

**République Algérienne Démocratique Et Populaire Ministère De
L'enseignement Supérieure De La Recherche Scientifique
Université Mouloud Mammeri De Tizi-Ouzou
Faculté Du Génie De Construction
Département De Génie Civil.**

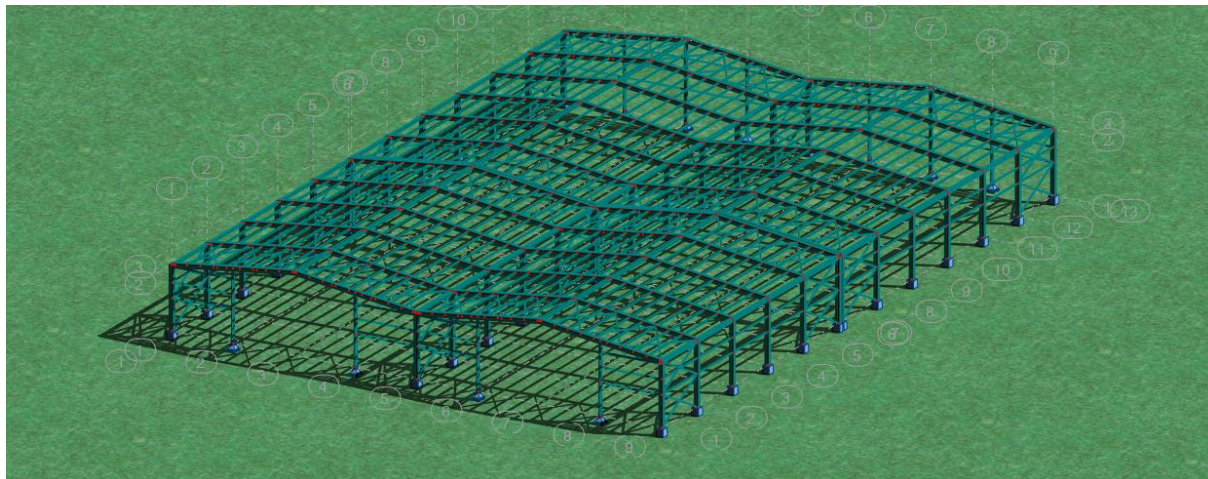


Mémoire de fin d'étude

**En vue d'obtention du diplôme de Master professionnel en Génie civil
OPTION : Charpente métallique**

Thème :

Etude et dimensionnement d'un hangar multiple



Dirigé par :

M^r BOUDJMIA

présenté par :

M^r khelili yanis

Année universitaire 2020/2021

Remerciements

Ce travail est le résultat de plusieurs années d'étude pour cela je remercie.

je remercie DIEU, le tout puissant de m'avoir donné la force et le courage de mené à bien ce travail et m'avoir aidées à arriver jusqu'au bout.

Je remercie profondément mes chers parents et ma tres chère sœur pour leur soutien moral, matériel et physique pendant mes études.

Je tient aussi à remercier vivement tout mes enseignants qui m'ont guidés le long de ma formation particulièrement :

*Mon promoteur **Mr BOUJEMIA** pour son suivi et ses remarques.*

Les membres de jury pour l'intérêt qui ont portés à mon travail et qui feront l'honneur d'examiner et juger ce dernier.

Mes vifs remerciements vont également aux staffs administratifs du département génie civil de l'université MOULOUD MAMMERI de TIZI-OUZOU pour nos avoir accompagnées pendant notre parcours universitaire.

Enfin, mes sincères gratitudes vont vers tous ceux qui ont contribués de près ou de loin à l'élaboration de mon travail

Dédicaces

Tous les remerciements ne sauraient trouver les mots qu'il faut. Tous les mots ne sauraient exprimer la gratitude, l'amour, Le respect, la reconnaissance. Aussi, c'est tout simplement que je dédie cette Thèse à mes parents et ma sœur ;

A MON TRÈS CHER PÈRE

Autant de phrases et d'expressions aussi éloquentes soit-elles ne sauraient exprimer ma gratitude et ma reconnaissance. Tu as su m'inculquer le sens de la responsabilité, de l'optimisme et de la confiance en soi face aux difficultés de la vie. Tes conseils ont toujours guidé mes pas vers la réussite. Ta patience sans fin, ta compréhension et ton encouragement sont pour moi le soutien indispensable que tu as toujours su m'apporter. Je te dois ce que je suis aujourd'hui et ce que je serai demain et je ferai toujours de mon mieux pour rester ta fierté et ne jamais te décevoir. Que Dieu le tout puissant te préserve, t'accorde santé, bonheur, quiétude de l'esprit et te protège de tout mal.

A MA TRÈS CHÈRE MÈRE

Autant de phrases aussi expressives soient-elles ne sauraient montrer le degré d'amour et d'affection que j'éprouve pour toi. Tu m'as comblé avec ta tendresse et affection tout au long de mon parcours. Tu n'as cessé de me soutenir et de m'encourager durant toutes les années de mes études, tu as toujours été présente à mes côtés pour me consoler quand il fallait. En ce jour mémorable, pour moi ainsi que pour toi, reçoit ce travail en signe de ma vive reconnaissance et ma profonde estime. Puisse le tout puissant te donner santé, bonheur et longue vie afin que je puisse te combler à mon tour

TABLE DES MATIERES

TABLES DES MATIERS

Introduction général.....	1
---------------------------	---

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

I.1. présentation du projet	2
I.2. Données géométriques	2
I.3. Ouvertures.....	2
I.4.Ossature et stabilité de la structure	3
I.5. La toiture	3
I.6. Les façades	3
I.7. Bardage	3
I.8. Contreventement	4
I.9. Portique	4
I.10. Matériaux utilisés	4
I.11. Normes et Règlements utilisés	5
I.12.Les états limites	5

Chapitre II : Etude climatique

II :Introduction	6
II.1 : Dimensionnement du l'ouvrage.....	6
II.1.1 : Les données relatives au site	6
II. 2 :Action de la neige	6
II. 2.1 : Objet et domaine d'application.....	6
II. 2.2 :Action d'ensemble	7
II. 2.3 : action de la charge de sablé	7
II.3.1 : Calcul du coefficient de forme μ	7

II.3 :Etude au vent selon “ R.N.V 2013“	8
II.3.1 : Détermination de la pression	9
II.3.1.1 : Détermination de coefficient dynamique C_d	9
II.3.1.1.1 :Vent perpendiculaire au pignon	10
II.3.1.1.2 :Vent perpendiculaire au long pan	10
II.3.2 :Détermination de la pression nette (z_j)	10
II.3.2.1 : Détermination de la pression dynamique $Q_{dyn}(z_j)$	10
II.3.2.1.1 : Détermination du coefficient d'exposition $C_e(z_j)$	10
II.3.2.1.1.1 : Détermination du coefficient de la rugosité C_r	11
II.3.2.2 : Détermination de coefficient de pression extérieure C_{pe}	12
II.3.2.2.1 : Vent perpendiculaire au pignon (V_1)	12
II.3.2.2.1.1 : pour les parois verticales	12
II.3.2.2.1.2 :pour la toiture	14
II.3.2.2.2 :Vent perpendiculaire au long pan (V_2)	15
II.3.2.2.2.1 : pour les parois verticales	15
II.3.2.2.2.2 :pour la toiture	17
II. 3.2.3 :Détermination de coefficient de pression intérieur	19
II. 3.2.3.1 le vent perpendiculaire au pignon (V_1)	19
II.3.3 :Détermination de la force de frottement	23
II.3.4 :Action d'ensemble	24
II.3.5 :Calcul de stabilité d'ensemble	27
II.3.6 :Vérification de la stabilité transversale	27
II.3.7 :Vérification de la stabilité longitudinale	28
II.4 :Action de la charge sismique	29
II.5 :Conclusion	29

Chapitre III : Etude des elements secondaires

III Introduction.....	30
III.1 Les pannes :	30
III.1 .1Dimensionnement des pannes	30
III.1.2Evaluation des charges et surcharges.....	31
III. 1 .3 Combinaison d'action a L'ELU.....	34
III.1.4Vérification a l'état limite ultime	35
III.1.4.1 vérification a la flexion.....	35
III.1.4.2 vérification au cisaillement	36
III.1.4. 3 vérifications au moment fléchissant (déversement)	36
III.1.5Vérification a l'état limite de service.....	38
III.1.5.1 vérification a la flèche.....	38
III.1.6Etude de l'échantignole.....	39
III.1.6.1Dimensionnement de l' chantignolle	40
III.1.6.2 Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle.....	40
III.1.7Calcul des liernes.....	41
III.1.7.1Calcul de l'effort maximal revenant aux liernes	41
III.1.7.2Dimensionnement des liernes.....	42
III.2 lisse de bardage.....	43
III.2 .1 Dimensionnement de la lisse	43
III.2 .2Vérification de la lisse de long pan	43
III.2 .2.1Détermination de la section de la lisse.....	43
III.2 .2.2 Vérification a l'état limite ultime	45
III.2 .3Vérification de la lisse de bardage de pignon	47
III.2 .3.1 Vérification a l'état limite ultime	47
III.2 .3.2 Vérification a l'état limite de service.....	48

III.2 .4 Calcul des liernes de long pan	48
III.2 .4.1 Dimensionnement des liernes	49
III.3 les potelets	49
III.3.1 Dimensionnement des potelets.....	49
III.3.2 Evaluation des charges.....	50
III.3. 3 Vérification de la section a la résistance.....	50
III.3. 4 Vérification de la résistance aux instabilités (flambement et déversement).....	51

Chapitre IV: Dimensionnement des Eléments structuraux

IV.1 Introduction	55
IV.2 Efforts sollicitant le portique.....	56
IV.2.1 Charges permanents.....	56
IV.2.2 Effet du sable	56
IV.2.3 Effet du vent	56
IV.3 Calcul des efforts internes	58
IV.3.1 charges verticales vers le bas	58
IV.3.2 Charges verticales vers le haut	59
IV.3.3 le vent horizontal (pression) calcul sous la charge unitaire	59
IV.3.4 le vent horizontal (dépression)	60
IV.4 Tableaux récapitulatifs	61
IV.5 Calcul de l'imperfection géométrique globale	63
IV.5.1 Modélisation avec les imperfections	64
IV.5.2 Calcul des efforts internes additionnels	65
IV.5.3 Combinaisons aux ELU avec prise en compte de H_{eq}	66
IV. 6 Choix de la méthode d'analyse	67
IV.6.1 Détermination du facteur d'éloignement critique minimum α_{cr}	67

IV.7 Pré-dimensionnement de la traverse	69
IV.7.1.1 Vérification de la flèche	69
IV.7.2 Vérification de la traverse a l'ELU.....	69
IV.7.2.1 Vérification de la section à la résistance	69
IV.7.2.2 Vérification de l'élément aux instabilités	72
IV.8 Vérification des poteaux	78

Chapitre V: Calcul des contreventements

Introduction.....	81
V.1Dispositions des contreventements.....	81
V.2Calcul de la poutre au vent en pignon	81
V.2.1Effort du vent sur les pignons	81
V.2.2Evaluation des efforts horizontaux en tête des potelets	82
V.2.3Vérification à la résistance ultime de la section nette	84
V.2.4 Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à la résistance	85
V.2.5Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) aux instabilités	87
V.3 Calcul de la palée de stabilité en long pan	92
V.3 .1Vérification à la résistance ultime de la section nette	93

Chapitre VI : Calcul des assemblages

Introduction	94
VI.1 Calcul des assemblages par boulons.....	94
VI.2 Avantages des boulons HR	95
VI.3 Assemblage de rive (Poteau-Traverse)	95
VI.3.1 La disposition constructive des boulons	95
VI.3.2 Efforts de calcul	96

VI.3.3 Les composants d'assemblage.....	96
VI.3.4 Calcul de la hauteur de la partie comprimée	97
VI.3.5 Calcul du moment résistant.....	97
VI.3.6 Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant	98
VI.4 Assemblage du Faitage (Traverse-Traverse)	99
VI.4.1 La disposition constructive des boulons	99
VI.4.2 Efforts de calcul.....	100
VI.4.3 Vérification à la résistance de l'assemblage	100
VI.5 Calcul des bases des poteaux	101
VI.5.1 Définition	101
VI.5.2 Données de base	103
VI.5.3 Résistance du béton à la compression	103
VI.5.4 Résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement	104
VI.5.5 Estimation de l'air de la plaque d'assise	104
VI.5.5.1 Choix du type de la plaque d'assise	104
VI.5.5.2 Vérification de la résistance de calcul de la plaque d'assise.....	104
VI.5.5.3 Calcul de la résistance de la plaque d'assise au moment fléchissant	106
VI.5.5.4 Vérification de la résistance au cisaillement du scellement de la plaque d'assise	107
VI.5.6 Les tiges d'ancrage	107
VI.5.6.1 Résistance des tiges d'ancrages au cisaillement	107
VI.5.6.2 Résistance des tiges d'ancrages à l'effort de soulèvement	109
VI.5.6.3 Vérification de la tige d'ancrages à la résistance.....	109
VI.5.6.4 Vérification de la tige d'ancrage à l'adhérence	109

Conclusion générale	113
----------------------------------	------------

Liste des figures

LISTE DES FIGURES

Figure I .1: Les ouvertures sur long pan

Figure I .2 : Les ouvertures sur pignon

Figure II.2 : charge du sable sur la toiture

Figure II.3 :Graphe d'interpolation et d'extrapolation

Figure II.4 : La répartition de la pression dynamique de pointe sur la hauteur Z_e

Figure II-5 C_{pe} sur pignon

Figure II-6 Direction du vent $\theta=90^\circ$ (toiture I)

Figure II.7 : Dimension des zones verticales

Figure II-8 : C_{pe} sur long pan

Figure II-9 : toiture à versants multiples

Figure II.10 : Légende pour les toitures

Figure II.11 : C_{pi} pour les bâtiments sans cloisons intérieure

Figure II.13: Résultantes des pressions de vent sur la section longitudinale de la structure

Figure III.1: Disposition de la panne sur la toiture

Figure III.2:Orientation des charges sur les pannes

FigureIII.3:Surcharge du vent sur la panne

Figure III.4:Surcharge de sable sur la panne

FigureIII.5:Surcharge d'entretien sur la panne

FigureIII.6:Surcharge permanente G sur les pannes

FigureIII.7:Panne de toiture en flexion

Figure III.8: panne de toiture en cisaillement

Figure III.9: vérification de la flèche

Figure III.10: disposition de l'chantignolle

Figure III.11: Dispositions des liernes

Figure III.12: Chargement des liernes

Figure III.13: Efforts dans les liernes.

Figure : III. 14 Disposition de la lisse de bardage.

Figure : III.15 Effet de la flèche sur la lisse

Figure IV.1 : Eléments constituant le portique.

Figure IV.2: Efforts internes

Figure IV.3 : Représentation des efforts internes, cas des charges verticales vers le bas.

Figure IV.4 : Représentation des efforts internes, cas des charges verticales vers le haut

Figure IV.5 : Représentation des efforts internes, cas des charges horizontale (pression)

Figure IV.6 : Représentation des efforts internes, cas des charges horizontale (dépression)

Figure IV.7 : Imperfection géométrique

Figure IV.8 : Effort horizontal en tête du poteau

Figure IV.9 : Moments sous la combinaison $1.35G + 1.5S$

Figure IV.10 : Effort tranchant dans le plan de l'âme et la section cisailée

Figure IV.11 : Calcul du moment au point quelconque P

Figure IV.12 : Sollicitation sur la traverse, cas de charges ascendantes

Figure IV.13 : Moments en tête et en pied du poteau

Figure V.1 : schéma statique de la poutre au vent

Figure V.2: L'effort F_d dans la diagonale d'extrémité.

Figure V.3: schéma statique de palée de stabilité en long pan

Figure V.4: Effort de traction dans la diagonale tendue

Figure VI.1: Représentation de l'assemblage poteau-travers.

Figure VI.2: détails assemblage.

Figure VI.3 : la hauteur de la zone comprimée.

Figure VI.6 : Représentation de l'assemblage traverse-traverse.

Figure VI.7 : Détails sur l'assemblage de faitage

Figure VI.8 : Base des poteaux

Figure VI.9 : pied de poteau articulé.

Figure VI.10 : Pieds de poteaux encastrés

Figure VI.11 : Dimensions de la plaque d'assise

Figure VI.12 : Tige d'ancrage

Figure VI.13 : Pied de poteau articulé avec 04 boulons d'ancrage

Liste des tableaux

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1 Charge de sable dans la zone D

Tableau II-2 : coefficient de forme pour toiture a versant multiples

Tableau II.3 : valeurs des coefficients Cpe des parois verticales

Tableau II.4 : valeurs des coefficients Cpe pour toiture

Tableau II.5 : valeurs des coefficients Cpe des parois verticales

Tableau II .6 : valeurs des coefficients Cpe pour toiture(V2)

Tableau II .7 : valeurs des coefficients Cpe pour toiture(V2)

Tableau II.8 : valeurs de Qj sur parois verticales et toitures(V1)

Tableau II.9 : valeurs de Qj sur parois verticales et toitures(V2)

Tableau II.10 : valeurs de Qj sur parois verticales et toitures(V1)

Tableau II.11 : valeurs de Qj sur parois verticales et toitures(V2)

Tableau II .12 : valeurs des forces résultantes de vent(V1)

Tableau II.13 : valeurs des forces résultantes de vent(V2)

Tableau II.14 : valeurs des forces résultantes de vent(V1) cas fermée

Tableau II.15 : valeurs des forces résultantes de vent(V2) cas fermée

Tableau III .1: caractéristique d'IPE140

Tableau III .2: caractéristique d'IPE 200

Tableau III.3: caractéristique d'UPE140

Tableau III.4: caractéristique de l'IPE 270

Tableau IV.1: valeurs de pressions (V2) cas fermée

Tableau IV.2: Réactions d'appuis sous une charge unitaire

Tableau IV. 3: valeurs des moments sous une charge unitaire

Tableau IV.4: Réactions d'appuis sous charges actuelles

Tableau IV. 5: valeurs des moments sous charges actuelles

Tableau IV.6: combinaisons à l'ELU pour les réactions d'appuis

Tableau IV.7: combinaisons à l'ELU pour les moments

Tableau IV.8: Efforts en pieds des poteaux l'ELU

Tableau IV.9 : Prise en compte des défauts

Tableau IV.10 : Efforts équivalent en tête des poteaux

Tableau IV.11: Combinaisons à l'ELU pour les Réactions d'appuis avec prise en compte de H .

Tableau IV.12: Combinaisons à l'ELU pour les Moments avec prise en compte de H_{eq}

Tableau IV .1 3: caractéristique De IPE450

Tableau V.1:coefficients minorateurs β_2 et β_3

NOTATIONS

Sollicitation /Contrainte /Déformation :

E	Module d'élasticité longitudinale de l'acier ($E = 210\,000\text{ MPa}$).
G	Module d'élasticité transversale de l'acier ($G = 84\,000\text{ MPa}$).
F_p	Effort de précontrainte dans les boulons.
M	Moment sollicitant, en générale.
M_{cr}	Moment critique élastique de déversement.
M_{eff}	Moment efficace (section de classe4).
M_R	Moment résistant.
M_U	Moment ultime.
N	Effort normal, en générale.
N_{pl}	Effort normal de plastification.
N_u	Effort normal ultime.
V	Effort tranchant sollicitant.
V_{pl}	Effort tranchant de plastification.
V_U	Effort tranchant ultime.
f_u	Contrainte de rupture d'une pièce.
f_{ub}	Contrainte de rupture d'un boulon.
f_y	Limite d'élasticité d'une pièce.
ε	Déformation linéaire unitaire.
ε_y	Déformation correspondante à la limite d'élasticité.
σ	Contrainte normale.

Coefficients et grandeurs sans dimensions :

K	Coefficient d'encastrement ou de rigidité poteau/ poutre.
k_s	Coefficient de dimension des trous de perçage pour boulon.
m	Nombre de plans de cisaillement ou de frottement.
n	Nombre de boulons.
β_M	Facteur de moment uniforme équivalent (flambement).

β_w	Facteur de corrélation (soudure).
ε	Coefficient de réduction élastique de l'acier.
η	Facteur de distribution de rigidité (flambement).
λ	Elancement.
λ	Elancement réduit.
λ_{LT}	Elancement de déversement.
u	Coefficient de frottement.
χ	Coefficient de réduction de flambement.
χ_{LT}	Coefficient de réduction de déversement.

Caractéristiques géométriques :

A	Section brute d'une pièce.
A_{eff}	Section efficace d'une pièce (classe 4).
A_{net}	Section nette d'une pièce.
A_s	Section résistant de la tige d'un boulon en fond de filet.
I_t	Moment d'inertie de torsion.
I_w	Facteur de gauchissement d'une section.
I_y	Moment d'inertie de flexion maximale.
I_z	Moment d'inertie de flexion minimale.
W_{eff}	Module de résistance efficace.
W_{el}	Module de résistance élastique.
W_{pl}	Module de résistance plastique.
b	Largeur d'une semelle de poutre.
d	Diamètre nominale des tiges des boulons ou hauteur de la partie droite d'une âme de poutre.
d_0	Diamètre de perçage des trous de boulonnage.
i	Rayon de giration d'une section.
l	Largeur d'une poutre.

Dl	Largeur de déversement d'une poutre.
kl	Longueur de flambement.
r	Rigidité d'une barre
t	Epaisseur d'une pièce ou d'une tôle.
tf	Epaisseur d'une semelle de poutre.
tw	Epaisseur d'une âme de poutre.
α	Angle en général.
$\gamma_{Mb} = 1,25$	Résistance des boulons au cisaillement.
$\gamma_{Mb} = 1,50$	Résistance des boulons au à la traction.
Fv	Résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement.
F _B	Résistance à la pression diamétrale des pièces assemblées.
F _T	Résistance des boulons en traction.
α	Facteur d'imperfection (flambement).

Paramètres de l'analyse de flambement :

Lf	longueur de flambement de la barre.
Lambda y	élancement de la barre.
Lambda_y	élancement relatif de la barre.
Xy	coefficient de flambement.
Beta My	coefficient dépendant du diagramme des moments.
Mi y	coefficient pour le calcul de kfy.
ky	coefficient de réduction en flexion.

Paramètres de l'analyse de déversement

ID_sup	longueur de déversement de la semelle supérieure
ID_inf	longueur de déversement de la semelle inférieure
C1	coefficient pour le calcul de M _{cr} .
C2	coefficient pour le calcul de M _{cr} .
M _{cr}	moment critique pour le déversement.

Λ_{LT}	élancement fictif de la barre pour le déversement.
XLT	coefficient de déversement.
β_{MLT}	coefficient dépendant du diagramme des moments.
M_i LT	coefficient pour le calcul de k_{LT} .
k_{LT}	coefficient de réduction pour le déversement.

Efforts internes dans les points caractéristiques de la section

Nsd	effort axial N.sd.
$M_{y.sd}$	moment fléchissant $M_{y.sd}$.
$V_{z.sd}$	effort de cisaillement $V_{z.sd}$.

Efforts limites

$N_{t.rd}$	résistance ultime plastique en traction.
$M_{b.rd}$	moment ultime pour le déversement.
$M_{ply.rd}$	moment ultime plastique.
$M_{ely.rd}$	moment ultime élastique.
$V_{ply.rd}$	résistance ultime en cisaillement.
$M_{plz.rd}$	moment ultime plastique.
$V_{plz.rd}$	résistance ultime en cisaillement.

Flèches (REPERE LOCAL) :

U_y	flèche de la barre en y.
$U_y \max$	max flèche admissible de la barre en y.
$U_{inst,y}$	flèche due aux charges variables en y.
$U_{inst,max,y}$	flèche admissible due aux charges variables en z.
u_z	flèche de la barre en z.
$U_z \max$	flèche admissible de la barre en z.
$U_{inst,z}$	flèche due aux charges variables en z.
$U_{inst,max,z}$	flèche admissible de la barre en z.

Déplacements (REPERE GLOBAL) :

v_x déplacement de la barre en X.

$v_x \max$ déplacement admissible de la barre en X.

v_y déplacement de la barre en Y.

$v_y \max$ déplacement admissible de la barre en Y .

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Introduction générale

La charpente métallique occupe un espace très vaste dans le domaine de la construction car elle permet de réaliser des ouvrages dans des temps record avec une meilleure sécurité ; c'est pour cela qu'elle est devenue un facteur primordial dans la politique de construction du pays.

Le choix de la construction métallique présente de nombreux avantages :

L'industrialisation totale c'est-à-dire la possibilité du pré fabriquer intégralement des bâtiments en atelier, avec une grande précision et une grande rapidité. Le montage sur site, est d'une grande simplicité.

La possibilité du transport. En raison de sa légèreté. Qui permet de transporter loin.

La grande résistance de l'acier à la traction permet de franchir de grandes portées.

La tenue au séisme est bonne, du fait de la ductilité de l'acier.

Les transformations, adaptations, répétition, surélévations ultérieures d'un ouvrage sont aisément réalisables.

Possibilité architecturales, plus étendue qu'en béton.

Par contre, l'acier présente quelques inconvénients à savoir la faible résistance au feu et la corrosion, d'où la nécessité d'un entretien (Surplus de coût ; cherté de l'acier).

Dans le cadre de notre formation de master en génie civil spécialité construction métallique à l'université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou, nous sommes amenés à l'issue de notre cursus, à réaliser un projet de fin d'étude dont le but est d'être confronté à une situation professionnelle d'ordre scientifique et technique. Il regroupe donc l'ensemble des qualités que doit posséder un ingénieur dans son travail quotidien.

Mon projet de fin d'étude consiste à étudier un hangar à portique double à usage de stockage qui sera réalisé en charpente métallique.

CHAPITRE I

PRÉSENTATION DE

L'OUVRAGE

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

I.1. présentation du projet :

L'ouvrage faisant objet de cette étude est un hangar en charpente métallique destiné à l'usage de stockage de produits alimentaires. Il est implanté dans la commune d'EL ATTEUF de la daïra de BOUNOURA située dans la wilaya de GHARDAIA.

I.2. Données géométriques

Notre hangar est d'une surface de $S = 1350 \text{ m}^2$ caractérisé par les dimensions suivantes :

- Longueur totale (long pan) : 66.5 m
- Largeur totale (pignon) : 48 m
- Hauteur totale : 7.5 m
- Hauteur des poteaux : 6 m
- Hauteur de la toiture : 1.5 m
- Angle d'inclinaison de la toiture : $\alpha = 7.125^\circ$
- L'altitude de l'ouvrage : 457m

I.3. Ouvertures:

La construction comporte trois portes principales sur la façade de long pan et une porte sur pignon représentées dans les figures.

