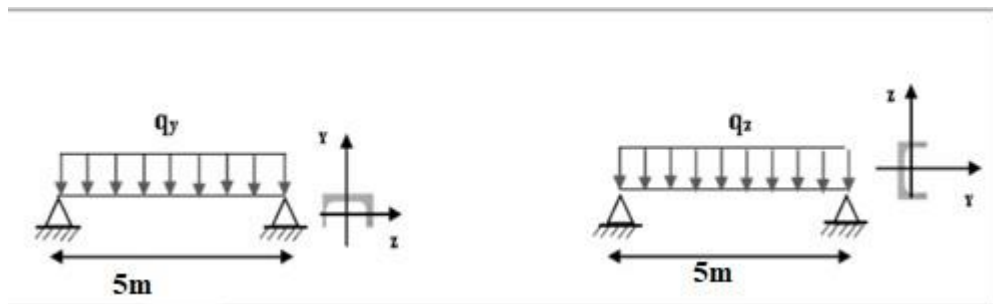


Figure III.9 la répartition des charges sur les lisses de long pan.

III.3.2.2 Condition de la flèche :

La vérification à l'état limite de service se fait avec les charges et surcharges de service (non pondérée) : $f \leq f_{adm}$

Pour une poutre sur deux appuis uniformément chargée (axe Z-Z) :

$$f_z \leq L / 200 \quad \text{avec} \quad f_z = 5 \cdot q_{sz} \cdot L^4 / 384 \cdot E \cdot I_y$$

$$L / 200 = 500 / 200 = 2.5 \text{ cm.}$$

$$I_y \geq 5 \cdot q_{sz} \cdot L^4 / 384 \cdot E \cdot 2.5 \quad \text{donc} \quad I_y \geq 5 \cdot 1.173 \cdot 10^{-2} \cdot 500^4 / 384 \cdot 21000 \cdot 2.5$$

$$I_y \geq 181.83 \text{ cm}^4.$$

Ce qui correspondant à un UPN 140 avec $I_y = 605 \text{ cm}^4$; $I_z = 62.7 \text{ cm}^4$ et leur poids propre $P = 16 \text{ Kg/m}$.

Profilé	h(mm)	b(mm)	tw(mm)	t _f (mm)	r(mm)	d(mm)	P(Kg/m)
UPN140	140	60	7	10	10	100	16
	A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	i _y (cm)	W _{ply} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	i _z (cm)	W _{plz} (cm ³)
	20.4	605	5.45	103	62.7	1.75	28.3

Tableau III.5 : Caractéristiques de l'UPN140 .

$$G = (11 + 2) * 1.6 + (16) = 36.8 \text{ Kg/ml}$$

$$q_{uy} = 1.35 \times 0.368 = 0.5 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{sy} = 0.368 \text{ KN/ml.}$$

Vérification de la condition de la flèche :

a) Vérification de la flèche suivant l'axe Z-Z :

$$f_z = 5 * q_{sz} * L^4 / 384 * E * I_y = 5 * 1.173 * 10^{-2} * 500^4 / 384 * 21000 * 605$$

$$f_z = 1 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{500}{200} = 2.5 \text{ cm.}$$

$$f_z = 1 \text{ cm} \leq f_{adm} = 2.5 \text{ cm.}$$

La condition de la flèche est vérifiée suivant l'axe Z-Z.

La flèche est vérifiée sur les deux axes alors on adopte un UPN140.

b) Vérification de la flèche suivant l'axe Y-Y :

$$f_y = 5 * q_{sz} * L^4 / 384 * E * I_z = 5 * 0.368 * 10^{-2} * 500^4 / 384 * 21000 * 62.7$$

$$f_y = 2.5 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{500}{200} = 2.5 \text{ cm}$$

$$f_y = 2.38 \text{ cm} \leq f_{adm} = 2.5 \text{ cm.}$$

La condition de la flèche est vérifiée suivant l'axe Y-Y.

La flèche est vérifiée sur les deux axes alors on adopte un UPN140.

III.3.2.3 Condition de la résistance (ELU) :

Sur l'axe Z-Z : $q_{uz} = 1.5 \text{ W} = 1.5 \times 1.173 = 1.76 \text{ KN/ml.}$

Sur l'axe Y-Y : $q_{uy} = 1.35 \text{ G} = 1.35 \times 0.368 = 0.5 \text{ KN/ml.}$

a) Vérification à la flexion déviée :**Axe Z-Z :**

$$M_{y, sd} = q_{uz} \cdot l^2 / 8$$

$$M_{y, sd} = 1.76 * 5^2 / 8$$

$$M_{y, sd} = 5.5 \text{ KN.m}$$

Axes Y-Y :

$$M_{z, sd} = q_{uy} \cdot l^2 / 8$$

$$M_{z, sd} = 0.5 * (5)^2 / 8$$

$$M_{z, sd} = 1.56 \text{ KN.m}$$

Détermination de la classe des profilés :**• Ame :**

$$d/tw = 100/7 = 14.28 \leq 72\varepsilon = 72 \rightarrow \text{Ame de classe 1}$$

$$\text{Et : } \varepsilon = \sqrt{\left(\frac{235}{f_y}\right)} = \sqrt{\left(\frac{235}{235}\right)} \Rightarrow \varepsilon = 1.$$

· **Semelle :**

$$c/t_f \leq 10\varepsilon \Rightarrow b/t_f \leq 10\varepsilon \Rightarrow 60/10 = 6 \leq 10 .$$

$$\varepsilon = \sqrt{\left(\frac{235}{f_y}\right)} = \sqrt{\left(\frac{235}{235}\right)} \Rightarrow \varepsilon = 1.$$

→ Semelle de classe 1

Donc la section est de classe 1 $\Rightarrow \gamma_{m0} = 1$.

Dans notre cas en a (Ame et Semelle) de classe 1 .

$$M_{pl.y, rd} = W_{ply} * f_y / \gamma_{m0}$$

$$M_{pl.y, rd} = 103 * 23.5 * 10^{-2} / 1$$

$$M_{pl.y, rd} = 24.2 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl.z, rd} = W_{plz} * f_y / \gamma_{m0}$$

$$M_{pl.z, rd} = 28.3 * 23.5 * 10^{-2} / 1$$

$$M_{pl.z, rd} = 6.65 \text{ KN.m}$$

on utilise le calcul pour la vérification vis-à-vis à la flexion déviée (bi-axiale) comme la condition suivante :

$$(M_{ysd} / M_{pl.y, rd})^\alpha + (M_{zsd} / M_{pl.z, rd})^\beta \leq 1$$

Eurocode3 (5.4.8.1 (11))

Avec : $\alpha = 1$ et $\beta = 1$ en cas de sécurité.

$$(M_{ysd} / M_{pl.y, rd})^1 + (M_{zsd} / M_{pl.z, rd})^1 \leq 1$$

$$(5.5 / 24.2) + (1.56 / 6.65) \leq 1$$

$$0.22 + 0.06 \leq 1$$

$$0.28 \leq 1$$

La flexion bi axiale est vérifiée

b) Vérification au cisaillement :

En utilise la relation suivante :

$$V_{z, sd} < V_{plz, rd} \text{ et } V_{y, sd} < V_{ply, rd}$$

(Eurocode. 3 p158)

$V_{y, sd}$: Effort tranchant dans le plan des semelles.

$V_{z, sd}$: Effort tranchant dans le plan de l'âme.

$V_{ply, Rd}$: Résistance plastique de la section à l'effort tranchant.

$V_{plz, Rd}$: Résistance plastique de la section à l'effort tranchant.

A_{vz} et A_{vy} : est l'aire de cisaillement cm²

γ_{M0} : facteur de résistance en section ($\gamma_{M0} = 1.1$)

f_y : limite d'élasticité d'acier ($f_y = 2350$ daN/cm²)

-Axe (Z-Z) :

$$V_{z, sd} = q_{uz} * l / 2$$

$$V_{z, sd} = 1.76 * 5 / 2$$

$$V_{z, sd} = 4.4 \text{ KN.}$$

$$A_{vz} = A - 2 * b * t_f + (t_w + r) t_f = 20.4 - 2 * 6 * 1 + (0.7 + 1) * 1$$

$$A_{vz} = 6.7 \text{ cm}^2$$

$$V_{plz, rd} = A_{vz} * f_y / (\sqrt{3} * \gamma_{m0})$$

$$V_{plz, rd} = 6.7 * 23.5 / (\sqrt{3} * 1) = 90.9 \text{ KN}$$

-Axe (Y-Y) :

$$V_{y, sd} = q_{uy} * l / 2$$

$$V_{y, sd} = 0.5 * 5 / 2$$

$$V_{y, sd} = 1.25 \text{ KN.}$$

$$A_{vy} = A - A_{vz} = 20.4 - 6.7 = 13.7 \text{ cm}^2$$

$$V_{ply, rd} = A_{vy} * f_y / (\sqrt{3} * \gamma_{m0})$$

$$V_{ply, rd} = 13.7 * 23.5 / (\sqrt{3} * 1) = 185.9 \text{ KN}$$

$$V_{z, sd} < V_{plz, rd} \text{ et } V_{y, sd} < V_{ply, rd}$$

$$-V_{z, sd} = 4.4 \text{ KN} < V_{plz, rd} = 90.9 \text{ KN}$$

$$-V_{y, sd} = 1.25 \text{ KN} < V_{ply, rd} = 185.9 \text{ KN}$$

Donc la résistance de lisse de bardage (UPN 140) au cisaillement est vérifiée.

Vérification au déversement :

Déversement = Flambement latéral + Rotation de la section transversale.

Semelle supérieure :

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges verticales descendantes est susceptible de déverser. Vu qu'elle est fixée à la toiture il n'y a donc pas risque de déversement.

Semelle inférieure :

La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement est susceptible de déverser du moment qu'elle est libre tout au long de sa portée.

D'après l'Eurocode 3, la résistance au déversement du profilé est vérifiée si la condition suivante est satisfaite :

$$M_{y, sd} \leq M_{b, rd} \quad (\text{Eurocode 3 (IV.4)})$$

$M_{y, sd}$: Moment fléchissant de calcul autour de l'axe Y-Y causé par la charge $Q_{z, sd}$.

$M_{b, rd}$: Le moment résistant de déversement.

I_z : moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie

K et K_w : les facteurs de longueur effective.

C_1 : facteur dépendant des conditions de charge et d'encastrement.

X_{LT} : est le coefficient de réduction pour le déversement en fonction de l'élancement réduite.

λ_{LT}^- : est le coefficient d'imperfection

$$M_{ysd} = q_{uz} \cdot l^2/8$$

$$M_{ysd} = 1.76 \cdot 5^2/8$$

$$M_{ysd} = 5.5 \text{ KN.m}$$

$$M_{b, rd} = X_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{m1}$$

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

Calcul de l'élancement réduit :

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l}{iz}}{\sqrt{c1} \cdot \left(1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l/iz}{h/tf}\right)^2\right)^{0.25}} \quad (\text{Annexe F EC03 partie 1-1})$$

$$K=1 \text{ appui simple} \quad (\text{tableau F.1.2 EC03})$$

C_1 : facteur dépendant des conditions de charge et d'encastrement ($K=1$). $C_1 = 1.132$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{500}{1.75}}{\sqrt{1.132} \cdot \left(1 + \frac{1}{20} \left(\frac{500/1.75}{14/1}\right)^2\right)^{0.25}} = 124.24$$

$$\varepsilon = \sqrt{(235/fy)} = \sqrt{\left(\frac{235}{235}\right)} = 1 \Rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\lambda_{LT}^- = \frac{\lambda_{LT}}{93.9\varepsilon}$$

$$\lambda_{LT}^- = \frac{124.24}{93.9 \times 1} = 1.3$$

$1.3 > 0.4$ donc il y a risque de déversement

Profilé laminé ; $\alpha = 0,21$

Courbe (a) $\rightarrow X_{LT}$ On tire à partir du tableau 5.5.2 de L'EC03:

$$\lambda_{LT}^- = 1.3 \rightarrow X_{LT} = 0.4703$$

$$\begin{aligned} M_{b, rd} &= X_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{m1} \\ &= 0.4703 \times 1 \times 103 \times 23.5 \times 10^{-2} / 1.1 \\ &= 10.35 \text{ KN. m} \end{aligned}$$

$$\text{En a : } M_{ysd} = 5.5 \text{ KN.m} \leq M_{b, rd} = 10.35 \text{ KN. m}$$

La stabilité au déversement de lisse de bardage long paon UPN 140 est vérifiée.

III.3.3 Lisse de bardage de pignon :**III.3.3.1 Evaluation des charges :****a) Charges permanentes :**

Poids propre de bardage (panneaux sandwichs) 12.5 Kg/m^2 .

Poids propre d'accessoire d'attache 2Kg/m^2 .

Poids propre de lisse (estimé) 14 Kg/ml .

e : espacement entre les lisses $e= 1.6 \text{ m}$.

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

$G = (11 + 3) * 1.6 + (14) = 34.8 \text{ Kg/ml}$

$G = 0.348 \text{ KN/m}$

b) Surcharges climatiques du vent :

Charge due au vent maximal sur le pignon $W = 606.375 \text{ N/m}^2$

Dépression intérieure $C_{pi} = - 0.3$.

$W = 60.6375 \times 1.6 = 97.02\text{daN/m}$.

L'état limite ultime (ELU) :

Sur l'axe z-z : $q_{uz} = 1.5 \times 97.02 \times 10^{-2} = 1.45 \text{ KN/ml}$.

Sur l'axe y-y : $q_{uy} = 1.35 \times 0.348 = 0.47 \text{ KN/ml}$.

L'état limite service (ELS) :

Sur l'axe z-z : $q_{sz} = 0.9702 \text{ KN/ml}$.

Sur l'axe y-y : $q_{sy} = 0.348 \text{ KN/ml}$

III.3.3.2. Condition de la flèche :

La vérification à l'état limite de service se fait avec les charges et surcharges de service (non pondérée) : $f \leq f_{adm}$

Pour une poutre sur deux appuis uniformément chargée (axe Z-Z) :

$$f_z \leq L/200 \quad \text{avec} \quad f_z = 5 \cdot q_{sz} \cdot L^4 / 384 \cdot E \cdot I_y$$

$$L/200 = 454/200 = 2.27 \text{ cm.}$$

$$I_y \geq 5 \cdot q_{sz} \cdot L^4 / 384 \cdot E \cdot 2.5 \text{ donc } I_y \geq 5 \cdot 0.9702 \cdot 10^{-2} \cdot 454^4 / 384 \cdot 21000 \cdot 2.27$$

$$I_y \geq 112.83 \text{ cm}^4.$$

Ce qui correspondant à un UPN 140 avec $I_y = 605 \text{ cm}^4$; $I_z = 62.7 \text{ cm}^4$ et leur poids propre $P = 16 \text{ Kg/m}$.

Profilé	h (mm)	b (mm)	tw(mm)	tf (mm)	r (mm)	d (mm)	P(Kg/m)
UPN140	140	60	7	10	10	100	16
	A(cm ²)	I _y (cm ⁴)	i _y (cm)	W _{ply} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	i _z (cm)	W _{plz} (cm ³)
	20.4	605	5.45	103	62.7	1.75	28.3

Tableau III.6 : Caractéristiques de l'UPN140 .

$$G = (11 + 2) \cdot 1.6 + (16) = 36.8 \text{ Kg/ml}$$

$$q_{sy} = 0.368 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{uy} = 1.35 \times 0.368 = 0.5 \text{ KN/ml.}$$

Vérification de la condition de la flèche :

a) Vérification de la flèche suivant l'axe Z-Z :

$$f_z = 5 \cdot q_{sz} \cdot L^4 / 384 \cdot E \cdot I_y = 5 \cdot 0.9702 \cdot 10^{-2} \cdot 454^4 / 384 \cdot 21000 \cdot 605$$

$$f_z = 0.42 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{454}{200} = 2.27 \text{ cm.}$$

$$f_z = 0.42 \text{ cm} \leq f_{adm} = 2.27 \text{ cm.}$$

b) Vérification de la flèche suivant l'axe Y-Y :

$$f_y = 5 \cdot q_{sz} \cdot L^4 / 384 \cdot E \cdot I_z = 5 \cdot 0.368 \cdot 10^{-2} \cdot 454^4 / 384 \cdot 21000 \cdot 62.7$$

$$f_y = 1.55 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{454}{200} = 2.27 \text{ cm}$$

$$f_y = 1.55 \text{ cm} \leq f_{adm} = 2.27 \text{ cm.}$$

La condition de la flèche est vérifiée suivant l'axe Y-Y.

La flèche est vérifiée sur les deux axes alors on adopte un UPN140.

III.3.3.3. Condition de la résistance (ELU) :

Sur l'axe z-z : $q_{uz} = 1.5 \times 97.02 \times 10^{-2} = 1.45 \text{ KN/ml.}$

Sur l'axe y-y : $q_{uy} = 1.35 \times 0.368 = 0.5 \text{ KN/ml.}$

a) Vérification de la résistance (ELU) :

Dans la condition de résistance à l'ELU il faut faire les vérifications suivantes :

a) Vérification à la flexion déviée :

Axe z-z' :

$$M_{y, sd} = q_{uz} \cdot l^2 / 8$$

$$M_{y, sd} = 1.45 \cdot (4.54)^2 / 8$$

$$M_{y, sd} = 3.73 \text{ KN.m}$$

Axes-y-y' :

$$M_{z, sd} = q_{uy} \cdot l^2 / 8$$

$$M_{z, sd} = 0.5 \cdot (4.54)^2 / 8$$

$$M_{z, sd} = 1.29 \text{ KN.m}$$

Détermination de la classe des profilés :

Ame :

$$d/t_w = 100/7 = 14.28 \leq 72\varepsilon = 72 \rightarrow \text{Ame de classe 1}$$

$$\text{Et : } \varepsilon = \sqrt{\left(\frac{235}{f_y}\right)} = \sqrt{\left(\frac{235}{235}\right)} \Rightarrow \varepsilon = 1.$$

• Semelle :

$$c/t_f \leq 10\varepsilon \Rightarrow b/t_f \leq 10\varepsilon \Rightarrow 60/10 = 6 \leq 10 .$$

$$\varepsilon = \sqrt{\left(\frac{235}{f_y}\right)} = \sqrt{\left(\frac{235}{235}\right)} \Rightarrow \varepsilon = 1.$$

→ Semelle de classe 1

Donc la section est de classe 1 $\Rightarrow \gamma_{m0} = 1$.

Dans notre cas en a (Ame et Semelle) de classe 1 .

$$M_{ply.rd} = W_{ply} * f_y / \gamma_{m0}$$

$$M_{ply.rd} = 103 * 23.5 * 10^{-2} / 1$$

$$M_{ply.rd} = 24.2 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz.rd} = W_{plz} * f_y / \gamma_{m0}$$

$$M_{plz.rd} = 28.3 * 23.5 * 10^{-2} / 1$$

$$M_{plz.rd} = 6.65 \text{ KN.m}$$

on utilise le calcul pour la vérification vis-à-vis à la flexion déviée (bi-axiale) comme la condition suivante :

$$(M_{y, sd} / M_{ply.rd})^\alpha + (M_{z, sd} / M_{plz.rd})^\beta \leq 1 \quad (\text{Eurocode3 [5.4.8.1 (11)] })$$

Avec : $\alpha = 1$ et $\beta = 1$ en cas de sécurité.

$$(M_{y, sd} / M_{ply.rd})^1 + (M_{z, sd} / M_{plz.rd})^1 \leq 1$$

$$(3.73 / 24.2) + (1.29 / 6.65) \leq 1$$

$$0.35 \leq 1$$

La flexion bi axiale est vérifiée.

b) Vérification au cisaillement :

En utilise la relation suivante :

$$V_{z, sd} < V_{plz, rd} \text{ et } V_{y, sd} < V_{ply, rd}$$

(Eurocode. 3 p158)

$V_{y, sd}$: Effort tranchant dans le plan des semelles.