- Lang-pan 1 : 3 portes (5x5)
- Pignon 1 : 2 porte (5x11)
- Lang-pan 2: 3portes (5x5)

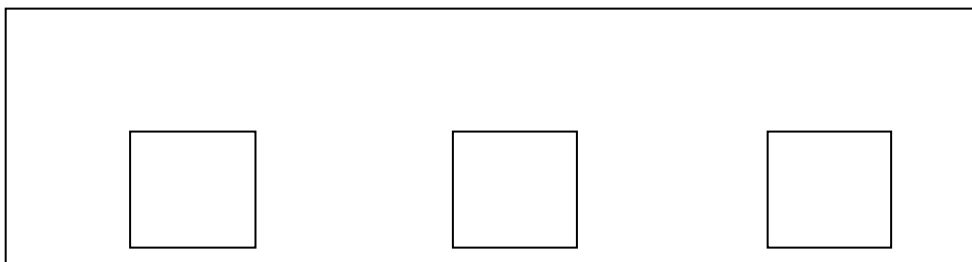


Figure I.1: Les ouvertures sur long pan

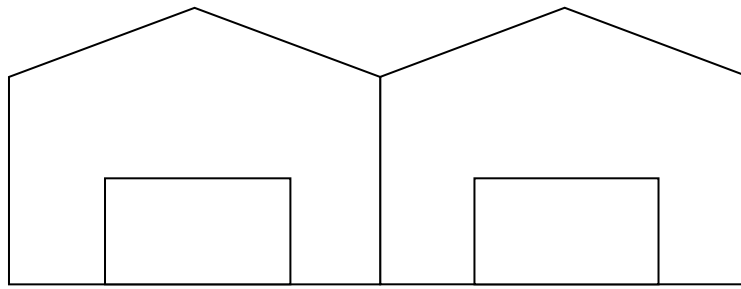


Figure I.2 : Les ouvertures sur pignon

I.4.Ossature et stabilité de la structure

La structure porteuse est constituée de portiques poteaux-traverses qui ont pour rôle principal de porter les charges et d'assurer la stabilité transversale de l'ossature. Quant à la stabilité longitudinale elle est assurée par des palées de stabilité verticales entre poteaux, une poutre de chainage est prévue longitudinalement a la tête des poteaux pour le transfert des efforts vers les stabilités

I.5. La toiture

La toiture est en charpente métallique à 4 versants. La couverture sera en bacs d'acier reposant sur des pannes en IPE, et de poutre au vent, ils sont constitués :

- De deux tôles de parement intérieur et extérieur.
- D'une âme en mousse isolante.
- De profils latéraux destinés à protéger l'isolant et réalisé.

I.6. Les façades

Les façades extérieures sont réalisées avec des panneaux sandwichs fixés aux lisses de bardages.

I.7. Bardage

Le bardage est composé de panneaux sandwichs fixés sur des lisses reliées entre elles avec des liens et fixées sur la structure principale. Des potelets de renforcement sont prévus aux droits des ouvertures.

I.8. Contreventement

La stabilité de la structure vis-à-vis des efforts horizontaux (vent, séisme...) est assurée par des paliers de stabilité prévus sur les deux extrémités du hangar ainsi qu'une poutre au vent horizontal de toiture installé à même le niveau des traverses .

I.9. Portique

Structures hyperstatiques est composées d'éléments verticaux (poteaux) et horizontales (poutres). Assure la stabilité transversale les effets du vent, des charges permanentes, et des effets sismiques, il assure la stabilité transversale de la structure.

I.10. Matériaux utilisés

a) Acier

L'acier est un matériau par transformation qui associe le fer et le charbon dont le fer est l'élément prédominant entrant dans sa composition.

On a opté pour des aciers de construction laminé à chaud avec une nuance S275 qui présente la caractéristique suivante :

Résistance limite d'élasticité : $f_y=275\text{MPa}$.

Nuance d'acier : Fe =430.MPa

La résistance à la traction : $f_u = 430\text{MPa}$.

Module d'élasticité longitudinale : $E=210000 \text{ MPa}$.

Module de cisaillement : $G=81000 \text{ MPa}$.

Poids volumique : $\rho=7850 \text{ Kg/m}^3$.

Module de cisaillement : $G=E/(2(1+\nu))=0.8 \times 10^4 \text{ daN/mm}^2$

Coefficient de dilatation thermique $\alpha=12 \times 10^{-6}$

b) Béton armé

Pour la réalisation des fondations, le béton est un mélange de sable, ciment, gravier et d'eau. Sa composition diffère selon la résistance voulue. Le béton est un matériau économique qui résiste bien à la compression.

Dans notre structure, le béton utilisé pour les fondations, il a les caractéristiques suivantes :

– Masse volumique normale : $\rho= 2500 \text{ Kg /m}^3$

– La résistance à la compression : $f_{c28}= 25 \text{ MPa}$.

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

I.11. Normes et Règlements utilisés

Les règlements utilisés pour la réalisation de cette étude sont :

- CCM97 : Règles de calcul des constructions en acier.
- RPA 99 : Calcul des structures en Béton Armé
- DTR C2.2 : Document technique règlement charges permanentes et d'exploitation.
- RPA99 : Règles parasismiques algériennes version 2003.
- RNV 2013: Règles définissant les effets de la neige et du vent.
- Eurocode 3 : (calcul des structures métalliques).
- Eurocode 4 :(calcul des structures mixtes).

I.12. Les états limites

Un état limite est un état au-delà duquel la structure ne satisfait plus aux exigences pour lesquelles elle a été conçue. On distingue:

a) Etat limite ultime

Les états limites ultimes sont associés à la ruine de la structure, ils comprennent :

- la perte d'équilibre de la structure ou l'une de ses parties ;
- la ruine de la structure ou de l'un de ses éléments.

b) Etat limite de service

Les états limites de service correspondent aux dépassements des critères spécifiés d'exploitation, ils comprennent :

- les déformations et les flèches affectant l'aspect ou l'exploitation de la construction, ou provoquant des dommages à des éléments non structuraux ;
- les vibrations incommodes les occupants, endommageant le bâtiment ou son contenu.

CHAPITRE II

ETUDE CLIMATIQUE

Chapitre II : Etude climatique

II Introduction

L'étude climatique est un point essentiel pour réaliser une structure, qui a pour but la détermination des différentes sollicitations sur notre structure, produite par la charge de la neige d'un côté, et des efforts dynamiques qui sont introduits par le vent de l'autre. L'application du règlement neige et vent "R.N.V.1999" nous permettra de déterminer ces sollicitation pour le dimensionnement de notre structure.

II.1 Dimensionnement du l'ouvrage:

- Longueur : $L = 66.5\text{m}$.
- Largeur : $l = 48\text{m}$.
- Hauteur : $H = 7.7\text{m}$
- Hauteur des poteaux : $h = 6\text{m}$.
- Toiture à double versant de degré $\alpha = 7.125^\circ$.

II.1.1 Les données relatives au site :

Lieu de réalisation : GHARDAIA (EL ATTEUF)

Altitude géographie : $H = 457\text{ m}$.

- Zone de neige : D [R.N.V.2013].
- Zone du vent : II [R.N.V.2013 'annexe1'].
- Site plat : $C_t(z) = 1$ [R.N.V.2013].
- Catégorie du terrain : I [R.N.V.2013].

Catégorie de terrain	K_T	Z_o (m)	$Z_{\min}$ (m)
I zone industrielle	0.17	0.01	2

II. 2 Action de la neige :

II. 2.1 Objet et domaine d'application :

Le RNV Algérien définit les valeurs représentatives de la charge statique de neige sur toute surface située au-dessus du sol et soumise à l'accumulation de la neige et notamment sur les toitures. Il s'applique sur l'ensemble de construction en Algérie située à une altitude inférieure à 2000 mètre. Au-delà de 2000 mètre le marcher doit préciser la valeur de charge de neige à prendre en compte.

II. 2.2 Action d'ensemble :

[La zone de **GHARDAIA** est classée en ZONE D donc pas de charge de neige, dans cette région plutôt du sable]. La charge de sable est le résultat de l'accumulation des grains des sables déposés par le vent sur la toiture.

II. 2.3 action de la charge de sablé :

Dans le cas des toitures inclinées, il y a lieu de considérer une charge linéaire localisée le long des arrêtes basses des versants (TB.5 p33 RNV). Nous avons deux toitures à grande pente (pente $7.125 > 5$). Alors pas de charge répartie sur la surface, les valeurs des charges linéaires notées q_1 et q_2 (en KN/ml) et données par le RNV 2013 tableau 5 p 33.

Wilaya	Charge uniformément répartie (N/m ²)	q_1 (KN/ml)	q_2 (KN/ml)
GHARDAIA	0.25	0.4	0.5

Tableau II.1 Charge de sable dans la zone D

II.3.1 Calcul du coefficient de forme μ :

Les valeurs des coefficients de forme μ données ci-après concernant les toitures de forme courante. Pour des formes particulières de toiture. Le cahier des charges doit être préciser la valeur à prendre en compte. Pour notre construction on a une toiture à versant multiples symétrique avec l'inclinaison de la toiture $\alpha = 7.125$

(α)pente du versant (en°)	$0 \leq \alpha \leq 30$	$30 < \alpha < 60$	$\alpha \geq 60$
Coefficient μ_1	0,8	$0,8(\frac{60-\alpha}{30})$	0
Coefficient μ_2	$0,8 + 0,8(\frac{\alpha}{30})$	1,6	-

Tableau II-2 : coefficient de forme pour toiture à versant multiples

Sans accumulation :

$$\alpha = 7.125 \longrightarrow 0 \leq \alpha \leq 30 \longrightarrow \mu = 0,8$$

$$S = 0,8 \times q_1 = 0,8 \times 0,4 = 0,32 \text{ KN/ml} \longrightarrow \text{par projection horizontale}$$

$$S = 0,32 \cos 7,125 = 0,318 \text{ KN /ml} \longrightarrow \text{suivant rampant}$$

$$S_1 = 31,8 \text{ dan /ml}$$

Avec accumulation :

$$\alpha = 7.125 \longrightarrow 0 \leq \alpha \leq 30 \longrightarrow \mu = 0,8 + 0,8 \left(\frac{\alpha}{30} \right) = 0,8 + 0,8 \left(\frac{7,125}{30} \right) = 0,99$$

$$S_2 = 0,99 \times q_2 = 0,99 \times 0,5 = 0,495 \text{ KN/ml}$$

$$S_2 = 49,5 \text{ dan/ml}$$

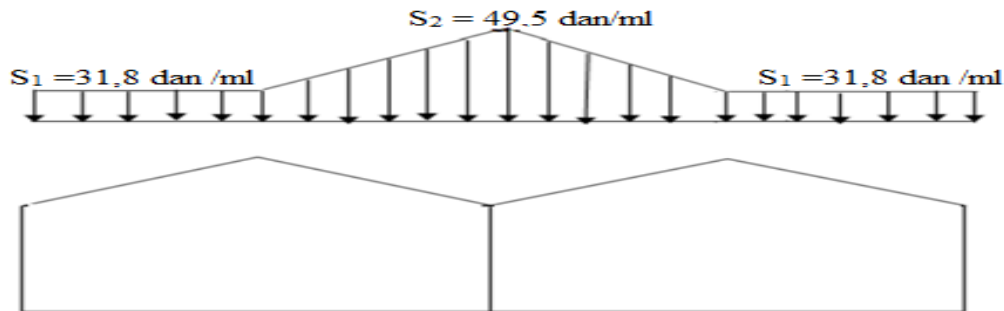


Figure II.2 : charge du sable sur la toiture

II.3 Etude au vent selon “ R.N.V 2013“ :

L’effet du vent sur une construction a une grande influence sur la stabilité de l’ouvrage. Pour cela, une étude doit être effectuée pour la détermination des différentes actions dues au vent ceci dans toute la direction possible. Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- La direction
- L’intensité.
- La région.
- le site d’implantation de la structure et leur environnement.
- La forme géométrique et les ouvertures de la structure.

Il s’agit de déterminer les actions du vent s’exerçant sur les parois et la toiture pour un vent perpendiculaire :

✓ Au pignon V_1 : pour $b=48\text{m}$ et $h=7.5\text{m}$

✓ Au long pan V_2 : pour $b=66.5\text{m}$ et $h=7.5\text{m}$

Notre zone du vent est : zone II $\rightarrow Q_{\text{ref}} = 47.0 \text{ dan/m}^2$ [R.N.V.2013].

Le site plat $\rightarrow C_t(z)=1$ [R.N.V.2013].

La catégorie du terrain : I.

$\rightarrow K_T=0,17$ $Z_0=0,01\text{m}$ $Z_{\text{min}}=2\text{m}$ $\epsilon=0,11$ [R.N.V.2013].

Tel que : K_T : facteur du terrain.

Z_0 : paramètre de la rugosité [m].

$Z_{\min}$: hauteur minimale [m].

II.3 .1 Détermination de la pression :

La pression due au vent est donnée par formule suivante :

$$Q_j = C_d \cdot W(z_j) \dots\dots\dots [R.N.V.2013].$$

Tel que :

C_d : est le coefficient dynamique de la construction.

$W(z_j)$: est la pression nette.

II.3 .1 .1 Détermination de coefficient dynamique C_d :

Le coefficient dynamique **cd** tient compte des effets de réduction dus a l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplifications dus a la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure. Il dépend de la hauteur et la largeur de la structure, ainsi que des matériaux de la structure.

La structure du hangar est une structure métallique, donc on utilise la figure3.2 [R.N.V.2013] afin de déterminer la valeur de coefficient C_d pour chaque direction du vent :

Valeurs de C_d

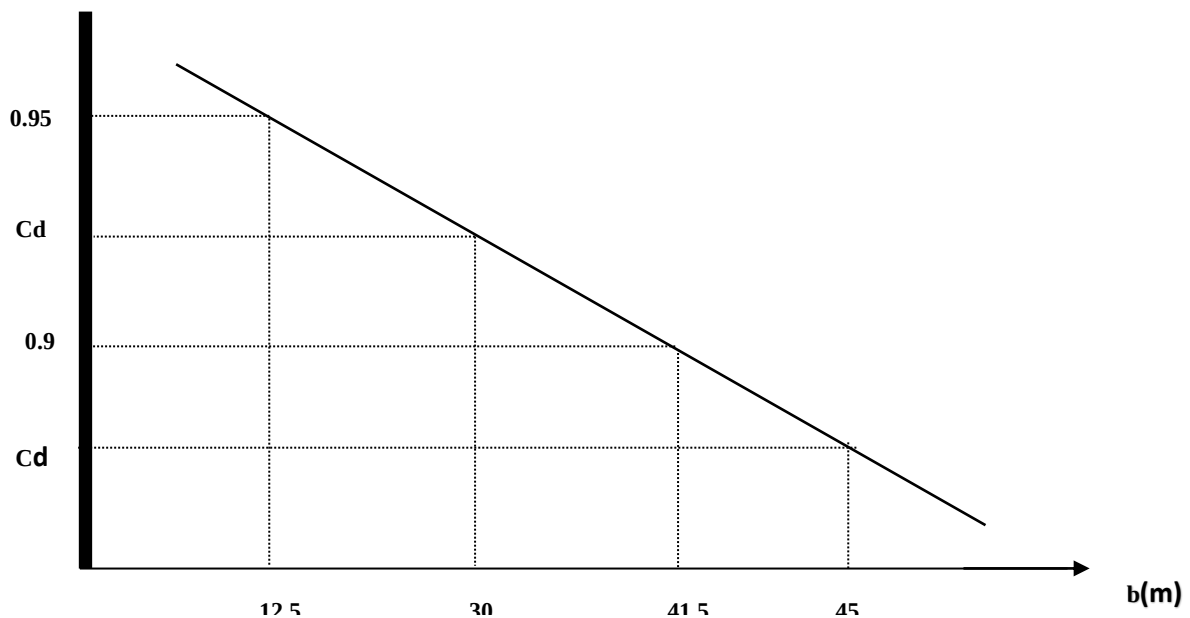


Figure:II.3 Graphe d'interpolation et d'extrapolation

II.3.1.1.1 Vent perpendiculaire au pignon :

$$\left. \begin{array}{l} h=7.5\text{m} \\ b=48\text{m} \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} \text{On lit } C_d=0.89 \end{array} \right.$$

II.3.1.1.2 Vent perpendiculaire au long pan :

$$\left. \begin{array}{l} h=7.5\text{m} \\ b=66.5\text{m} \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} \text{On lit } C_d=0.86 \end{array} \right.$$

II.3.2 Détermination de la pression nette (z_j) :

Dans notre structure on a une face de la paroi qui est intérieur à la construction et l'autre face qui est extérieur, donc on utilise la formule suivante :

$$W(z_j) = Q_{\text{dyn}}(z_j) \cdot (C_{pe} - C_{pi}) \quad \dots\dots\dots [\text{R.N.V.2013}].$$

Tel que :

$Q_{\text{dyn}}(z_j)$: la pression dynamique du vent calculée à la hauteur Z_j relative à l'élément de surface.

C_{pe} : coefficient de pression extérieur.

C_{pi} : coefficient de pression intérieur

II.3.2.1 Détermination de la pression dynamique $Q_{\text{dyn}}(z_j)$:

La pression dynamique $Q_{\text{dyn}}(z_j)$ qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par

$$Q_{\text{dyn}}(z_j) = Q_{\text{réf}} \cdot C_e(z_j) \quad \dots\dots\dots [\text{R.N.V.2013}].$$

Tel que :

$Q_{\text{réf}}=47.0 \text{ dan/m}^2$. La pression dynamique de référence pour la construction permanente donnée par le tableau 2.3 RNV 2013 P 46 en fonction de la zone de vent

$C_e(z_j)$: coefficient d'exposition au vent.

II.3.2.1.1 Détermination du coefficient d'exposition $C_e(z_j)$:

On a une structure peu sensible aux excitations dynamiques, donc on utilise la formule suivante :

$$C_{ex} = C_t^2 \cdot C_r^2 \cdot \left(1 + \frac{7 \cdot k_t}{c_r \cdot C_t}\right) \quad \dots\dots\dots [\text{R.N.V.2013}].$$

Tel que :

$C_t=1$ et $k_t=0,17$

C_r : coefficient de rugosité

C_t : coefficient de topographie

II.3.2.1.1 Détermination du coefficient de la rugosité C_r :

Pour calculer le coefficient de rugosité on utilise les formules suivantes :

$$C_r(z) = k_T \cdot \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \quad \text{pour} \quad Z_{\min} \leq Z \leq 200m \dots\dots\dots [R.N.V.2013].$$

$$C_r(z) = k_T \cdot \ln\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right) \quad \text{pour} \quad Z < Z_{\min} \dots\dots\dots [R.N.V.2013].$$

tel que :

$$Z_0 = 0,01m, \quad Z_{\min} = 2m$$

$Z = 7.5m$ dans la toiture.

$Z = 6m$ dans les parois verticales

➤ Dans la toiture:

$$Z = 7.5m \rightarrow Z_{\min} = 2m < Z = 7.5m < 8m.$$

$$\text{Donc } C_r(z=7.5) = k_T \cdot \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) = 0.17 \cdot \ln\left(\frac{7.5}{0.01}\right) = 1.12$$

$$C_r(z=7.5) = 1.12$$

➤ Le coefficient d'exposition est:

$$C_{ex} = (1)^2 \cdot (1.12)^2 \cdot \left(1 + \frac{7 \times 0.17}{1.12 \times 1}\right)$$

$$C_e(z_j) = 2.58$$

➤ Pression dynamique est

$$Q_{dyn}(z_j) = Q_{réf} \cdot C_e(z_j) = 470 \times 2.58 = 1212.6 \text{ N/m}^2$$

$$Q_{dyn}(z_j) = 1212.6 \text{ N/m}^2$$

➤ Dans la paroi verticale:

$$Z = 6m \rightarrow Z_{\min} = 2 < Z = 6 < 8m.$$

$$C_r(z=6m) = k_T \cdot \ln\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right) = 0.17 \cdot \ln\left(\frac{6}{0.01}\right) = 1.08$$

$$C_r(z=6) = 0.9$$

➤ Le coefficient d'exposition est:

$$C_{ex} = (1)^2 \cdot (1.08)^2 \cdot \left(1 + \frac{7 \times 0.17}{1.08 \times 1}\right)$$

$$➤ C_e(z_j) = 2.45$$

➤ Pression dynamique est

$$Q_{dyn}(z_j) = Q_{réf} \cdot C_e(z_j) = 470 \times 2.45 = 846 \text{ N/m}^2$$

$$Q_{dyn}(z_j) = 1151.5 \text{ N/m}^2$$

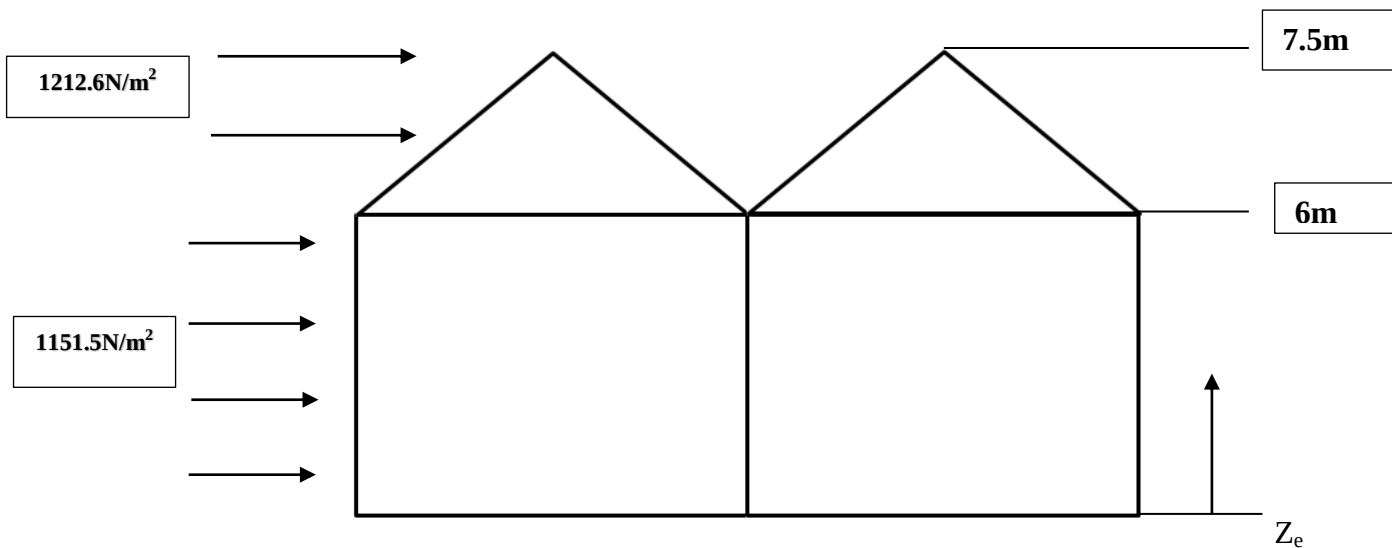


Figure II.4 : La répartition de la pression dynamique de pointe sur la hauteur Z_e .

II.3.2.2 Détermination de coefficient de pression extérieure C_{pe} :

La détermination de coefficient de pression C_{pe} est faite pour chaque direction du vent et dans chaque surface de la paroi considérée et pour cela on utilise les formules suivantes : [R.N.V.99]

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

Tel que :

S : est la surface chargée de la paroi considérée en m^2

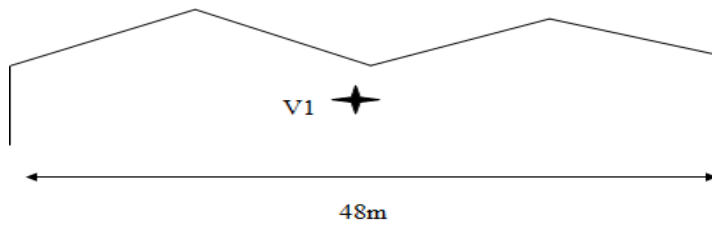
II.3.2.2.1 Vent perpendiculaire au pignon (V_1):

II.3.2.2.1.1 pour les parois verticales:

Pour cette direction du vent on a: $b = 48\text{ m}$, $d = 66.5\text{ m}$, $h = 6\text{ m}$

Et $e = \min [b, 2h] = 12\text{ m} \rightarrow e = 12\text{ m}$.

Et on a : $d = 66.5\text{ m} > e = 12\text{ m}$.