$V_{z, sd}$: Effort tranchant dans le plan de l'âme.

$V_{ply, Rd}$: Résistance plastique de la section à l'effort tranchant.

$V_{plz, Rd}$: Résistance plastique de la section à l'effort tranchant.

A_{vz} et A_{vy} : est l'aire de cisaillement cm²

γ_{M0} : facteur de résistance en section ($\gamma_{M0} = 1.1$)

f_y : limite d'élasticité d'acier ($f_y = 2350$ daN/cm²)

-Axe (Z-Z) :

$$V_{z, sd} = q_{uz} * l / 2$$

$$V_{z, sd} = 1.45 * 4.54 / 2$$

$$V_{z, sd} = 3.29 \text{ KN.}$$

$$A_{vz} = A - 2 * b * t_f + (t_w + r) t_f = 20.4 - 2 * 6 * 1 + (0.7 + 1) * 1$$

$$A_{vz} = 6.7 \text{ cm}^2$$

$$V_{plz, rd} = A_{vz} * f_y / (\sqrt{3} * \gamma_{m0})$$

$$V_{plz, rd} = 6.7 * 23.5 / (\sqrt{3} * 1) = 90.9 \text{ KN}$$

-Axe (Y-Y) :

$$V_{y, sd} = q_{uy} * l / 2$$

$$V_{y, sd} = 0.5 * 4.54 / 2$$

$$V_{y, sd} = 1.135 \text{ KN.}$$

$$A_{vy} = A - A_{vz} = 20.4 - 6.7 = 13.7 \text{ cm}^2$$

$$V_{ply, rd} = A_{vy} * f_y / (\sqrt{3} * \gamma_{m0})$$

$$V_{ply, rd} = 13.7 * 23.5 / (\sqrt{3} * 1) = 185.9 \text{ KN}$$

$$V_{z, sd} < V_{plz, rd} \text{ et } V_{y, sd} < V_{ply, rd}$$

$$-V_{z, sd} = 4.4 \text{ KN} < V_{plz, rd} = 90.9 \text{ KN}$$

$$V_{y, sd} = 1.135 \text{ KN} < V_{ply, rd} = 185.9 \text{ KN}$$

Donc la résistance des lisses (UPN 140) au cisaillement est vérifiée.

Vérification au déversement :

Déversement = Flambement latéral + Rotation de la section transversale.

Semelle supérieure :

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges verticales descendantes est susceptible de déverser. Vu quelle est fixée à la toiture il n'y a donc pas risque de déversement.

Semelle inférieure :

La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement est susceptible de déverser du moment qu'elle est libre tout au long de sa portée.

D'après l'Eurocode 3, la résistance au déversement du profilé est vérifiée si la condition suivante est satisfaite :

$$M_{y, sd} \leq M_{b, rd} \quad \text{Eurocode 3 (IV.4)}$$

$M_{y, sd}$: Moment fléchissant de calcul autour de l'axe Y-Y causé par la charge $Q_{z, sd}$.

$M_{b, rd}$: Le moment résistant de déversement.

I_z : moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie

K et K_w : les facteurs de longueur effective.

C_1 : facteur dépendant des conditions de charge et d'encastrement.

χ_{LT} : est le coefficient de réduction pour le déversement en fonction de l'élancement réduite.

λ_{LT}^- : est le coefficient d'imperfection

$$M_{y_{sd}} = 1.45 \cdot (4.54)^2 / 8$$

$$M_{y_{sd}} = 3.73 \text{ KN.m}$$

$$M_{b,rd} = X_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{m1}$$

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

Calcul de l'élancement réduit :

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l}{i_z}}{\sqrt{c_1} \cdot \left(1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l/i_z}{h/t_f}\right)^2\right)^{0.25}} \quad \text{(Annexe F EC03 partie 1-1)}$$

$$K=1 \text{ appui simple} \quad \text{(tableau F.1.2 EC03)}$$

C_1 : facteur dépendant des conditions de charge et d'encastrement ($K=1$). $C_1 = 1.132$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{454}{1.75}}{\sqrt{1.132} \cdot \left(1 + \frac{1}{20} \left(\frac{454/1.75}{14/1}\right)^2\right)^{0.25}} = 118.1$$

$$\varepsilon = \sqrt{(235/f_y)} = \sqrt{\left(\frac{235}{235}\right)} = 1 \Rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\lambda_{LT}^- = \frac{\lambda_{LT}}{93.9\varepsilon}$$

$$\lambda_{LT}^- = \frac{118.1}{93.9 \times 1} = 1.25$$

$1.25 > 0.4$ donc il y a risque de déversement

Profilé laminé ; $\alpha = 0,21$

Courbe (a) → X_{LT} On tire à partir du (tableau 5.5.2 de L'EC03)

$$\lambda_{LT}^- = 1.25 \rightarrow X_{LT} = 0.5300$$

$$M_{b,rd} = X_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{m1}$$

$$= 0.5300 \times 1 \times 103 \times 23.5 \times 10^{-2} / 1.1$$

$$= 11.66 \text{ KN. m}$$

$$\text{En a : } M_{y_{sd}} = 3.73 \text{ KN.m} \leq M_{b,rd} = 11.66 \text{ KN. m}$$

La stabilité au déversement de lisse de bardage pignon UPN 140 est vérifiée.

III.4 Les potelets :

III.4.1 Définition :

Le potelet est un élément en profile laminé en I ou en H, leurs caractéristiques varient en fonction de la nature de bardage et de la hauteur de la construction.

Le rôle de potelet est de supporter les lisses de bardage et leur poids permanente et même résister aux efforts horizontaux du vent .

En général le potelet n'est pas destiné à supporter des actions verticales transmises par le portique de rive (particulièrement la neige).

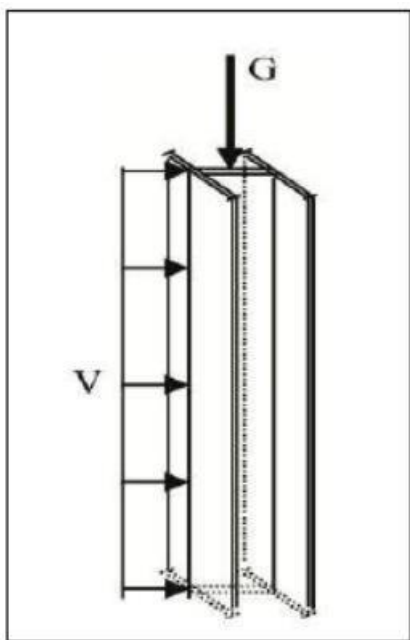


Figure III.110 : Représentation des charges et surcharges sur le potelet.

III.4.2 Détermination des sollicitations :

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

III.4.2.1 Evaluation des charges et surcharges :

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

Poids propres des lisses UPN140	16 kg/ml
Poids propre du bardage (TN60)	11 Kg/m ²
Accessoire	2 kg/m ²

La condition de la flèche se fait sous vent normal V :

$$V = W \times e$$

e = la largeur de la surface solliciter le potelet le plus élancé

$$e = 3.84 \text{ m}$$

la charge du vent (dépression) la plus défavorable lorsque le vent frappe le pignon

$$W = 606.375 \text{ N/m}^2 = 60.6375 \text{ daN/m}^2$$

$$V = W \times e = 60.6375 \times 3.84$$

$$V = 232.85 \text{ daN/ml}$$

Dimensionnement du potelet Sous la condition de flèche :

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

$$V = 232.85 \text{ dan /ml}$$

$$f \leq f_{\text{adm}}$$

$$f_z = 5 * V * L^4 / 384 * E * I_y \leq L / 200$$

$$I_y \geq 5 * V * 200 * L^3 / 384 * E$$

$$I_y \geq 5 * 232.85 * 10^{-2} * 200 * 834^3 / 384 * 2.1 * 10^6$$

$$I_y \geq 1675.03 \text{ cm}^4.$$

D'après le tableau des profils on adopte un HEA 220 avec $I_y = 5410 \text{ cm}^4$

et le poids propre = 51.5 Kg/ml

$G = \text{Poids bardage} + \text{Poids lisse} + \text{Poids potelet}$

$$G = ((11+2) \times 3.84 \times 8.34) + (16 \times 5 \times 3.84) + (51.5 \times 8.34)$$

$$G = 1153.04 \text{ daN} \Rightarrow G = 11.53 \text{ KN}$$

$$Q_{z, \text{sd.}} = 1.5 V = 1.5 \times 232.85 = 349.27 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z \text{ Sd}} = 3.49 \text{ KN/ml}$$

III.4.2.2 Vérification de la section a la résistance :

a) Incidence de l'effort tranchant :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$\text{Si : } V_{\text{sd}} \leq 0.5 V_{\text{pl,rd}}$$

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

$$Q_{z \text{ Sd.}} = 1.5 V = 1.5 \times 232.85 = 349.27 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z \text{ Sd.}} = 3.49 \text{ KN/ml}$$

$$V_{\text{sd}} = V_{\text{sdz}} = Q_{z \text{ Sd}} * L / 2 = 3.49 * 8.34 / 2 = 14.55 \text{ KN}$$

$$A_v = A - 2 \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f$$

$$A_v = 64.3 - 2 \times 1.1 + (0.7 + 2 \times 1.8) \times 1.1$$

$$A_v = 57.37 \text{ cm}^2$$

$$V_{\text{pl,rd}} = A_v * \frac{f_y}{\sqrt{3} * \gamma_{m0}} = 57.37 \frac{23.5}{1.1 * \sqrt{3}} = 709.6 \text{ KN}$$

$$0.5 * V_{\text{pl,rd}} = 0.5 * 709.6 = 354.8 \text{ KN}$$

$$V_{\text{sd}} = 14.55 \text{ KN} \leq 0.5 * V_{\text{pl,rd}} = 354.8 \text{ KN}$$

la condition est vérifiée.

L'incidence de l'effort tranchant sur le moment résistant peut être négligée.

b) Incidence de l'effort normale :

Les potelets sont sollicités à la flexion due vent et à compression due au poids des potelets, et de bardage et des lisses.

Alors les potelets sont comprimés et fléchis. On vérifie la formule suivante :

$$N_{sd} \leq \min (0.25N_{pl,Rd} ; 0.5 A_w * f_y / \gamma_{m0})$$

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

$$N_{sd} = 1.35 G$$

$$N_{sd} = 1.35 \times 11.53 = 15.56 \text{ KN}$$

$$N_{pl,Rd} = A * f_y / \gamma_{m0}$$

$$N_{pl,Rd} = 64.3 * 23.5 / 1.1$$

$$N_{pl,Rd} = 1373.7 \text{ KN}$$

$$0.25 N_{pl,Rd} = 0.25 * 1373.7 = 343.42 \text{ KN}$$

$$A_w = A - 2 * b * t_f = 64.3 - 2 * 22 * 1.1 = 15.9 \text{ cm}^2$$

$$0.5 A_w * f_y / \gamma_{m0} = 0.5 * 15.9 * 23.5 / 1.1$$

$$= 169.84 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 15.56 \text{ KN} \leq \min (0.25N_{pl,Rd} = 343.42 \text{ KN} ; 0.5A_w * f_y / \gamma_{m0} = 169.84 \text{ KN})$$

$$N_{sd} = 15.56 \text{ KN} \leq 0.5A_w * f_y / \gamma_{m0} = 169.84 \text{ KN}$$

la condition est vérifiée.

L'incidence de l'effort normal sur le moment résistant peut être négligée.

C) Vérification à la flexion :

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

$M_{cy,Rd}$: le moment résistant qui dépend de la classe de section.

Détermination de la classe des profilés :

- classe de l'âme (flexion composée) :

$$\varepsilon = \sqrt{\left(\frac{235}{f_y}\right)} = \sqrt{\left(\frac{235}{235}\right)} \Rightarrow \varepsilon = 1.$$

$$\alpha = \frac{1}{d} \left(\frac{d+d_c}{2}\right) \leq 1$$

$$d_c = \frac{N_{sd}}{t_w * f_y} = \frac{1556}{7 * 235} = 0.95 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{1}{d} \left(\frac{d+d_c}{2}\right) \leq 1$$

$$\alpha = \frac{1}{152} \left(\frac{152+9.5}{2}\right) = 0.53 \leq 1$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{152}{7} = 21.71 \leq \frac{396 * \varepsilon}{(13\alpha - 1)} = \frac{396 * 1}{(13 * (0.53) - 1)} = 67.23$$

→ Ame de classe 1

• Semelle :

$$\varepsilon = \sqrt{\left(\frac{235}{f_y}\right)} = \sqrt{\left(\frac{235}{235}\right)} \Rightarrow \varepsilon = 1.$$

$$c/t_f \leq 10\varepsilon \Rightarrow (b - t_f - 2r)/2 * t_f \leq 10\varepsilon$$

$$(220 - 11 - 2 * 18) / 2 * 11 = 7.86 \leq 10 .$$

→ Semelle de classe 1

Profilé de classe 1.

la section est e classe 1

$$M_{cy,rd} = M_{ply,rd} = W_{ply} * f_y / \gamma_{m0} = 515.2 \times 2350 \times 10^{-2} / 1.1$$

$$= 11002.2 \text{ daN.m}$$

$$M_{cy,rd} = 110.022 \text{ KN.m}$$

$$M_{y,sd} = Q_z S_d * L^2 / 8 = 3.49 * 8.34^2 / 8 = 30.34 \text{ KN.m}$$

$$M_{y,sd} = 30.34 \text{ KN.m} \leq M_{cy,rd} = 110.022 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{OK}$$

III.4.2.3 Vérification de l'élément aux instabilités :

a) Flexion composée avec risque de flambement :

La vérification donnée par la formule suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} * N_{pl,Rd}} + \frac{K_y * M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} \leq 1$$

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

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

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

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + (\phi_y^2 - \lambda_y^-)^{0.5}}$$

$$\phi_y = 0.5 \times (1 + \alpha_y \times (\lambda_y^- - 0.2) + \lambda_y^-^2)$$

$$\lambda_y^- = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1}\right) [\beta_A]^{0.5}$$

$\beta_A = 1$ pour la section de classe 1

$$\lambda_1 = \pi \left(\frac{E}{f_y}\right)^{0.5} = \pi \left(\frac{21000}{23.5}\right)^{0.5} = 93.9 : \text{élancement Eulérien}$$

α : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donné par le **(Tableau 5.5.1 de l'Eurocode 3).**

$L_y = 834 \text{ cm}$ hauteur max de potelet

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{834}{9.17} = 90.95$$

$$\lambda_y^- = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1}\right) [\beta_A]^{0.5} = \left(\frac{90.95}{93.9}\right) [1]^{0.5}$$

$$\lambda_y^- = 0.97$$

Courbe de flambement : $\frac{h}{b} = \frac{210}{220} = 0.95 < 1.2$ et $t_f = 11 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$

Axe de flambement y - y → courbe de flambement b; $\alpha_y = 0.34$ (tableau)

$$\phi_y = 0.5 \times (1 + \alpha_y \times (\lambda_y^- - 0.2) + \lambda_y^-^2)$$

$$= 0.5 \times (1 + 0.34 \times (0.97 - 0.2) + 0.97^2)$$

$$\phi_y = 1.101$$

$$\chi_y = \frac{1}{1.101 + (1.101^2 - 0.97^2)^{0.5}} = 0.616$$

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

$$\phi_z = 0.5 \times (1 + \alpha_z \times (\lambda_z^- - 0.2) + \lambda_z^{-2})$$

$$\lambda_z^- = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right) [\beta_A]^{0.5}$$

$\beta_A = 1$ pour la section de classe 1

$$\lambda_1 = \pi \left(\frac{E}{f_y} \right)^{0.5} = \pi \left(\frac{21000}{23.5} \right)^{0.5} = 93.9 : \text{élancement Eulérien}$$

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

$L_z = 160$ cm entraxe des lisses

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{160}{5.51} = 29.04$$

$$\lambda_z^- = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right) [\beta_A]^{0.5} = \left(\frac{29.04}{93.9} \right) [1]^{0.5}$$

$$\lambda_z^- = 0.31$$

Courbe de flambement : $\frac{h}{b} = \frac{210}{220} = 0.95 < 1.2$ et $t_f = 11$ mm < 100 mm

Axe de flambement $z - z \rightarrow$ courbe de flambement b; $\alpha_z = 0.49$ (tableau)

$$\phi_z = 0.5 \times (1 + \alpha_z \times (\lambda_z^- - 0.2) + \lambda_z^{-2})$$

$$\phi_z = 0.5 \times (1 + 0.49 \times (0.31 - 0.2) + 0.31^2)$$

$$\phi_z = 0.575$$

$$\chi_z = \frac{1}{0.575 + (0.575^2 - 0.31^2)^{0.5}} = 0.944$$

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

$$\chi_{\min} = \text{Min}(\chi_y = 0.616 ; \chi_z = 0.944)$$

$$\chi_{\min} = 0.616$$

Calcul des coefficients K_y :

β_{my} : est un facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.

- Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie

$$\beta_{my} = 1.3 \quad (\text{Tableau 4})$$

$$\mu_y = \lambda^{-1}_y (2 * \beta_{my} - 4) + \frac{w_{ply} + w_{ely}}{w_{ely}} = 0.97 (2 * 1.3 - 4) + \frac{568.5 + 515.2}{515.2}$$

$$\mu_y = -0.745 \leq 0.9$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y * N_{sd}}{\chi_y * A * f_y} = 1 - \frac{-0.745 * 1556}{0.616 * 64.3 * 2350}$$

$$K_y = 1.012 \leq 1.5$$

Vérification au flambement :

$$K_y = 1.012$$

$$N_{sd} = 1.35 G = 1.35 \times 11.53 = 15.56 \text{ KN}$$

$$M_{y,sd} = Q_z S_d * L^2 / 8 = 3.49 * 8.34^2 / 8 = 30.34 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl,Rd} = A * f_y / \gamma_{m0} = 64.3 * 23.5 / 1.1 = 1373.7 \text{ KN}$$

$$M_{plyRd} = W_{ply} * f_y / \gamma_{m0} = 515.2 \times 2350 \times 10^{-2} / 1.1$$

$$= 11002.2 \text{ daN.m} = 110.022 \text{ KN.m}$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} * N_{pl,Rd}} + \frac{K_y * M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{15.56}{0.616 * 1373.7} + \frac{1.012 * 30.34}{110.022} \leq 1$$

$$0.297 \leq 1 \dots \dots \text{OK}$$

b) Flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{Nsd}{\chi_z * Npl,Rd} + \frac{K_{LT} * My,sd}{\chi_{LT} * Mply,Rd} \leq 1$$

Calcul de l'élongement réduit vis-à-vis du déversement λ_{LT} :

$$\lambda_{LT}^- = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) [\beta_A]^{0.5}$$

$\beta_A = 1$ pour la section de classe 1

$$\lambda_1 = \pi \left(\frac{E}{f_y} \right)^{0.5} = \pi \left(\frac{21000}{23.5} \right)^{0.5} = 93.9 : \text{élongement Eulérien}$$

λ_{LT} : élongement de l'élément vis-à-vis du déversement

Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie : $C_1 = 1.132$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{1}{iz}}{\sqrt{c_1} * \left(1 + \frac{1}{20} \left(\frac{1/iz}{h/tf} \right)^2 \right)^{0.25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{834}{5.51}}{\sqrt{1.132} * \left(1 + \frac{1}{20} \left(\frac{834/5.51}{21/1.1} \right)^2 \right)^{0.25}}$$

$$\lambda_{LT} = 99.71$$

$$\lambda_{LT}^- = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) [\beta_A]^{0.5}$$

$$\lambda_{LT}^- = \frac{99.71}{93.9} = 1.06 > 0.4 \rightarrow \text{il y a risque de déversement}$$

Profilé laminé $\rightarrow \alpha_{LT} = 0.21$.