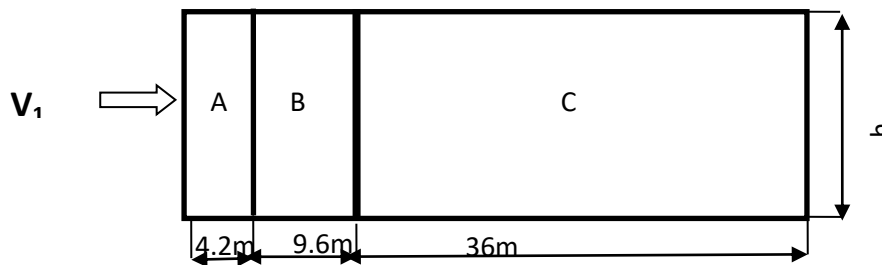
Tel que :

$$A=e/5=12/5=2.4 \text{ m} \quad \rightarrow A=2.4 \text{ m.}$$

$$A+B=e \rightarrow B=e-A=12-2.4=9.6\text{m} \quad \rightarrow B=9.6\text{m.}$$

$$C=d-e=66.5-12=54.5\text{m} \quad \rightarrow C=54.5\text{m.}$$

et **D = E = 48m**



➤ **Déterminations des surfaces:**

- $SA=6 \times 2.4=14.4\text{m}^2 \quad \rightarrow SA=14.4\text{m}^2 > 10\text{m}^2.$
- $SB=6 \times 9.6=54\text{m}^2 \quad \rightarrow SB=57.6\text{m}^2 > 10\text{m}^2.$
- $SC=6 \times 54.5=327\text{m}^2 \quad \rightarrow SB=327\text{m}^2 > 10\text{m}^2.$
- $SD=6 \times 48 + 24 \times 1.5=324 \text{ m}^2 \quad \rightarrow SD=324\text{m}^2 > 10\text{m}^2.$

On Remarque que toutes les surfaces sont supérieures à 10m^2 donc la formule correspond est :

$$\mathbf{C_{Pe} = C_{pe10}}$$

Et les coefficients de pression extérieure C_{pe} dans chaque zone sont donnés dans le tableau suivant :

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

Tableau II.3 : valeurs des coefficients C_{pe} des parois verticales

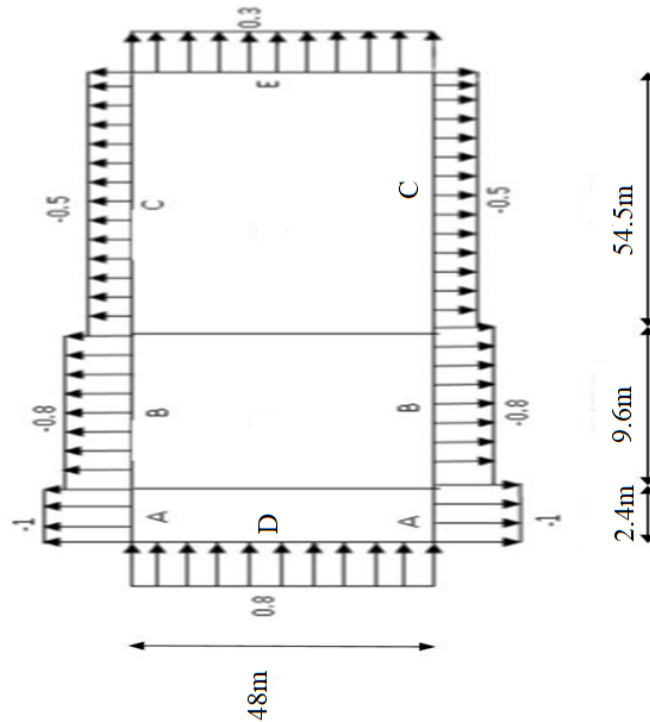


Figure II-5 : C_{pe} sur pigno

II.3.2.2.1.2 pour la toiture

On a une toiture a versant multiples et d'après [R.N.V.99] page 72

Pour cette direction du vent on à $b=48m$, $H=7.5m$, $e=15m$, $d=66.5m$

➤ Détermination des surfaces

$$\bullet S_F = e/4 \times e/10 = (15)/4 \times (15)/10 = 5.6 \text{ m}^2 \quad \rightarrow 1\text{m}^2 < S_F \leq 10\text{m}^2$$

$$\Rightarrow C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \text{Log}_{10}(S)$$

$$\bullet SG = (b/2 - e/4) \times e/10 = (48/2 - 15/4) \times 15/10 = 30.38\text{m}^2 \quad \rightarrow SG = 30.38\text{m}^2 > 10\text{m}^2$$

$$\bullet S_H = b/2 \times (e/2 - e/10) = 144 \text{ m}^2 \rightarrow S_H = 144\text{m}^2 > 10\text{m}^2$$

D'après le tableau 5-3 **P68 (RNV99)** on prend les coefficients de pression extérieure C_{pe} par interpolation entre $\alpha = 5^\circ$ et $\alpha = 15^\circ$

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

$$F(x) = f(5^\circ) + \frac{f(15^\circ) - f(5^\circ)}{10} (7.12 - 5)$$

On a $\alpha=7.12^\circ$

Zone	F	G	H	I
C_{pe10}	-1.53	-1.3	-0.68	-0.5
C_{pe1}	-2.15	-2.0	-1.2	-0.5

Les valeurs de C_{pe} sont données dans le tableau suivant :

Zone	F	G	H	I
C_{pe}	-1.67	-1.3	-0.68	-0.5

Tableau II.4 : valeurs des coefficients C_{pe} pour toiture

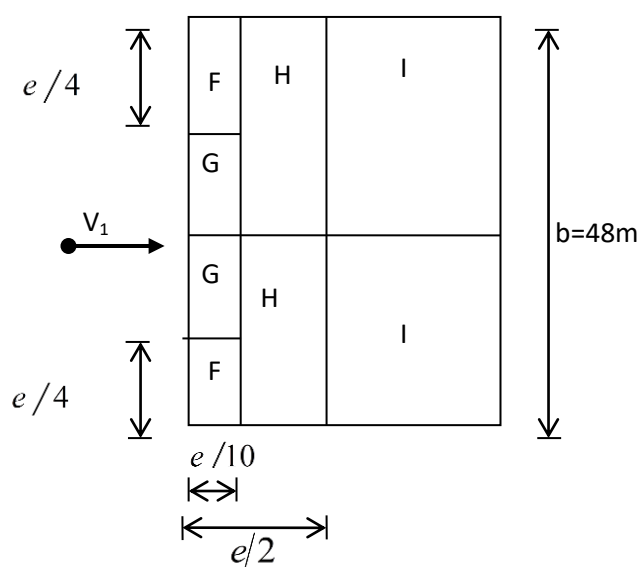


Figure II-6 : Direction du vent $\theta=90^\circ$ (toiture I)

II.3.2.2.2 Vent perpendiculaire au long pan (V_2):

II.3.2.2.2.1 pour les parois verticales

Pour cette direction du vent on a : $b= 66.5\text{ m}$, $d=48\text{ m}$, $h=6\text{m}$

Et $e= \min [b, 2h]=12\text{m} \rightarrow e=12\text{m}$

Et on a : $d= 48\text{m} > e=12\text{m}$.

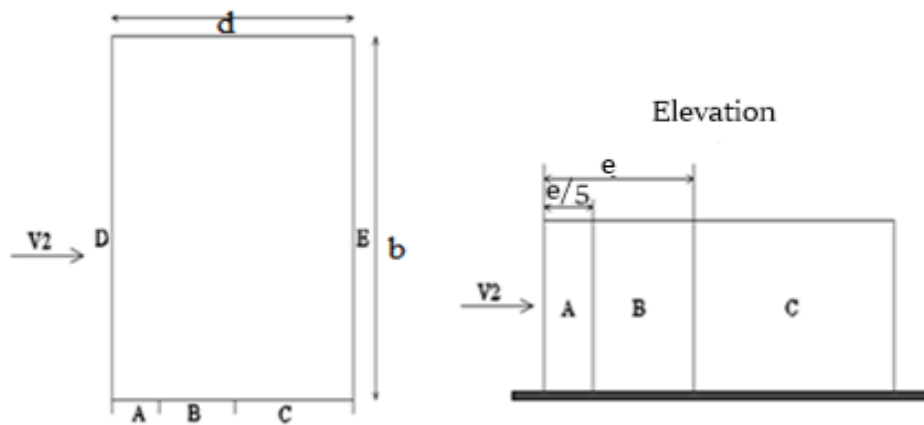


Figure II.7 : Dimension des zones verticales

Tel que :

$$A = e/5 = 12/5 = 2.4 \text{ m} \quad \rightarrow A = 2.4 \text{ m.}$$

$$A + B = e \rightarrow B = e - A = 12 - 2.4 = 9.6 \text{ m} \quad \rightarrow B = 9.6 \text{ m.}$$

$$C = d - e = 48 - 12 = 36 \text{ m} \quad \rightarrow C = 36 \text{ m.}$$

et $D = E = 66.5 \text{ m}$

➤ **Déterminations des surfaces:**

- $SA = 6 \times 2.4 = 14.4 \text{ m}^2 \quad \rightarrow SA = 14.4 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2.$
- $SB = 6 \times 9.6 = 57.6 \text{ m}^2 \quad \rightarrow SB = 57.6 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2.$
- $SC = 6 \times 36 = 216 \text{ m}^2 \quad \rightarrow SB = 216 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2.$
- $SD = SE = 6 \times 66.5 = 399 \text{ m}^2$

On Remarque que toutes les surfaces sont supérieures à 10 m^2 donc la formule correspond est :

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

Et pour la détermination des valeurs de coefficients de pression extérieure C_{pe} on s'est référé au tableau (5-1RNV 99P65)

Et les coefficients de pression extérieure C_{pe} dans chaque zone sont donnés dans le tableau suivant :

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

Tableau II.5 : valeurs des coefficients C_{pe} des parois verticales

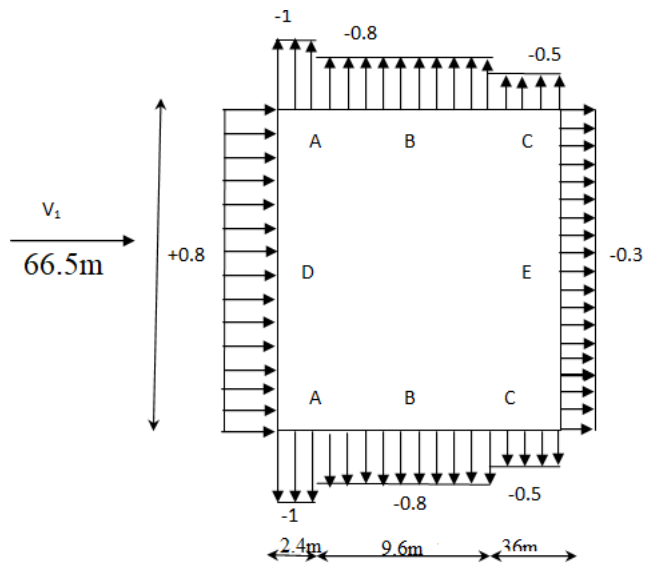


Figure II-8 : C_{pe} sur long pan

II.3.2.2.2 pour la toiture :

$b=66.5m$ $d=48m$ $h=7.5m$ $e=\min[b,2h]=15m$

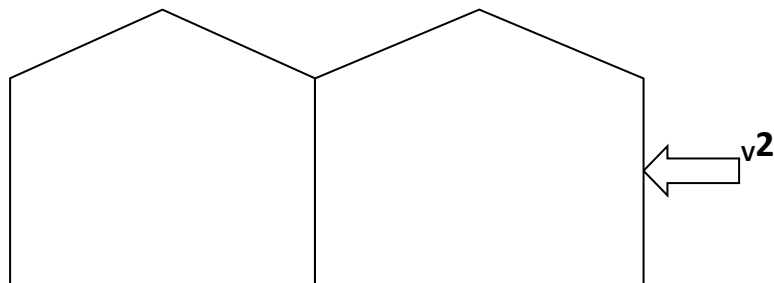


Figure II-9 toiture à versants multiples

Pour cette direction du vent on va utiliser la légende suivante: [R.N.V.99]

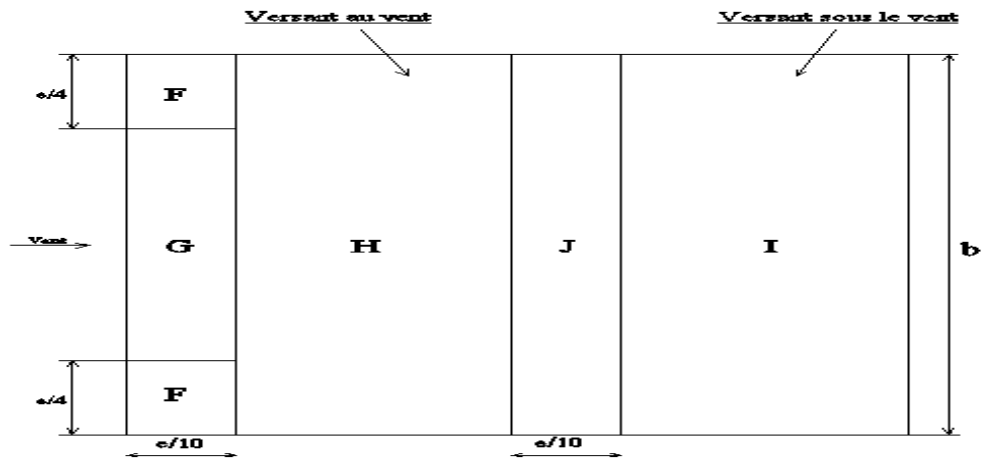


Figure II.10 : Légende pour les toitures

➤ **Déterminations des surfaces:**

- $S_F = e/4 \times e/10 = (15)^2 / 40 = 5.62 \text{m}^2$. $1 \text{m}^2 < S_F \leq 10 \text{m}^2$

$$\Rightarrow C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \text{Log}_{10}(S)$$

- $S_G = (b - (2 \times e/4)) \times e/10 = (66.5 - (2 \times 15/4)) \times 15/10 = 88.5 \text{m}^2 > 10 \text{m}^2$.

- $S_J = b \times e/10 = 66.5 \times 15 / 10 = 99.75 \text{m}^2 > 10 \text{m}^2$.

- $S_H = ((e/2 - e/10) \times b) = ((15/2 - 15/10) \times 66.5) = 399 \text{m}^2 > 10 \text{m}^2$

- $S_I > 10 \text{m}^2$.

Pour les surfaces $> 10 \text{m}^2$

- **$C_{Pe} = C_{pe10}$**

Et pour la détermination des valeurs de coefficients de pression extérieure C_{pe} on s'est référé au tableau (5-4RNV 99P70)

Mais dans notre cas on a l'angle de versant $\alpha = 7,12^\circ$ donc on doit faire une interpolation linéaire

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

➤ **Action vers le haut**

Zone	F	G	H	I	J
$C_{pe.10}$	-1.53	-1.12	-0.53	-0.32	-0.45
$C_{pe.1}$	-2.39	-0.89	-0.66	-0.32	-0.55

Les valeurs de C_{pe} sont données dans le tableau suivant :

Zone	F	G	H	I	J
C_{pe}	-2.21	-1.12	-0.53	-0.32	-0.45

Tableau II .6 : valeurs des coefficients C_{pe} pour toiture(V2)

➤ **Action vers le bas**

Zone	F	G	H	I	J
C _{pe}	0.0424	0.0424	0.0424	0	0

Tableau II .7 : valeurs des coefficients Cpe pour toiture(V2)

II.3.2.3 Détermination de coefficient de pression intérieur :

Le coefficient de pression C_{pi} est en fonction de l'indice de perméabilité μ_p qui est défini comme suit :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures sous le vent et parallèle au vent}}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}} \quad \dots\dots [\text{R.N.V.2013}]$$

Donc on peut déterminer le coefficient de pression intérieure C_{pi} à l'aide de la figure 5 .15 [RNV99]

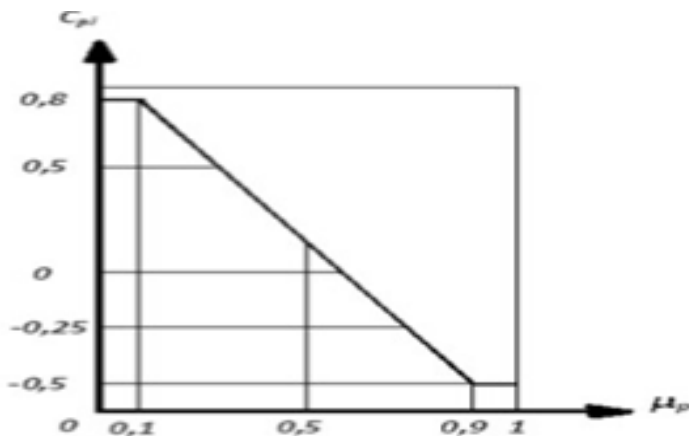


Figure II.11 : C_{pi} pour les bâtiments sans cloisons intérieure

II. 3.2.3.1 le vent perpendiculaire au pignon (V1)

Notre hangar possède :

- Lang-pan 1 : 3 portes (5x5)
- Pignon 1 : 1 porte (5x11)
- Lang-pan 2: 3portes (5×5)
- Pignon 2 : 1 porte (5x11)

L'indice de perméabilité est:

- **1^{er} cas Toutes les ouvertures sont ouvertes:**

$$\mu_p = \frac{(5 \times 11)}{3(5 \times 5) + (5 \times 11)} = 0.43$$

$U_p = 1$ donc à l'aide de la Figure II.9, on peut déterminer le coefficient C_{pi} est : $C_{pi} = 0.21$

- **2^{ème} cas Toutes les ouvertures sont fermées:**

L'indice de perméabilité est $U_p = 0$ donc on $C_{pi} = 0.8$

II. 3.2.3.2 le vent perpendiculaire au long pan (V2)

- **1^{er} cas Toutes les ouvertures sont ouvertes:**

- $\mu_p = \frac{3(5 \times 5)}{6(5 \times 5) + 2(5 \times 11)} = 0.29$

Et à l'aide de la Figure II.9, on peut déterminer le coefficient C_{pi} est : $C_{pi} = 0.35$

- **2^{ème} cas Toutes les ouvertures sont fermées:**

L'indice de perméabilité est $U_p = 0$ donc on $C_{pi} = 0.8$

➤ Détermination de la pression Q_j

1^{er} cas ou les ouvertures sont ouvertes

✓ Vent perpendiculaire au pignon (direction V1)

Parois verticale:

Zone	C_d	$Q_{dyn}(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$Q_j(N/m^2)$
A	0.89	1151.5	-1	0.21	-1.21	-1240.05
B	0.89	1151.5	-0.8	0.21	-1.1	-1127.32
C	0.89	1151.5	-0.5	0.21	0	0
D	0.89	1151.5	+0.8	0.21	0.61	625.14
E	0.89	1151.5	-0.3	0.21	0.51	522.67

Toiture:

Zone	C_d	$Q_{dyn}(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$Q_j(N/m^2)$
F	0.89	1212.6	-1.67	0.21	-1.86	-2007.33
G	0.89	1212.6	-1.3	0.21	-1.51	-1629.61
H	0.89	1212.6	-0.68	0.21	-0.89	-960.5
I	0.89	1212.6	-0.5	0.21	-0.71	-766.24

Tableau II.8 : valeurs de Q_j sur parois verticales et toitures(V1)

Vent perpendiculaire au long pan (direction V2)

Parois verticale:

Zone	C_d	$Q_{dyn}(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$Q_j(N/m^2)$
A	0.86	1151.5	-1	0.35	-1.35	-1336.89
B	0.86	1151.5	-0.8	0.35	-1.15	-1138.83
C	0.86	1151.5	-0.5	0.35	-0.85	-841.75
D	0.86	1151.5	+0.8	0.35	0.45	445.63
E	0.86	1151.5	-0.3	0.35	-0.65	-643.69

Toiture:

Vers le haut:

Zone	C_d	$Q_{dyn}(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$Q_j(N/m^2)$
F	0.86	1212.6	-2.21	0.35	-2.56	-2669.66
G	0.86	1212.6	-1.12	0.35	-1.47	-1532.97
H	0.86	1212.6	-0.53	0.35	-0.88	-917.7
I	0.86	1212.6	-0.32	0.35	-0.67	-698.7
J	0.86	1212.6	-0.45	0.35	-0.8	-843.27

Vers le bas

Zone	C_d	$Q_{dyn}(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$Q_j(N/m^2)$
F	0.86	1212.6	0.424	0.35	-0.074	-77.17
G	0.86	1212.6	0.424	0.35	-0.074	-77.17
H	0.86	1212.6	0.424	0.35	-0.074	-77.17
I	0.86	1212.6	0	0.35	-0.35	-364.99
J	0.86	1212.6	0	0.35	-0.35	-364.99

Tableau II.9 : valeurs de Q_j sur parois verticales et toitures(V2)

2^{ème} cas Toutes les ouvertures sont fermées:

✓ Vent perpendiculaire au pignon (direction V1)

Parois verticale:

Zone	C _d	Q _{dyn} (N /m ²)	C _{pe}	C _{pi}	C _{pe} -C _{pi}	Q _j (N /m ²)
A	0.89	1151.5	-1	+0.8	-1.8	-1844.7
B	0.89	1151.5	-0.8	+0.8	-1.6	-1639.74
C	0.89	1151.5	-0.5	+0.8	-1.3	-1332.29
D	0.89	1151.5	+0.8	+0.8	0	0
E	0.89	1151.5	-0.3	+0.8	-1.1	-1127.32

Toiture:

Zone	C _d	Q _{dyn} (N /m ²)	C _{pe}	C _{pi}	C _{pe} -C _{pi}	Q _j (N /m ²)
F	0.89	1212.6	-1.67	+0.8	-2.47	-2665.66
G	0.89	1212.6	-1.3	+0.8	-2.1	-2266.35
H	0.89	1212.6	-0.68	+0.8	-1.48	-1597.23
I	0.89	1212.6	-0.5	+0.8	-1.3	-1402.98

Tableau II.10 : valeurs de Q_j sur parois verticales et toitures(V1)

Vent perpendiculaire au long pan (direction V2)

Parois verticale:

Zone	C _d	Q _{dyn} (N /m ²)	C _{pe}	C _{pi}	C _{pe} -C _{pi}	Q _j (N /m ²)
A	0.86	1151.5	-1	+0.8	-1.8	-1782.52
B	0.86	1151.5	-0.8	+0.8	-1.6	-1584.46
C	0.86	1151.5	-0.5	+0.8	-1.3	-1287.38
D	0.86	1151.5	+0.8	+0.8	0	0
E	0.86	1151.5	-0.3	+0.8	-1.1	-1089.32

Toiture:

Vers le haut:

Zone	C _d	Q _{dyn} (N /m ²)	C _{pe}	C _{pi}	C _{pe} -C _{pi}	Q _j (N /m ²)
F	0.86	1212.6	-2.21	+0.8	-3.01	-3138.94
G	0.86	1212.6	-1.12	+0.8	-1.92	-2002.25
H	0.86	1212.6	-0.53	+0.8	-1.33	-1386.97

I	0.86	1212.6	-0.32	+0.8	-1.12	-1167.98
J	0.86	1212.6	-0.45	+0.8	-1.25	-1303.55

Vers le bas

Zone	C_d	Q_{dyn}(N /m²)	C_{pe}	C_{pi}	C_{pe}-C_{pi}	Q_j (N /m²)
F	0.86	1212.6	0.424	+0.8	-0.376	-393.11
G	0.86	1212.6	0.424	+0.8	-0.376	-393.11
H	0.86	1212.6	0.424	+0.8	-0.376	-393.11
I	0.86	1212.6	0	+0.8	-0.8	-834.27
J	0.86	1212.6	0	+0.8	-0.8	-834.27

Tableau II.11 : valeurs de Qj sur parois verticales et toitures(V2)

II.3.3 Détermination de la force de frottement:

Une force complémentaire doit être introduite pour la construction allongée pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèle à la direction du vent :

$$F_{fr} = \sum (q_{dyn}(Z_j) \times S_{fr,j} \times C_{fr,j} \times S_{fr,j}) \dots \dots \dots [R.N.V.2013].$$

Ou :

j : indique un élément de surface parallèle a la direction du vent

Z_j:(en m) est la hauteur du centre de l'élément j

q_{dyn}:(en N / m²) est la pression dynamique du vent

S_{fr,j}:(en m²) l'air de l'élément de surface j

C_{fr,j} : est le coefficient de frottement pour l'élément de surface j

On a un état de surface très rugueux (nervures) alors C_{fr,j}= 0.04

- Vent perpendiculaire au pignon**

On a: d= 66.5m; b= 48m; h=7.5m; f=1.5

$$\frac{d}{b} = \frac{66.5}{48} = 1.4 < 3$$

$$\frac{d}{h} = \frac{66.5}{7.5} = 8.87 > 3$$

L'une des conditions n'est pas satisfaite donc la force de frottement existe

- Parois vertical:**

$$S_{fr} = 2(h-f) \times d$$

$$S_{fr} = 66.5 \times 6 \times 2 = 399 \times 2 = 798 \text{ m}^2$$

$$F_{fr} = 84.6 \times 0.04 \times 2 \times 399 = 2700.432 \text{ daN}$$

- **toiture**

$$S_{fr} = \frac{b}{\cos \alpha} \cdot d$$

$$S_{fr} = \frac{48}{\cos 7.12} \cdot 66.5 = 3216.8 \text{ m}^2$$

$$F_{fr} = 121.26 \times 0.04 \times 3216.8 = 15602.76 \text{ daN}$$

La force de frottement est

$$F_{fr} = 15602.76 + 2700.432 = 18303.199 \text{ daN}$$

II.3.4 Action d'ensemble:

La force résultante R est donnée par la formule suivante :

$$R = \sum (Q_j \times S_j) + \sum F_{frj} \dots \dots \dots [R.N.V.2013].$$

Q_j : (en N / m^2) est la pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface

S_j : (en m^2) l'air de l'élément de surface j

F_{frj} : (en N) désigne les forces de frottement

➤ Action d'ensemble (les ouvertures sont ouvertes)

A) Direction du vent V1

Zone	Composantes horizontales (daN)	Composantes verticales (daN)
D	62.514x284=17753.98 → 62.514x66.5=4156.25 →	0
E	52.267x284= 14843.82 → 52.267x66.5=3475.76 →	0
F1	0	200.733x5.6 x cos(α)=1115.44 ↑
F2	0	200.733x5.6 x cos(α)= 1115.44 ↑
G	0	162.961x30.38 x cos(α)=4852.29 ↑
H	0	96.05x144 x cos(α)=13724.54 ↑
I	0	0
F_{FR}	18303.199 →	
R	R_x = 40229.81 →	R_z =20807.71 ↑

Tableau II .12 : valeurs des forces résultantes de vent(V1)

Direction du vent V2

Zone	Composantes horizontales (daN)	Composantes verticales (daN)
D	$44.563 \times 399 = 17780.64 \rightarrow$	0
E	$64.369 \times 399 = 25683.23 \rightarrow$	0
F1	$266.966 \times 5.62 \times \tan(\alpha) = 187.41 \leftarrow$	$266.966 \times 5.62 = 1500.35 \uparrow$
F2	$266.966 \times 5.62 \times \tan(\alpha) = 187.41 \leftarrow$	$266.966 \times 5.62 = 1500.35 \uparrow$
G	$153.297 \times 88.5 \times \tan(\alpha) = 1363.003 \leftarrow$	$153.297 \times 88.5 = 10911.78 \uparrow$
H	$91.77 \times 399 \times \tan(\alpha) = 4573.77 \leftarrow$	$91.77 \times 399 = 36616.23 \uparrow$
I	$69.87 \times 399 \times \tan(\alpha) = 3482.29 \rightarrow$	$69.87 \times 399 = 27878.13 \uparrow$
J	$84.327 \times 99.75 \times \tan(\alpha) = 1050.7 \rightarrow$	$84.327 \times 99.75 = 8411.62 \uparrow$
R	$R_X = 54307.46 \rightarrow$	$R_Y = 86818.46 \uparrow$

Tableau II.13 : valeurs des forces résultantes de vent(V2)

➤ Action d'ensemble (les ouvertures sont fermées)

A) Direction du vent V1

Zone	Composantes horizontales (daN)	Composantes verticales (daN)
D	0	0
E	$112.732 \times 284 = 32015.89 \rightarrow$ $112.732 \times 66.5 = 7496.68 \rightarrow$	0
F1	0	$266.566 \times 5.62 \times \cos(\alpha) = 1486.55 \uparrow$
F2	0	$266.566 \times 5.62 \times \cos(\alpha) = 1486.55 \uparrow$
G	0	$226.635 \times 30.38 \times \cos(\alpha) = 6832.08 \uparrow$
H	0	$159.723 \times 144 \times \cos(\alpha) = 22822.75 \uparrow$
I	0	$140.298 \times 180 \times \cos(\alpha) = 25058.9 \uparrow$
F _{FR}	$18303.199 \rightarrow$	
R	$R_X = 39512.57 \rightarrow$	$R_Z = 57686.83 \uparrow$

Tableau II.14 : valeurs des forces résultantes de vent(V1) cas fermée

B) Direction du vent V2

Zone	Composantes horizontales (daN)	Composantes verticales (daN)
D	0	0
E	$108.932 \times 399 = 43463.87 \rightarrow$	0
F1	$313.894 \times 5.62 \times \tan(\alpha) = 220.35 \leftarrow$	$313.894 \times 5.62 = 1764.08 \uparrow$
F2	$313.894 \times 5.62 \times \tan(\alpha) = 220.35 \leftarrow$	$313.894 \times 5.62 = 1764.08 \uparrow$
G	$200.225 \times 88.5 \times \tan(\alpha) = 2213.41 \leftarrow$	$200.225 \times 88.5 = 17719.91 \uparrow$
H	$138.697 \times 399 \times \tan(\alpha) = 6912.59 \leftarrow$	$138.697 \times 399 = 55340.1 \uparrow$
I	$116.798 \times 399 \times \tan(\alpha) = 5821.16 \rightarrow$	$116.798 \times 399 = 46602.4 \uparrow$
J	$130.3355 \times 909.75 \times \tan(\alpha) = 1624.2 \rightarrow$	$130.355 \times 99.75 = 13002.91 \uparrow$
R	$R_X = 41342.53 \rightarrow$	$R_Y = 136193.48 \uparrow$

Tableau II.15 : valeurs des forces résultantes de vent(V2) cas fermée

II.3.5 Calcul de stabilité d'ensemble:

II.3.6 Vérification de la stabilité transversale:

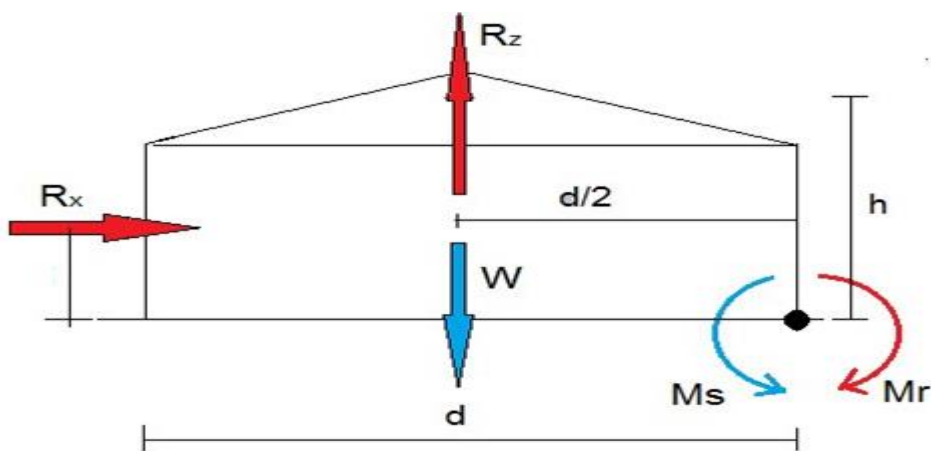


Figure II.12 : Résultantes de la pression de vent sur la section transversale de la structure

➤ **Calcul du moment de reversement:**

$$M_R = 3.75R_X + R_Z \quad (24)$$

$$M_R = 3.75 \times 39512.57 + 57686.83 \quad (24)$$

$$M_R = 1532656.06 \text{ daN.m}$$

➤ **Calcul du moment de stabilisant :**

$$M_S = W \times b / 2 = W \times 12$$

Avec:

$W = 50 \text{ daN/m}^2$: poids approximatif par m^2 de la surface en plan du bâtiment

$$W = 50 \times 48 \times 66.5 = 159600 \text{ daN}$$

$$M_S = 159600 \times 24 = 3830400 \text{ daN.m}$$

$$M_R = 1532656.06 \text{ daN.m} < M_S = 3830400 \text{ daN.m}$$

la stabilité transversale est vérifiée

II.3.7 Vérification de la stabilité longitudinale

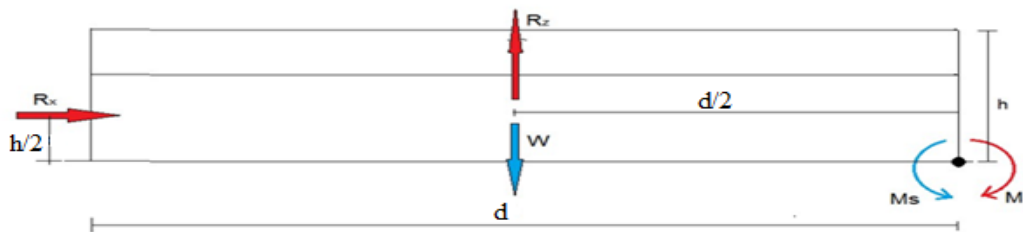


Figure II.13: Résultantes des pressions de vent sur la section longitudinale de la structure.