L'axe de flambement z-z Courbe a

$$\phi_{LT} = 0.5 \times (1 + \alpha_{LT} \times (\lambda_{LT}^- - 0.2) + \lambda_{LT}^{-2})$$

$$\phi_{LT} = 0.5 \times (1 + 0.21 \times (1.06 - 0.2) + 1.06^2)$$

$$\phi_{LT} = 1.152$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1.152 + (1.152^2 - 1.06^2)^{0.5}} = 0.624 < 1$$

Calcul des coefficients K_{LT} :

β_{mLT} : est un facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.

- Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie

$\beta_{mLT} = 1.3$ (Tableau 4)

$\mu_{LT} = 0.15 * \lambda^{-1}_y * \beta_{mLT} - 0.15$

$\mu_{LT} = 0.15 * 0.31 * 1.3 - 0.15 = - 0.089 < 0.9$

$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} * N_{sd}}{\chi_{LT} * A * f_y} = 1 - \frac{-0.089 * 1556}{0.624 * 64.3 * 2350}$

$K_{LT} = 1.001 \leq 1.5$

Vérification au déversement :

$K_{LT} = 1.001$

$N_{sd} = 1.35 G = 1.35 * 11.53 = 15.56 \text{ KN}$

$M_{y,sd} = Q_z S_d * L^2 / 8 = 3.49 * 8.34^2 / 8 = 30.34 \text{ KN.m}$

$N_{pl,Rd} = A * f_y / \gamma_{m0} = 64.3 * 23.5 / 1.1 = 1373.7 \text{ KN}$

$M_{plyRd} = W_{ply} * f_y / \gamma_{m0} = 515.2 * 2350 * 10^{-2} / 1.1$
 $= 11002.2 \text{ daN.m} = 110.022 \text{ KN.m}$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z * N_{pl,Rd}} + \frac{K_{LT} * M_{y,sd}}{\chi_{LT} * M_{ply,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{15.56}{0.944 * 1373.7} + \frac{1.001 * 30.34}{0.624 * 110.022} \leq 1$$

$$\frac{15.56}{0.944 * 1373.7} + \frac{1.001 * 30.34}{0.624 * 110.022} \leq 1$$

0.454 ≤ 1... ..OK

Le profilé HEA 220 convient comme potelet

CHAPITRE IV

CALCUL DES

CONTREVENTEMENTS

IV1. Introduction

Un contreventement est un système statique destiné à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux issus des éventuelles actions sur celui-ci (par exemple : vent, séisme, choc, freinage, etc.). Il sert également à stabiliser localement certaines parties de l'ouvrage (poutres, colonnes) relativement aux phénomènes d'instabilité (flambage ou déversement).

IV.2 Dispositions des contreventements :

Nos contreventements sont disposés suivant les versants de la toiture dans les 2 travées de rives, dans le but de reprendre les efforts longitudinaux dues au vent, vu que le portique principal joue le rôle du contreventement transversal. Ils sont composés principalement d'une poutre au vent qui reçoit les efforts du vent et les transmet vers les palées de stabilité qui jouent le rôle des appuis de cette poutre à treillis et les transmettent vers le sol de fondation

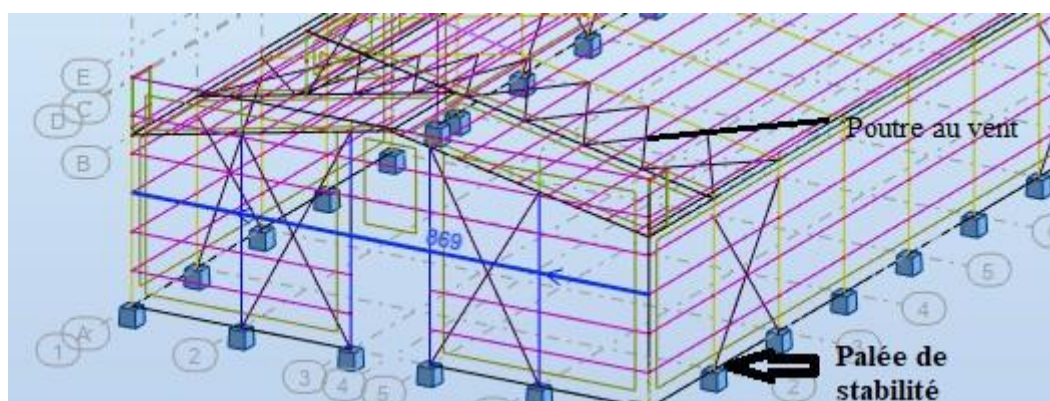


Figure VI.1 : Dispositions des contreventements.

IV.3 Principe :

Pendant un séisme, une construction reçoit des charges horizontales qui, comme les charges verticales doivent être transmises jusqu'au sol d'assise de la construction. Pour ce faire deux approches sont possibles : • Structures auto stables : les descentes de charges horizontales passent par les mêmes éléments de structure que les charges verticales (murs, coques, treillis tridimensionnels, portiques croisés...) • Structures contreventées : les descentes de charges horizontales passent par des dispositifs spécifiques (systèmes articulés + contreventements...)

Les structures contreventées sont, pour un grand nombre de partis architecturaux, moins coûteuses que les structures auto stables. Le contreventement d'une structure doit être horizontal et vertical. La qualité des liaisons entre la structure et les éléments de contreventement, et en général la qualité de leur mise en œuvre, conditionne leur efficacité. L'absence de contreventement et une concentration de contraintes trop élevée en tête de poteaux sont parmi les principaux facteurs de ruine en cas de séisme.

IV.4 Calcul des contreventements :

Un système de contreventement est normalement destiné à transmettre les charges horizontales aux fondations et à empêcher, ou au moins à restreindre, les déplacements latéraux dans les ossatures à un ou plusieurs étages. Il peut également avoir pour rôle de fournir des appuis nécessaires à la stabilisation d'éléments porteurs. Les treillis verticaux les murs de cisaillement (en maçonnerie ou en béton) et les noyaux centraux en béton, combinés avec des dalles ou des treillis horizontaux, constituent des systèmes de contreventement courants.

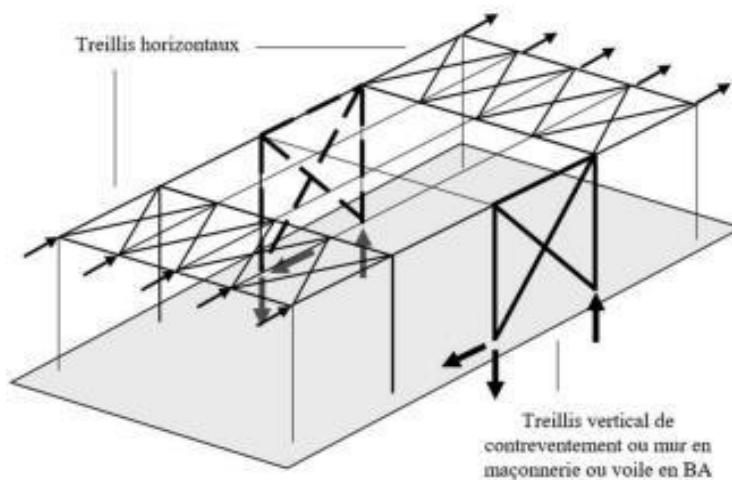


Figure 2 : Stabilisation longitudinale d'un bâtiment industriel par contreventement

IV.4 .1 Résultat de Calcul des contreventements :

Après avoir défini et les contreventements, nous passons à Vérification (Déversement, Flambement latéral, Rotation de la section transversale) sous les efforts les plus défavorables tirés ROBOT 2020

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020 Paramètres de la barre acier : Type de barre : contreventements supérieure CM66
---	---

PARAMETRES DE FLAMBEMENT



Flambement autour de l'axe Y

$L_y = 1,00 * l$ Longueur de la barre [3.711]



Flambement autour de l'axe Z

$l_z = 1,00 * l$ Longueur de la barre [3.711]

PARAMÈTRES DU DÉVERSEMENT



Analyse du déversement – NON



Niveau de charge

$z = 1,00$ Niveau de charge [3.643]



Coefficient de longueur de déversement - Semelle supérieure

$K_u = 1,00$ Coefficient de longueur de déversement [3.61]



Coefficient de longueur de déversement - Semelle inférieure

$K_i = 1,00$ Coefficient de longueur de déversement [3.61]

PARAMÈTRES ADDITIONNELS



Type de charge entraînant les moments My

TypeY = 1 Charge permanente [3.51]



Type de charge entraînant les moments Mz

TypeZ = 1 Charge permanente [3.51]

Coefficient de compression simple

Coefficient de compression simple K – OUI [3.411]

Coefficient d'amplification K1 – NON [3.412]

Paramètres de la section:

$A_{netto}/A_{brutto} = 1,00$ Rapport de l'aire de la section affaiblie (nette) à la section non affaiblie (brute) [6.2.3]

Profilés soumis au recuit – NON [3.41]

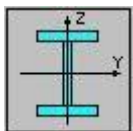
Conditions suppl. pour les tubes ronds :

Flexion simple des tubes – NON

DÉPLACEMENTS LIMITES

Déplacements des nœuds (repère global):

$v_x =$	1/250,00	Déplacements des extrémités de la barre	[3.9]
$v_y =$	1/200,00	Déplacements des extrémités de la barre	[3.9]



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020

Paramètres de la barre acier :

Type de barre : contreventements latéral

CM66

PARAMETRES DE FLAMBEMENT



Flambement autour de l'axe Y

$l_y =$ 1,00 * L Longueur de la barre [3.711]



Flambement autour de l'axe Z

$l_z =$ 1,00 * L Longueur de la barre [3.711]

PARAMÈTRES DU DÉVERSEMENT



Analyse du déversement - NON



Niveau de charge

$z =$ 0,00 Niveau de charge [3.643]



Coefficient de longueur de déversement - Semelle supérieure

$K_u =$ 1,00 Coefficient de longueur de déversement [3.61]



Coefficient de longueur de déversement - Semelle inférieure

$K_i =$ 1,00 Coefficient de longueur de déversement [3.61]

PARAMÈTRES ADDITIONNELS



Type de charge entraînant les moments My

TypeY = 6 Charge sinusoïdale [3.51]



Type de charge entraînant les moments Mz

TypeZ = 2 Moment uniforme ou variable [3.51]

Coefficient de compression simple

Coefficient de compression simple K - OUI [3.411]

Coefficient d'amplification K1 - NON [3.412]

Paramètres de la section :

$A_{netto}/A_{brutto} =$ 1,00 Rapport de l'aire de la section affaiblie (nette) à la section non affaiblie (brute) [6.2.3]

Profilés soumis au recuit - NON [3.41]

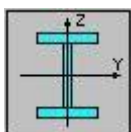
Conditions suppl. pour les tubes ronds :

Flexion simple des tubes - NON

DÉPLACEMENTS LIMITES

Flèche finale de la barre (repère local):

$U_y =$	1/250,00	Flèche finale de la barre	[3.9]
$U_z =$	1/250,00	Flèche finale de la barre	[3.9]



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020

Paramètres de la barre acier :

Type de barre : contreventements pignon

CM66

PARAMETRES DE FLAMBEMENT



Flambement autour de l'axe Y

$L_y =$	1,00 * L	Longueur de la barre	[3.711]
---------	----------	----------------------	---------



Flambement autour de l'axe Z

$l_z =$	1,00 * L	Longueur de la barre	[3.711]
---------	----------	----------------------	---------

PARAMÈTRES DU DÉVERSEMENT



Analyse du déversement - NON



Niveau de charge

$z =$	0,00	Niveau de charge	[3.643]
-------	------	------------------	---------



Coefficient de longueur de déversement - Semelle supérieure

$K_u =$	1,00	Coefficient de longueur de déversement	[3.61]
---------	------	--	--------



Coefficient de longueur de déversement - Semelle inférieure

$K_l =$	1,00	Coefficient de longueur de déversement	[3.61]
---------	------	--	--------

PARAMÈTRES ADDITIONNELS



Type de charge entraînant les moments My

TypeY =	6	Charge sinusoïdale	[3.51]
---------	---	--------------------	--------



Type de charge entraînant les moments Mz

TypeZ =	6	Charge sinusoïdale	[3.51]
---------	---	--------------------	--------

Coefficient de compression simple

Coefficient de compression simple K - OUI	[3.411]
---	---------

Coefficient d'amplification K1 - NON	[3.412]
--------------------------------------	---------

Paramètres de la section :

$A_{\text{netto}}/A_{\text{brutto}} = 1,00$ Rapport de l'aire de la section affaiblie (nette) à la section non affaiblie (brute) [6.2.3]
Profilés soumis au recuit - NON [3.41]

Conditions suppl. pour les tubes ronds :

Flexion simple des tubes - NON

DÉPLACEMENTS LIMITES

Flèche finale de la barre (repère local):

$u_y = 1/250,00$ Flèche finale de la barre [3.9]
 $u_z = 1/250,00$ Flèche finale de la barre [3.9]

CHAPITRE V

ÉTUDE SISMIQUE

V.1 Introduction :

Afin d'éviter tout risque de ruine pouvant survenir lors d'un éventuel séisme, nous

Nous avons considéré l'étude sismique essentielle.

Par conséquent, nous consacrerons ce chapitre au calcul de la force sismique maximale qui menacera notre structure pendant le tremblement de terre. Dans ce contexte, nous calculerons les forces Bords tranchants dus au tremblement de terre avec le robot (2020).

V.2 Différents méthodes :

Le RPA 99 propose trois méthodes de calcul

1 – méthode statique équivalente

2 – méthode d'analyse modèle spectrale

3 – méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

V.3 Résultat de l'analyse des sismique :**Type d'analyse: Modale****Données:**

Mode d'analyse	:	Modal
Méthode	:	Itération sur le sous-espace
Type de matrices de masses	:	Cohérente
Nombre de modes	:	70
Nombre d'itérations	:	40
Tolérance	:	1.00000e-04
Amortissement	:	0.050
Limites	:	0.000
Coefficient des masses participantes	:	0.000

Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses_X

Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

Direction de l'excitation:

X = 1.000

Y = 0.000

Z = 0.000

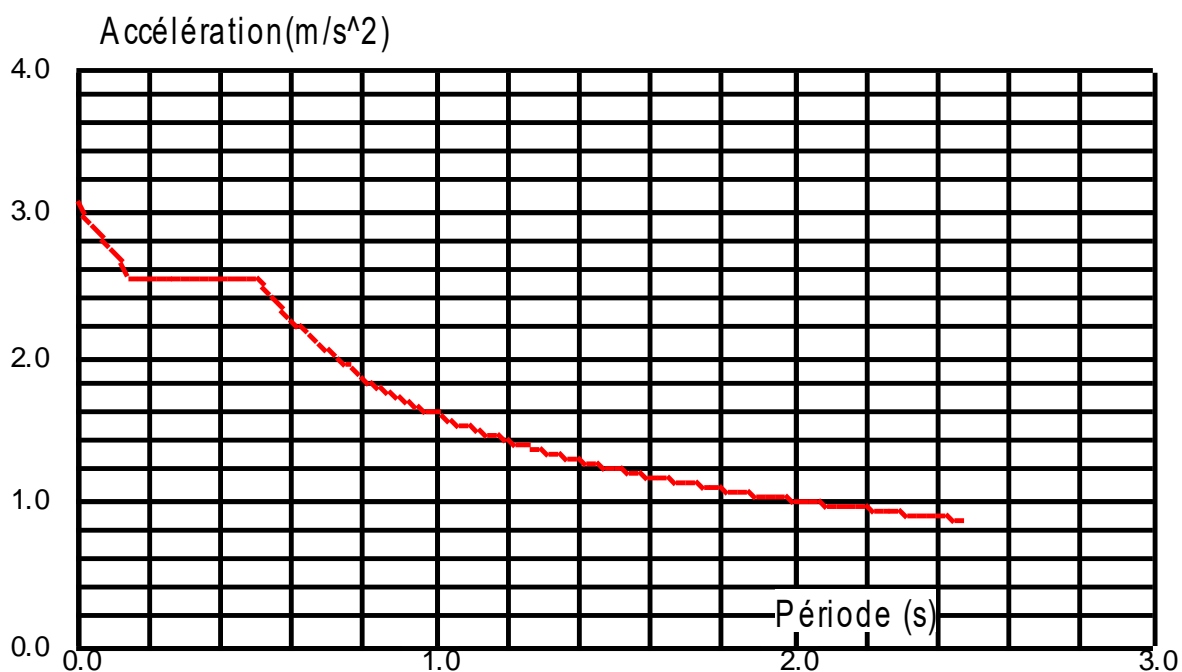


Figure.1 : Schéma du spectre de réponse suivant X

Données:

Zone : IIb

Usage : 1B

Assise : S3

Coefficient de qualité : 1.000

Coefficient de comportement : 3.000

Amortissement : $x = 5.00\%$

Paramètres du spectre:

Correction de l'amortissement : $h = [7/(2+x)]^{0,5} = 1.000$

A = 0.250

T₁ = 0.150

T₂ = 0.500

Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses_Y

Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

Direction de l'excitation:

X = 0.000

Y = 1.000

Z = 0.000

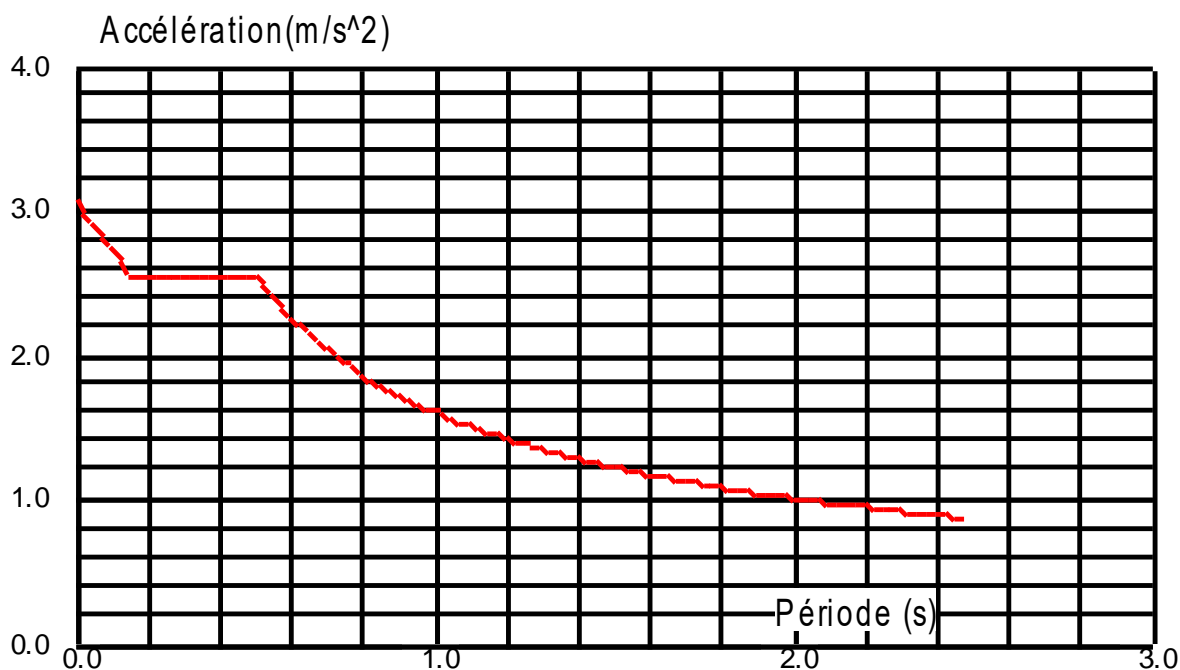


Figure.2: Schéma du spectre de réponse suivant Y.