➤ **Calcul du moment de reversement:**

$$M_R = 3.75R_X + R_Z \quad (33.25)$$

$$M_R = 3.75 \times 54307.46 + 86818.46 \quad (33.25)$$

$$M_R = 3090366.77 \text{ daN.m}$$

➤ **Calcul du moment de stabilisant :**

$$M_S = W \times d / 2 = W \times 33.25$$

Avec:

$W = 50 \text{ daN/m}^2$: poids approximatif par m^2 de la surface en plan du bâtiment

$$W = 50 \times 66.5 \times 48 = 159600 \text{ daN}$$

$$M_S = 159600 \times 33.25 = 5306700 \text{ daN.m}$$

$$M_R = 3090366.77 \text{ daN.m} < M_S = 5306700 \text{ daN.m}$$

la stabilité longitudinale est vérifiée

II.4 Action de la charge sismique :

Vis-à-vis du risque sismique : la wilaya de **GHARDAIA** est classée par le règlement parasismique algérien **RPA 2003** comme une zone à sismicité négligeable, notée **ZONE 0**. Alors une justification parasismique n'est pas nécessaire pour ce projet.

II.5 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons fournis les principes généraux et procédures pour déterminer les charges agissantes sur la structure étudiée (charges permanentes, surcharges d'exploitations et surcharges climatiques). Les résultats trouvés seront utilisés dans les chapitres prochains qui concernent le dimensionnement des éléments de la structure (panne, poteau,.....)

CHAPITRE III
ETUDE DES ELEMENTS
SECONDAIRES

Chapitre III : Etude des elements secondaires

III Introduction

Dans ce chapitre on s'intéresse à définir les profiles qui devront résister aux différentes sollicitations suivant les règlements de l'EUROCOD.3 et l'ouvrage de (Mr DAHMANI), le principe de la vérification nécessite la résistance et la stabilité. Les profile concernés par cette étude sont : les pannes, les lisses de bardages et les potelets

III.1 Les pannes :

Les pannes sont des éléments de Profile laminée, elles sont soumises à la flexion déviée sous l'effet du poids propre de la couverture, des actions climatiques et la surcharge d'entretien. Qui, elles sont disposées parallèlement à la ligne du faitage dans le plan de versant, et elles sont posées inclinées sur les membrures supérieures à un angle α et elles sont réalisées soit en profile en I en U ou en H.

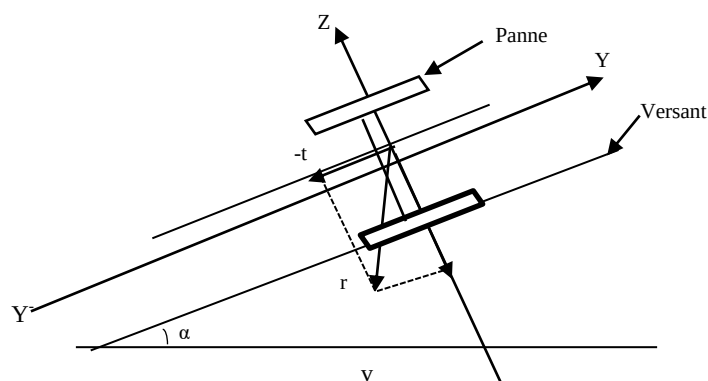


Figure III.1: Disposition de la panne sur la toiture

III.1 .1Dimensionnement des pannes

Chaque panne repose sur 2 appuis de distance $L=6m$

La distance entre axes des pannes dans le plan du versant est de $e=1.27m$ on aura alors 10 pannes sur chaque versant de toiture.

L'inclinaison de chaque versant est $\alpha=7.12^\circ$.

Les pannes sont en acier S275.

- $f_y=27.5 \text{ daN/mm}^2$ (la limite élasticité d'acier)
- $E=21000 \text{ daN/mm}^2$ (le module d'élasticité longitudinale de l'acier).

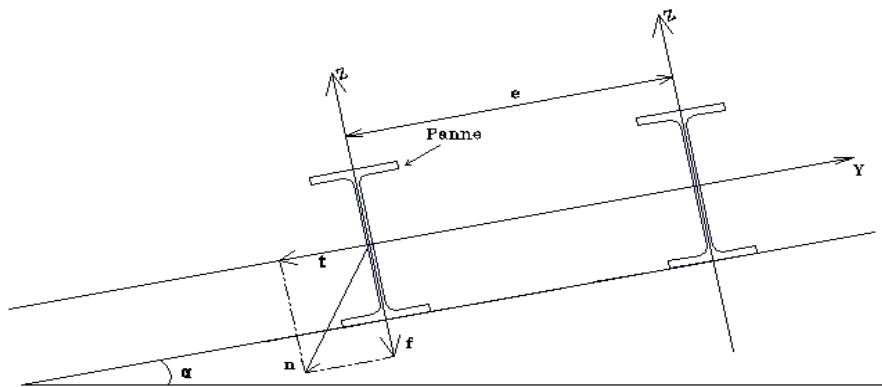


Figure III.2:Orientation des charges sur les pannes

III.1.2 Evaluation des charges et surcharges

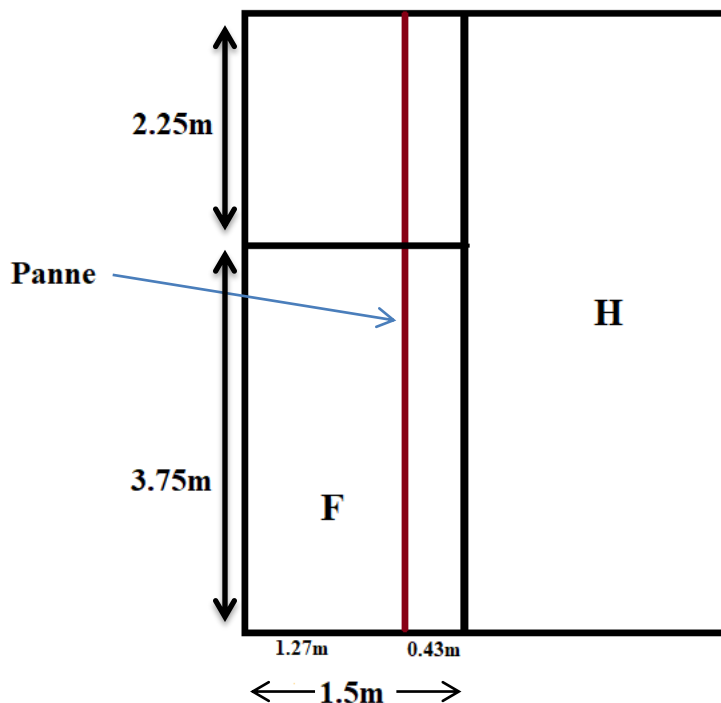
Pour bien évaluer les charges, on va d'abord déterminer la section de profile :

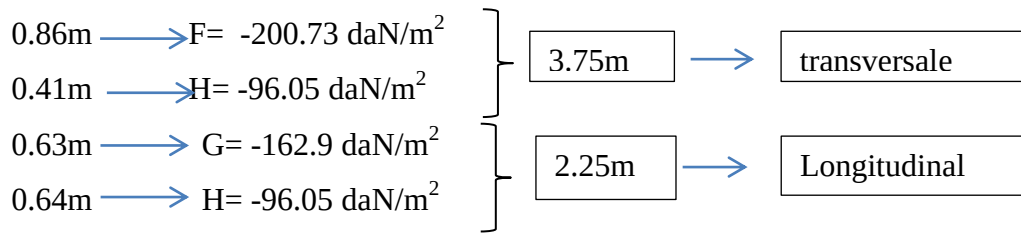
➤ Détermination de la section de la panne

a) Les charges variables

1) Surcharges du vent (V)

La panne la plus sollicitées se trouvent dans la zone F de la toiture :





Transversale :

$$F \times 0.86 + H \times 0.41 = [(-200.73 \times 0.86) + (-96.05 \times 0.41)] \times 3.75 = -795.04 \text{ daN/m}^2$$

Longitudinal :

$$G \times 0.63 + H \times 0.64 = [(-162.9 \times 0.63) + (-96.05 \times 0.64)] \times 2.21 = -369.2 \text{ daN/m}^2$$

Calcul de la surcharge de vent :

$$V = (-795.04 - 369.2) \div L = (-795.04 - 369.2) \div 6$$

$$V = -194.04 \text{ daN/ml}$$

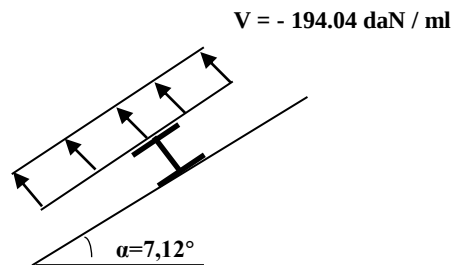


Figure III.3: Surcharge du vent sur la panne

2) Surcharge Du sable :

La surcharge du sable est en fonction de site d'implantation de la construction et de la forme de toiture.

$$S = 0.25 \text{ N/m}^2 \dots \dots \dots (\text{chapitre II. étude de la neige}).$$

$$S = 0.025 \text{ dan/m}^2$$

$$S = 0.025 \times 1.27 = 0.03 \text{ dan/ml}$$

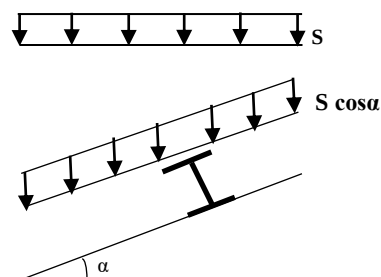


Figure III.4: Surcharge de sable sur la panne

3) Surcharges d'entretien (E)

La charge uniformément répartie q_E due aux surcharges d'entretien est obtenue en égalisant les deux flèches des charges uniformément réparties et celles des charges ponctuelles.

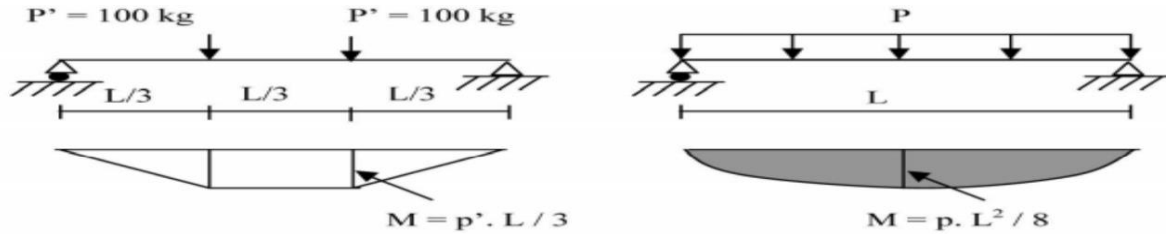


Figure III-5 : Schéma statique des charges d'entretien p et p' sur les pannes

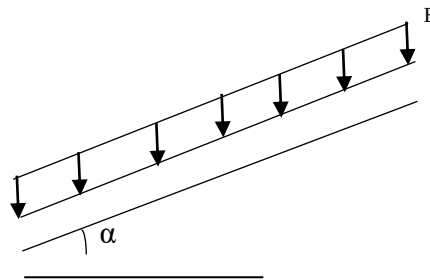


Figure III.5: Surcharge d'entretien sur la panne

$$E = \frac{8P}{3l} = \frac{8 \times 100}{3 \times 6} = 44.44 \text{ daN/ml}$$

$$E = 44.44 \text{ daN/ml}$$

b) Les charges permanentes G : (sauf p_{profile})

- Isolant thermique 5 kg/m²
- Accessoire de pose 4 kg/m²
- Etanchéité 4 kg/m²
- e : espacement entre les pannes ($e = 1.270\text{m}$)

$$G = (P_{\text{tole}} + P_{\text{accessories}}) \times e = (13.834 + 4 + 5 + 4) \times 1.27 = 34.08 \text{ daN/ml}$$

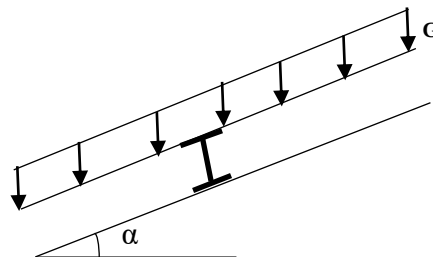


Figure III.6: Surcharge permanente G sur les pannes

C) Combinaison des charges :(ELS)

On prend les combinaisons les plus défavorables :

$$zz' \rightarrow G \cos \alpha - V = 34.08 \cos 7.12 - 194.04 = -160.2 \text{ daN/ml.}$$

Pré dimensionnement des pannes :

Dans notre cas on a une poutre posée sur 2 appuis simples et une charge uniformément répartie donc la flèche est :

$$f = \frac{5q l^4}{384 EI} \text{ et la flèche admissible: } f_{adm} = \frac{l}{200}$$

$$f_y = \frac{5q l^4}{384 E I_y} \leq \frac{l}{200} \iff I_y \geq \frac{1000 q z l^3}{384 E} = \frac{1000 \times 160.2 \times (6)^3}{384 \times 21 \times 10^9}$$

$$I_y \geq 4.29 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4 = 429,1 \text{ cm}^4$$

- Donc le profile qui correspond est un IPE 140 dont les caractéristiques sont résumées dans le tableau suivant:

$G \text{ (Kg/m)}$	$h \text{ (mm)}$	$b \text{ (mm)}$	$d \text{ (mm)}$	$t_w \text{ (mm)}$	$t_f \text{ (mm)}$	$A \text{ (cm}^2\text{)}$
12,9	140	73	112,2	4,7	6,9	16,4
$I_y \text{ (cm}^4\text{)}$	$I_z \text{ (cm}^4\text{)}$	$W_{ply} \text{ (cm}^3\text{)}$	$W_{plz} \text{ (cm}^3\text{)}$	$i_y \text{ (cm)}$	$i_z \text{ (cm)}$	$W_{ely} \text{ (cm}^3\text{)}$
541	44,9	88,3	19,3	5,74	1,65	77,3

Tableau III .1: caractéristique d'IPE140

➤ Evaluation des charges:

Les charges permanentes

- Poids de toiture : $G1 = 13.834 \text{ daN/m}^2$ (Site européen Algérie)
- Poids de l'accessoire : $G2 = 4 \text{ daN/m}^2$
- Etanchéité $G3 = 4 \text{ kg/m}^2$
- Isolant thermique $G4 = 5 \text{ kg/m}^2$
- Le poids propre de la panne: $G5 = 12.9 \text{ daN/m}$
- $G = (G1 + G2 + G3 + G4) \times e + G5 = (13.834 + 4 + 5 + 4) \times 1.27 + 12.9 = 46.98 \text{ daN/ml}$

III. 1.3 Combinaison d'action a L'ELU

➤ Action vers le bas:

$$Q_{z;sd} = 129.08 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{y;sd} = 16.12 \text{ daN/ml.}$$

➤ **Action vers le haut :**

$$Q_{z;sd} = G \cos \alpha - 1.5V = 46.98 \cos 7.12 - 1.5 \times 194.04 = -244.44 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y;sd} = 1.35G \sin \alpha = 1.35 \times 46.98 \sin 7.12 = 7.86 \text{ daN/ml}$$

Les combinaisons les plus défavorables à retenir pour les calculs :

$$Q_{sd} = -244.44 \text{ daN/ml}$$

➤ **Déversement de l'élément:**

$$Q_{z;sd} = -244.44 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y;sd} = 7.86 \text{ daN/ml}$$

$$M_{ysd} = \frac{Q_{ysd} l^2}{8} = \frac{7.86 \times 6^2}{8} = 1099.98 \text{ daN.m}$$

$$M_{zsd} = \frac{Q_{zsd} \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{-244.44 \times 3^2}{8} = -8.84 \text{ daN.m}$$

III.1.4 Vérification à l'état limite ultime

III.1.4.1 vérification à la flexion

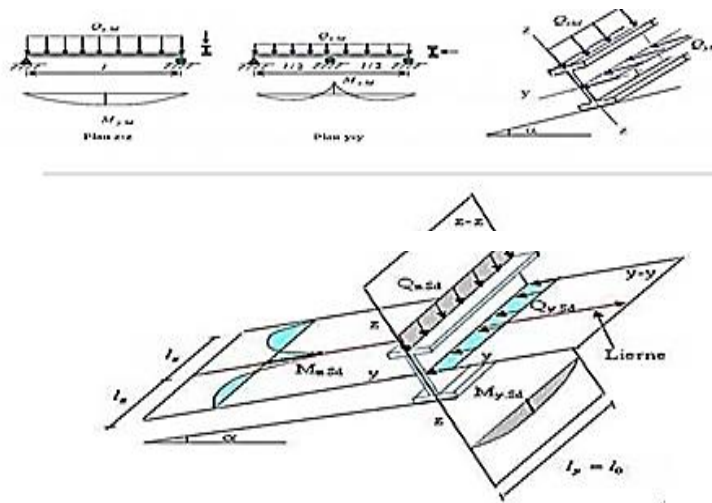


Figure III.7: Panne de toiture en flexion

Pour cette vérification on utilise la condition suivante:

$$\left[\frac{M_{ysd}}{M_{plysd}} \right]^{\alpha} + \left[\frac{M_{zsd}}{M_{plzsd}} \right]^{\beta} \leq 1 \dots \dots \dots [\text{Ec3 P37}]$$

Section en H et I : $\alpha=2$ et $\beta=5n \geq 1$

$$\text{Avec : } n = \frac{N_{sd}}{N_{plRd}} = 0 \quad \longrightarrow \quad \beta = 1$$

➤ **la classe de profile**

Donc la section IPE 140 est de classe 1

$$W_{pl; y} = 88.3 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl; z} = 19.3 \text{ cm}^3$$

$$M_{ply; Rd} = W_{ply} \times \frac{fy}{\gamma_{M0}} = \frac{88.3 \times 27.5}{1.1} = 2207.5 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz; Rd} = W_{plz} \times \frac{fy}{\gamma_{M0}} = \frac{19.3 \times 27.5}{1.1} = 482.5 \text{ daN.m}$$

$$\left[\frac{M_{ysd}}{M_{plysd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{zsd}}{M_{plzsd}} \right]^\beta = \left[\frac{1099.98}{2207.5} \right]^2 + \left[\frac{8.84}{482.5} \right]^1 = 0.27 < 1 \dots\dots\dots$$

III.1.4.2 vérification au cisaillement:

Pour cette vérification on utilise la condition suivant

$$V_{zsd} \leq V_{plzRd} \text{ et } V_{ysd} \leq V_{plyRd} \dots\dots\dots [Ec 3]$$

$$V_{plzRd} = \frac{AV_z(fy/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \text{ et } V_{plyRd} = \frac{AV_y(fy/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

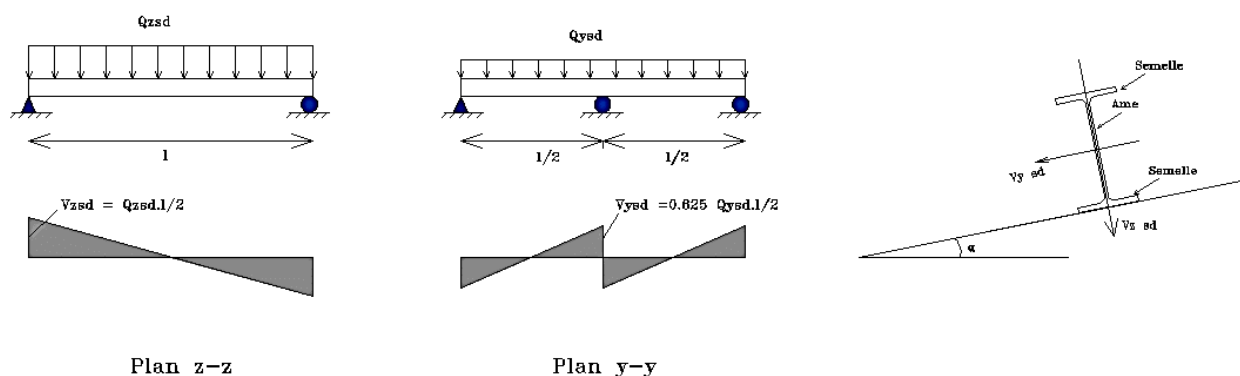


Figure III.8: panne de toiture en cisaillement

V_{ysd} : effort tranchant dans le plan de la semelle

V_{zsd} : effort tranchant dans le plan de l'âme

V_{plyRd} : résistance plastique de la section à l'effort tranchant

V_{plzRd} : résistance plastique à l'effort tranchant

A_{vz} et A_{vy} : aire de cisaillement (profilé IPE 140) en cm^2

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

$$A_{vz} = 7.64 \text{ cm}^2 \quad ; \quad A_{vy} = A - A_{vz} = 16.4 - 7.64 = 8.76 \text{ cm}^2$$

$$V_{zsd} = \frac{Q_{zsd} \times l}{2} = \frac{244.44 \times 6}{2} = 733.32 \text{ daN}$$

$$V_{ysd} = 0.625 \times Q_{ysd} \times l/2 = 0.625 \times 7.86 \times 6/2 = 14.74 \text{ daN}$$

$$V_{plzRd} = \frac{7.64 (2750/\sqrt{3})}{1.1} = 33082.17 \text{ daN}$$

$$V_{plyRd} = \frac{8.76 (2750/\sqrt{3})}{1.1} = 37931.9 \text{ daN}$$

$$V_{zsd} \leq V_{plzRd} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$V_{ysd} \leq V_{plyRd} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

III.1.4. 3 vérifications au moment fléchissant (déversement):

Pour cette vérification on utilise la condition suivante:

$$\frac{M_{ysd}}{M_{bRd}} + \frac{M_{zsd}}{M_{plzRd}} \leq 1$$

$$M_{bRd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot \frac{W_{plRd}}{\gamma_{M0}}$$

Avec :

Bw=1 section de classe 1

Et $\gamma_{M0}=1.1$

$$\lambda_{LT} = \frac{l/iz}{(C1)^{0.5} \left[1 + 1/20 \left(\frac{l/iz}{\frac{h}{tf}} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

avec :

C1= 1.132 [Tableau B1.2 CM97 page 144]

$$\lambda_{LT} = \frac{600/1.65}{(1.132)^{0.5} \left[1 + 1/20 \left(\frac{600/1.65}{\frac{14}{0.69}} \right)^2 \right]^{0.25}} = 168.2$$

$$\text{et } \bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \sqrt{\beta_w} \dots \dots \dots [\text{Ec3}]$$

Avec :

$$\lambda_1 = 93.9 \varepsilon \quad \text{et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

$$\lambda_1 = 86.8 \text{ alors } \bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{168.2}{86.8} \right) \sqrt{1} = 1.94$$

Calcul de χ_{LT} :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}}$$

$$\text{Avec : } \phi_{LT} = 0.5 \times [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

α_{LT} : facteur d'imperfection pour le déversement

$$\text{on a : } \frac{h}{b} = \frac{140}{73} = 1.9 < 2 \quad \longrightarrow \text{courbe a} \quad \longrightarrow \alpha_{LT} = 0.21$$

$$\phi_{LT} = 0.5 \times [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$= 0.5 \times [1 + 0.21 (1.94 - 0.2) + 1.94^2]$$

$$\phi_{LT} = 2.56 \quad \chi_{LT} = 0.24$$

$$\text{Donc } M_{bRd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot \frac{W_{plRd}}{\gamma_{M0}} = 0.24 \times 1 \times 2207.5 = 520.4 \text{ daN.m}$$

$$\frac{M_{ysd}}{M_{bRd}} + \frac{M_{zsd}}{M_{plzRd}} = \frac{1099.98}{520.4} + \frac{8.84}{482.5} = 2.13 > 1 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

Après avoir essayé le IPE160 et le IPE180 qui ne sont pas vérifiés on a opté pour **IPE 200**

$G (Kg/m)$	$h (mm)$	$b (mm)$	$d (mm)$	$t_w (mm)$	$t_f (mm)$	$A (cm^2)$
22.4	200	100	159	5.6	8.5	28.5
$I_y (cm^4)$	$I_z (cm^4)$	$W_{ply} (cm^3)$	$W_{plz} (cm^3)$	$i_y (cm)$	$i_z (cm)$	$W_{ely} (cm^3)$
1943.2	142.31	221	44.6	5,74	2.24	194.3

Tableau III .2: caractéristique d'IPE 200

$$W_{pl,y} = 221 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,z} = 44.6 \text{ cm}^3$$

$$M_{ply,Rd} = W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{221 \times 27.5}{1.1} = 5525 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz,Rd} = W_{pl,z} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{44.6 \times 27.5}{1.1} = 1115 \text{ daN.m}$$

$$\text{Donc } M_{bRd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot \frac{W_{pl,Rd}}{\gamma_{M0}} = 0.26 \times 1 \times 5525 = 1436.5 \text{ daN.m}$$

$$\frac{M_{ysd}}{M_{bRd}} + \frac{M_{zsd}}{M_{plzRd}} = \frac{1099.98}{1436.5} + \frac{8.84}{1115} = 0.77 > 1 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➡ **Donc on adopte un IPE200**

III.1.5 Vérification à l'état limite de service

III.1.5.1 vérification a la flèche

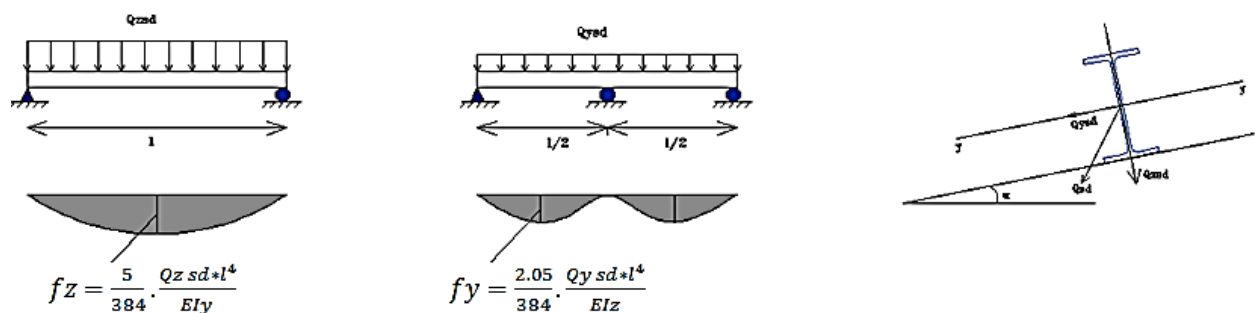


Figure III.9: vérification de la flèche

$$f \leq f_{adm} \text{ avec } f_{adm} = \frac{l}{200}$$

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

$$Q_{zsd} = -244.44 \text{ daN/ ml}$$

$$Q_{ysd} = 7.86 \text{ daN/ ml}$$

Flèche verticale (suivant zz') :

$$f_{adm1} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5Q_{zsd}}{384 E I_y} \times l^4 = \frac{5 \times 244.44 \times 10^{-2}}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 1943} \times (600)^4 = 1.02 \text{ cm}$$

$$f_z \leq f_{adm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Flèche latérale (suivant yy') :

$$f_{adm1} = \frac{l/2}{200} = \frac{600/2}{200} = 1.5 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{5Q_{ysd}}{384 E I_y} \times l^4 = \frac{5 \times 7.86 \times 10^{-2}}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 142} \times (600)^4 = 0.004 \text{ cm}$$

$$f_y \leq f_{adm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

La flèche est vérifiée

Conclusion

Le profile laminé choisi (IPE 200) est vérifiée à l'état limite ultime et sévices donc vérifié a la sécurité a la sécurité et convient comme panne de toiture.

III.1.6 Etude de l'échantignole

Définition

L'échantignolle est un dispositif est dispositif de fixation d'attacher les pannes au fermes. Il est réalisé au moyen d'un plat plié ; elle est dimensionnée en flexion sous l'effet de l'effort de soulèvement du vent et de l'effort suivant versant.

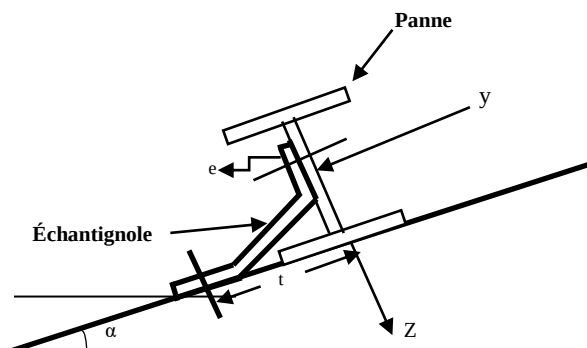


Figure III.10: disposition de l'échantignolle

Calcul des charges revenant à l'échantignolle :

Effort de soulèvement :

$$Q_{z;s d} = G \cos \alpha - 1.5V$$

$$G = (G_1 + G_2 + G_3 + G_4) \times e + G_5 = (13.834 + 4 + 5 + 4) \times 1.27 + 22.4 = 56.47 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z;s d} = G \cos \alpha - 1.5V = 56.47 \cos \alpha - 1.5 \times 194.04 = -235.03 \text{ daN/ml}$$

Effort suivant rampant :

$$Q_{y;s d} = 1.35 G \sin \alpha = 1.35 \times 56.47 \sin \alpha = 9.45 \text{ daN/ml}$$

L'excentrement << t >> est limité par la condition suivante:

$$2(b/2) \leq t \leq 3(b/2)$$

Pour un IPE 200: b = 9.1 cm et h = 200 cm

$$9.1 \text{ cm} \leq t \leq 13.65 \text{ cm} \text{ soit } t = 11 \text{ cm}$$

• Echantignolle de rive

$$R_z = Q_{zsd} \times (l/2) = 235.03 \times (6/2) = 705.09 \text{ daN}$$

$$R_y = Q_{ysd} \times (l/2) = 9.45 \times (6/2) = 28.35 \text{ daN}$$

• Echantignolle intermédiaire

$$R_z = 2 \times R_z = 2 \times 705.09 = 1410.18 \text{ daN}$$

$$R_y = 2 \times R_y = 2 \times 28.35 = 56.7 \text{ daN}$$

• Moment de renversement

$$M_R = R_z \times t + \frac{R_y \times h}{2} = 1410.18 \times 11 + \frac{56.7 \times 14}{2} = 15908.88 \text{ daN.cm}$$

III.1.6.1 Dimensionnement de l'chantignolle

Dans la construction métallique généralement les chantignolle sont des éléments formés à froid la classe de la section est moins de classe 3 selon l'Eurocode 3 la section travaillant à la flexion simple doit satisfaire la formule suivante

$$M_{Sd} \leq M_{el; Rd}$$

$$M_{el; Rd} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{M0}} \dots \dots \dots (\text{le moment de résistance élastique de la section})$$

$$M_{Sd} = M_R \leq \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

III.1.6.2 Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle

$$W_{el} \geq \frac{M_R \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{15908.88 \times 1.1}{2750} = 6.36 \text{ cm}^2$$

$$W_{el} \geq \frac{b \times e^2}{6} (\text{pour les sections rectangulaires})$$

La largeur de l'échantignolle est prise en fonction de la largeur de la semelle du portique sur laquelle on va être soudée l'échantignolle

$$e = \sqrt{\frac{6 \times w \times el}{b}} = \sqrt{\frac{6 \times 6.36}{15}} = 1,59 \text{ cm}$$

III.1.7 Calcul des liernes

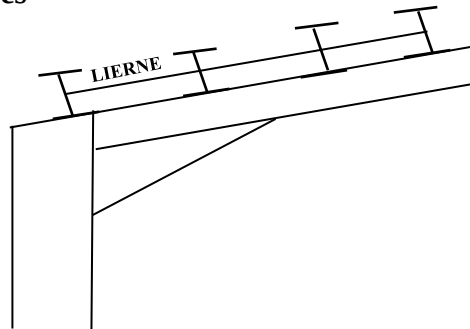


Figure III.11: Dispositions des liernes.

Introduction

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction, ils sont généralement formés de barres rondes ou de petites cornières.

Leur rôle principal est d'éviter la déformation latérale des pannes.

III.1.7.1 Calcul de l'effort maximal revenant aux liernes

La réaction R au niveau du lierne :

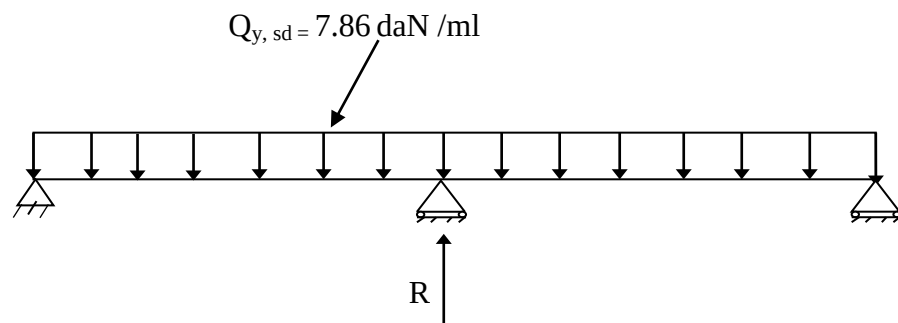


Figure III.12: Chargement des liernes.

$$R = 1.25 Q_y \times l / 2 = 1.25 \times 7.86 \times 6 / 2 = 29.48 \text{ daN}$$

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

$$T_1 = R / 2 = 29.48 / 2 = 14.74 \text{ daN}$$

$$\text{Effort dans le tronçon } L_2 : T_2 = R + T_1 = 29.48 + 14.74 = 44.22 \text{ daN}$$

$$\text{Effort dans le tronçon } L_3 : T_3 = R + T_2 = 29.48 + 44.22 = 73.7 \text{ daN}$$

$$\text{Effort dans le tronçon } L_4 : T_4 = R + T_3 = 29.48 + 73.7 = 103.18 \text{ daN}$$

$$\text{Effort dans le tronçon } L_5 : T_5 = R + T_4 = 29.48 + 103.18 = 132.66 \text{ daN}$$

$$\text{Effort dans le tronçon } L_6 : T_6 = R + T_5 = 29.48 + 132.66 = 162.14 \text{ daN}$$

$$\text{Effort dans le tronçon } L_7 : T_7 = R + T_6 = 29.48 + 162.14 = 191.62 \text{ daN}$$

Effort dans le tronçon L_8 : $T_8 = R + T_7 = 29.48 + 191.62 = 221.1 \text{ daN}$

Effort dans le tronçon L_9 : $2T_9 \sin \theta = T_8$

$$\theta = \tan^{-1} \frac{1.27}{3} = 22.9$$

$$T_9 = T_8 / 2 \sin \theta = 221.1 / 2 \sin 22.9^\circ = 284.13 \text{ daN}$$

III1.7.2 Dimensionnement des liernes

Le tronçon le plus sollicité est L_9

Les liernes travaillent en traction ; on doit vérifier la formule suivant :

$$N_{sd} \leq N_{pl.Rd} \dots [Erc3]$$

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

$$N_{sd} = T_8 \leq \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{T_8 \cdot \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{284.14 \times 1.1}{2750} \geq 0.11 \text{ cm}^2 \longrightarrow$$

$$\frac{\pi x \phi^2}{4} \geq 0.11 \text{ cm}^2$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0.11}{\pi}}$$

$\phi = 0.37 \text{ cm}$ soit une barre ronde de diamètre : $\phi = 4 \text{ mm}$

Pour des raisons plastique et pour plus de sécurité on opte pour une barre ronde de diamètre

$\phi = 10 \text{ mm}$

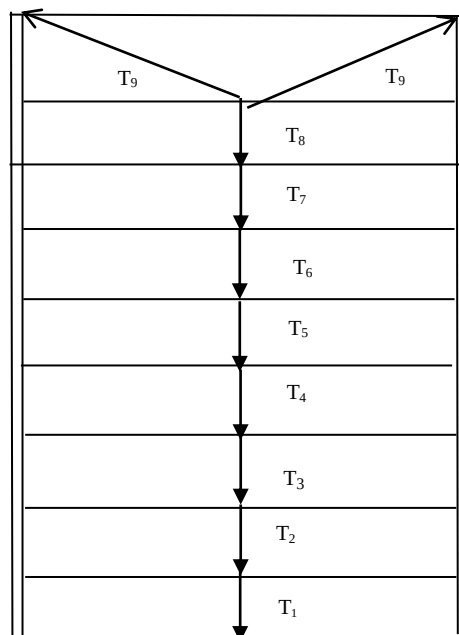


Figure III.13: Efforts dans les liernes.

III.2 lisse de bardage

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

III.2 .1 Dimensionnement de la lisse

Chaque lisse repose sur deux appuis de distance

➡ $L = 6\text{m}$ sur le long pan

➡ $L = 6\text{m}$ sur le pignon

Espacement à l'écartement des lisses $d = 1.063$

On dispose 3 lignes sur le pignon et 4 lignes sur le long

Les lisses sont en acier S275

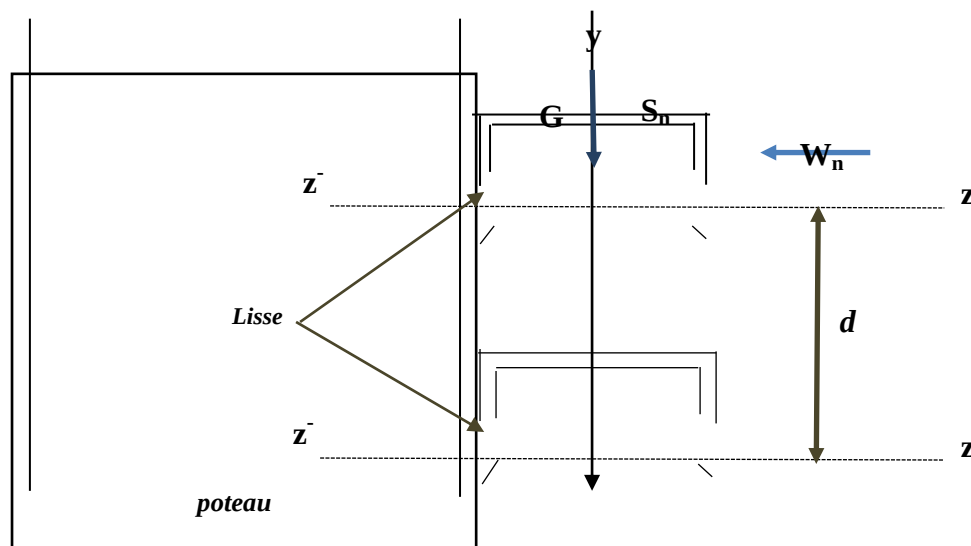


Figure : III. 14 Disposition de la lisse de bardage.

III.2 .2Vérification de la lisse de long pan

III.2 .2.1Détermination de la section de la lisse

le vent :

$$v = 178.252 \times 1.063 = 189.48 \text{ daN/ ml}$$

$$v = 189.48 \text{ daN/ ml}$$

➤ les charges permanentes

$$\text{Bardage : } G_1 = 11.42 \text{ daN/m}^2 \quad \dots\dots (\text{Site européen Algérie})$$

$$\text{Le poids propre de l'accessoire: } G_2 = 4 \text{ daN/m}^2$$

$$G = (G_1 + G_2) \times e = (11.42 + 4) \times 1.063 = 16.39 \text{ daN/ ml}$$

➤ Combinaison des charges ELS

On prend les combinaisons les plus défavorables

yy': G= 16.39 daN/ ml

zz': sur le long pan: 189.48 daN/ ml

Dans notre cas on a une poutre posé sur des appuis simple et une charge uniformément répartie donc la flèche est:

$$f = \frac{5q l^4}{384 EI} \text{ et la flèche admissible: } f_{adm} = \frac{l}{200}$$

$$f_y = \frac{5q l^4}{384 E I_y} \leq \frac{l}{200} \quad \longleftrightarrow \quad I_y \geq \frac{1000 q z l^3}{384 E} = \geq \frac{1000 \times 189.48 \times (6)^3}{384 \times 21 \times 10^9}$$

$$I_y \geq 5.07 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4 = 507.54 \text{ cm}^4$$

$$f_z = \frac{5q l^4}{384 E I_z} \leq \frac{l/2}{200} \quad \longleftrightarrow \quad I_z \geq \frac{1000 q y (\frac{l}{2})^3}{384 E} = \geq \frac{1000 \times 16.39 \times (6/2)^3}{384 \times 21 \times 10^9}$$

$$I_z \geq 5.48 \cdot 10^{-8} \text{ m}^4 = 5.48 \text{ cm}^4$$

Donc le profile qui correspond est UPE 140

Les caractéristiques du profilé UPE 140 qu'on peut utiliser sont résumées dans le tableau suivant:

$G \text{ (Kg/m)}$	$h \text{ (mm)}$	$b \text{ (mm)}$	$d \text{ (mm)}$	$t_w \text{ (mm)}$	$t_f \text{ (mm)}$	$A \text{ (cm}^2\text{)}$
14,5	140	65	98	5	9	18,4
$I_y \text{ (cm}^4\text{)}$	$I_z \text{ (cm}^4\text{)}$	$W_{ply} \text{ (cm}^3\text{)}$	$W_{plz} \text{ (cm}^3\text{)}$	$i_y \text{ (cm)}$	$i_z \text{ (cm)}$	$W_{ely} \text{ (cm}^3\text{)}$
600	78,8	98,8	33,2	5,71	2,07	33,2

Tableau III.3: caractéristique d'UPE140

➤ Evaluation des charges

Le vent

v=189.48 daN/ ml

Les charges permanentes

- Bardage : $G_1 = 11,42 \text{ daN/m}^2$
- L'accessoire: $G_2 = 4 \text{ daN/m}^2$
- Le poids propre de la lisse UPE 140: $G_3 = 14,5 \text{ daN/m}^2$
- $G = (G_1 + G_2) \times e + G_3 = (11.42 + 4) \times 1,063 + 14.5 = 30.89 \text{ daN/ml}$

Combinaison des charges les plus défavorables

$$M_{ysd} = \frac{Q_{zsd} x l^2}{8} = \frac{1.5 V x l^2}{8} = \frac{1.5 (189.48) x 6^2}{8} = 1278.99 \text{ daN.m}$$

$$M_{zsd} = \frac{Q_{ysd} x (\frac{l}{2})^2}{8} = \frac{1,35 G x (\frac{l}{2})^2}{8} = \frac{1,35(30.89) x 3^2}{8} = 46.91 \text{ daN.m}$$

III.2 .2.2 Vérification a l'état limite ultime

➤ Vérification a la flexion

Pour cette vérification on utilise la condition suivant

$$\left[\frac{M_{ysd}}{M_{plysd}} \right]^{\alpha} + \left[\frac{M_{zsd}}{M_{plzsd}} \right]^{\beta} \leq 1 \dots\dots\dots [\text{Ec3}]$$

Section en H et I et U : $\alpha=2$ et $\beta=5n \geq 1$

$$\text{Avec : } n = \frac{N_{sd}}{N_{plRd}} = 0 \quad \longrightarrow \quad \beta = 1$$

Le profilé UPE 140 est de classe 1 de tableau de profilé

$$W_{pl,y} = 98.8 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,z} = 33.2 \text{ cm}^3$$

$$M_{ply,Rd} = W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{98.8 \times 27.5}{1.1} = 2470 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz,Rd} = W_{pl,z} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{33.2 \times 27.5}{1.1} = 830 \text{ daN.m}$$

$$\left[\frac{M_{ysd}}{M_{plysd}} \right]^{\alpha} + \left[\frac{M_{zsd}}{M_{plzsd}} \right]^{\beta} = \left[\frac{1278.99}{2470} \right]^2 + \left[\frac{46.91}{830} \right]^1 = 0.32 < 1 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

➤ Vérification au cisaillement

Pour cette vérification on utilise la condition suivant

$$V_{zsd} \leq V_{plzRd} \text{ et } V_{ysd} \leq V_{plyRd} \dots\dots\dots [\text{Ec3}]$$

$$V_{plzRd} = \frac{A_{vz}(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \text{ et } V_{plyRd} = \frac{A_{vy}(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

$$A_{vz} = 8.25 \text{ cm}^2 \quad ; \quad A_{vy} = A - A_{vz} = 18.4 - 8.25 = 10.15 \text{ cm}^2$$

$$V_{zsd} = \frac{Q_{zsd} x l}{2} = \frac{1.5 V x l}{2} = \frac{1.5 \times 189.48 \times 6}{2} = 852.66 \text{ daN}$$

$$V_{ysd} = 0.625 \times Q_{ysd} \times l/2 = 0.625 \times 1,35 G \times l/2 = 0.625 \times 1.35 \times 30.89 \times 6/2 = 78,19 \text{ daN}$$

$$V_{plzRd} = \frac{8.25 (2750/\sqrt{3})}{1.1} = 11907.85 \text{ daN}$$

$$V_{plyRd} = \frac{10.15 (2750/\sqrt{3})}{1.1} = 14650.26 \text{ daN}$$

$$V_{zsd} \leq V_{plzRd} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$V_{ysd} \leq V_{plyRd} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification a l'état limite de service

➤ vérification a la flèche:

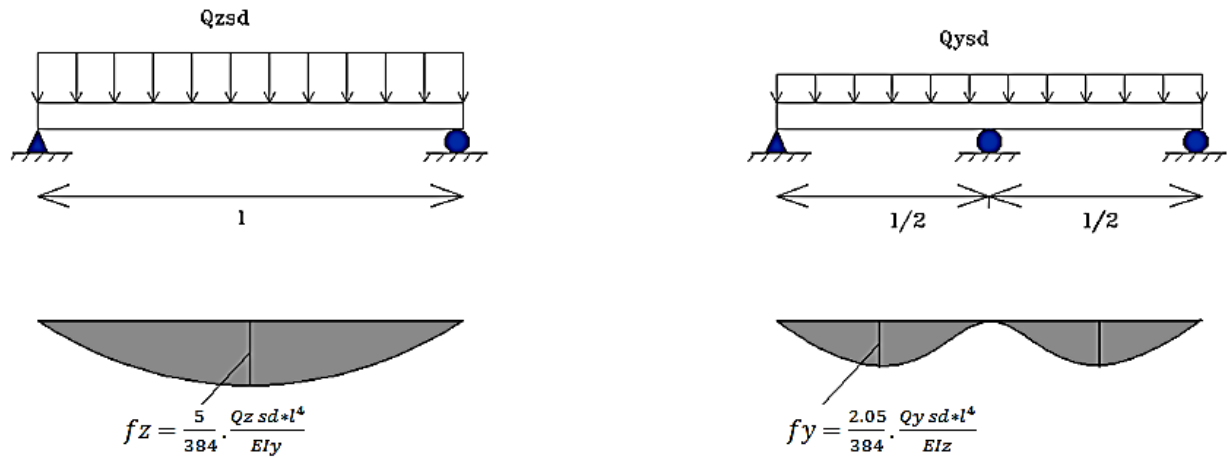


Figure : III.15 Effet de la flèche sur la lisse

$$f \leq f_{adm} \text{ avec } f_{adm} = \frac{l}{200}$$

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

Flèche verticale (suivant zz') :

$$f_{adm1} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5v}{384 Ely} \times l^4 = \frac{5 \times 189.48 \times 10^{-2}}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 600} \times (600)^4 = 2.54 \text{ cm}$$

$$f_z \leq f_{adm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Flèche latérale (suivant yy') :

$$f_{adm1} = \frac{l/2}{200} = \frac{600/2}{200} = 1.5 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{2.05G}{384 Ely} \times (l/2)^4 = \frac{2.05 \times 30.89 \times 10^{-2}}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 78.8} \times (300)^4 = 0.07 \text{ cm}$$

$$f_y \leq f_{adm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Conclusion

Le profilé UPE 140 est vérifié comme lisse de bardage sur le long pan

III.2 .3Vérification de la lisse de bardage de pignon

Le vent

$$v = 184,47 \times 1,063 = 196.1 \text{ daN/ ml}$$

Les charges permanentes

- Bardage : $G1 = 11,42 \text{ daN/m}^2$
- L'accessoire: $G2 = 4 \text{ daN/m}^2$
- Le poids propre de la lisse UPE 140: $G3 = 14,5 \text{ daN/m}^2$
- $G = (G1+G2) \times e + G3 = (11.42 + 4) \times 1,063 + 14.5 = 30.89 \text{ daN/ml}$

Combinaison des charges les plus défavorables

$$M_{ysd} = \frac{Q_{zsd} x l^2}{8} = \frac{1.5 V x l^2}{8} = \frac{1.5(196.1) x 6^2}{8} = 1323.68 \text{ daN.m}$$

$$M_{zsd} = \frac{Q_{ysd} x (\frac{l}{2})^2}{8} = \frac{1,35 G x (\frac{l}{2})^2}{8} = \frac{1,35(30.89) x 3^2}{8} = 46.91 \text{ daN.m}$$

III.2 .3.1 Vérification a l'état limite ultime

➤ Vérification a la flexion

Pour cette vérification on utilise la condition suivant

$$\left[\frac{M_{ysd}}{M_{plysd}} \right]^a + \left[\frac{M_{zsd}}{M_{plzsd}} \right]^\beta \leq 1 \dots\dots\dots [\text{Ec3 P37}]$$

Section en H et I et U : $a=2$ et $\beta=5n \geq 1$

$$\text{Avec : } n = \frac{N_{sd}}{N_{plRd}} = 0 \quad \longrightarrow \quad \beta = 1$$

Le profilé UPE 140 est de classe 1 de tableau de profilé

$$W_{pl; y} = 98.8 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl; z} = 33.2 \text{ cm}^3$$

$$M_{ply; Rd} = W_{pl y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{98.8 \times 27.5}{1.1} = 2470 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz; Rd} = W_{pl z} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{33,2 \times 27.5}{1.1} = 830 \text{ daN.m}$$

$$\left[\frac{M_{ysd}}{M_{plysd}} \right]^a + \left[\frac{M_{zsd}}{M_{plzsd}} \right]^\beta = \left[\frac{1323.68}{2470} \right]^2 + \left[\frac{46.91}{830} \right]^1 = 0,34 < 1 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

➤ Vérification au cisaillement

Pour cette vérification on utilise la condition suivant

$$V_{zsd} \leq V_{plzRd} \text{ et } V_{ysd} \leq V_{plyRd} \dots\dots\dots [\text{Ec3}]$$

$$V_{plzRd} = \frac{A V_z (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \text{ et } V_{plyRd} = \frac{A V_y (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

$$A_{vz} = 8.25 \text{ cm}^2 \quad ; \quad A_{vy} = A - A_{vz} = 18.4 - 8,25 = 10.15 \text{ cm}^2$$

$$V_{zsd} = \frac{Q_{zsd} x l}{2} = \frac{1,5 V x l}{2} = \frac{1.5 \times 160,5 \times 5}{2} = 601.87 \text{ daN}$$

$$V_{ysd} = 0.625 \times Q_{ysd} \times l/2 = 0.625 \times 1,35G \times l/2 = 0.625 \times 1.35 \times 37,57 \times 5/2 = 79,24 \text{ daN}$$

$$V_{plzRd} = \frac{8.25 (2350/\sqrt{3})}{1.1} = 10175.79 \text{ daN}$$

$$V_{plyRd} = \frac{10.15 (2350/\sqrt{3})}{1.1} = 12519.31 \text{ daN}$$

$$V_{zsd} \leq V_{plzRd} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$V_{ysd} \leq V_{plyRd} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

III.2 .3.2 Vérification a l'état limite de service

➤ vérification a la flèche

$$f \leq f_{adm} \text{ avec } f_{adm} = \frac{l}{200}$$

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

Flèche verticale (suivant zz') :

$$f_{adm1} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5v}{384 E I_y} \times l^4 = \frac{5 \times 196.1 \times 10^{-2}}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 600} \times (600)^4 = 2.56 \text{ cm}$$

$$f_z \leq f_{adm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Flèche latérale (suivant yy') :

$$f_{adm1} = \frac{l/2}{200} = \frac{600/2}{200} = 1.5 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{2.05G}{384 E I_y} \times (l/2)^4 = \frac{2.5 \times 30.89 \times 10^{-2}}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 78.8} \times (300)^4 = 0.07 \text{ cm}$$

$$f_y \leq f_{adm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Conclusion

Le profilé UPE 140 est vérifié comme lisse de bardage sur le long pan

III.2 .4 Calcul des liernes de long pan

Calcul de l'effort de traction dans le lierne le plus sollicité

La réaction R au niveau du lierne

$$R = 1,25 (1,35 G) l/2 = 1,25 (1,35 \times 30.89) \times 6/2 = 156,38 \text{ daN}$$

Effort de traction dans le traçons de lierne L1 provenant de la lisse inférieure

$$T_1 = R/2 = 156,38/2 = 78.19 \text{ daN}$$

$$\text{Effort dans le tronçon } L_2 : T_2 = R + T_1 = 156,38 + 78.19 = 234,57 \text{ daN}$$

Effort dans le tronçon L₃: $2/T_2 \sin \theta = T_3$

$$\Theta = \arctan \frac{1.063}{3} = 19.51^\circ$$

$$T_3 = T_2 / 2 \sin \theta = 237.57 / 2 \sin 19.51^\circ = 355.67 \text{ daN}$$

III.2 .4.1 Dimensionnement des liernes

Le tronçon le plus sollicité est L₃

Les liernes travaillent en traction ; on doit vérifier la formule suivant :

$$N_{sd} \leq N_{pl.Rd} \dots [Erc3]$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{MO}}$$

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

$$A \geq \frac{T_3 \gamma_{MO}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{355.67 \times 1.1}{2750} A \geq 0.14 \text{ cm}^2 \longrightarrow$$

$$\frac{\pi \phi^2}{4} \geq 0.14 \text{ cm}^2$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0.14}{\pi}}$$

$\phi = 0.42 \text{ cm}$ soit une barre ronde de diamètre : $\phi = 5 \text{ mm}$

Pour des raisons plastique et pour plus de sécurité on opte pour une barre ronde de diamètre

$\phi = 10 \text{ mm}$

III.3 les potelets

Les potelets sont des éléments de profile laminé qui ont pour rôle de transmettre les différents efforts horizontaux à la poutre ou vent et les efforts verticaux vers le sol.