Données:

Zone : IIb

Usage : 1B

Assise : S3

Coefficient de qualité : 1.000

Coefficient de comportement : 3.000

Amortissement : $x = 5.00 \%$

Paramètres du spectre:

Correction de l'amortissement : $h = [7/(2+x)]^{0.5} = 1.000$

$A = 0.250$

$T_1 = 0.150$

$T_2 = 0.500$

Cas 182 : $1 * X 0.3 * Y$

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 183 : $1 * X -0.3 * Y$

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 184 : $0.3 * X 1 * Y$

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 185 : $0.3 * X -1 * Y$

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 186 : $0.3 * X 0.3 * Y$

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 187 : $0.3 * X -0.3 * Y$

Type d'analyse: Combinaison linéaire

CHAPITRES VI

VERIFICATION DESÉLEMENTS

VI .1 Introduction

Après le prédimensionnement des éléments et leurs modélisations, on procède à la vérification (traction, flambement et résistance) sous les efforts les plus défavorables tirés du logiciel ROBOT 2020

V.1 vérification des éléments :

A. A la traction :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma M_0} \quad \text{EC3 Art 5.4.3.1}$$

B. Au flambement (compression) :

$$N_{rd} = X_{min} \times \beta W \times \frac{A \times f_y}{M_0} \quad \text{EC3 Art 5.5.1.1}$$

C. La condition de résistance (ratio) :

$$\frac{N_{sd}}{N_{rd}} < 1$$

N_{sd} : Effort normal sollicitant.

N_{rd} : Effort résistant.

Les efforts maximums obtenus par le logiciel (Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020) sont représentés sur le tableau suivant :

VI.2 / Poteaux :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *CM66*

TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE:

PIECE: *1 Arbalétrier_CM66_1* POINT: *3*

COORDONNEE: *x = 1.00 L = 7.00 m*

CHARGEMENTS:

*Cas de charge décisif: 17 ELU /3/ 177*1.35 + 178*1.50*

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 320

ht=31.0 cm

bf=30.0 cm

ea=0.9 cm

es=1.6 cm

$A_y=93.00$ cm²

$I_y=22928.60$ cm⁴

$W_{ely}=1479.26$ cm³

$A_z=27.90$ cm²

$I_z=6985.24$ cm⁴

$W_{elz}=465.68$ cm³

$A_x=124.37$ cm²

$I_x=108.43$ cm⁴

CONTRAINTES:

$\text{SigN} = 84.80/124.37 = 6.82$ MPa

$\text{SigFy} = 209.60/1479.26 = 141.69$ MPa

$\text{SigFz} = 3.71/465.68 = 7.97$ MPa



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

$L_z=7.00$ m

$L_fz=7.00$ m

$\text{Lambda } z=93.40$

$\text{Muz}=34.84$

$k_{1z}=1.01$

$k_{Fz}=1.05$

FORMULES DE VERIFICATION:

$k_1 * \text{SigN} + k_{Fy} * \text{SigFy} + k_{Fz} * \text{SigFz} = 1.01 * 6.82 + 1.00 * 141.69 + 1.05 * 7.97 = 156.91 < 235.00$ MPa (3.731)

$1.54 * \text{Tau}_y = 1.54 * 0.94 = 1.45 < 235.00$ MPa (1.313)

$1.54 * \text{Tau}_z = |1.54 * -18.58| = |-28.62| < 235.00$ MPa (1.313)

Profil correct !!!

VI.3 /Traverse :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *CM66*

TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE:

PIECE: 13 Arbalétrier_CM66_13
= 0.00 m

POINT: 1 COORDONNEE: x = 0.00 L

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 17 ELU /3/ 177*1.35 + 178*1.50

MATERIAU:

ACIER E24 fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 320

ht=31.0 cm

bf=30.0 cm

ea=0.9 cm

es=1.6 cm

Ay=93.00 cm²

Iy=22928.60 cm⁴

Wely=1479.26 cm³

Az=27.90 cm²

Iz=6985.24 cm⁴

Welz=465.68 cm³

Ax=124.37 cm²

Ix=108.43 cm⁴

CONTRAINTES:

SigN = 70.93/124.37 = 5.70 MPa

SigFy = 199.64/1479.26 = 134.96 MPa

SigFz = 3.37/465.68 = 7.23 MPa



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



Lz=11.69 m

Lfz=11.69 m

Lambda z=155.97



en z:

Muz=14.94

k1z=1.02

kFz=1.11

FORMULES DE VERIFICATION:

$k1 * SigN + kFy * SigFy + kFz * SigFz = 1.02 * 5.70 + 1.00 * 134.96 + 1.11 * 7.23 = 148.84 < 235.00 \text{ MPa} \text{ (3.731)}$

$1.54 * Tau_y = |1.54 * -0.19| = |-0.30| < 235.00 \text{ MPa} \text{ (1.313)}$

$1.54 * Tau_z = 1.54 * 21.67 = 33.37 < 235.00 \text{ MPa} \text{ (1.313)}$

Profil correct !!!

VI.4 / contreventement :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: CM66

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 1734 Barre_1734

POINT: 3

COORDONNEE: $x = 1.00$ $L = 8.00$ m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 17 ELU /1/ 177*1.35

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa

PARAMETRES DE LA SECTION: 2 CAE 100x8

ht=10.0 cm

bf=30.0 cm

ea=0.8 cm

es=0.8 cm

Ay=14.40 cm²Iy=289.68 cm⁴Wely=39.90 cm³Az=14.40 cm²Iz=2148.01 cm⁴Welz=143.20 cm³Ax=31.02 cm²Ix=6.55 cm⁴

CONTRAINTES:

SigN = $-2.02/31.02 = -0.65$ MPaSigFz = $-6.45/143.20 = -45.06$ MPa

PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

SigN + SigFz = $-0.65 + -45.06 = -45.71$ < 235.00 MPa (3.521) $1.54 * \tau_{a,y} = |1.54 * -1.12| = |-1.72|$ < 235.00 MPa (1.313)**Profil correct !!!**

VI.5 /les pannes :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *CM66*TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE:

PIECE: 185

POINT: 2

COORDONNEE: $x = 0.50 L = 2.50 \text{ m}$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 158 Vent Arr./Av. sur.(+) Portique 15

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235.00 \text{ MPa}$ 

PARAMETRES DE LA SECTION: UPN 140

ht=14.0 cm

bf=6.0 cm

ea=0.7 cm

es=1.0 cm

Ay=12.00 cm²Iy=605.00 cm⁴Wely=86.43 cm³Az=9.80 cm²Iz=62.70 cm⁴Welz=14.79 cm³Ax=20.40 cm²Ix=5.68 cm⁴

CONTRAINTES:

SigN = $-0.09/20.40 = -0.04 \text{ MPa}$ SigFy = $-19.41/86.43 = -224.61 \text{ MPa}$ 

PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

SigN + kD*SigFy = $-0.04 + 1.00 * -224.61 = |-224.65| < 235.00 \text{ MPa}$ (3.731)*Profil correct !!!*

VI .6 /les potelets :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *CM66*TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE:

PIECE: *7 Arbalétrier_CM66_7* POINT: *3*COORDONNEE: *x = 0.38 L = 3.05 m*

CHARGEMENTS:

*Cas de charge décisif: 17 ELU /1/ 177*1.35*

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa

PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 220

ht=21.0 cm

bf=22.0 cm

ea=0.7 cm

es=1.1 cm

Ay=48.40 cm²Iy=5409.70 cm⁴Wely=515.21 cm³Az=14.70 cm²Iz=1954.56 cm⁴Welz=177.69 cm³Ax=64.34 cm²Ix=28.58 cm⁴

CONTRAINTES:

SigN = -1.07/64.34 = -0.17 MPa



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

SigN = $|-0.17| < 235.00$ MPa (1.311)*Profil correct !!!*

CHAPITRE VI I

CALCUL DES
ASSEMBLAGES

- VI I.1 Introduction

Les assemblages boulonnés par platine d'extrémité constituent les parties importantes dans les structures en acier. Les propriétés géométriques et mécaniques de ces assemblages ont une influence significative sur le comportement et la stabilité globale de la structure en acier.

VI I.2 / Rôle des assemblages :

Pour réaliser une structure métallique ; on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler : -Soit bout à bout (éclissage, rabotages). -Soit concourantes (attaches poutre/poteau, treillis et systèmes réticulés). Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages : - Les assemblages articulés : qui transmettront uniquement les efforts normaux et tranchants. - Les assemblages rigides : qui transmettront en outre les divers moments.

VI I.3 Fonctionnement des assemblages :**VI I.3.1 Les principaux modes d'assemblages sont :****a) Le boulonnage :**

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de la facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il offre sur site. Dans notre cas, le choix a été porté sur le boulon de haute résistance (HR) il comprend une vis à tige filetée

b) Le soudage :

Est un procédé d'assemblage permanent. Il a pour objet d'assurer la continuité de la matière à assembler. Dans le cas des métaux, cette continuité est réalisée à l'échelle de l'édifice atomique.

c) Le rivetage.

Le rivetage est un assemblage de pièces à l'aide de rivets. C'est un assemblage définitif, c'est-à-dire non démontable sans destruction de l'attache, dans son logement, permettant ainsi un démontage et un remontage ultérieur sans destruction du rivet

VI.4 Types d'assemblages boulonnés par platine d'extrémité :

Les poutres et les poteaux dans une structure en acier peuvent être assemblés par différents types d'assemblages. Dans le cas des assemblages boulonnés par platine d'extrémité, on distingue, d'une manière commode, les types d'assemblages suivants :

- assemblages poutre-poteau
- assemblages poutre-poutre
- Assemblages des contreventements
- assemblages de pied de poteau.



VI.5 Calcul des assemblages :

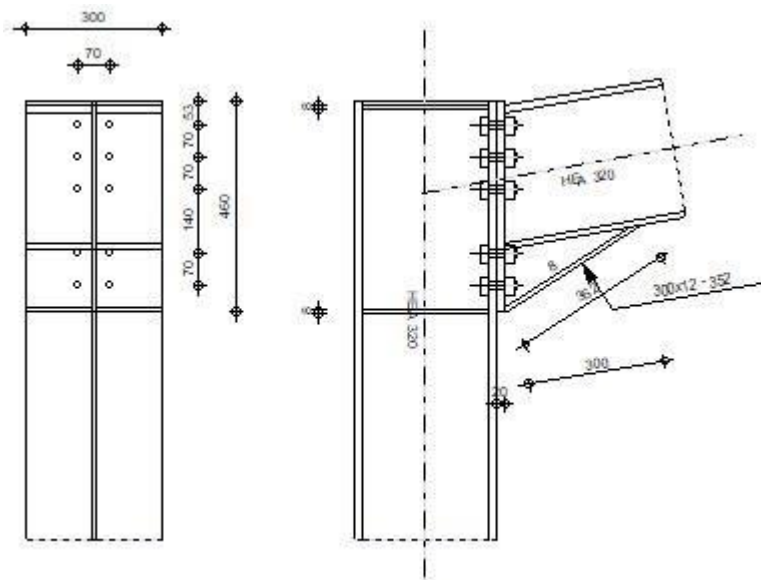
Suite à la vérification des profilés choisis avec le logiciel ROBOT (2020), on procède

Au calcul et vérification des assemblages des différents éléments composant

Dont nous avons obtenu ce qui suit :

VI I.5.1 assemblages poutre-poteau :

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020</p> <p>Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau</p> <p>NF P 22-430</p>	<p style="text-align: center;"></p> <p>Ratio 0,34</p>
---	---	---

**GÉNÉRAL**

Assemblage N° : 3
 Nom de l'assemblage : Poutre – poutre

GÉOMÉTRIE**POTEAU**

Profilé : HEA 320
 $a = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 Matériau : ACIER
 $Sec = 235,00$ [MPa] Résistance

POUTRE

Profilé : HEA 320
 $a = 10,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 Matériau : ACIER
 $S_{eb} = 235,00$ [MPa] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	20 [mm]	Diamètre du boulon
Classe =	8.8	Classe du boulon
$F_b =$	107,80 [kN]	Résistance du boulon à la rupture
$n_h =$	2	Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	5	Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	53 [mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Écartement $e_i =$	70 [mm]	
Entraxe $p_i =$	70 ;70 ;140 ;70 [mm]	

PLATINE

$h_p =$	460 [mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	300 [mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	20 [mm]	Épaisseur de la platine
Matériau :	ACIER	
$S_{ep} =$	235,00 [MPa]	Résistance

JARRET INFÉRIEUR

$w_d =$	300 [mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	12 [mm]	Épaisseur de l'aile
$h_d =$	140 [mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	8 [mm]	Épaisseur de l'âme
$l_d =$	300 [mm]	Longueur de la platine
$a =$	33,0 [Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau :	ACIER	
$S_{ebu} =$	235,00 [MPa]	Résistance

RAIDISSEUR POTEAU**Supérieur**

$h_{su} =$	279 [mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	146 [mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	8 [mm]	Épaisseur du raidisseur
Matériau :	ACIER	
$S_{esu} =$	235,00 [MPa]	Résistance

Inférieur

$h_{sd} =$	279 [mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	146 [mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	8 [mm]	Épaisseur du raidisseur
Matériau :	ACIER	

$s_{esu} = 235,00$ [MPa] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 5$ [mm] Soudure âme
 $a_f = 8$ [mm] Soudure semelle
 $a_s = 5$ [mm] Soudure du raidisseur
 $a_{fd} = 5$ [mm] Soudure horizontale

EFFORTS

Cas : Calculs manuels
 $M_y = 50,00$ [KN*m] Moment fléchissant
 $F_z = 0,00$ [KN] Effort tranchant
 $F_x = 0,00$ [KN] Effort axial

RÉSULTATS

DISTANCES DE CALCUL

Bou lon N°	Type	a ₁	a ₂	a ₃	a ₄	a ₅	a ₆	a' ₁	a' ₂	a' ₃	a' ₄	a' ₅	a' ₆	s	s ₁	s ₂
1	Intérieurs	23	31			16	27	4	31			27	34			
2	Centraux	23	31					4	31							70
3	Centraux	23	31					4	31							105
4	Centraux	23	31					4	31							105

$x = 73$ [mm] Zone comprimée $x = e_s * \ddot{O}(b/e_a)$

EFFORTS PAR BOULON - EFFORTS PAR BOULON - MÉTHODE PLASTIQUE

Boulo n N°	d _i	F _t	F _a	F _s	F _p	F _b	F _i	p _i [%]
1	405	162,25	0,00	349,86	543,08	107,80	> 27,97	100,00
2	335	68,00	74,03	83,09	352,80	107,80	> 23,13	100,00
3	265	75,66	111,04	124,63	392,50	107,80	> 18,30	100,00
4	125	75,66	111,04	124,63	392,50	107,80	> 8,63	100,00

$F_i \leq \min(F_{ti}, F_{ai}, F_{si}, F_{pi}, F_{bi})$ $23,13 < 68,00$ **Vérfifié** (0,34)

Traction des boulons

$1.25 * F_{imax} / A_s \leq S_{red}$ $|142,70| < 550,00$ **Vérfifié** (0,26)

VÉRIFICATION DE LA POUTRE

Compression réduite de la semelle

$N_{c adm} = 984,15$ [KN] Résistance de la section de la poutre

[9.2.2.2.2]

$N_{cadm} = A_{bc} * s_e + N * A_{bc} / A_b$

$F_{res} \leq N_{c adm}$	$156,07 < 984,15$	Vérfifié	(0,16)
--------------------------	-------------------	-----------------	--------

VÉRIFICATION DU POTEAU

Compression de l'âme du poteau [9.2.2.2.2]

$F_{res} \leq F_{pot}$	$156,07 < 1123,42$	Vérfifié	(0,14)
------------------------	--------------------	-----------------	--------

Cisaillement de l'âme du poteau - (recommandation C.T.I.C.M)

$ F_{res} \leq V_R$	$156,07 < 454,34$	Vérfifié	(0,34)
----------------------	-------------------	-----------------	--------

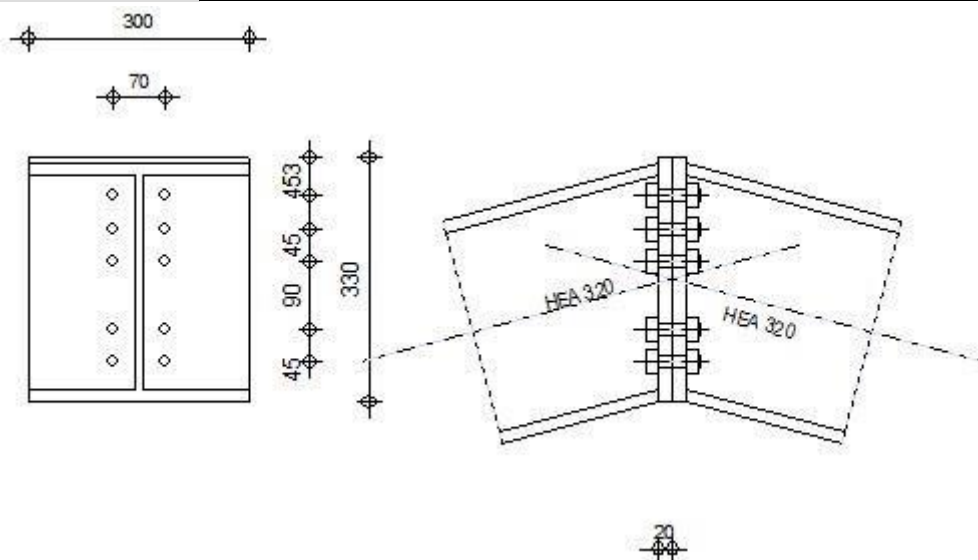
REMARQUES

Pince du boulon à l'âme du profil trop faible.	31 [mm] < 33 [mm]
Boulon face à la semelle ou trop proche de la semelle.	27 [mm] < 30 [mm]
Épaisseur de l'âme de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'âme de la poutre	8 [mm] < 9 [mm]
Épaisseur de l'aile de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'aile de la poutre	12 [mm] < 16 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,34
--	-------	------

VI I.4.2 assemblages poutre-poutre :

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020	
	Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre NF P 22-430	



GÉNÉRAL

Assemblage N° : 1
 Nom de l'assemblage : Poutre - poutre

GÉOMÉTRIE

GAUCHE

POUTRE

Profilé : HEA 320

a = -165,0 [Deg] Angle d'inclinaison

h_{bl} = 310 [mm] Hauteur de la section de la poutre

b_{fbl} = 300 [mm] Largeur de la section de la poutre

t_{wbl} = 9 [mm] Épaisseur de l'âme de la section de la poutre

t_{fbl} = 16 [mm] Épaisseur de l'aile de la section de la poutre

r_{bl} = 27 [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

A_{bl} = 124,37 [Cm²] Aire de la section de la poutre

I_{xbl} = 22928,60 [Cm⁴] Moment d'inertie de la poutre

Matériau : ACIER

s_{eb} = 235,00 [MPa] Résistance

DROITE

POUTRE

Profilé :	HEA 320		
$a =$	-15,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_{br} =$	310	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_{fbr} =$	300	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wbr} =$	9	[mm]	Épaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fbr} =$	16	[mm]	Épaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{br} =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{br} =$	124,37	[Cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xbr} =$	22928,60	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau :	ACIER		
$S_{eb} =$	235,00	[MPa]	Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	16	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	8.8		Classe du boulon
$F_b =$	69,08	[kN]	Résistance du boulon à la rupture
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	5		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	53	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Écartement $e_i =$	70	[mm]	
Entraxe $p_i =$	45 ; 45 ; 90 ; 45	[mm]	

PLATINE

$h_{pr} =$	330	[mm]	Hauteur de la platine
$b_{pr} =$	300	[mm]	Largeur de la platine
$t_{pr} =$	20	[mm]	Épaisseur de la platine
Matériau :	S 355 M		
$S_{epr} =$	355,00	[MPa]	Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w =$	5	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	8	[mm]	Soudure semelle

EFFORTS

Cas : Calculs manuels

$M_y =$	50,00	[KN*m]	Moment fléchissant
$F_z =$	0,00	[KN]	Effort tranchant
$F_x =$	0,00	[KN]	Effort axial

RÉSULTATS

DISTANCES DE CALCUL

Bou lon N°	Type	a ₁	a ₂	a ₃	a ₄	a ₅	a ₆	a' ₁	a' ₂	a' ₃	a' ₄	a' ₅	a' ₆	s	s ₁	s ₂
1	Intérieurs	23	31			15	27									
2	Centraux	23	31													45
3	Centraux	23	31													68

$x = 93$ [mm] Zone comprimée $x = e_s * \ddot{O}(b/e_a)$

EFFORTS PAR BOULON - EFFORTS PAR BOULON - MÉTHODE PLASTIQUE

Boulo n N°	d _i	F _t	F _a	F _s	F _p	F _b	F _i	p _i [%]
1	270	162,79	0,00	353,88	162,79	69,08	> 43,24	100,00
2	225	58,19	47,59	56,48	58,19	69,08	> 36,04	100,00
3	180	67,25	71,38	84,72	67,25	69,08	> 28,84	100,00

d_i – position du boulon

F_t – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant

F_a – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant

F_s – effort transféré par la soudure

F_p – effort transféré par l'aile du porteur

F_b – effort transféré par le boulon

F_i – effort sollicitant réel

$F_i \leq \min(F_{ti}, F_{ai}, F_{si}, F_{pi}, F_{bi})$ 36,04 < 47,59 **Vérifié** (0,76)

Traction des boulons

$1.25 * F_{imax} / A_s \leq S_{red}$ |344,30| < 550,00 **Vérifié** (0,63)

T₁ = 0,00 [KN] Effort tranchant dans le boulon

T_b = 71,81 [KN] Résistance du boulon au cisaillement

VÉRIFICATION DE LA POUTRE

F_{res} = 216,26 [KN] Effort de compression

$F_{res} = 2 * \sum F_i - 2 * N$

Compression réduite de la semelle

[9.2.2.2.2]

N_{c adm} = 1327,24 [KN] Résistance de la section de la poutre $N_{cadm} = A_{bc} * S_e + N * A_{bc} / A_b$

$F_{res} \leq N_{c adm}$ 216,26 < 1327,24 **Vérifié** (0,16)

DISTANCES DE CALCUL

Bou lon N°	Type	a ₁	a ₂	a ₃	a ₄	a ₅	a ₆	a' ₁	a' ₂	a' ₃	a' ₄	a' ₅	a' ₆	s	s ₁	s ₂
1	Intérieurs	23	31			15	27									
2	Centraux	23	31													45
3	Centraux	23	31													68

x = 93

[mm] Zone comprimée

$x = e_s * \ddot{O}(b/e_a)$

EFFORTS PAR BOULON - EFFORTS PAR BOULON - MÉTHODE PLASTIQUE

Bou lon N°	d _i	F _t	F _a	F _s	F _p	F _b	F _i	p _i [%]
1	270	162,79	0,00	353,88	162,79	69,08	> 43,24	100,00
2	225	58,19	47,59	56,48	58,19	69,08	> 36,04	100,00
3	180	67,25	71,38	84,72	67,25	69,08	> 28,84	100,00

d_i – position du boulon

F_t – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant

F_a – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant

F_s – effort transféré par la soudure

F_p – effort transféré par l'aile du porteur

F_b – effort transféré par le boulon

F_i – effort sollicitant réel

$F_i \leq \min(F_{ti}, F_{ai}, F_{si}, F_{pi}, F_{bi})$ 36,04 < 47,59 **Vérfifié** (0,76)

Traction des boulons

$1.25 * F_{imax} / A_s \leq S_{red}$ |344,30| < 550,00 **Vérfifié** (0,63)

T₁ = 0,00 [KN] Effort tranchant dans le boulon

T_b = 71,81 [KN] Résistance du boulon au cisaillement

VÉRIFICATION DE LA POUTRE

$F_{res} = 216,26$ [KN] Effort de compression

$$F_{res} = 2 * \sum F_i - 2 * N$$

Compression réduite de la semelle

[9.2.2.2.2]

$N_{c adm} = 1327,24$ [KN] Résistance de la section de la poutre $N_{c adm} = A_{bc} * s_e + N * A_{bc} / A_b$

$F_{res} \leq N_{c adm}$

$$216,26 < 1327,24$$



Vérifié (0,16)

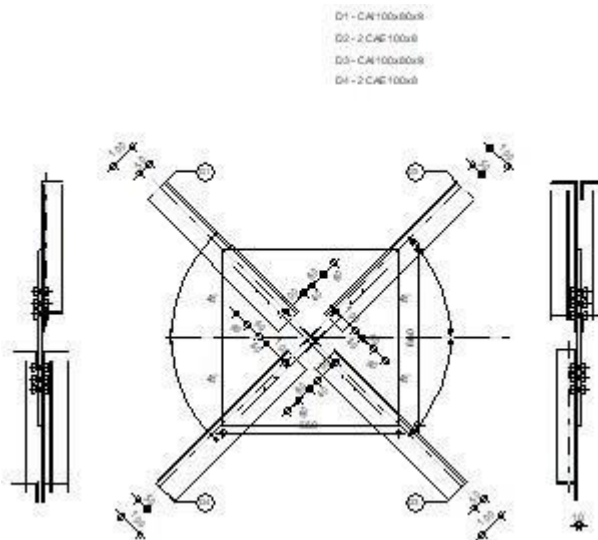
REMARQUES

Entraxe des boulons trop faible. 45 [mm] < 54 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,76
--	-------	------

VI I.2.3 Assemblages des contreventements :

	Autodesk Robot Structural analysait Professional 2020 Calcul de l'assemblage au gousset CM 66	
		Ratio 0,09



GÉNÉRAL

Assemblage N° : 5
 Nom de l'assemblage : Gousset - contreventement

GÉOMÉTRIE

BARRES

		Barre 1	Barre 2	Barre 3	Barre 4		
Profilé :		CAI 100x80x9	2 CAE 100x8	CAI 100x80x9	2 CAE 100x8		
	h	100	100	100	100		mm
	b _f	80	100	80	100		mm
	t _w	9	8	9	8		mm
	t _r	9	8	9	8		mm
	r	8	12	8	12		mm
	A	15,48	31,02	15,48	31,02		cm ²
Matériau :		ACIER	ACIER E24	ACIER	ACIER E24		
	s _e	235,00	235,00	235,00	235,00		MPa
	f _u	365,00	365,00	365,00	365,00		MPa

		Barre 1	Barre 2	Barre 3	Barre 4		
Angle	a	45,0	45,0	45,0	45,0		Deg

BOULONS

Barre 1

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

- Classe = 4.8 Classe du boulon
- d = 16 [mm] Diamètre du boulon
- d₀ = 18 [mm] Diamètre du trou de boulon
- A_s = 1,57 [cm²] Aire de la section efficace du boulon
- A_v = 2,01 [cm²] Aire de la section du boulon
- f_{yb} = 280,00 [MPa] Limite de plasticité
- f_{ub} = 400,00 [MPa] Résistance du boulon à la traction
- n = 3 Nombre de colonnes des boulons
- Espacement des boulons 60 ;60 [mm]
- e₁ = 40 [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
- e₂ = 50 [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
- e_c = 100 [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 2

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

- Classe = 4.8 Classe du boulon
- d = 16 [mm] Diamètre du boulon
- d₀ = 18 [mm] Diamètre du trou de boulon
- A_s = 1,57 [Cm²] Aire de la section efficace du boulon
- A_v = 2,01 [Cm²] Aire de la section du boulon
- f_{yb} = 280,00 [MPa] Limite de plasticité
- f_{ub} = 400,00 [MPa] Résistance du boulon à la traction
- n = 3 Nombre de colonnes des boulons
- Espacement des boulons 60;60 [mm]
- e₁ = 40 [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
- e₂ = 50 [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
- e_c = 100 [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 3

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

- Classe = 4.8 Classe du boulon
- d = 16 [mm] Diamètre du boulon
- d₀ = 18 [mm] Diamètre du trou de boulon
- A_s = 1,57 [cm²] Aire de la section efficace du boulon
- A_v = 2,01 [cm²] Aire de la section du boulon
- f_{yb} = 280,00 [MPa] Limite de plasticité
- f_{ub} = 400,00 [MPa] Résistance du boulon à la traction
- n = 3 Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 60;60 [mm]
 $e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 50$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 100$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 4

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.8 Classe du boulon
 $d = 16$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 18$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 1,57$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 2,01$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_{yb} = 280,00$ [MPa] Limite de plasticité
 $f_{ub} = 400,00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction
 $n = 3$ Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 60;60 [mm]
 $e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 50$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 100$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

GOUSSET

$l_p = 660$ [mm] Longueur de la platine
 $h_p = 660$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_p = 10$ [mm] Épaisseur de la platine

Paramètres

$h_1 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_1 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_2 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_2 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_3 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_3 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_4 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_4 = 0$ [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (0;0)

$e_v = 330$ [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
 $e_H = 330$ [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

Matéria ACIE
 u: R
 $s = 235,00$ [MPa] Résistance

EFFORTS

Cas: Calculs manuels

$N_1 =$	10,00	[kN]	Effort axial
$N_2 =$	10,00	[kN]	Effort axial
$N_3 =$	10,00	[kN]	Effort axial
$N_4 =$	10,00	[kN]	Effort axial

RÉSULTATS**PLATINE**

Section gousset

$N_1 < N_{res}$	$ 10,00 < 1085,72$	Vérfifié	(0,01)
-----------------	---------------------	-----------------	--------

Attache gousset

$N_2 < N_{res}$	$ 10,00 < 1085,72$	Vérfifié	(0,01)
-----------------	---------------------	-----------------	--------

BARRES $T_1 = 109,67$ [KN] Résistance des boulons au cisaillement $M_1 = 210,17$ [KN] Résistance de la barre

$ N_1 < \min(T_1 ; M_1)$	$ 10,00 < 109,67$	Vérfifié	(0,09)
---------------------------	--------------------	-----------------	--------

 $T_2 = 219,34$ [KN] Résistance des boulons au cisaillement $M_2 = 412,91$ [KN] Résistance de la barre

$ N_2 < \min(T_2 ; M_2)$	$ 10,00 < 219,34$	Vérfifié	(0,05)
---------------------------	--------------------	-----------------	--------

 $T_3 = 109,67$ [KN] Résistance des boulons au cisaillement $M_3 = 210,17$ [KN] Résistance de la barre


$ N_3 < \min(T_3 ; M_3)$	$ 10,00 < 109,67$	Vérfifié	(0,09)
---------------------------	--------------------	-----------------	--------

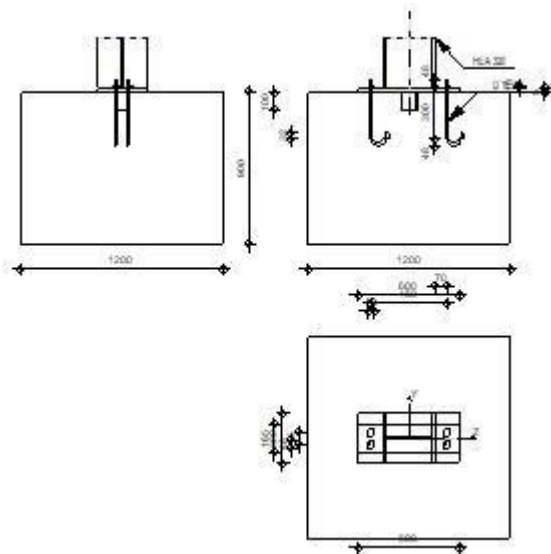
 $T_4 = 219,34$ [KN] Résistance des boulons au cisaillement $M_4 = 412,91$ [KN] Résistance de la barre

$ N_4 < \min(T_4 ; M_4)$	$ 10,00 < 219,34$	Vérfifié	(0,05)
---------------------------	--------------------	-----------------	--------

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,09
--	-------	------

VI I.2.4 Assemblage pied de poteau :

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020</p> <p>Calcul du Pied de Poteau encastré</p> <p>'Les pieds de poteaux encastrés' de Y. Lescouarc'h (Ed. CTICM)</p>	<p>OK</p> <p>Ratio 0,73</p>
---	---	---

**GÉNÉRAL**

Assemblage N° : 4
 Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré

GÉOMÉTRIE**POTEAU**

Profilé : HEA 320
 Matériau : ACIER E24
 Sec = 235,00 [MPa] Résistance

PLAQUE PRINCIPALE DU PIED DE POTEAU

$l_{pd} = 600$ [mm] Longueur
 $b_{pd} = 300$ [mm] Largeur
 $t_{pd} = 25$ [Mm] Épaisseur
 Matériau : ACIER
 $s_e = 235,00$ [MPa] Résistance

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pp} = 600$ [mm] Longueur
 $b_{pp} = 165$ [mm] Largeur

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pp} = 600$ [mm] Longueur

$t_{pp} = 5$ [mm] Épaisseur

ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.6 Classe de tiges d'ancrage

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon

$d_0 = 16$ [mm] Diamètre des trous pour les tiges d'ancrage

$n_H = 2$ Nombre de colonnes des boulons

$n_V = 2$ Nombre de rangées des boulons

Écartement $e_{Hi} = 450$ [mm]

Entraxe $e_{Vi} = 75$ [mm]

Platine

$l_{wd} = 40$ [mm] Longueur

$b_{wd} = 48$ [mm] Largeur

$t_{wd} = 10$ [mm] Épaisseur

BÊCHE

Profilé : IPE 100

$h_w = 100$ [mm] Hauteur

Matériau : ACIER

$s_e = 235,00$ [MPa] Résistance

SEMELLE ISOLÉE

$L = 1200$ [mm] Longueur de la semelle

$B = 1200$ [mm] Largeur de la semelle

$H = 900$ [mm] Hauteur de la semelle

BÉTON

$f_{c28} = 25,00$ [MPa] Résistance

$s_{bc} = 14,17$ [MPa] Résistance

$n = 6,56$ ratio Acier/Béton

SOUDURES

$a_p = 8$ [mm] Plaque principale du pied de poteau

$a_w = 4$ [mm] Bêche

EFFORTS

Cas :	Calculs manuels		
N =	-10,00 [KN]	Effort axial	
Q _y =	10,00 [KN]	Effort tranchant	
Q _z =	10,00 [KN]	Effort tranchant	
M _y =	2,00 [KN*m]	Moment fléchissant	
M _z =	2,00 [KN*m]	Moment fléchissant	

RÉSULTATS

BÉTON

VÉRIFICATION DU BÉTON POUR LA PRESSION DIAMÉTRALE

$p_m \leq K * S_{bc}$	$0,92 < 31,24$	Vérifié	(0,03)
-----------------------	----------------	---------	--------

Vérification de la semelle tendue du poteau

$l_1 =$	150 [mm]	$l_1 = 0.5 * b_{fc}$
$l_2 =$	220 [mm]	$l_2 = p * a_2$
$l_3 =$	222 [mm]	$l_3 = 0.5 * [(b_{fc} - s) + p * a_2]$
$l_4 =$	147 [mm]	$l_4 = 0.5 * (s + p * a_2)$
$l_{eff} =$	147 [mm]	$l_{eff} = \min (l_1, l_2, l_3, l_4)$

$N_t \leq l_{eff} * t_{fc} * S_{ec}$	$4,76 < 537,11$	Vérifié	(0,01)
--------------------------------------	-----------------	---------	--------

Adhérence

$N_t \leq p * d * t_s * (L_2 + 6.4 * r + 3.5 * L_4)$	$4,76 < 45,55$	Vérifié	(0,10)
--	----------------	---------	--------

Vérification de la résistance de la section filetée d'une tige

$N_t \leq 0.8 * A_s * S_e$	$4,76 < 30,14$	Vérifié	(0,16)
----------------------------	----------------	---------	--------

Transfert des efforts tranchants

$ t_z \leq (A * s_e) / 1.54$	$ 1,75 < 31,33$	Vérifié	(0,06)
$ t_y \leq (A * s_e) / 1.54$	$ 1,75 < 31,33$	Vérifié	(0,06)

BÊCHE

Béton

$ T_z \leq (1 - 30) * S_{bc} * B$	$ 10,00 < 54,54$	Vérifié	(0,18)
$ T_y \leq (1 - 30) * S_{bc} * H$	$ 10,00 < 99,17$	Vérifié	(0,10)

Ame

$ T_z \leq f * t * h / \sqrt{3}$	$ 10,00 < 49,29$	Vérifié	(0,20)
$ T_y \leq f * t * h / \sqrt{3}$	$ 10,00 < 85,07$	Vérifié	(0,12)

Semelle

$ T_z \leq 3 * b * t * f / l / (1/h + 1/h_0)$	$ 10,00 < 167,11$	Vérifié	(0,06)
$ T_y \leq 3 * b * t * f / l / (1/h + 1/h_0)$	$ 10,00 < 67,17$	Vérifié	(0,15)

Soudure âme

$ T_z \leq 2/k*f * t * h / \ddot{O}3$	$ 10,00 < 137,38$	Vérifié	(0,07)
$ T_y \leq 3*b*t*f / 1 / (1/h + 1/h_0)$	$ 10,00 < 132,40$	Vérifié	(0,08)