III.3.1 Dimensionnement des potelets

Chaque pignon possède 3 potelet de longueur max $L = 6.75 \text{ m}$

- le porté max entre axe des potelets $e = 6 \text{ m}$
- les potelets sont en acier S 275

Evaluation des charges

➤ Détermination de la section de potelet:

Charge du vent la plus défavorable sur le pignon est

$$V = 184.47 \times 6 = 1106.82 \text{ daN/ml}$$

Les potelets étant articulés en tête et en pied la flèche max est

$$f = \frac{5q l^4}{384 EI} \text{ et la flèche admissible: } f_{adm} = \frac{l}{200}$$

$$f_y = \frac{5qz l^4}{384 E I_y} \leq \frac{l}{200} \quad \longleftrightarrow \quad I_y \geq \frac{1000 q z l^4}{384 E} = \geq \frac{1000 \times 476,47 \times (6.75)^4}{384 \times 21 \times 10^9}$$

$$I_y \geq 4.22 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4 = 4221,22 \text{ cm}^4$$

Donc le profil qui correspond est IPE 270

Les caractéristiques et dimensions qu'on peut utiliser sont résumées dans le tableau suivant :

$G \text{ (Kg/m)}$	$h \text{ (mm)}$	$b \text{ (mm)}$	$d \text{ (mm)}$	$t_w \text{ (mm)}$	$t_f \text{ (mm)}$	$A \text{ (cm}^2\text{)}$
36,1	270	135	219,6	6,6	10, 2	45,9
$I_y \text{ (cm}^4\text{)}$	$I_z \text{ (cm}^4\text{)}$	$W_{ply} \text{ (cm}^3\text{)}$	$W_{plz} \text{ (cm}^3\text{)}$	$i_y \text{ (cm)}$	$i_z \text{ (cm)}$	$W_{ely} \text{ (cm}^3\text{)}$
5790	420	484	97	11,2	3,02	429

Tableau III.4: caractéristique de l'IPE 270

III.3.2 Evaluation des charges

Les charges permanentes

- Bardage : $G_1 = 11,42 \text{ daN/m}^2$
- L'accessoire: $G_2 = 4 \text{ daN/m}^2$
- Le poids propre de la lisse UPE 140: $G_3 = 14,5 \text{ daN/m}^2$
- Le poids propre IPE270: $G_3 = 36,1 \text{ daN/m}^2$
- $G = (14.5 \times 6 \times 3) + (36.1 \times 6.75) + (11.42 + 4) \times 6.75 \times 6 = 1129.185 \text{ daN/ml}$

III.3. 3Vérification de la section a la résistance

$$M_{y\text{sd}} \leq M_{c; Rd}$$

$M_{c; Rd}$ Le moment de résistance qui dépend de la class de la section

$$V_{z\text{sd}} = \frac{Q_{z\text{sd}} l}{2} = \frac{1,5 V l}{2} = \frac{1,5 \times 1106,82 \times 6}{2} = 4980,69 \text{ daN}$$

$$V_{plz\text{Rd}} = \frac{22,25(2750/\sqrt{3})}{1,1} = 32115,11 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{z\text{sd}}}{V_{plz\text{Rd}}} = \frac{4980,69}{32115,11} = 0,16 < 0,5$$

L'indice de l'effort tranchant sur le moment résistant peut être négligé

➤ Incidence de l'effort normal:

$$N_{\text{sd}} \leq \min \left(0,25 N_{pl, rd}; \frac{0,5 A_w f_y}{\gamma_{M0}} \right)$$

$$N_{\text{sd}} = 1,35 G = 1,35 \times 1129,185 = 1524,4 \text{ daN}$$

$$N_{pl\text{Rd}} = \frac{A_x f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{44,8 \times 2350}{1,1} = 112000 \text{ daN}$$

$$0.25N_{plRd}=0.25 \times 112000 = 28000 \text{ daN}$$

$$A_w = A - 2b t_f = 45,9 - 2 \times 13,5 \times 1,02 = 18,36 \text{ cm}^2$$

$$\frac{0,5 A_w x f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,5 \times 18,36 \times 2750}{1,1} = 22950 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1524,4 \text{ daN} < \min (28000 ; 22950)$$

L'incidence de l'effort normal sur le moment résistant peut être négligée

D'après le tableau de profile IPE 270 est de classe 1

$$M_{ysd} = \frac{Q_z s d x l^2}{8} = \frac{1,5 \times V \times l^2}{8} = \frac{1,5 \times 1106,82 \times 6,75^2}{8} = 9455,53 \text{ daN.m}$$

$$M_{c; Rd} = M_{pl; y; Rd} = W_{pl; y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{484 \times 27,5}{1,1} = 12100 \text{ daN.m}$$

$M_{ysd} < M_{c; Rd}$ condition vérifiée

III.3. 4Vérification de la résistance aux instabilités (flambement et déversement)

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes

a) Le flambement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl; y; Rd}} + \frac{k_y \times M_{y; sd}}{M_{pl; y; Rd}} \leq 1$$

b) Le déversement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times N_{pl; y; Rd}} + \frac{k_{LT} \times M_{y; sd}}{\chi_{LT} \times M_{pl; y; Rd}} \leq 1$$

a) Flexion composée avec risque de flambement

- Calcul du coefficient de réduction minimale pour le flambement χ_{min}

Flambement par rapport à l'axe fort yy :

Calcul de l'élancement :

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{675}{11,2} = 60.27$$

Calcul d'élancement réduit :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^6}{275} \right]^{0,5} = 87.39$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} [\beta_A]^{0,5} ; \beta_A = 1 \text{ (section 1, 2 et 3)}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{60.27}{87.39} = 0,69$$

Choix de la courbe de flambement :

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section

$$\frac{h}{b} = \frac{270}{135} = 2 \text{ mm} > 1,2 \text{ mm}$$

Suivant y-y : courbe **a** $\alpha = 0.21$

Facteur de réduction

$$\chi_y = 0,8523$$

(tableau du coefficient de flambement χ de la courbe a)

Flambement par rapport à l'axe faible zz :

Calcul de l'élancement :

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{106.3}{3,2} = 33.22$$

Calcul d'élancement réduit :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^6}{275} \right]^{0,5} = 87.39$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} [\beta_A]^{0,5} ; \beta_A = 1 \text{ (section 1, 2 et 3)}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{33.22}{87.39} = 0,38$$

Choix de la courbe de flambement :

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section

$$\frac{h}{b} = \frac{270}{135} = 2 \text{ mm} > 1,2 \text{ mm}$$

Suivant z-z: courbe **b** $\alpha = 0.34$

Facteur de réduction

$$\chi_z = 0,9339$$

(tableau du coefficient de flambement χ de la courbe b)

$$\chi_{min} = \min (0,7339; 0,8566) \chi_{min} = 0,7339$$

➤ **Calcul du coefficient k_{LT} :**

Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'Eurocode 03 :

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{X_z \cdot A \cdot f_y} \leq 1.5$$

$$\text{Avec : } \mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \leq 0.9$$

B_w : un facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.

Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie : $B_w = 1.3$

$$\bullet \mu_y = 0,69 (2 \times 1,3 - 4) + \frac{484 - 429}{429} = -0.84$$

On aura donc :

$$K_y = 1 - \frac{-0.84 \times 1524.4}{0,8523 \times 45,9 \times 2750} = 1,01 < 1,5$$

Vérification au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} N_{pl,Rd}} + \frac{K_y M_{y,Ed}}{M_{pl,Rd}} = \frac{1524.4}{0.8523 \times 112000} + \frac{1.01 \times 9455.53}{12100} = 0.81 < 1 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

b) Vérification au déversement

➤ Calcul du coefficient de réduction pour le déversement :

Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis du déversement λ_{LT}

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} [\beta_A]^{0.5} ; \beta_A = 1 \text{ (Section 1, 2 et 3)}$$

• Calcul de l'élancement réduit :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^6}{275} \right]^{0.5} = 87.39$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right) \right]^{0.25}}$$

Avec :

$$i_z = 3.02 \text{ cm} ; h = 27 \text{ cm} ; t_f = 1.02 \text{ cm}.$$

Avec :

$$C_1 = 1.132$$

$$\lambda_{LT} = \frac{106.3/3.02}{(1.132)^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{106.3/3.02}{\frac{27}{1.02}} \right) \right]^{0.25}} = 32.39$$

$$\text{et } \overline{\lambda}_{LT} = \frac{32.39}{87.39} = 0.37 < 0.4 \longrightarrow \text{il y a un risque pour le déversement}$$

Facteur d'imperfection pour le déversement.

$\alpha_{LT} = 0.21$: pour les sections laminées.

$\alpha_{LT} = 0.49$: pour les sections soudées.

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Section laminée : } \alpha_{LT} = 0.21 \\ \text{Courbe de flambement } \mathbf{a} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{b} = \frac{270}{135} = 2 \text{ mm} > 1.2$$

• Coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT} :

$$\chi_{LT} = 0.8118 \quad (\text{tableau du coefficient de flambement } \chi \text{ de la courbe a})$$

- **Calcul du coefficient k_{LT}**

Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'Eurocode 03 :

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_Z \cdot A \cdot f_y} \leq 1.5$$

$$\text{Avec : } \mu_{LT} = 0.15 \bar{\lambda}_Z \cdot \beta_{MLT} - 0.15 \leq 0.9$$

$$\mu_{LT} = 0.15(0.38) \cdot (1.3) - 0.15 = -0.0$$

On aura donc :

$$K_{LT} = 1 - \frac{-0.08 \times 1524.4}{0.8118 \times 45.9 \times 2750} = 1 < 1.5$$

c) Vérification au déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_Z \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y, sd}}{\chi_{LT} \cdot N_{pl,Rd}} = \frac{1524.4}{0.8118 \times 112000} + \frac{1 \times 9455.53}{12100} = 0.79 < 1 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc le flambement et le déversement est vérifié

IPE 270 convient comme potelet

Conclusion

L'étude que nous avons étudiée nous a permis de déterminer la nature des profilées éléments secondaires, qui devront résister aux différentes sollicitations et voici les profilés qui ont été retenus après les vérifications pour différents éléments :

- Les pannes : IPE 200
- Lisse de bardages : UPE 140
- Les potelets : IPE 270

CHAPITRE IV
DIMENSIONNEMENT
DES ELEMENTS
STRUCTURAUX

Chapitre IV: Dimensionnement des Eléments structuraux

IV.1 Introduction

Après avoir étudié la stabilité longitudinale qui est assurée par les palées de stabilité nous allons vérifier la stabilité transversale qui est assurée par la rigidité du portique (Portique autostable) qui reprendra tous les efforts transversaux et les transmettra aux fondations sans présenter de grandes déformations.

Les portiques constitués de poteaux et traverses sont généralement les plus utilisés de nos jours, leur utilisation est limitée à des portées inférieures ou égales à 20 m ($l \leq 20$) pour les portiques de longues portées il est préférable pour des raisons économiques. Les profilés laminés en I ou en H sont les plus utilisés comme poteau du portique en charpente métallique. Les traverses elles sont généralement constituées de profilés laminés en I.

Les portiques en générale peuvent avoir une portée de 15 à 60 m, toutefois les portées comprises entre 20 et 30 m sont les plus économiques, la portée de notre portique est de 48m (2×24 m)

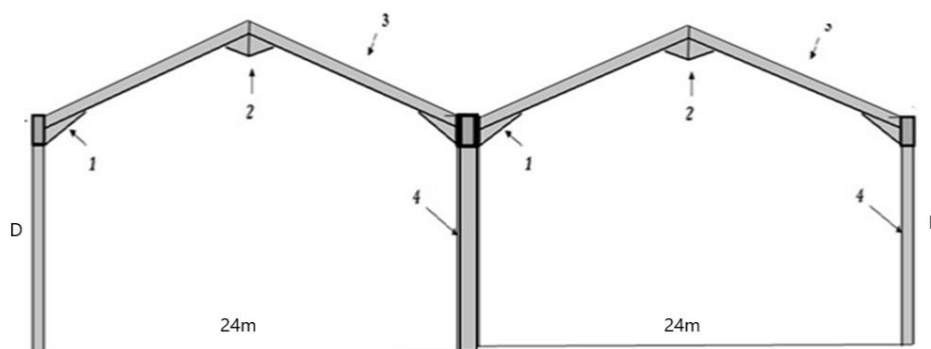


Figure IV.1 : Eléments constituant le portique.

Legends:

- 1 : Renfort de jarret.
- 2 : Renfort de faitage.
- 3 : Traverse.
- 4 : Poteau.

IV.2 Efforts sollicitant le portique:

Pour les bâtiments à un seul niveau, les principales charges, outre le poids de la structure, sont la neige et le vent, bien que dans certains cas l'effort sismique est envisageable.

IV.2.1 Charges permanents

- Poids de toiture : $G_1 = 13.834 \text{ kg/m}^2$ (Site européen Algérie)
- Poids de l'accessoire : $G_2 = 4 \text{ kg/m}^2$
- Le poids propre de la panne: $G_3 = 22.4 \text{ kg/ml}$ Ou bien $G_3 = 22.4/2 = 11.2 \text{ kg/ml}$
- Traverse (estimée) : $G_4 = 12 \text{ kg/m}^2$

Poids total

$G = P_{\text{Toiture}} + P_{\text{Accessoires}} + P_{\text{Panne}} + P_{\text{Traverse}}$

$$G = 13,834 + 4 + 11.2 + 12 \quad \quad \quad \mathbf{G = 41.034 \text{ kg/m}^2}.$$

Entraxe des portiques est de : $L = 6 \text{ m}$

$$G = 41.034 \times 6 \quad \quad \quad \mathbf{G = 246.204 \text{ kg/ml}}$$

IV.2.2 Effet du sable :(voir CH.2)

$S = 0.025 \text{ kg/m}^2$ (par projection horizontale)

$$S = 0.025 \times 6 \quad \quad \quad \mathbf{S = 0.15 \text{ Kg/ml}}$$

IV.2.3 Effet du vent : (voir CH.2)

- Vent perpendiculaire au long pan et le plus défavorable

$$Q_j[\text{kg/ml}] = Q_j[\text{kg/m}^2] \times \text{entraxe}$$

Paroi verticale

Zone	Cd	Qdym	Ce	Cpi	$Q_j[\text{kg/m}^2]$	$Q_j[\text{kg/ml}]$
A	0,86	115,15	-1	+0,8	-178,252	-1069,5
B	0,86	115,15	-0,8	+0,8	-158,446	-950,68
C	0,86	115,15	-0,5	+0,8	-128,738	-772,43
D	0,86	115,15	+0,8	+0,8	0	0
E	0,86	115,15	-0,3	+0,8	-108,932	-653,59

Toiture

Zone	Cd	Qdym	Ce	Cpi	$Q_j[\text{kg/m}^2]$	$Q_j[\text{kg/ml}]$
F	0,86	121,26	-2,21	+0,8	-313,894	-1883,36
G	0,86	121,26	-1,12	+0,8	-200,225	-1201,35
H	0,86	121,26	-0,53	+0,8	-138,697	-832,18
I	0,86	121,26	-0,32	+0,8	-116,798	-700,79
J	0,86	121,26	-0,45	+0,8	-130,355	-782,13

Tableau IV.1: valeurs de pressions (V2) cas fermée

Le portique intermédiaire est le plus chargé vis-à-vis de la charge u vent car la surface tributaire de ce dernier est le double de celle du portique de rive.

Pour simplifier les calculs on transforme la charge du vent sur la toiture en une charge équivalente uniformément répartie.

$$\text{Versant de gauche : } \frac{(1201.35 \times 1.5) + (832.18 \times 10.5)}{12} = 878.33 \text{ daN/ml}$$

$$\text{Versant de droite : } \frac{(782.13 \times 1.5) + (700.79 \times 10.5)}{12} = 710.95 \text{ daN/ml}$$

Étant donné que les actions du vent sur les deux versants peuvent se renverser selon la direction du vent, et pour des raisons de simplicité on peut admettre une seule valeur équivalente sur les deux versants.

$$\text{Charge équivalente du vent } W = \frac{878.33 + 710.95}{2} = 794.64 \text{ daN/ml}$$

IV.3 Calcul des efforts internes :

Le calcul des efforts internes de notre portique, se fera avec la méthode des forces et déplacements de la RDM.

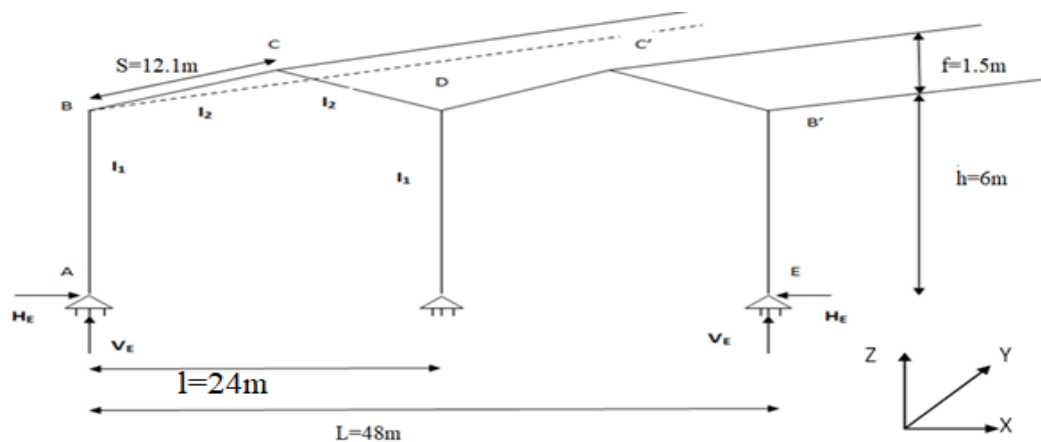


Figure IV.2: Efforts internes

On assume $I_2 \approx I_1$

- $K = \frac{\text{raideur-rampant}}{\text{raideur-bequille}} = \frac{h}{s} = \frac{6}{12.1} = 0,49$
- $\varphi = \frac{f}{h} = \frac{1.5}{6} = 0,25$
- $\Delta = K + 3 + 3\varphi + \varphi^2 = 0,49 + 3 + 3(0,25) + (0,25)^2 = 4,3$

IV.3.1 charges verticales vers le bas : (charges permanentes et surcharge du sable)

On procède aux calculs sous une charge unitaire : $q = 1 \text{ daN/ml}$

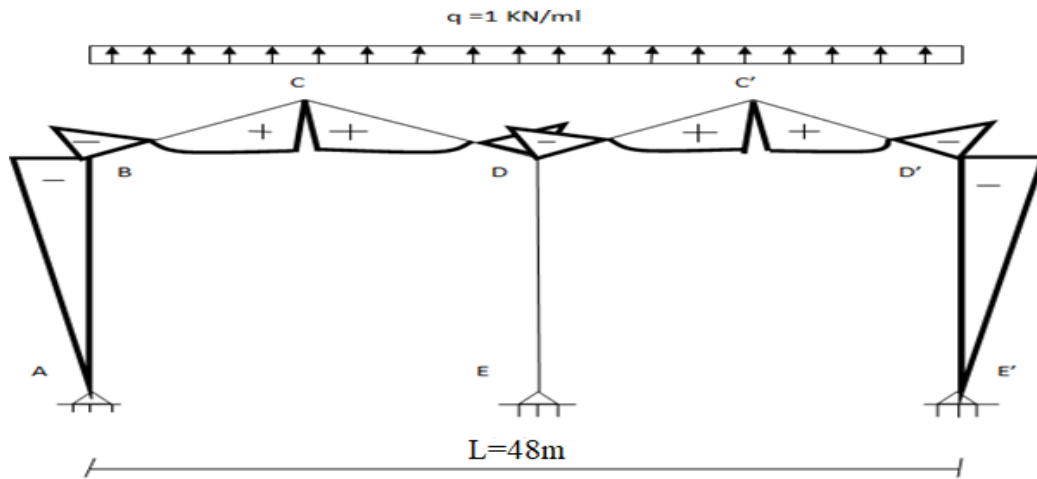


Figure IV.3 : Représentation des efforts internes, cas des charges verticales vers le bas.

$$\beta = \frac{8+5\varphi}{4\Delta} = \frac{8+5(0.25)}{4(4,3)} = 0,53$$

$$\gamma = 1 - \beta(1 + \varphi) = 1 - 0,53(1 + 0,25) = 0,46$$

On trouve les efforts internes suivants

$$H_A = -H_E = \beta \frac{qxl^2}{8h} = 0,53 \times \frac{1 \times 24^2}{8 \times 6} = 6.36 \text{ Kg}$$

$$V_A = V_E = \frac{qxl}{2} = \frac{1 \times 24}{2} = 12 \text{ Kg}$$

$$M_B = M_D = -\beta \frac{qxl^2}{8} = -0,53 \frac{1 \times 24^2}{8} = -38.16 \text{ kg.m}$$

$$M_C = \gamma \frac{qxl^2}{8} = 0,46 \frac{1 \times 24^2}{8} = 33.12 \text{ kg.m}$$

IV.3.2 Charges verticales vers le haut :

Calcul sous la charge unitaire : $q = 1.0 \text{ kg/ml}$

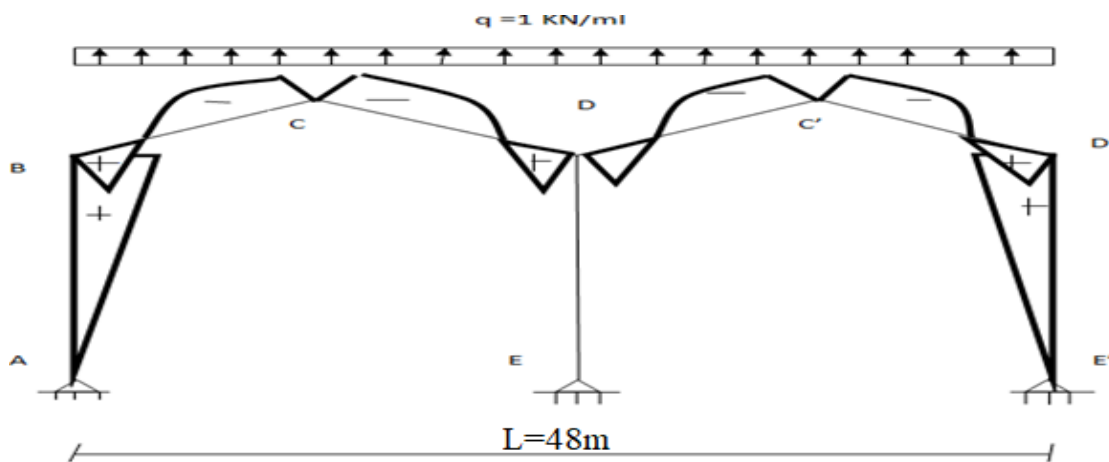


Figure IV.4 : Représentation des efforts internes, cas des charges verticales vers le haut

$$H_A = -H_E = \beta \frac{qxl^2}{8h} = 0,53 \times \frac{1 \times 24^2}{8 \times 6} = 6.36 \text{ Kg}$$

$$V_A = V_E = \frac{qxl}{2} = \frac{1 \times 24}{2} = 12 \text{ Kg}$$

$$M_B = M_D = \beta \frac{qxl^2}{8} = 0,53 \frac{1 \times 24^2}{8} = 38.16 \text{ kg.m}$$

$$M_C = \gamma \frac{qxl^2}{8} = 0,46 \frac{1 \times 24^2}{8} = 33.12 \text{ kg.m}$$

IV.3.3 le vent horizontal (pression) calcul sous la charge unitaire :

$$q = 1.0 \text{ kg/ml}$$

$$\delta = \frac{5K+12+6\varphi}{8\Delta} = \frac{5(0,49)+12+6(0,25)}{8(4,3)} = 0,46$$

$$\beta = 1 - \delta = 1 - 0,46 = 0,55$$

$$\gamma = \delta (1 + \varphi) - \frac{1}{2} = 0,46(1 + 0,25) - \frac{1}{2} = 0,075$$