Semelle

$ T_z \leq 2*3*b*t*f / 1 / (1/h + 1/h_0)$	$ 10,00 < 236,92$	Vérifié	(0,04)
$ T_y \leq (1 - 30) * s_{bc} * B$	$ 10,00 < 157,85$	Vérifié	(0,06)

Ame poteau

$ T_z \leq 3*b*t*f / 1 / (1/h + 1/h_0)$	$ 10,00 < 552,07$	Vérifié	(0,02)
$ T_y \leq 3*b*t*f / 1 / (1/h + 1/h_0)$	$ 10,00 < 304,59$	Vérifié	(0,03)

PLATINE

Zone de traction

$M_{11'} \leq s_e * b_{pd} * t_{pd}^2 / 6$	$0,67 < 7,34$	Vérifié	(0,09)
--	---------------	---------	--------

Cisaillement

$V_{11'} \leq s_e / \ddot{O}3 * b_{pd} * t_{pd} / 1.5$	$9,51 < 678,39$	Vérifié	(0,01)
$t_{pmin} = 0$ [mm]		$t_{pmin} = V_{11'} * 1.5 * \ddot{O}3 / (s_e * b_{pd})$	
$t_{pd}^3 * t_{pmin}$	$25 > 0$	Vérifié	(0,01)

Traction

$N_t [daN] \leq 375 * t_{pd} [mm] * [(a_2/a_1) * (s/(s+a_2))]$	$475,66 < 5783,97$	Vérifié	(0,08)
--	--------------------	---------	--------

Zone comprimée

$M_{22'} \leq s_e * b_{pd} * t_{pd}^2 / 6$	$1,05 < 7,34$	Vérifié	(0,14)
--	---------------	---------	--------

Cisaillement

$V_{22'} \leq s_e / \ddot{O}3 * b_{pd} * t_{pd} / 1.5$	$8,47 < 678,39$	Vérifié	(0,01)
$t_{pmin} = 0$ [mm]		$t_{pmin} = V_{22'} * 1.5 * \ddot{O}3 / (s_e * b_{pd})$	
$t_{pd}^3 * t_{pmin}$	$25 > 0$	Vérifié	(0,01)
$M_3 \leq s_e * b_{pd} * t_{pd}^2 / 6$	$0,00 < 7,34$	Vérifié	(0,00)
$t_{pd}^3 * 0.139 * (l_{pd} - h_c) * p_m^{1/5}$	$25 > 18$	Vérifié	(0,73)

Pression diamétrale

$ t_z = 1,75$ [KN] Effort tranchant		$t_z = (Q_z - 0.3 * N) / n_v$	
$ t_z' \leq 3 * d * t_{pd} * s_e$	$ 1,75 < 282,00$	Vérifié	(0,01)
$ t_y = 1,75$ [KN] Effort tranchant		$t_y = (Q_y - 0.3 * N) / n_v$	
$ t_y' \leq 3 * d * t_{pd} * s_e$	$ 1,75 < 282,00$	Vérifié	(0,01)

PLATINE DE PRESCELLEMENT

Pression diamétrale

$ t_z' \leq 3 * d * t_{pp} * s_e$	$ 1,75 < 56,40$	Vérifié	(0,03)
$ t_y' \leq 3 * d * t_{pp} * s_e$	$ 1,75 < 56,40$	Vérifié	(0,03)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,73
--	-------	------

CHAPITRES VIII

ETUDE DE

L'INFRASTRUCTURE

VIII.1 Introduction

Une fondation se définit comme la partie d'un bâtiment ou d'un ouvrage de travaux publics qui assure la transmission dans le sol des charges (poids propre, forces climatiques, sismiques et charges d'exploitation) de celui-ci.

VIII.2 Choix des fondations :

Un certain nombre des problèmes se pose, lorsqu'il s'agit de choisir un type de fondation, Qui dépend essentiellement de la contrainte du sol.

-Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction
- La qualité du sol de fondation.

VIII.2.1 Donc son calcul ne peut être effectuée que lorsqu'on connaît :

-La superstructure et ces charges.

-Les caractéristiques du sol

VIII.3 les caractéristiques des matériaux utilisés :

Béton de propreté dosé à 150 kg/cm³

Béton pour semelle dosé à 350 kg/cm³

Contrainte de compression admissible de béton : $f_{c28} = 25,00$ (MPa)

- Poids volumique = 2500 (kg/m³)
- Aciers longitudinaux : type HA Fe = 400,00 (MPa)
- Aciers transversaux : type HA Fe = 400,00 (MPa)
- La contrainte admissible de compression du sol site 3 (sol meuble)
- La profondeur d'ancrage : $D = 2$ m

Dimensionnement de la semelle :

- Détermination de A et B :

$$d \geq \max \left\{ \frac{A - a}{4}, \frac{B - b}{4} \right\}$$

Critère de non poinçonnement :

$\sigma_M < 2\sigma_{sol}$: Situation accidentelle

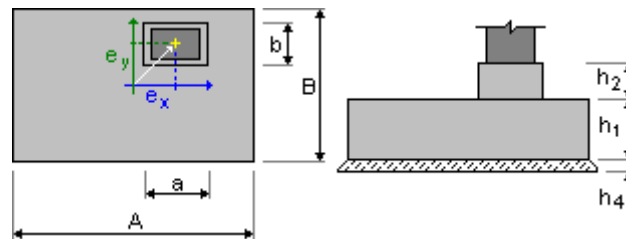
$\sigma_M < 1.33\sigma_{sol}$: Situation durable.

$$\sigma = \frac{N}{A \cdot B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right)$$

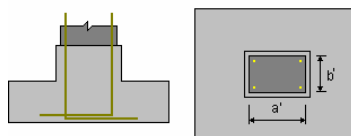
$$e_0 = \frac{M_y}{N}$$

VIII.4 Calcul des fondations sous poteaux :

1.1.2 Géométrie:



A	= 2,50 (m)	a	= 0,94 (m)
B	= 2,60 (m)	b	= 0,84 (m)
h1	= 0,80 (m)	ex	= 0,18 (m)
h2	= 1,15 (m)	ey	= 0,18 (m)
h4	= 0,05 (m)		



a' = 31,0 (cm)

b' = 30,0 (cm)

c1 = 5,0 (cm)

c2 = 3,0 (cm)

1.1.3 Matériaux

- Béton : BETON25 ; résistance caractéristique = 25,00 MPa
Poids volumique = 2501,36 (kg/m3)
répartition rectangulaire des charges
[3.1.7(3)]
- Armature longitudinale : type HA 400 résistance caractéristique = 500,00 MPa
Classe de ductilité: C
branche horizontale du diagramme
contrainte-déformation
- Armature transversale : type HA 400 résistance caractéristique = 400,00 MPa
- Armature additionnelle : : type HA400 résistance caractéristique = 400,00 MPa

1.1.4 Chargements:

Charges sur la semelle :

Charges sur la semelle :

Cas	Nature	Groupe N	Fx (kN)	Fy (kN)	Mx (kN*m)	My (kN*m)		
							(kN*m)	
	Vg-d (+) _C (-) _	vent	356	0,00	10,41	0,01	-0,03	18,57
	V_g-d (+) _C (+) _	vent	356	-0,00	-1,90	-0,00	0,00	-3,39
	V_g-d (-) _C (-) _	vent	356	-0,01	-14,23	-0,02	0,04	-
25,54	V_g-d (-) _C (+) _	vent	356	0,47	17,12	0,02	-0,05	38,17
	V_d-g (+) _C (-) _	vent	356	-0,46	1,84	0,00	-0,00	-4,33
	V_d-g (+) _C (+) _	vent	356	-0,46	10,80	0,01	-0,03	11,65
	V_d-g(-)_C(-)_	vent	356	0,00	-1,89	-0,00	0,01	-3,40
	V_d-g (-) _C (+) _	vent	356	0,00	-1,89	-0,00	0,01	-3,40

	V_av-arr (+)	vent	356	0,47	18,21	0,03	-0,06	40,42
	V_av-arr (-)	vent	356	0,00	9,96	0,01	-0,03	17,82
	V_arr-av (+)	vent	356	-0,46	10,80	0,01	-0,03	11,68
	V_g-d (+) _C (-) _2	vent	356	0,94	25,13	0,04	-0,08	60,33
	V_g-d (+) _C (+) _2	vent	356	-0,00	-1,90	-0,00	0,00	-3,39
	V_g-d (-) _C (-) _2	vent	356	0,93	0,49	0,00	-0,00	16,22
	V_g-d (-) _C (+) _2	vent	356	0,93	0,49	0,00	-0,00	16,22
	V_d-g (+) _C (-) _2	vent	356	-0,93	-4,28	-0,01	0,02	-
23,00	PERM1 permanente		356	31,51	14,28	0,01	-0,03	43,74
	EXPL1 d'exploitation		356	26,24	13,77	0,03	-0,07	39,21
	SPECT_NOUV183	sismique		356	3,50	-14,16	-0,65	-1,08
	-66,80							
	SPECT_NOUV184	sismique		356	2,83	-13,36	0,55	0,89
	-63,99							
	SPECT_NOUV185	sismique		356	2,07	-5,46	-2,02	-3,31
	-24,30							
	SPECT_NOUV186	sismique		356	-0,17	-2,80	1,99	3,25
	-14,94							
	V_g-d (-) _C (+) _3	vent	356	0,93	0,49	0,00	-0,00	16,22
	SPECT_NOUV187	sismique		356	1,29	-4,53	-0,62	-1,01
	-21,02							
	V_d-g (+) _C (+) _3	vent	356	-0,93	-4,28	-0,01	0,02	-
23,00	SPECT_NOUV188	sismique		356	0,61	-3,73	0,59	0,96
	-18,21							
	V_d-g (-) _C (+) _3	vent	356	-0,94	-28,92	-0,04	0,09	-
67,11	V_av-arr (+)3	vent	356	0,01	31,86	0,04	-0,09	57,03
	V_av-arr(-)3	vent	356	0,00	5,97	0,01	-0,02	10,69
	V_av-arr(+4)	vent	356	0,01	31,86	0,04	-0,09	57,03
	V_arr-av(+4)	vent	356	0,01	25,88	0,04	-0,08	46,34
	V_g-d (+) _C (+) _5	vent	356	0,94	25,13	0,04	-0,08	60,32
	V_g-d (-) _C (-) _5	vent	356	0,93	0,49	0,00	-0,00	16,22
	V_g-d (-) _C (+) _5	vent	356	0,93	0,49	0,00	-0,00	16,22
	V_g-d (-) _C (-) _6	vent	356	0,93	0,49	0,00	-0,00	16,22
	V_d-g (+) _C (-) _6	vent	356	-0,93	-4,28	-0,01	0,02	-
23,00	V_d-g (-) _C (-) _6	vents	356	-0,94	-28,92	-0,04	0,09	-
67,11	V_d-g (-) _C (+) _6	vent	356	-0,94	-28,92	-0,04	0,09	-
67,11	V_av-arr (+)6	vent	356	0,01	25,88	0,04	-0,08	46,34
	V_av-arr (+)7	vent	356	0,01	25,88	0,04	-0,08	46,34
	V_g-d (+) _C (-) _8	vent	356	0,94	25,13	0,04	-0,08	60,33
	V_g-d (-) _C (-) _8	vent	356	0,93	0,49	0,00	-0,00	16,22
	V_g-d(-) _C(+)_8	vent	356	0,93	0,49	0,00	-0,00	16,22
	V_d-g(+)_C(-)_8	vent	356	-0,93	-4,28	-0,01	0,02	-
23,00	V_d-g(+)_C(-)_9	vent	356	-0,93	-4,28	-0,01	0,02	-

23,00	V_d-g(+)_C(+)_9	vent	356	-0,93	-4,28	-0,01	0,02	-
23,00	V_d-g(-)_C(-)_9	vent	356	-0,94	-28,92	-0,04	0,09	-
67,11	V_av-arr (+)9	vent	356	0,01	25,88	0,04	-0,08	46,34
	V_arr-av (+)9	vent	356	0,01	25,88	0,04	-0,08	46,34
	V_g-d(+)_C(-)_10	vent	356	0,94	25,13	0,04	-0,08	60,33
	V_g-d(+)_C(-)_11	vent	356	0,94	25,13	0,04	-0,08	60,33
	V_g-d(+)_C(+)_11	vent	356	0,94	25,13	0,04	-0,08	60,32
	V_g-d(-)_C(-)_11	vent	356	0,93	0,49	0,00	-0,00	16,22
	V_d-g(+)_C(-)_11	vent	356	-0,93	-4,28	-0,01	0,02	-
23,00	V_d-g(+)_C(+)_11	vent	356	-0,93	-4,28	-0,01	0,02	-
23,00	V_d-g(-)_C(-)_11	vent	356	-0,94	-28,92	-0,04	0,09	-
67,11	V_d-g(-)_C(-)_12	vent	356	-0,94	-28,92	-0,04	0,09	-
67,11	V_d-g(-)_C(+)_12	vent	356	-0,94	-28,92	-0,04	0,09	-
67,11	V_av-arr(+)12	vent	356	0,01	25,88	0,04	-0,08	46,34
	V_arr-av(-)12	vent	356	0,00	5,97	0,01	-0,02	10,69
	V_g-d(+)_C(-)_13	vent	356	0,94	25,13	0,04	-0,08	60,33
	V_g-d(+)_C(+)_13	vent	356	0,94	25,13	0,04	-0,08	60,32
	V_g-d(+)_C(-)_14	vent	356	0,94	25,13	0,04	-0,08	60,33
	V_g-d(+)_C(+)_14	vent	356	0,94	25,13	0,04	-0,08	60,32
	V_g-d(-)_C(-)_14	vent	356	0,93	0,49	0,00	-0,00	16,22
	V_d-g(+)_C(-)_14	vent	356	-0,93	-4,28	-0,01	0,02	-
23,00	V_d-g(+)_C(+)_14	vent	356	-0,93	-4,28	-0,01	0,02	-
23,00	V_d-g(-)_C(-)_14	vent	356	-0,94	-28,92	-0,04	0,09	-
67,11	V_d-g(+)_C (+)_15	vent	356	-0,93	-4,28	-0,01	0,02	-
23,00	V_d-g(-)_C(-)_15	vent	356	-0,94	-28,92	-0,04	0,09	-
67,11	V_d-g(-)_C(+)_15	vent	356	-0,94	-28,92	-0,04	0,09	-
67,11	V_arr-av(+)15	vent	356	0,02	67,70	0,09	-0,20	
	121,19							
	V_arr-av(-)15	vent	356	0,01	15,93	0,02	-0,05	28,52
	V_g-d(+)_C(-)_16	vent	356	0,94	25,13	0,04	-0,08	60,32
	V_arr-av(-)16	vent	356	0,00	9,96	0,01	-0,03	17,82
	NEI1 neige		356	-0,00	0,00	0,00	-0,00	0,00
	NEI1 neige		356	-0,00	0,00	0,00	-0,00	0,00
	NEI4_g-d	neige	356	-0,00	0,00	0,00	-0,00	0,00
	NEI4_d-g	neige	356	-0,00	-0,00	0,00	-0,00	-0,00
	NEI4_d-g	neige	356	-0,00	-0,00	0,00	-0,00	-0,00

Charges sur le talus :

Cas	Nature	Q1 (KN/m2)
-----	--------	---------------

1.1.5 Liste de combinaisons

1/	ELU A1: 1.35PERM1+1.50EXPL1
2/	ELU A1: 1.35PERM1
3/	ELU A1: 1.00PERM1+1.50EXPL1
4/	ELU A1: 1.00PERM1
5/	ELS CHR: 1.00PERM1+1.00EXPL1
6/	ELS CHR: 1.00PERM1
7/	ELS QPR: 1.00PERM1+0.30EXPL1
8/	ELS QPR: 1.00PERM1
9/*	ELU: 1.35PERM1+1.50EXPL1
10/*	ELU: 1.35PERM1
11/*	ELU: 1.00PERM1+1.50EXPL1
12/*	ELU: 1.00PERM1
13/*	ELS CHR: 1.00PERM1+1.00EXPL1
14/*	ELS CHR: 1.00PERM1
15/*	ELS FRE: 1.00PERM1+0.50EXPL1
16/*	ELS FRE: 1.00PERM1
17/*	ELS QPR: 1.00PERM1+0.30EXPL1
18/*	ELS QPR: 1.00PERM1
19/*	ACC: 1.00PERM1+0.30EXPL1+1.00SPECT_NOUV183
20/*	ACC: 1.00PERM1+0.30EXPL1+1.00SPECT_NOUV184
21/*	ACC: 1.00PERM1+0.30EXPL1+1.00SPECT_NOUV185
22/*	ACC: 1.00PERM1+0.30EXPL1+1.00SPECT_NOUV186
23/*	ACC: 1.00PERM1+0.30EXPL1+1.00SPECT_NOUV187
24/*	ACC: 1.00PERM1+0.30EXPL1+1.00SPECT_NOUV188
25/*	ACC: 1.00PERM1
26/*	ACC: 1.00PERM1+1.00SPECT_NOUV183
27/*	ACC: 1.00PERM1+1.00SPECT_NOUV184
28/*	ACC: 1.00PERM1+1.00SPECT_NOUV185
29/*	ACC: 1.00PERM1+1.00SPECT_NOUV186
30/*	ACC: 1.00PERM1+1.00SPECT_NOUV187
31/*	ACC: 1.00PERM1+1.00SPECT_NOUV188
32/*	ACC: 1.00PERM1+0.30EXPL1-1.00SPECT_NOUV183
33/*	ACC: 1.00PERM1+0.30EXPL1-1.00SPECT_NOUV184
34/*	ACC: 1.00PERM1+0.30EXPL1-1.00SPECT_NOUV185
35/*	ACC: 1.00PERM1+0.30EXPL1-1.00SPECT_NOUV186
36/*	ACC: 1.00PERM1+0.30EXPL1-1.00SPECT_NOUV187
37/*	ACC: 1.00PERM1+0.30EXPL1-1.00SPECT_NOUV188
38/*	ACC: 1.00PERM1-1.00SPECT_NOUV183
39/*	ACC: 1.00PERM1-1.00SPECT_NOUV184
40/*	ACC: 1.00PERM1-1.00SPECT_NOUV185
41/*	ACC: 1.00PERM1-1.00SPECT_NOUV186

42/* ACC: 1.00PERM1-1.00SPECT_NOUV187
 43/* ACC: 1.00PERM1-1.00SPECT_NOUV188
 44/* ACC: 1.00PERM1+0.30EXPL1

1.2 Dimensionnement géotechnique

1.2.1 Principes

- Coefficient de réduction de la cohésion : 0,00
- Fondation préfabriquée lisse 6.5.3(10)
- Glissement avec la prise en compte de la poussée du sol : pour les directions X et Y
- Approche de calcul : 2
 A1 + M1 + R2
 $g_f' = 1,00$
 $g_c' = 1,00$
 $g_{cu} = 1,00$
 $g_{qu} = 1,00$
 $g_g = 1,00$
 $g_{R,v} = 1,40$
 $g_{R,h} = 1,10$

1.2.2 Sol :

Niveau du sol:	N ₁	= 0,00 (m)
Niveau maximum de la semelle:	N _a	= 0,00 (m)
Niveau du fond de fouille:	N _f	= -0,50 (m)

Argiles et limons fermes

- Niveau du sol: 0.00 (m)
- Poids volumique: 2039.43 (kg/m³)
- Poids volumique unitaire: 2692.05 (kg/m³)
- Angle de frottement interne: 30.0 (Deg)
- Cohésion: 0.02 (MPa)

1.2.3 États limites

Calcul des contraintes

Type de sol sous la fondation: uniforme

Combinaison dimensionnante **ELS QPR : 1.00PERM1**

Coefficients de chargement: **1.00** * poids de la fondation
1.00 * poids du sol

Résultats de calculs: au niveau du sol

Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: $G_r = 135,16$ (kN)

Charge dimensionnante:

$$N_r = 135,16 \text{ (kN)} \quad M_x = -0,09 \text{ (kN*m)} \quad M_y = 0,09 \text{ (kN*m)}$$

Méthode de calculs de la contrainte de rupture: Semi-empirique - limite de contraintes

Excentrement de l'action de la charge:

$$|e_B| = 0,00 \text{ (m)} \quad |e_L| = 0,00 \text{ (m)}$$

Dimensions équivalentes de la fondation:

$$B' = B - 2|e_B| = 2,50 \text{ (m)}$$

$$L' = L - 2|e_L| = 2,60 \text{ (m)}$$

$$q_u = 0,30 \text{ (MPa)}$$

$$p_{le}^* = 0,27 \text{ (MPa)}$$

$$D_e = D_{min} - d = 0,90 \text{ (m)}$$

$$k_p = 0,90$$

$$i_d = 1,00$$

$$q'0 = 0,02 \text{ (MPa)}$$

$$q_{net} = k_p * (p_{le}^*) * i_d + q'0 = 0,26 \text{ (MPa)}$$

$$q_{ult} = q_{net} / g_{R,d,v} = 0,13 \text{ (MPa)}$$

$$g_{R,d,v} = 2,00$$

$$q_{lim} = q_{ult} / g_{R,v} = 0,06 \text{ (MPa)}$$

$$g_{R,v} = 2,30$$

Contrainte dans le sol: $q_{ref} = 0,02$ (MPa)

Coefficient de sécurité: $q_{lim} / q_{ref} = 2,7 > 1$

SoulèvementSoulèvement ELUCombinaison dimensionnante **ELU A1 : 1.35PERM1+1.50EXPL1**Coefficients de chargement: **1.00** * poids de la fondation
1.00 * poids du solSurface de contact: $s = 0,00$
 $s_{lim} = 0,17$ Soulèvement ELSCombinaison défavorable: **ELS QPR : 1.00PERM1+0.30EXPL1**Coefficients de chargement: **1.00** * poids de la fondation
1.00 * poids du solSurface de contact $s = 1,00$
 $s_{lim} = 0,67$ **Glissement**Combinaison dimensionnante **ELU A1 : 1.35PERM1+1.50EXPL1**Coefficients de chargement: **1.00** * poids de la fondation
1.00 * poids du solPoids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: $Gr = 135,16$ (kN)

Charge dimensionnante:

 $N_r = 135,16$ (kN) $M_x = -0,09$ (kN*m) $M_y = 0,09$ (kN*m)Dimensions équivalentes de la fondation: $A_ = 2,50$ (m) $B_ = 2,60$ (m)Surface du glissement: $6,50$ (m²)Coefficient de frottement fondation - sol: $\tan(\delta) = 0,25$ Cohésion: $c_u = 0,02$ (MPa)

Poussée du sol prises en compte:

 $H_x = 0,00$ (kN) $H_y = 0,00$ (kN) $P_{px} = 0,00$ (kN) $P_{py} = 0,00$ (kN) $P_{ax} = 0,00$ (kN) $P_{ay} = 0,00$ (kN)Valeur de la force de glissement $H_d = 0,00$ (kN)

Valeur de la force empêchant le glissement de la fondation:

- su niveau du sol: $R_d = 30,42$ (kN)Stabilité au glissement: $A_$ **Tassement moyen**

Type de sol sous la fondation: uniforme

Combinaison dimensionnante **ELS QPR : 1.00PERM1**Coefficients de chargement: **1.00** * poids de la fondation
1.00 * poids du solPoids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: $Gr = 135,16$ (kN)Contrainte moyenne due à la charge dimensionnante: $q = 0,02$ (MPa)Épaisseur du sol soumis au tassement actif: $z = 0,63$ (m)

Contrainte au niveau:

- additionnelles: $s_{zd} = 0,00$ (MPa)

- due au poids du sol:	$szg = 0,03$ (MPa)
Tassement:	
- primaire	$s' = 0,0$ (cm)
- secondaire	$s'' = 0,0$ (cm)
- TOTAL	$S = 0,0$ (cm) < $S_{adm} = 5,0$ (cm)
Coefficient de sécurité:	$124.7 > 1$

Différence des tassements

Combinaison dimensionnante	ELS QPR : 1.00PERM1
Coefficients de chargement:	1.00 * poids de la fondation 1.00 * poids du sol
Différence des tassements:	$S = 0,0$ (cm) < $S_{adm} = 5,0$ (cm)
Coefficient de sécurité:	$5354 > 1$

Renversement

Autour de l'axe OX

Combinaison dimensionnante **ELU A1 : 1.35PERM1+1.50EXPL1**

Coefficients de chargement: **1.00** * poids de la fondation
1.00 * poids du sol

Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: $Gr = 135,16$ (kN)

Charge dimensionnante:

$$Nr = 135,16 \text{ (kN)} \quad M_x = -0,09 \text{ (kN*m)} \quad M_y = 0,09 \text{ (kN*m)}$$

Moment stabilisateur: $M_{stab} = 175,31$ (kN*m)

Moment de renversement: $M_{renv} = 0,00$ (kN*m)

Stabilité au renversement: A

Autour de l'axe OY

Combinaison défavorable: **ELU A1 : 1.35PERM1+1.50EXPL1**

Coefficients de chargement: **1.00** * poids de la fondation
1.00 * poids du sol

Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: $Gr = 135,16$ (kN)

Charge dimensionnante:

$$Nr = 135,16 \text{ (kN)} \quad M_x = -0,09 \text{ (kN*m)} \quad M_y = 0,09 \text{ (kN*m)}$$

Moment stabilisateur: $M_{stab} = 168,56$ (kN*m)

Moment de renversement: $M_{renv} = 0,00$ (kN*m)

Stabilité au renversement: A

1.3 Dimensionnement Béton Armé

1.3.1 Principes

- Milieu : X0
- Classe de structure : S1

1.3.2 Analyse du poinçonnement et du cisaillement

Poinçonnement

Combinaison dimensionnante **ELU : 1.00PERM1**

Coefficients de chargement: **1.35** * poids de la fondation
1.35 * poids du sol

Charge dimensionnante:

$$N_r = 182,46 \text{ (kN)} \quad M_x = -0,12 \text{ (kN*m)} \quad M_y = 0,12 \text{ (kN*m)}$$

Longueur du périmètre critique: 1,93 (m)

Force de poinçonnement: 0,02 (kN)

Hauteur efficace de la section $h_{eff} = 0,53 \text{ (m)}$

Densité du ferrailage: $r = 0.14 \%$

Contrainte de cisaillement: 0,00 (MPa)

Contrainte de cisaillement admissible: 0,45 (MPa)

Coefficient de sécurité: $512.5 > 1$

1.3.3 Ferrailage théorique

Semelle isolée :

Aciers inférieurs :

ELU : 1.35PERM1+1.50EXPL1

$$M_y = 0,21 \text{ (kN*m)} \quad A_{sx} = 7,17 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

ELU: 1.35PERM1+1.50EXPL1

$$M_x = 0,22 \text{ (kN*m)} \quad A_{sy} = 7,17 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

$$A_{s \text{ min}} = 7,17 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

Aciers supérieurs :

$$A'_{sx} = 0,00 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

$$A'_{sy} = 0,00 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,00 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

Fût :

Armature longitudinale	A	= 7,20 (cm ²)	A min.	= 7,20 (cm ²)
	A	= 2 * (Asx + Asy)		
	Asx	= 0,00 (cm ²)	Asy	= 3,60 (cm ²)

1.3.4 Ferrailage réel

Semelle isolée :

Aciers inférieurs :

En X :

$$25 \text{ HA } 400 \text{ } 10 \text{ } 1 = 2,38 \text{ (m)} \quad e = 1 * -1,20 + 24 * 0,10$$

En Y :

$$24 \text{ HA } 400 \text{ } 10 \text{ } 1 = 2,48 \text{ (m)} \quad e = 1 \cdot -1,15 + 23 \cdot 0,10$$

Fût

Armature longitudinale

En X :

$$4 \text{ HA } 400 \text{ } 12 \text{ } 1 = 2,63 \text{ (m)} \quad e = 1 \cdot -0,02 + 3 \cdot 0,13$$

En Y :

$$2 \text{ HA } 400 \text{ } 12 \text{ } 1 = 2,68 \text{ (m)} \quad e = 1 \cdot -0,02 + 1 \cdot 0,40$$

Armature transversale

$$5 \text{ HA } 400 \text{ } 10 \text{ } 1 = 2,12 \text{ (m)} \quad e = 1 \cdot 0,21 + 2 \cdot 0,20 + 2 \cdot 0,09$$

2 Quantitatif :

- Volume de Béton = 4,01 (m³)
- Surface de Coffrage = 6,84 (m²)

• Acier HA 400

- Poids total = 73,41 (kg)
- Densité = 18,31 (kg/m³)
- Diamètre moyen = 10,0 (mm)
- Liste par diamètres :

Diamètre	Longueur (m)	Nombre d'éléments identiques:
10	2,38	25
10	2,48	24

• Acier HA 400

- Poids total = 20,61 (kg)
- Densité = 5,14 (kg/m³)
- Diamètre moyen = 11,2 (mm)
- Liste par diamètres :

Diamètre	Longueur (m)	Nombre d'éléments identiques:
10	2,12	5
12	2,63	4
12	2,68	2

CONCLUSION

GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Ce modeste travail nous a donné une occasion pour appliquer et approfondir toutes nos connaissances acquises durant le cursus de notre formation de master II en génie civil.

La conception d'une structure métallique repose le dimensionnement aux états limites ultimes en tenant compte des actions environnantes les plus sévères tel que les surcharges d'exploitation, la neige, le vent et le séisme.

Ce travail consiste à étudier et dimensionner un hangar de stockage, conçue sous forme régulière. Après avoir défini les charges agissantes sur la structure, les poteaux, poutres sablières, fermes, contreventements, stabilités, pannes, potelets et lisses de bardage comme éléments de la structure ont été dimensionnés.

Ce dimensionnement concerne chaque élément, assemblage, connexion ou partie sensible de la construction. La précision et la rigueur dans les calculs et vérification d'une part et la définition exacte des différents détails de la construction sont requises.

La structure a été modélisée par le logiciel ROBOT afin d'élaborer le calcul sismique. Le calcul de la résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales de la résultante des forces sismiques.

Cette expérience nous a permis aussi de faire mieux comprendre le domaine de la construction en charpente métallique qui nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans ce domaine, et développée les idées grâce à la lecture des différentes références bibliographiques

A la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience dans ce vaste domaine, il nous acquit des grandeurs très importantes pour mettre le premier pas dans ma future vie professionnelle

Références bibliographiques :

- D.T. R C 2-4.7 ; Règlement Neige et Vent« RNVA 2013 ».
- D.T. R B C – 2.44 ; Règles de Conception et de Calcul des Structures en Acier« CCM97 ».
- D.T. R B C 2 48 ; Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003, Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger.
- D.T. R B C – 2.2 ; Charge Permanentes et Charges d’exploitation, Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger.
- Calcul des Eléments de construction Métallique selon l’Eurocode 03, Livre de **Mr DAHMANI Lahlou** pour l’étude de pré- dimensionnement
Des éléments, contreventement et les assemblages
- EUROCODE 3 ; Calcul des éléments résistants d’une construction métallique. Office des publications universitaires 2009.
- Calcul des Structures Métalliques selon l’Eurocode 3. *Jean Morel*. Eyrolles Paris, 2008.
- Projets de fin d’étude université de Bejaïa.
- Projets de fin d’étude université de BADJI MOKHTAR ANNABA.
- Projets de fin d’étude université de Ghardaïa.

Logiciel utilise :

Auto CAD 2021

Robot structural analysais 2020

Annexe 1

Paramètre	Symbole	Renvoi
- Pression dynamique de référence	q_{ref}	§ 2.3.1
- Hauteur de référence	z_e	§ 2.3.2
- Catégorie de terrain et facteurs de site	-	§ 2.4.3
- Intensité de turbulence I_v	I_v	§ 2.4.6
- Coefficient de topographie	$C_t(z)$	§
- Coefficient de rugosité	$C_r(z)$	2.4.5.
- Coefficient d'exposition	$C_e(z)$	§ 2.4.4
- Pression dynamique de pointe	q_p	§ 2.4 § 2.3
Pression exercée par le vent (par exemple sur les revêtements, bardages, fixations et éléments de construction)		
- Coefficient de pression intérieur	C_{pi}	§ 5.1
- Coefficient de pression extérieur	C_{pe}	§ 5.2
- Coefficient de pression net	C_{pnet}	§ 5.3
- Coefficient de force	C_f	Chap. 4
- Pression aérodynamique extérieure	$W_e = q_p \cdot C_{pe}$	§ 2.6.2
- Pression aérodynamique intérieure	$W_i = q_p \cdot C_{pi}$	§ 2.6.2
Forces exercées par le vent (effets globaux par exemple)		
- Coefficient dynamique	C_d	Chap. 3
- Force exercée par le vent (à partir des coefficients de force)	F_w	2.6.1
- Force exercée par le vent (à partir des coefficients de pression).	F_w	2.6.2

Tableau 2.1 : Étapes de calcul des actions dues au vent

Annexe

Zone	$V_{réf}$ (m/s)
I	25
II	27
III	29
IV	31

Tableau A1 : Valeurs de la vitesse de référence du vent

Zone	$q_{réf}$ (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_r	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

Annexe

Hauteur z (m)	Catégories de terrain				
	0	I	II	III	IV
≤ 1	1,811	1,545	1,423	1,276	1,173
2	2,137	1,883	1,423	1,276	1,173
5	2,603	2,373	1,929	1,276	1,173
10	2,983	2,776	2,352	1,703	1,173
15	3,216	3,025	2,616	1,973	1,440
20	3,387	3,207	2,810	2,174	1,640
25	3,521	3,352	2,965	2,335	1,801
30	3,633	3,472	3,094	2,470	1,937
35	3,729	3,575	3,205	2,587	2,055
40	3,813	3,666	3,302	2,690	2,159
50	3,956	3,820	3,468	2,865	2,337
60	4,074	3,947	3,606	3,012	2,487
70	4,175	4,056	3,725	3,139	2,617
80	4,264	4,152	3,829	3,250	2,731
100	4,414	4,315	4,006	3,440	2,926
125	4,566	4,480	4,187	3,634	3,127
150	4,692	4,617	4,337	3,796	3,295
175	4,800	4,735	4,466	3,936	3,440
200	4,895	4,838	4,579	4,058	3,568

Tableau 2.3 : Valeurs du coefficient d'exposition $C_e(z)$ pour $C_t(z) = 1$

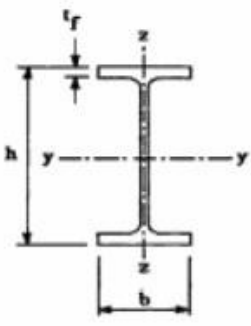


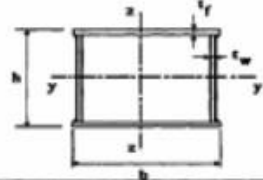

Annexe

Angle de pente α	Zones pour vent de direction $\theta = 0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-0,6		-0,6		-0,8		-0,7		-1,0	-1,5
-30°	-1,1	-2,0	-0,8	-1,5	-0,8		-0,6		-0,8	-1,4
-15°	-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5		-0,7	-1,2
-5°	-2,3	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	+0,2		+0,2	
							-0,6		-0,6	
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-0,6		+0,2	
							+0,0		-0,6	
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-0,4		-1,0	-1,5
	+0,2		+0,2		+0,2		+0,0		0,0	0,0
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-0,4		-0,5	
	0,7		0,7		0,4		0,0		0,0	
45°	0,0		0,0		0,0		-0,2		-0,3	
	+0,7		+0,7		+0,6		0,0		0,0	
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,2		-0,3	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,2		-0,3	

Angle de pente α	Zones pour vent de direction $\theta = 90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-1,4	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-30°	-1,5	-2,1	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-15°	-1,9	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	-0,8	-1,2
-5°	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	-1,2
5°	-1,6	-2,2	-1,3	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	
15°	-1,3	-2,0	-1,3	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
30°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,8	-1,2	-0,5	
45°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5	
60°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	
75°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	

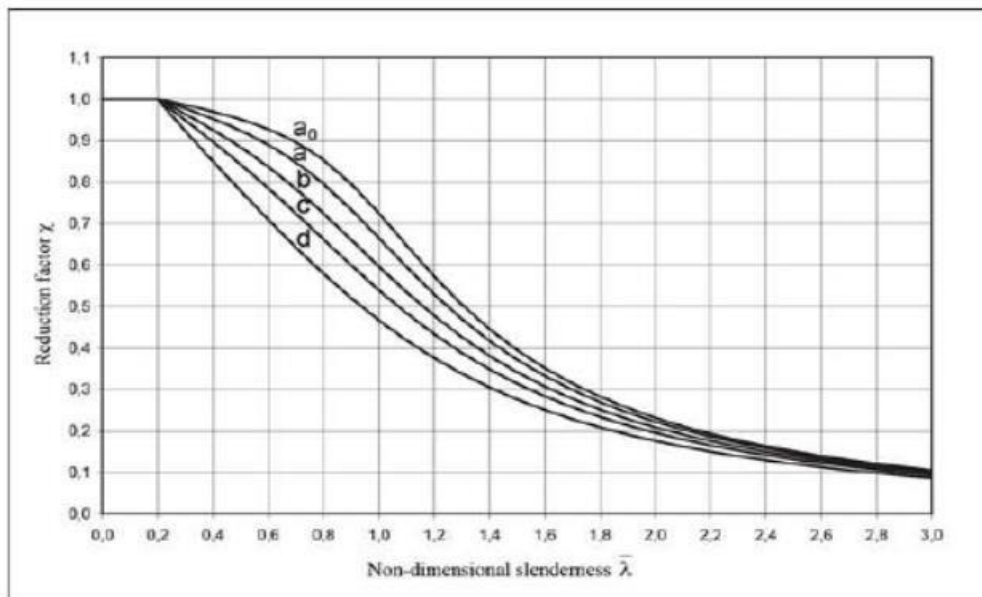
Tableau 5.4 : Coefficients de pression extérieure pour toitures à deux versants

Annexe

Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section			
Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z	c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant f_{yb}^*	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant f_{yb}^*	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	y - y z - z	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

Annexe



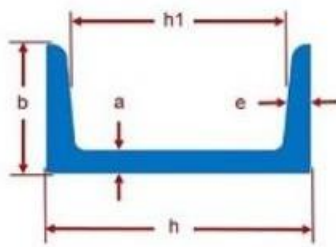
Valeur de χ en fonction de $\bar{\lambda}$