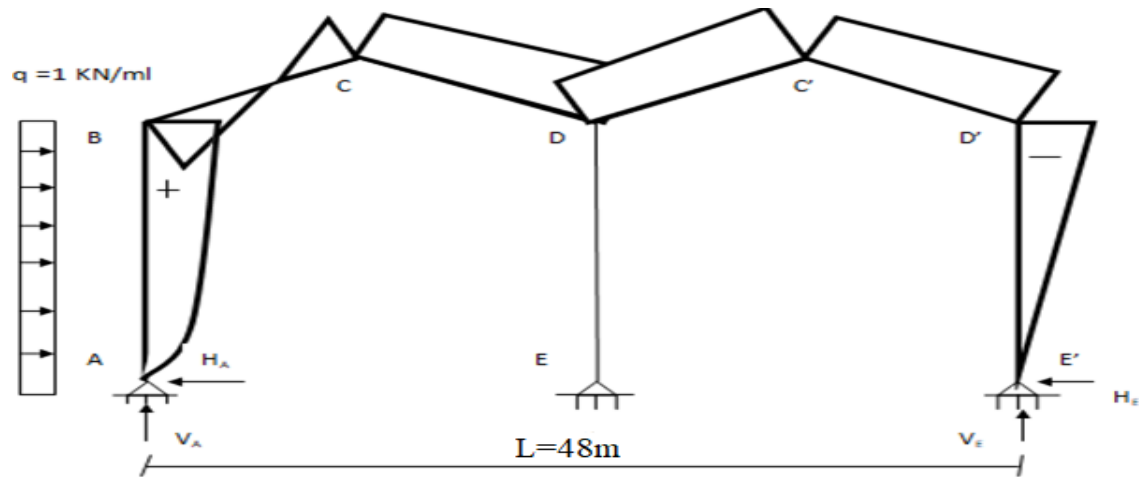


Figure IV.5 : Représentation des efforts internes, cas des charges horizontale (pression)

$$H_E = \delta \frac{q x h}{2} = 0,46 \frac{1 \times 6}{2} = 1,38 \text{ kg}$$

$$H_A = q \times h - H_E = 1 \times 6 - 1,38 = 4.62 \text{ kg}$$

$$V_A = -V_E = \frac{q x h^2}{2l} = \frac{1 \times 6^2}{2 \times 24} = 0.75 \text{ Kg}$$

$$M_B = \beta \frac{q x h^2}{2} = 0,55 \frac{1 \times 6^2}{2} = 9.9 \text{ kg.m}$$

$$M_D = 0 \text{ kg.m}$$

$$M_C = -\gamma \frac{q x h^2}{8} = -0,075 \frac{1 \times 24^2}{8} = -5.4 \text{ kg.m}$$

IV.3.4 le vent horizontal (dépression) :

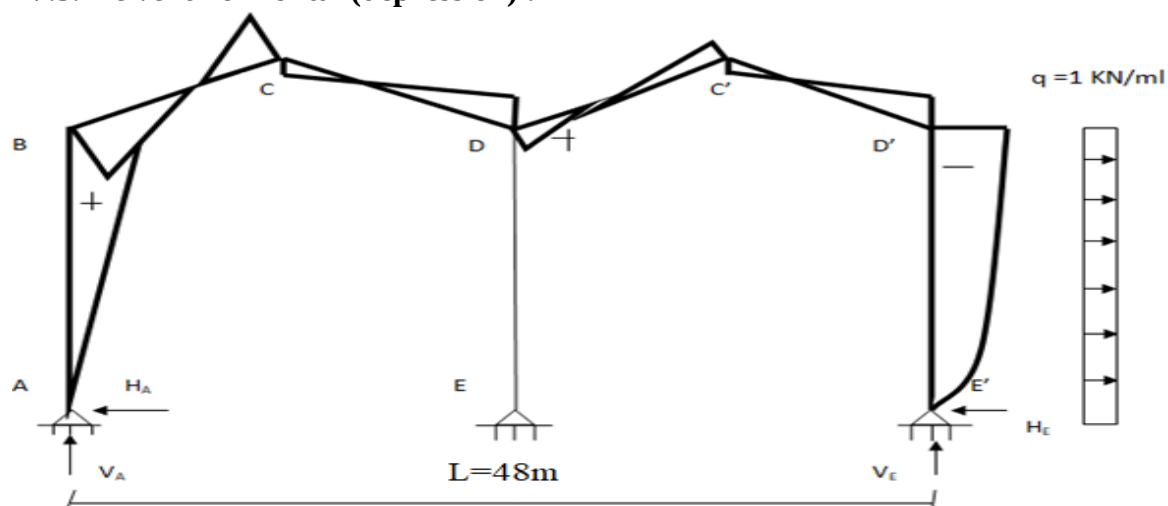


Figure IV.6 : Représentation des efforts internes, cas des charges horizontale (dépression)

$$H_A = \delta \frac{qxh}{2} = 0,46 \frac{1 \times 6}{2} = 1,38 \text{ kg}$$

$$H_E = q \times h - H_A = 1 \times 6 - 1,38 = 4.62 \text{ kg}$$

$$V_E = -V_A = -\frac{qxh^2}{2l} = -\frac{1 \times 6^2}{2 \times 24} = -0.75 \text{ Kg}$$

$$M_B = \beta \frac{qxh^2}{2} = 0,55 \frac{1 \times 6^2}{2} = 9,9 \text{ kg.m}$$

$$M_D = 0 \text{ kg.m}$$

$$M_C = \gamma \frac{qxh^2}{8} = 0,075 \frac{1 \times 24^2}{8} = 5,4 \text{ kg.m}$$

IV.4 Tableaux récapitulatifs :

a) Efforts internes sous la charge unitaire

		Réaction d'appuis (daN)			
Actions	q (daN/ml)	H _A	H _E	V _A	V _E
G	1	6.36	-6.36	12	12
S	1	6.36	-6.36	12	12
V1 (horizontale)	1	-1,38	-4.62	-0,75	0,75
V2 (soulèvement)	1	-6.36	6.36	-12	-12

Tableau IV.2: Réactions d'appuis sous une charge unitaire

		Moments (daN.m)		
Actions	q (daN/ml)	M _B	M _C	M _D
G	1	-38.16	33.12	0
S	1	-38.16	33.12	0
V1 (horizontale)	1	9.9	5.4	0
V2 (soulèvement)	1	38.16	-33.12	0

Tableau IV. 3: valeurs des moments sous une charge unitaire

b) Efforts internes sous les charges actuelles

		Réaction d'appuis (daN)			
Actions	q (daN/ml)	H _A	H _E	V _A	V _E
G	246.204	1565.86	-1565.86	2954.45	2954.45
S	0.15	0.954	-0.954	1.8	1.8
V1 (horizontale)	653.59	-901.95	-3019.59	-490.2	490.2
V2 (soulèvement)	794.64	-5053.91	5053.91	-9535.68	-9535.68
V3=V1+V2		-5955.86	2034.32	-10025.88	-9045.48

Tableau IV.4: Réactions d'appuis sous charges actuelles

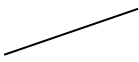
		Moments (daN.m)		
Actions	q (dan/ml)	M _B	M _C	M _D
G	246.204	-9395.14	8154.28	0
S	0.15	-5.7	4.8	0
V1 (horizontale)	653.59	6470.54	3529.39	0
V2 (soulèvement)	794.64	30323.46	-26318.48	0
V3=V1+V2		36794	-22789.09	0

Tableau IV. 5: valeurs des moments sous charges actuelles

c) combinaisons à l'ELU

		Réaction d'appuis (daN)		
Combinaisons	H _A	H _E	V _A	V _E
1,35G+1,5S	2109.94	-2112.48	3990.94	3990.04
1,35G+1,35S+1,35V3	-5925.21	631.13	-9544	-8220.46
G+1,5V3	-7367.93	1485.62	-12084.37	-10613.77

Tableau IV.6: combinaisons à l'ELU pour les réactions d'appuis

	Moments (daN.m)		
Combinaisons	M _B	M _C	M _D
1,35G+1,5S	-12691.99	11015.48	0
1,35G+1,35S+1,35V3	36980.77	-19750.51	0
G+1,5V3	45795.86	-26029.36	0

Tableau IV.7: combinaisons à l'ELU pour les moments

IV.5 Calcul de l'imperfection géométrique globale :(défaut d'aplomb)

Elles sont prises en compte lorsque la somme des efforts horizontaux est inférieure à 15% de la somme des efforts verticaux. Elles peuvent être remplacées par un système de forces équivalentes calculées pour chaque poteau.

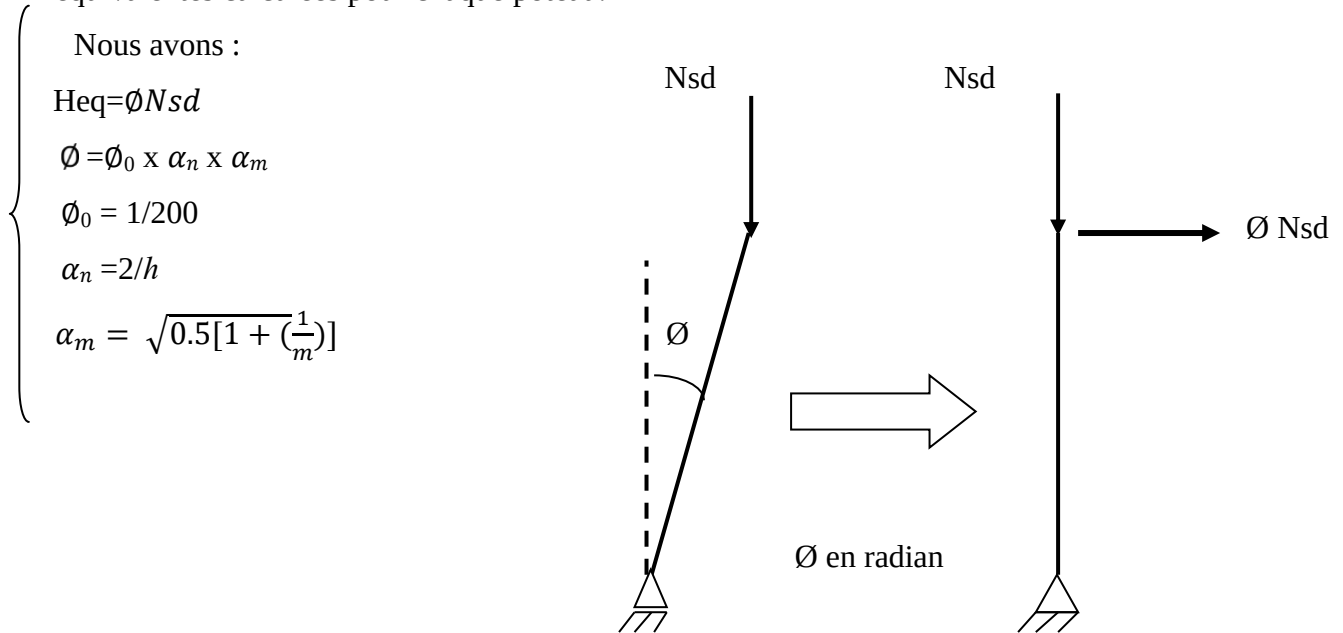


Figure IV.7 : Imperfection géométrique

Avec :

- H_{eq} : Effort horizontal équivalent appliqué en tête de chaque poteau.
- N_{sd} : Effort normal de compression dans le poteau.
- ϕ : Défaut initial d'aplomb.
- ϕ_0 : Valeur de base.
- : Coefficient de réduction qui tient compte de la hauteur h applicable au poteau.
- : Coefficient de réduction qui tient compte du nombre de poteaux dans une rangée.

On trouve :

$h = 7.5$ m : hauteur de la structure. .

$m = 2$: nombre de poteaux dans une file.

$$\alpha_m = \sqrt{0.5[1 + (\frac{1}{m})]} = \sqrt{0.5[1 + (\frac{1}{2})]} = 0.866$$

$$\alpha_n = 2/\sqrt{h} = 2/\sqrt{7.5} = 0.73$$

$$\phi = \frac{0.866 \times 0.73}{200} = 3,16 \cdot 10^{-3}$$

IV.5.1 Modélisation avec les imperfections

a) Efforts en pieds de poteaux aux ELU

Combinaisons ELU	Poteau 1		Poteau 2		Somme	
	H _A (kN)	V _A (kN)	H _E (kN)	V _E (kN)	H (kN)	V (kN)
Comb 1	21.1	39.9	-21.1	39.9	0	79.8
Comb 2	-59.3	-95.4	6.3	-82.2	-53	-177.6
Comb 3	-73.7	-120.8	14.9	-106.1	-58.8	-226.9

Tableau IV.8: Efforts en pieds des poteaux l'ELU

Les défauts d'aplomb ne sont pas à considérer si : $|H| \geq 0,15 |V|$

Combinaisons (ELU)	0,15 V	$ H \geq 0,15 V $
Comb 01	11.97	Non
Comb 02	-26.64	oui
Comb 03	-34.04	oui

Tableau IV.9 : Prise en compte des défauts d'aplomb

Remarque :

Les défauts d'aplomb ne sont pas à considérer pour les combinaisons 02 et 03 car la condition $H \geq 0.15 V$ est vérifiée.

b) Efforts équivalents en tête des poteaux

Combinaisons	Poteau 1		Poteau 2	
	N _{sd} (kN)	H _{eq} (kN)	N _{sd} (kN)	H _{eq} (kN)
Comb 1	39.9	0,13	39.9	0,13
1,35G+1,5S				

Tableau IV.10 : Efforts équivalent en tête des poteaux

IV.5.2 Calcul des efforts internes additionnels

a) Effort horizontal en tête du poteau

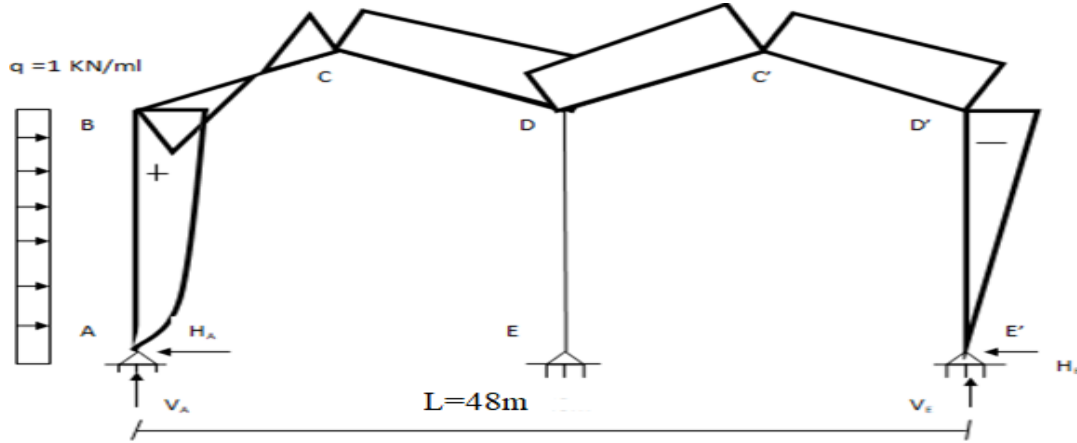


Figure IV.8 : Effort horizontal en tête du poteau

$$P = 2 \times H_{eq} = 0,13 \times 2 = 0,26 \text{ KN}$$

$$\beta = \frac{1}{2} \left[1 + \frac{\varphi(3+2\varphi)}{2\Delta} \right] = \frac{1}{2} \left[1 + \frac{0,25(3+2(0,25))}{2(4,3)} \right] = 0,55085$$

$$\delta = \frac{1}{2} \left[1 - \frac{\varphi(3+2\varphi)}{2\Delta} \right] = \frac{1}{2} \left[1 - \frac{0,25(3+2(0,25))}{2(4,3)} \right] = 0,44915$$

$$\gamma = \frac{\varphi}{2} \left[1 - \frac{(1+\varphi)(3+2\varphi)}{2\Delta} \right] = \frac{0,25}{2} \left[1 - \frac{(1+0,25)(3+2(0,25))}{2(4,3)} \right] = 0,0614$$

$$H_A = \frac{p}{2} \left[1 + \frac{\varphi(3+2\varphi)}{2\Delta} \right] = \frac{0,26}{2} \left[1 + \frac{0,25(3+2(0,25))}{2(4,3)} \right] = 0,143 \text{ KN}$$

$$H_E = p - H_A = 0,26 - 0,143 = 0,117 \text{ KN}$$

$$V_A = -V_E = -\frac{pxh}{l} = -\frac{0,26 \times 6}{24} = -0,07 \text{ KN}$$

$$M_B = \beta ph = 0,55085 \times 0,26 \times 6 = 0,8593 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -\gamma ph = -0,0614 \times 0,26 \times 6 = -0,0958 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0$$

IV.5.3 Combinaisons aux ELU avec prise en compte de H_{eq}

	Réaction d'appuis (KN)			
Combinaisons	H_A	H_E	V_A	V_E
1,35G+1,5S	21.1	-21.1	39.9	39.9
p	-0,143	-0,117	-0,07	0,07
1,35G+1,5S+ p	19.86	-21.22	39.83	39.97
1,35G+1,35S+1,35V3	-59.25	6.3	-95.44	-82.2
G+1,5V3	-73.68	14.86	-12.84	-106.14

Tableau IV.11: Combinaisons à l'ELU pour les Réactions d'appuis avec prise en compte de.

H

	Moments (KN.m)		
Combinaisons	M_B	M_C	M_D
1,35G+1,5S	-126.92	110.15	0
p	0.86	-0.1	0
1,35G+1,5S+ p	-126.06	110.05	0
1,35G+1,35S+1,35V3	-369.8	-197.5	0
G+1,5V3	457.96	-260.29	0

Tableau IV.12: Combinaisons à l'ELU pour les Moments avec prise en compte de. H_{eq}

Calcul préliminaire :

Nous pouvons admettre les éléments porteurs suivants des règles empirique de pré dimensionnement de l'annexe A6.1:

Pour les traverses : $h = \frac{l}{30} = \frac{12100}{30} = 403.33 \rightarrow \text{PPE450}$

IV. 6 Choix de la méthode d'analyse :

Le choix de la méthode d'analyse est conditionné par la valeur du coefficient d'éloignement critique α_{cr}

- Si $\alpha_{cr} \geq 10$ **Structure rigide** : analyse élastique au 1^{er} ordre.
- Si $\alpha_{cr} < 10$ **Structure souple** : analyse élastique avec prise en compte des effets du 2^{ème} ordre.
- Si $\alpha_{cr} \geq 15$ **Structure rigide** : analyse plastique.
-

IV.6.1 Détermination du facteur d'éloignement critique minimum α_{cr} :

L'importance des effets du second ordre sur une ossature est mesurée par sa déformabilité latérale à travers le coefficient d'amplification critique α_{cr} ; Dans le cas de portique à faible pente, ce dernier peut être calculé avec la formule approchée suivante pour la combinaison d'action considérée.

$$\alpha_{cr} = \frac{H}{\delta_h} \times \frac{h}{v}$$

Avec :

H : action horizontal total.

V : action vertical total (prise égale à 10kN : charge horizontale arbitraire)

δ_h : déplacement horizontal.

h : hauteur du poteau.

Ou bien par la relation suivante :

$$\frac{1}{\alpha_{cr}} = \frac{V_{sd}}{V_{cr}} = \frac{N_{sd,t}}{N_{cr,t}} + (4 + 3.3.R) \frac{N_{sd,p}}{N_{cr,p}}$$

$N_{sd,p}$: effort axial de compression dans le poteau

$N_{cr,p}$: effort critique d'Euler dans le poteau

$N_{sd,t}$: effort axial de compression dans la traverse

$N_{cr,t}$: effort critique d'Euler dans la traverse

$$R = \frac{l_1 s}{l_2 h} = \frac{s}{h} = \frac{12.1}{6} = 2,01 \dots\dots\dots (l_1 = l_2)$$

I : le moment d'inertie de l'IPE 450 suivant l'axe yy (estimé)

$$N_{cr,p} = \frac{\pi^2 EI}{h^2} = \frac{\pi^2 \times 2,1 \times 10000 \times 33740}{600^2} = 19425.03 \text{ KN}$$

$$N_{cr,t} = \frac{\pi^2 EI}{s^2} = \frac{\pi^2 \times 2,1 \times 10000 \times 33740}{1210^2} = 4776.3 \text{ kN}$$

Sous la combinaison 1.35G+1.5N :

$$N_{sd,t} = 39.9 \sin 7.12 + 21.1 \cos 7.12 = 25.9 \text{ KN}$$

$$N_{sd,p} = 39.9 \text{ KN}$$

$$\frac{1}{\alpha_{cr}} = \frac{V_{sd}}{V_{cr}} = \frac{25.9}{4776.3} + (4 + 3,3 (2,01)) \frac{39.9}{19425.03} = 0,03$$

$$\alpha_{cr} > 10$$

Donc la structure est rigide.

On opte pour la méthode élastique au 1^{er} ordre.

IV.7 Pré-dimensionnement de la traverse

a) Moments sous la combinaison : 1.35G + 1.5S

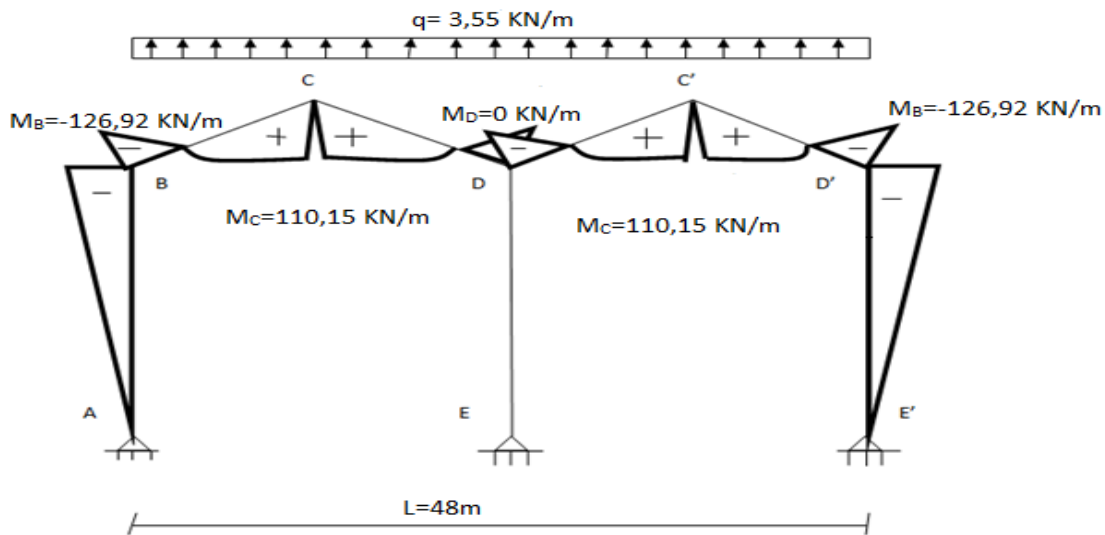


Figure IV.9 : Moments sous la combinaison 1.35G + 1.5S

c) Moments maximaux sollicitant la traverse

- Action vers le bas : (charges de gravités)

Sous la combinaison : 1.35G + 1.5N + P

- Aux appuis : $M_D = 0 \text{ kN.m}$; $M_B = -126.06 \text{ kN.m}$
- Au faitage : $M_C = 110.05 \text{ kN.m}$

- Action vers le haut :

Sous la combinaison : G + 1.5V₃

- Aux appuis : $M_B = 457.96 \text{ kN.m}$; $M_D = 0 \text{ kN.m}$
- Au faitage : $M_C = -260.29 \text{ kN.m}$
- **V.7.1 Vérification de la traverse a l'ELS :**

V.7.1.1 Vérification de la flèche :

- Le calcul de la flèche est réalisé au faitage de la traverse, en C, sous l'action combinée non pondérée de : G + S
- La flèche maximale au faitage est donnée par la formule suivante :

$$y_{max} = \frac{1}{384 EI_y} (5q l^4 - 48 M_B \cdot l^2) \leq \delta_{max} = \frac{1}{200}$$

$$q = G + S = 2.46 + 0.0015 = 2.46 \text{ KN/ml}$$

$$E = 2.1 \times 10^4 \text{ kN/cm}^2$$

$$I_y = 33740 \text{ cm}^4$$

$$l = 24 \text{ m}$$

$$M_B = 94.01 \text{ kN.m (sous la combinaison G+N)}$$

$$Y_{max} = \frac{1}{384 \times 2.1 \times 10^4 \times 33740} (5 \times 2.46 \times 10^{-2} \times 2400^4 - 48 \times 94.01 \times 10^2 \times 2400^2) = 5.46 \text{ cm}$$

$$Y_{max} = 5.46 \text{ cm} < \delta_{max} = \frac{l}{200} = \frac{2400}{200} = 12 \dots \dots \dots \text{flèche vérifiée}$$

IV.7.2 Vérification de la traverse a l'ELU

IV.7.2.1 Vérification de la section à la résistance :

➤ Bilan des efforts :

$$M_{y, sd} = 457.96 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = 12.84 \sin 7.12 + 14.86 \cos 7.12 = 16.34 \text{ kN}$$

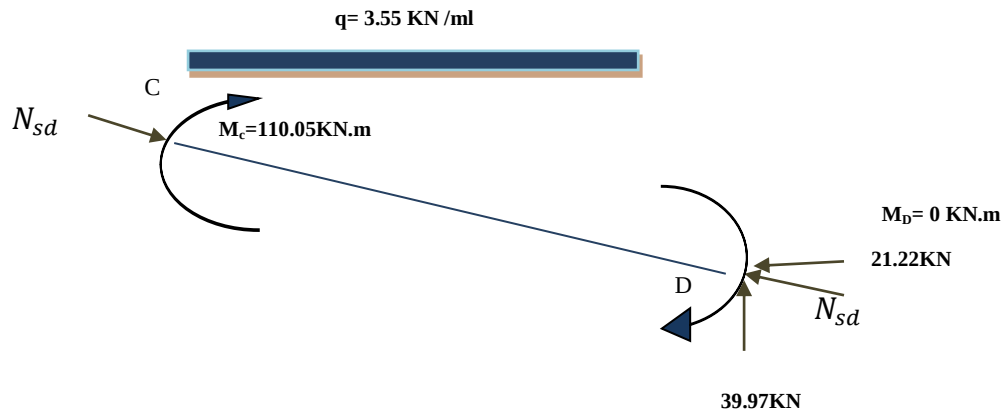
$$V_{z, sd} = 12.84 \cos 7.12 - 14.86 \sin 7.12 = 10.9 \text{ kN}$$

➤ Les caractéristiques du profilé IPE 450

$G \text{ (Kg/m)}$	$h \text{ (mm)}$	$b \text{ (mm)}$	$d \text{ (mm)}$	$t_w \text{ (mm)}$	$t_f \text{ (mm)}$	$A \text{ (cm}^2\text{)}$
77.6	450	190	378.8	9.4	14.6	98.8
$I_y \text{ (cm}^4\text{)}$	$I_z \text{ (cm}^4\text{)}$	$W_{ply} \text{ (cm}^3\text{)}$	$W_{plz} \text{ (cm}^3\text{)}$	$i_y \text{ (cm)}$	$i_z \text{ (cm)}$	$W_{ely} \text{ (cm}^3\text{)}$
541	2668	1701.8	276.4	18.48	4.12	1499.7