Coefficients de réduction				
$\bar{\lambda}$	Valeurs de χ pour la courbe de flambement			
	a	B	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

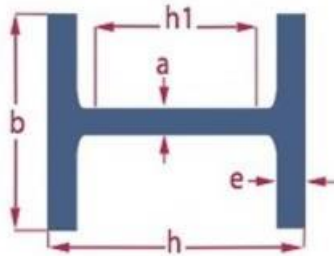
Valeur de χ en fonction de $\bar{\lambda}$

Coefficients de réduction				
$\bar{\lambda}$	Valeurs de χ pour la courbe de flambement			
	a	B	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

Annexe 7



Type de profilé	Masse G (kg/ml)	Dimensions					Aire S (cm ²)	Inertie Iy (cm ⁴)	Modules de flexion		Rayon de giration iy (cm)	Inertie Ix (cm ⁴)	Modules de flexion		Rayon de giration ix (cm)	Aire de cisaillement	
		h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r (mm)			Wely (cm ³)	Waly (cm ³)			Welix (cm ³)	Wply (cm ³)		Ayx (cm ²)	Apy (cm ²)
UPN 80	8,65	80	45	6	8	8	11	106	26,5	31,8	3,1	19,4	6,36	12,1	1,33	5,1	7,2
UPN 100	10,6	80	45	6	8	8	13,5	206	41,2	49	3,91	29,3	8,46	16,2	1,47	6,46	7,2
UPN 120	13,4	120	55	7	9	9	17	364	60,7	72,6	4,62	43,2	11,1	21,2	1,59	8,8	9,9
UPN 140	16	140	60	7	10	10	20,4	605	86,4	103	5,45	62,7	14,8	28,3	1,75	10,41	12
UPN 160	18,8	160	65	7,5	10,5	10,5	24	925	116	138	6,21	85,3	18,3	35,2	1,89	12,6	13,65
UPN 180	22	180	70	8	11	11	28	1350	150	179	6,95	114	22,4	42,9	2,02	15,09	15,4
UPN 200	25,3	180	75	8,5	11,5	11,5	32,2	1910	191	228	7,7	148	27	51,8	2,14	17,71	17,25
UPN 220	29,4	220	80	9	12,5	12,5	37,4	2690	245	292	8,48	197	33,6	64,1	2,3	20,62	20
UPN 240	33,2	240	85	9,5	13	13	42,3	3600	300	358	9,22	248	39,6	75,7	2,42	23,71	22,1
UPN 260	37,9	260	90	10	14	14	48,3	4820	371	442	9,99	317	47,7	91,6	2,56	27,12	25,2
UPN 280	41,8	280	95	10	15	15	53,3	6280	448	532	10,9	399	57,2	109	2,74	29,28	28,5
UPN 300	46,2	300	100	10	16	16	58,8	8030	535	632	11,7	495	67,8	130	2,9	31,77	32
UPN 320	59,5	320	100	14	17,5	17,5	75,8	10870	679	826	12,1	597	80,6	152	2,81	47,11	35
UPN 350	60,6	350	100	14	16	16	77,3	12840	734	918	12,9	570	75	143	2,72	50,84	32
UPN 380	63,1	380	102	13,5	16	16	80,4	15760	829	1014	14	615	78,7	148	2,77	53,23	32,64
UPN 400	71,8	400	110	14	18	18	91,5	20350	1020	1240	14,9	846	102	190	3,04	58,55	39,6



Type de profilé	Masse G (kg/ml)	Dimensions					Aire S (cm ²)	Inertie Iy (cm ⁴)	Modules de flexion		Rayon de giration		Inertie		Modules de flexion		Rayon de giration		Aire de cisaillement	
		h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r (mm)			Wely (cm ³)	Woly (cm ³)	iy (cm)	ix (cm)	Wely (cm ³)	Woly (cm ³)	ix (cm)	Ayx (cm ²)	Ay (cm ²)			
HEA 100	16,7	96	100	5	8	12	21,24	349,2	72,76	83,01	4,06	133,8	26,76	41,14	2,51	7,56	16			
HEA 120	19,9	114	120	5	8	12	25,34	606,2	106,3	119,5	4,89	230,9	38,48	58,85	3,02	8,46	19,2			
HEA 140	24,7	133	140	5,5	8,5	12	31,42	1033	155,4	173,5	5,73	389,3	55,62	84,85	3,52	10,12	23,8			
HEA 160	30,4	152	160	6	9	15	38,77	1673	220,1	245,1	6,57	615,6	76,95	117,6	3,98	13,21	28,8			
HEA 180	35,5	171	180	6	9,5	15	45,25	2510	293,6	324,9	7,45	924,6	102,7	156,5	4,52	14,47	34,2			
HEA 200	42,3	190	200	6,5	10	16	53,83	3692	388,6	429,5	8,28	1336	133,6	203,8	4,98	18,08	40			
HEA 220	50,5	210	220	7	11	18	64,34	5410	515,2	568,5	9,17	1955	177,7	270,6	5,51	20,67	48,4			
HEA 240	60,3	230	240	7,5	12	21	76,84	7763	675,1	744,6	10,05	2769	230,7	351,7	6	25,18	57,6			
HEA 260	68,2	250	260	7,5	12,5	24	86,82	10450	836,4	919,8	10,97	3668	282,1	430,2	6,5	28,76	65			
HEA 280	76,4	270	280	8	13	24	97,26	13670	1013	1112	11,86	4763	340,2	518,1	7	31,74	72,8			
HEA 300	88,3	290	300	8,5	14	27	112,5	18260	1260	1383	12,74	6310	420,6	641,2	7,49	37,28	84			
HEA 320	97,6	310	300	9	15,5	27	124,4	22930	1479	1628	13,58	6985	465,7	709,7	7,49	41,13	93			
HEA 340	105	330	300	9,5	16,5	27	133,5	27690	1678	1850	14,4	7436	495,7	755,9	7,46	44,95	99			
HEA 360	112	350	300	10	17,5	27	142,8	33090	1891	2088	15,22	7887	525,8	802,3	7,43	48,96	105			
HEA 400	125	390	300	11	19	27	159	45070	2311	2562	16,84	8564	570,9	872,9	7,34	57,33	114			
HEA 450	140	440	300	11,5	21	27	178	63720	2896	3216	18,92	9465	631	965,5	7,29	65,78	126			
HEA 500	155	490	300	12	23	27	197,5	86970	3550	3949	20,98	10370	691,1	1059	7,24	74,72	138			
HEA 550	166	540	300	12,5	24	27	211,8	111900	4146	4622	22,99	10820	721,3	1107	7,15	83,72	144			
HEA 600	178	590	300	13	25	27	226,5	141200	4787	5350	24,97	11270	751,4	1156	7,05	93,21	150			
HEA 650	190	640	300	13,5	26	27	241,6	175200	5474	6136	26,93	11720	781,6	1205	6,97	103,2	156			
HEA 700	204	690	300	14,5	27	27	260,5	215300	6241	7032	28,75	12180	811,9	1257	6,84	117	162			
HEA 800	224	790	300	15	28	30	285,8	303400	7682	8699	32,58	12640	842,6	1312	6,65	138,8	168			
HEA 900	252	890	300	16	30	30	320,5	422100	9485	10810	36,29	13550	903,2	1414	6,5	163,3	180			
HEA 1000	272	990	300	16,5	31	30	346,8	553800	11190	12820	39,96	14000	933,6	1470	6,35	184,6	186			

Annexe 8

B- PANNEAUX DE BARDAGE PRELAQUES (OU GALVANISES)

Tôle épaisseur: 0.5 mm

Type	Longueur Max	Largeur standard	Epaisseurs	Poids	Résistance à la Conductivité	Coefficient de Transmission Thermique K	Distance entre traverses maxi en Mètres
	ml	mm	Mm	Kg/m ²	$1/\sqrt{\Omega}$ m ² K/W	W/m ² .K	
B 35	18	1000	35	10,17	1,70	0,53	*
B 40	18	1000	40	10,42	1,90	0,45	*
B 50	18	1000	50	10,92	2,46	0,34	*
B 60	18	1000	60	11,42	2,95	0,29	*

N.B : * selon les études et calculs statiques pour chaque cas.

Annexe 9



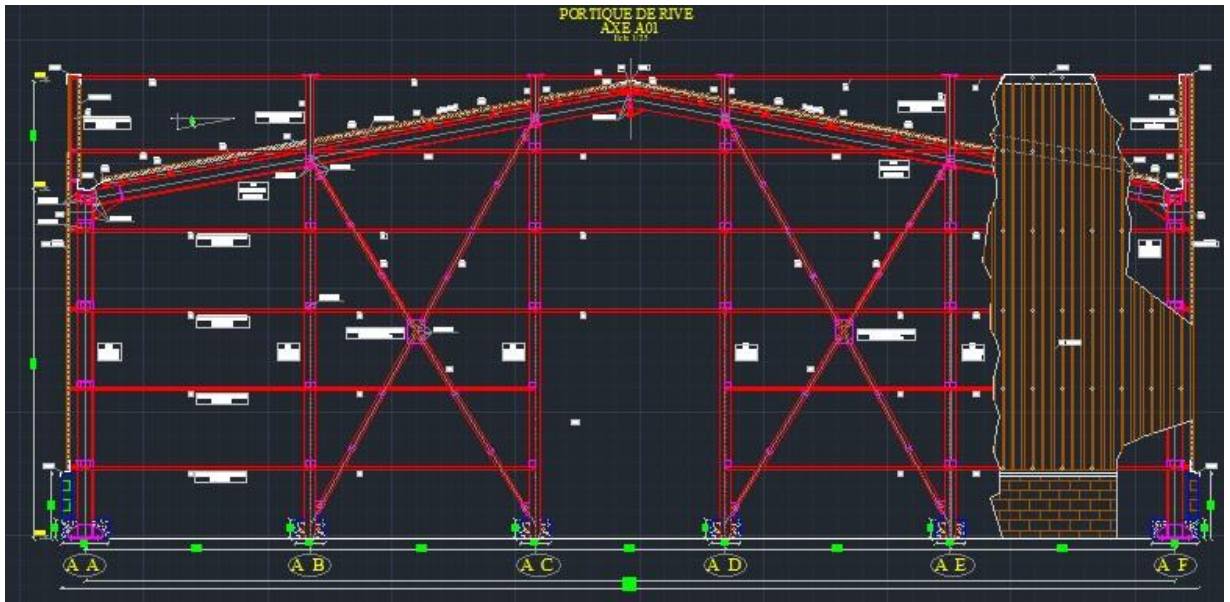
CARACTÉRISTIQUES TECHNIQUES

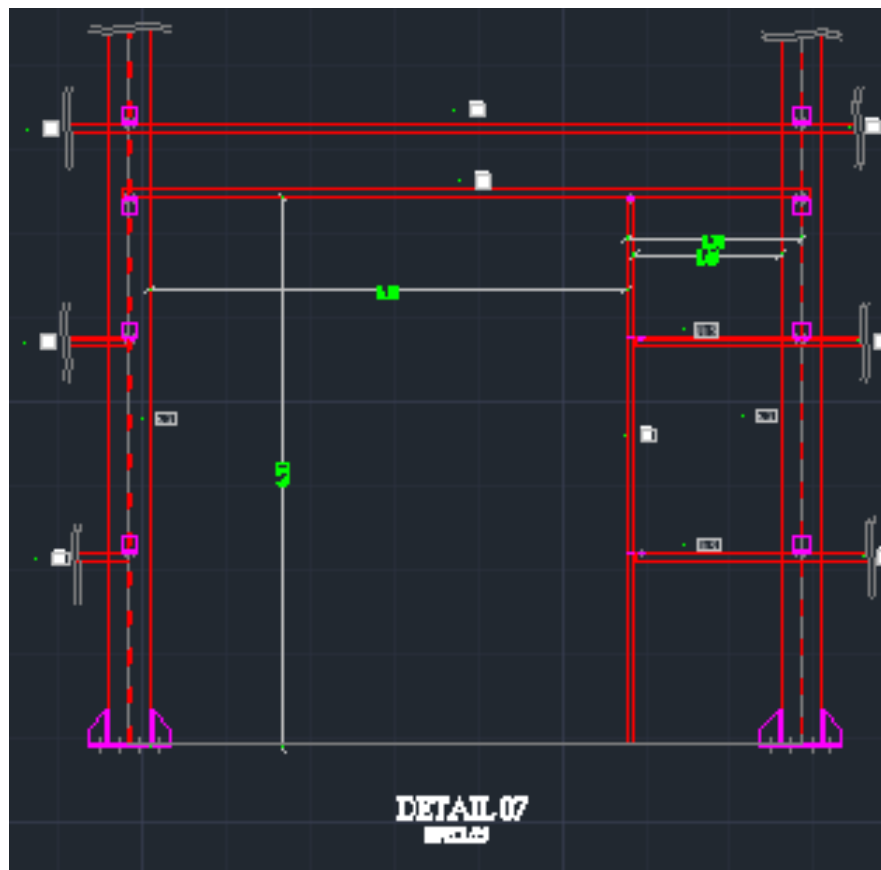
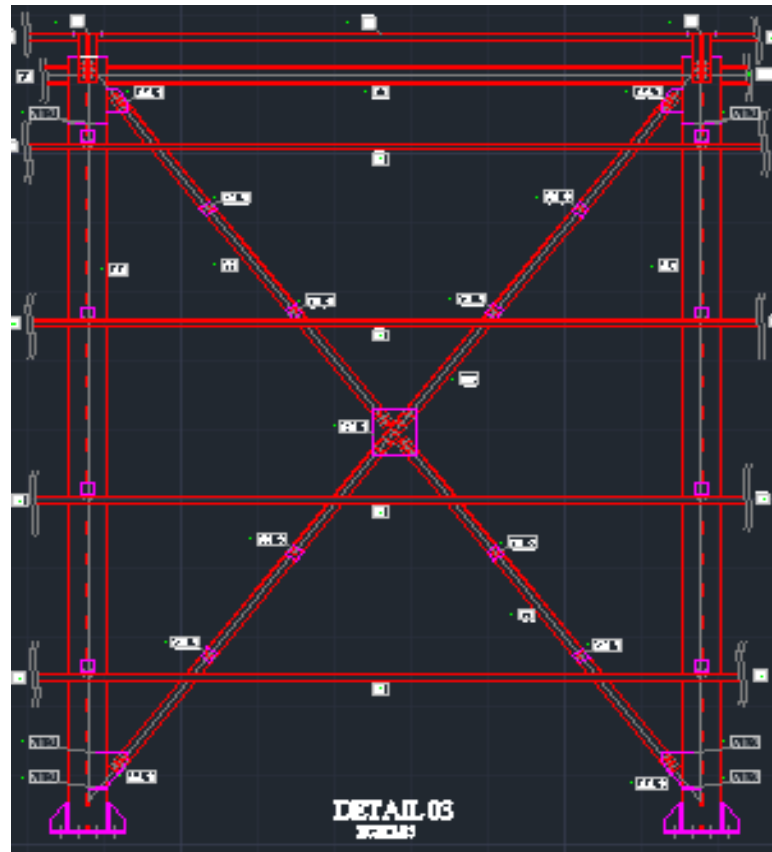
Ep. mm	Coefficient de transmission thermique : W/m ² . °C	Poids Kg/m ²	Charges non pondérées daN/m ²								
			50	75	100	125	150	175	200	225	250
35	0,67	12,4	3,75	3,25	2,85	2,60	2,45	2,30	2,15	2,05	1,90
40	0,51	12,9	4,25	3,70	3,30	3,00	2,80	2,60	2,45	2,35	2,20
45	0,42	13,2	4,80	4,15	3,75	3,40	3,15	2,95	2,80	2,65	2,50

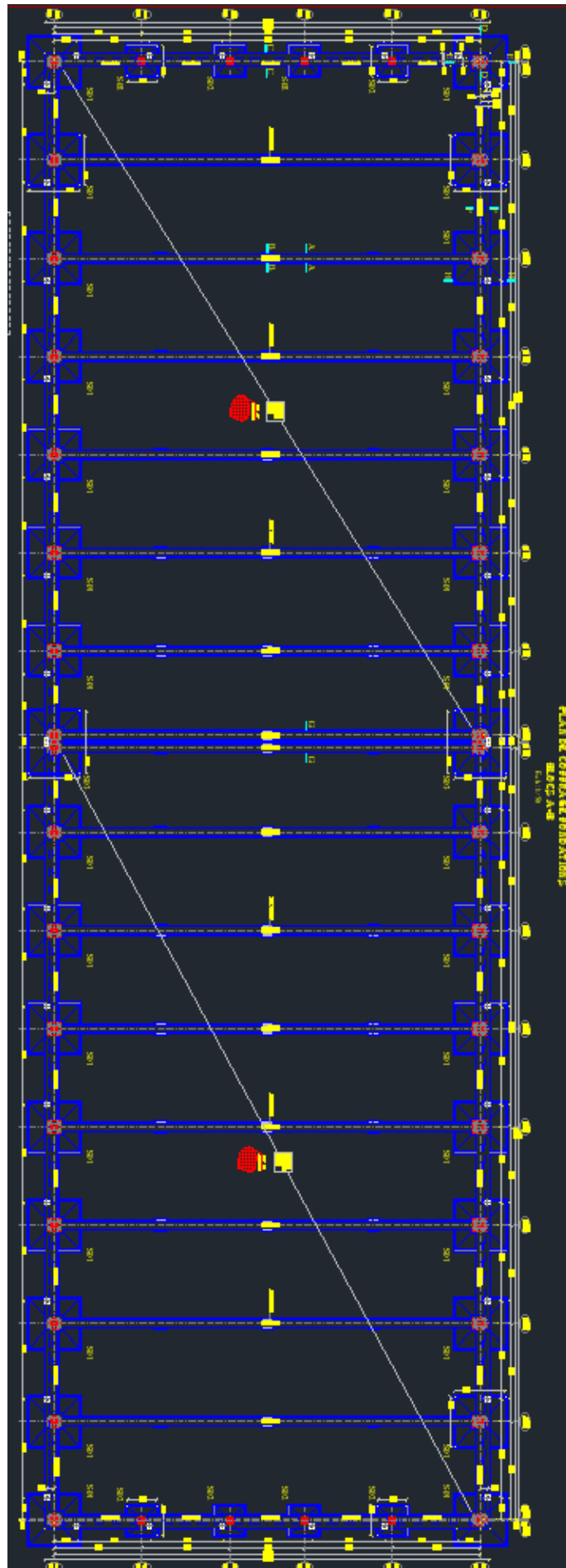
Ep. mm	Coefficient de transmission thermique : W/m ² . °C	Poids Kg/m ²	Charges non pondérées daN/m ²								
			50	75	100	125	150	175	200	225	250
35	0,67	12,4	4,80	4,15	3,75	3,40	3,15	2,90	2,65	2,50	2,35
40	0,51	12,9	5,40	4,65	4,15	3,75	3,45	3,20	2,95	2,80	2,65
45	0,42	13,2	5,95	5,25	4,65	4,25	3,90	3,60	3,35	3,15	2,95

Les valeurs indiquées dans les tableaux ci-dessus prévoient une flèche $f < 1/200$ des écartements des appuis l (m) et se réfèrent aux panneaux avec épaisseurs des parements aciers, 0,5 + 0,5 mm.

LES PLANS







SEMELLE S 03