Tableau IV .1 3: caractéristique De IPE450

➤ **Classe de la section**



Section sollicitée en flexion composé :

Classe de la semelle comprimé :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10 \text{ € Avec : } \epsilon = \sqrt{\left(\frac{235}{f_y}\right)} = 0.92$$

$$\frac{b/2}{t_f} = \frac{190/2}{14.6} = 6.5 < 9.2 \longrightarrow \text{semelle de classe 01.}$$

Classe de l'âme comprimée :

$$\alpha = \frac{1}{d} \left(\frac{d+d_c}{2} \right) \leq 1 \text{ avec : } d_c = \frac{N_{sd}}{t_w \cdot f_y} = \frac{16.34}{0.96 \times 27.5} = 0.62 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{1}{37.88} \left(\frac{37.88 + 0.62}{2} \right) = 0.51 \quad \alpha > 0.5$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{378.8}{9.4} = 40.29 ; \frac{396 \epsilon}{(13\alpha - 1)} = \frac{396 \times 0.92}{(13 \times 0.51 - 1)} = 64.71$$

$$\frac{d}{t_w} < \frac{396 \epsilon}{(13\alpha - 1)} \longrightarrow \text{ame de classe 01}$$

➡ Section de classe 01.

a) Incidence de l'effort tranchant

Si $V_{z, sd} \leq 0.5 V_{pl, Rd}$ il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant

➤ $V_{z, sd} = 10.9 \text{ kN}$

➤ $V_{plzRd} = \frac{AV_z(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{10.9 (27.5/\sqrt{3})}{1.1} = 157.32 \text{ kN}$

➤ $V_{z,sd} = 10.9 \text{ kN} < V_{plz,Rd} = 156.32 \text{ kN} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

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

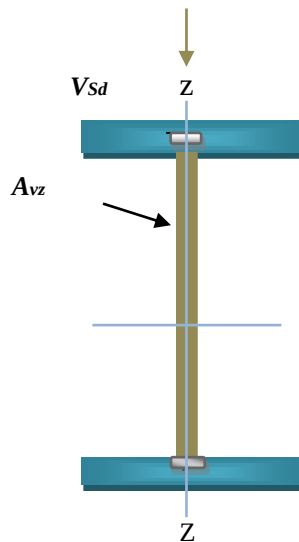


Figure IV.10 : Effort tranchant dans le plan de l'âme et la section cisailée

b) Incidence de l'effort normal :

Si : $N_{sd} \leq \text{Min} (0.25 N_{pl,Rd} ; 0.5 A_w \cdot f_y / \gamma_{M0})$. Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$N_{sd} = 16.34 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{98.8 \times 27.5}{1.1} = 2479 \text{ kN}$$

$$0.25 N_{pl,Rd} = 0.25 \times 2479 = 617.5 \text{ kN}$$

$$A_w = A - 2bt_f = 98.8 - (2 \times 19 \times 1.46) = 49.16 \text{ cm}^2$$

$$0.5 A_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 0.5 \times 49.16 \times 27.5 / 1.1 = 614.5 \text{ kN}$$

$N_{sd} = 16.34 \text{ kN} < \text{Min} (0.25 N_{pl,Rd} = 617.5 \text{ kN}; 0.5 A_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 614.5 \text{ kN})$..Condition vérifiée

$N_{sd} = 16.34 \text{ kN} < 0.5 A_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 614.5 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

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

C) Vérification de la section à la résistance :

On doit vérifier que : $M_{y,sd} \leq M_{c,Rd}$

$$M_{c,Rd} = M_{ply,Rd} = W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1701.8 \times 27.5}{1.1} = 42545 \text{ kN.m}$$

$$M_{y,sd} = 457.96 \text{ kN.m}$$

$M_{y,sd} = 457.96 \text{ kN.m} < M_{c,Rd} = 42545 \text{ kN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

IV.7.2.2 Vérification de l'élément aux instabilités :

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes

a) Flexion composée avec risque de flambement :

$$\frac{N_{sd}}{X_{max} \times N_{pt.Rd}} + \frac{K_y \times M_{y.sd}}{M_{pl.y.Rd}} \leq 1$$

b) Flexion composée avec risque de déversement

$$\frac{N_{sd}}{X_z \times N_{pt.Rd}} + \frac{K_{LT} \times M_{y.sd}}{X_{LT} \times M_{pl.y.Rd}} \leq 1$$

➤ Action vers le bas

a) Flexion composée avec risque de flambement

- Calcul du coefficient de réduction minimale pour le flambement χ_{min}

Flambement par rapport à l'axe fort yy (dans le plan du portique) :

➤ Longueur de flambement :

$$l_y = \frac{1200}{\cos 7.12} = 1209.33 \text{ cm (longueur de la traverse).}$$

➤ Calcul de l'élancement :

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{1209.33}{18.48} = 65.43$$

➤ Calcul d'élancement réduit :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = 93.9 \epsilon \rightarrow \epsilon = \sqrt{\left(\frac{235}{275} \right)}$$

$$\lambda_1 = 86.8$$

$$\overline{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} [\beta_A]^{0.5} ; \beta_A = 1 \text{ (section 1, 2 et 3)}$$

$$\overline{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{65.43}{86.8} = 0.75$$

Choix de la courbe de flambement :

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section

$$\frac{h}{b} = \frac{450}{190} = 2.37 \text{ mm} > 1.2 \text{ mm}$$

Suivant y-y : courbe **a** $\alpha = 0.21$

➤ Facteur de réduction

$\chi_y = 0.839$ (tableau du coefficient de flambement χ de la courbe a)

Flambement par rapport à l'axe faible zz (hors le plan du portique) :

➤ Longueur de flambement :

$$l_z = \frac{600}{\cos 7.12} = 604.66 \text{ cm (maintien par les pannes reliées à la poutre au vent).}$$

➤ Calcul de l'élancement :

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{604.66}{4.12} = 146.76$$

➤ Calcul d'élancement réduit :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = 93.9 \varepsilon \quad \varepsilon = \sqrt{\left(\frac{235}{275} \right)}$$
$$\lambda_1 = 86.8$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} [\beta_A]^{0.5} ; \beta_A = 1 (\text{section 1, 2 et 3})$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{146.76}{86.8} = 1.7$$

➤ Choix de la courbe de flambement :

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section

$$\frac{h}{b} = \frac{450}{190} = 2.37 \text{ mm} > 1.2 \text{ mm}$$

Suivant z-z: courbe **b** $\alpha = 0.34$

➤ Facteur de réduction

$\chi_z = 0.278$ (tableau du coefficient de flambement χ de la courbe b)

donc :

$$\chi_{min} = \min(0.839; 0.278) \quad \chi_{min} = 0.278$$

➤ Calcul du coefficient k_y :

Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'Eurocode 03 :

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{X_y \times A \times f_y} \leq 1.5$$

$$\text{Avec : } \mu_y = \lambda(2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \leq 0.9$$

Où : β_{My} Facteur de moment uniforme équivalent (Figure 5-5-3 Eurocode 03).

$$\beta_{My} = \beta_{M\varphi} + \frac{M_\varphi}{\Delta M} (\beta_{M\varphi} - \beta_{M\varphi})$$

$$\bullet \beta_{M\varphi} = 1.8 - 0.7\varphi$$

$$\bullet \varphi = \frac{Ma}{Mb} = \frac{110.05}{-126.06} = -0.87$$

- $\beta_{M\varphi} = 1.8 - [0.7 \times (-0.87)] = 2.388$
- $M_Q = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{3.55 \times 12^2}{8} = 63.9 \text{ KN.m}$
- $\Delta M = 110.05 + 126.06 = 236.11 \text{ KN.m}$
- $\beta_{M\varphi} = 1.3$ Cas de charge uniformément répartie.
- $B_{My} = 2.388 + \frac{63.9}{236.11} (1.3 - 2.388) = 2.09$
- $\mu_y = 0.75 ([2 \times 2.09] - 4) + \frac{1701.8 - 1500}{1500} = 0.27$

On aura donc :

$$K_y = 1 - \frac{0.27 \times 16.34}{0.839 \times 98.8 \times 27.5} = 1$$

Vérification au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} N_{pl,Rd}} + \frac{K_y M_{y,Ed}}{M_{pl,Rd}} = \frac{16.34}{0.278 \times 2479} + \frac{1 \times 457.96}{42545} = 0.03 < 1 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

b) Vérification vis-à-vis du déversement

Déversement = Flambement latéral de la partie comprimée + Rotation de la section transversale.

Semelle supérieure

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges verticales descendantes est susceptible de déverser entre les points de maintiens latéraux. Les formules de vérification de l'élément aux instabilités sont les suivantes :

➤ Calcul du coefficient de réduction pour le déversement :

Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis du déversement λ_{LT}

$$\bar{\lambda}_Z = \frac{\lambda_Z}{\lambda_1} [\beta_A]^{0.5} ; \beta_A = 1 \text{ (Section 1, 2 et 3)}$$

- Calcul d'élancement réduit :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^6}{27.5} \right]^{0.5} = 86.8$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right) \right]^{0.25}}$$

Avec $i_z = 4.12 \text{ cm}$; $h = 45 \text{ cm}$; $t_f = 1.46 \text{ cm}$;

$L = 6.05 \text{ m}$ (Maintien a les pannes reliées par la poutre au vent)

$$\text{Avec :} \quad C_1 = 1.88 - 1.4 \psi + 0.52 \psi^2 \leq 2.7$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} \text{ avec } -1 \leq \psi \leq 1$$

$[M_a < M_b]$: Moments aux extrémités du tronçon.

Calcul du moment au point quelconque P

$l = 6.05\text{m}$: Longueur de flambement latérale

$$q = 3.55 \text{ KN/ml}$$

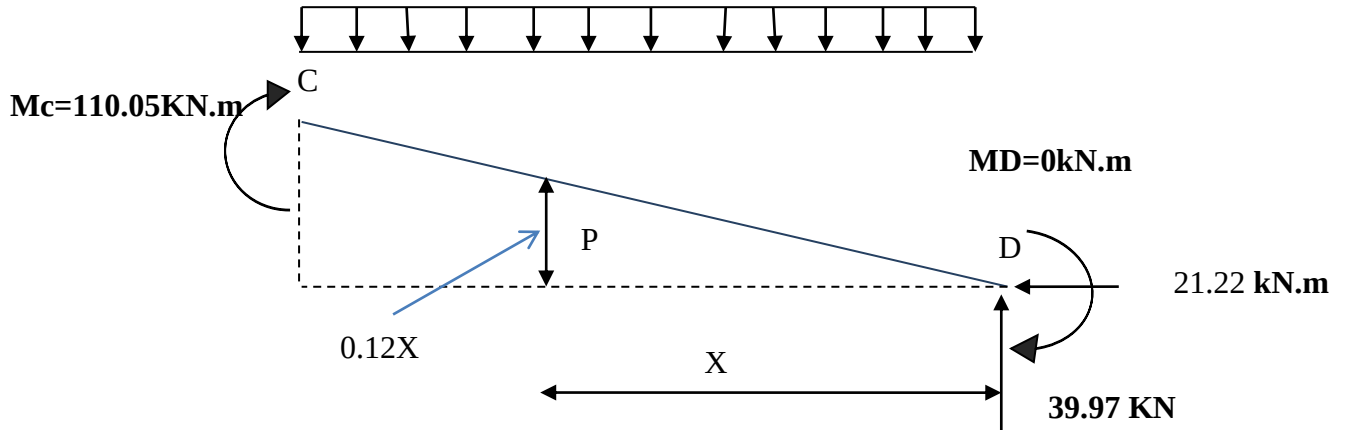


Figure IV.11 : Calcul du moment au point quelconque P

- $M_p = 39.97x - 0 - 21.22(0.12x) - 3.55\left(\frac{x^2}{2}\right)$
- $M_p = -1.8x^2 + 37.42x$
- $M_a = M_p(x = 6.05\text{m}) = -1.8(6.05)^2 + 37.42(6.05)$
- $M_a = M_p = 160.05 \text{ KN.m}$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} = 0$$

$$C_1 = 1.88 - 1.4(0) + 0.52(0)^2 = 1.88 < 2.7$$

$$\lambda_{LT} = \frac{605/4.12}{(1.88)^{0.5} \left[1 + 1/20 \left(\frac{605/4.12}{\frac{45}{1.46}} \right)^2 \right]^{0.25}} = 88.6$$

$$\text{et } \bar{\lambda}_{LT} = \frac{88.6}{86.8} = 1.02 > 0.4 \rightarrow \text{il ya un risqué pour le déversement}$$

: Facteur d'imperfection pour le déversement.

$\alpha_{LT} = 0.21$: pour les sections laminées.

$\alpha_{LT} = 0.49$: pour les sections soudées.

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Section laminé : } \alpha_{LT} = 0.21 \\ \text{Courbe de flambement a} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{b} = \frac{450}{190} = 2.37 > 1.2$$

Coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT} :

$\chi_{LT} = 0,6615$ (tableau du coefficient de flambement χ de la courbe a)

- **Calcul du coefficient k_{LT} :**

Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'Eurocode 03 :

$$k_{LT} \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{X_Z \cdot A \cdot f_y} \leq 1,5$$

Avec $\mu_{LT} = 0,15 \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0,15 \leq 0,9$

$$\beta_{MLT} = \beta_{M\varphi} = 1,8 - 0,7\varphi = 1,8 - 0,7 \times (0) = 1,8$$

$$\mu_{LT} = 0,12(1,25) \cdot (1,8) - 0,12 = 0,15$$

On aura donc :

$$K_{LT} = 1 - \frac{0,15 \times 16,34}{0,278 \times 98,8 \times 27,5} = 0,99 < 1,5$$

Vérification au déversement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y,sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{pl,Rd}} = \frac{16,34}{0,278 \times 2479} + \frac{0,99 \times 457,96}{0,6615 \times 42545} = 0,04 < 1 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ Action vers le haut:

La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement est susceptible de déverser du moment qu'elle est libre sur toute sa longueur Bilan des efforts pour les charges ascendantes :

➤ Bilan des efforts :

$$M_{y,sd} = 457,47 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$N_{sd} = 12,84 \sin 7,12 + 73,68 \cos 7,12 = 74,7 \text{ kN}$$

$$V_{z,sd} = 12,84 \cos 7,12 - 73,68 \sin 7,12 = 3,6 \text{ kN}$$

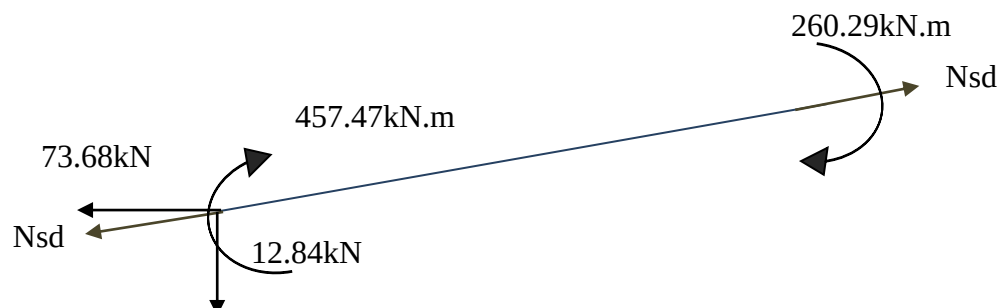


Figure IV.12 : Sollicitation sur la traverse, cas de charges ascendantes

a) Vérification au déversement :

L'effort N_{sd} est un effort de traction sous l'action du vent de soulèvement. Le déversement est plus contraint quand l'effort de traction est négligeable

La formule de vérification au déversement devient :

$$\frac{M_{y, sd}}{\chi_{LT} \times M_{pl, y, Rd}} \leq 1$$

➤ Calcul du coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT} :

L'élancement réduit λ_z sera déterminé par la formule suivante :

$$\lambda_y = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} (\sqrt{\beta_w}) \quad \text{avec} \quad \beta_w = 1 \text{ car la section est de classe 01.}$$

Ou :

$$\lambda_1 = 93.9 \times \varepsilon \quad \text{et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\lambda_1 = 86.8$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right) \right]^{0.25}} \quad \text{avec} \quad i_z = 4,12\text{cm} ; h = 45\text{cm} ; t_f = 1,46\text{cm.}$$

Avec :

$$C_1 = 1.88 - 1.4 \psi + 0.52 \psi^2 \leq 2.7$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} \quad \text{avec} \quad -1 \leq \psi \leq 1$$

$[M_a < M_b]$: Moments aux extrémités du tronçon.

$$M_a = -260.29\text{kN} < M_b = 457.47\text{kN}$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{-260.29}{457.47} = -0.56$$

$$C_1 = 1.88 - 1.4(-0.56) + 0.52(-0.56)^2 = 2.5 < 2.7$$

$$\lambda_{LT} = \frac{605/4.12}{(2.5)^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{605/4.12}{\frac{45}{1.46}} \right)^2 \right]^{0.25}} = 76.8$$

$$\text{et } \bar{\lambda}_{LT} = \frac{76.8}{86.8} = 0.88 > 0.4 \quad \longrightarrow \quad \text{il ya un risqué pour le déversement}$$

α : Facteur d'imperfection pour le déversement.

$\alpha_{LT} = 0.21$: pour les sections laminées.

$\alpha_{LT} = 0.49$: pour les sections soudées.

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Section laminé : } \alpha_{LT} = 0.21 \\ \text{Courbe de flambement a} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{b} = \frac{450}{190} = 2.37 \text{ mm} > 1,2$$

$\chi_{LT} = 0,744$ (tableau du coefficient de flambement de la courbe a)

$$\frac{M_{ysd}}{\chi_{LT} M_{pl,yRd}} = \frac{457.47}{0,744 \times 42545} = 0,02 < 1 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

L'élément est vérifiée au flambement et au déversement dans le cas de charges ascendantes et descendantes, on conclut que le profilé laminé choisi (**IPE 450**) est vérifiée aux états limites ultimes et de services donc vérifiée a la sécurité et convient comme Traverse du portique.

IV.8 Vérification des poteaux :

➤ Bilan des efforts :

$$M_{y, sd} = 0 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = -212.3 \text{ kN}$$

$$V_{z, sd} = 29.72 \text{ kN}$$

V.8.1 Vérification de l'élément aux instabilités :

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

C) Flexion composée avec risque de flambement :

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} \times N_{pl,Rd}} + \frac{K_y \times M_{y, sd}}{M_{pl,y,Rd}} \leq 1$$

c) Flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{X_Z \times N_{pl,Rd}} + \frac{K_{LT} \times M_{y, sd}}{X_{LT} \times M_{pl,y,Rd}} \leq 1$$

a) Vérification vis-à-vis du flambement :

- Calcul du coefficient de réduction minimale pour le flambement χ_{min} :

Flambement par rapport à l'axe fort yy (dans le plan du portique) :

➤ **Longueur de flambement :**

$$l_y = 600 \text{ cm}$$

➤ **Calcul de l'élancement :**

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{600}{18.48} = 32.47$$

➤ **Calcul d'élancement réduit :**

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = 93,9\epsilon \text{ et } \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\lambda_1 = 86.8$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} [\beta_A]^{0.5} ; \beta_A = 1 (\text{section 1, 2 et 3})$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{32.47}{86.8} = 0,37$$

➤ **Choix de la courbe de flambement :**

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section

$$\frac{h}{b} = \frac{450}{190} = 2,37 \text{ mm} > 1.2 \text{ mm}$$

Suivant y-y : courbe **a** $\alpha = 0.21$

➤ **Facteur de réduction**

$\chi_y = 0,9528$ (tableau du coefficient de flambement χ de la courbe a)

Flambement par rapport à l'axe faible zz (hors le plan du portique) :

➤ **Longueur de flambement :**

$$l_z = 150 \text{ cm}$$

➤ **Calcul de l'élancement :**

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{150}{4,12} = 36.4$$

➤ **Calcul d'élancement réduit :**

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = 93,9\epsilon \text{ et } \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\lambda_1 = 86.8$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} [\beta_A]^{0.5} ; \beta_A = 1 (\text{section 1, 2 et 3})$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{36.4}{86.8} = 0,42$$

➤ **Choix de la courbe de flambement :**

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section

$$\frac{h}{b} = \frac{450}{190} = 2,37 \text{ mm} > 1.2 \text{ mm}$$

Suivant z-z: courbe **b** $\alpha = 0.34$

➤ **Facteur de réduction**

$\chi_z = 0,9502$ (tableau du coefficient de flambement χ de la courbe b)

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0,9528; 0,9502) = 0,9502$$

➤ **Calcul du coefficient k_y**

Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'Eurocode 03 :

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{X_y \cdot A \cdot f_y} \leq 1.5$$

$$\text{Avec : } \mu_y = \lambda(2 \beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \leq 0.9$$

Où : β_{My} Facteur de moment uniforme équivalent (Figure 5-5-3 Eurocode 03).

Calcul du facteur de moment uniforme équivalent β_{My}

Cas de moment d'extrémité

Où : β_{My} Facteur de moment uniforme équivalent (Figure 5-5-3 Eurocode 03).

Le facteur β_{My} doit être calculé en considérant le diagramme des moments fléchissant sur la longueur du tronçon entre points de maintien de flambement dans le plan considéré. Dans notre cas le tronçon de barre pour le calcul β_{My} ne peut être le même que β_{My}

- $\varphi = \frac{M_a}{M_b} = 0$
- $\beta_{M\varphi} = \beta_{My} = 1.8$
- $\mu_y = 0,37 (2 \times 1,8 - 4) + \frac{1702 - 1500}{1500} = -0,01$

On aura donc :

$$K_y = 1 - \frac{-0,01 \times (-212,3)}{0,9528 \times 98,8 \times 27,5} = 1 < 1,5$$

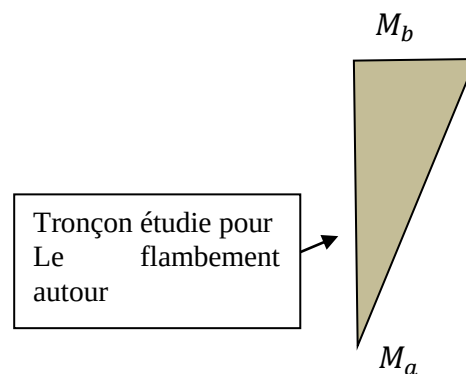


Figure IV.13 : Moments en tête
et en pied du poteau

Vérification au flambement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} N_{pl,Rd}} + \frac{K_y M_{y,ed}}{M_{pl,Rd}} = \frac{-212,3}{0,9502 \times 2470} + \frac{1 \times 0}{42550} = -0,09 < 1 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

V.9 Conclusion:

L'élément est vérifié au flambement et au déversement, on conclut que le profilé laminé choisi (**IPE 450**) est adéquat et convient comme poteau du portique

Conclusion générale :

L'étude que nous avons effectuée nous a permis de déterminer la nature des profilées des éléments de portique, qui devront résister aux différentes sollicitations et voici les profilés qui ont été retenus après les vérifications pour différents éléments :

- La traverse : **IPE450** / Le poteau : **IPE450**

CHAPITRE V

CALCUL DES

CONREVENTEMENTS

Chapitre V : calcul des contreventements

Introduction

Les contreventements sont des pièces qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action des forces horizontales telles que le vent, séismes, chocs, ... Ils sont alors conçus pour acheminer les charges horizontales jusqu'aux fondations.

V.1 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.

V.2 Calcul de la poutre au vent en pignon :

Cette poutre sera calculée comme une poutre treillis reposant sur deux appuis (palées de stabilité). Elle sera soumise à des forces horizontales.

V.2.1 Effort du vent sur les pignons :

La transmission des efforts sur le pignon passe successivement du bardage aux lisses, puis aux potelets, puis à la traverse du portique de rive. Ce dernier n'étant pas rigide longitudinalement, il est nécessaire de le stabiliser en construisant un dispositif, tant dans le plan de la toiture (poutre au vent) que dans le plan vertical (palée de stabilité).

V.2.2 Evaluation des efforts horizontaux en tête des potelets :

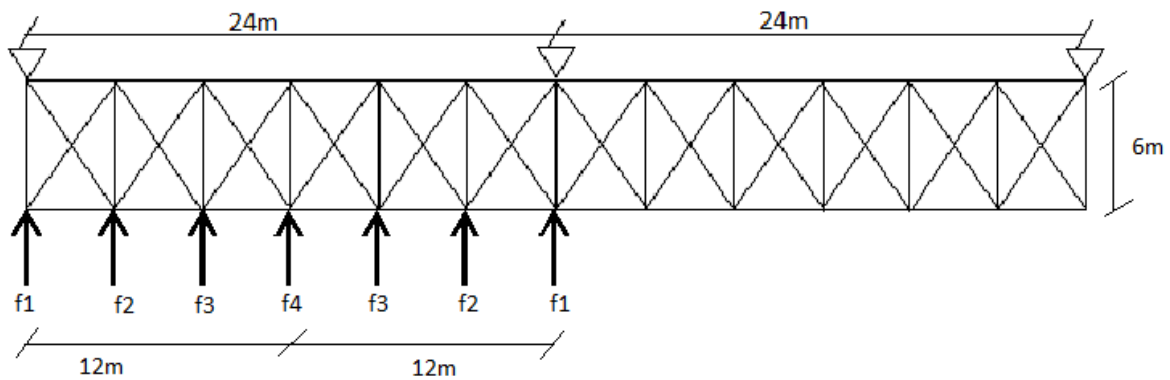


Figure V.1 : schéma statique de la poutre au vent

Comme on l'a vu dans l'étude au vent (chapitre 2)

La valeur de C est donnée ci-dessous



- **Le coefficient de réduction :**

$$\sum C_r = C_{eD} + C_{eE} = 0.8 + 0.3 = 1.1$$

- **La pression dynamique Q_{dyn} :**

$$Q_{dyn} = q_{ref} \times C_e = 47 \times 2.58 = 121.26 \text{ daN/m}^2$$

- **La pression du vent :**

$$v = Q_j = C_d \times q_{dyn} \times \sum C_r = 0.89 \times 121.26 \times 1.1 = 118.7 \text{ daN/m}^2 \text{ avec : } C_d = 0.89.$$

La force de frottement pour la toiture est donnée par : (voir CH2)

$$F_{fr} = \sum (Q_{dyn} \times C_{fr} \times S_{fr})$$

$$Q_{dyn} = 121.26 \text{ daN/m}^2$$

$$C_{fr} = 0.04 \text{ coefficient de frottement}$$

Remarque :

l'aire de frottement pour la toiture est déterminée en introduisant la longueur du d'enveloppé de la toiture ; soit

$$\frac{12}{\cos 7.12} = 12.09 \text{ m}$$

$$D'où : S_{fr} = 72 \times 2 \times 12.09 = 1740.96 \text{ m}^2$$

$$F_{fr} = 1740.96 \times 121.26 \times 0.04$$

$F_{fr}=8444.4$ daN (chapitre 2).

a)Calcul des efforts appliqués sur la poutre au vent sont:

$$F_1 = (v \times \frac{h_1}{2} \times \frac{b}{8}) + \frac{Fr}{8} = F_1 = (118.7 \times \frac{6}{2} \times \frac{24}{8}) + \frac{8444.4}{8} = 2123.9 \text{ daN}$$

$$F_2 = (v \times \frac{h_2}{2} \times \frac{b}{4}) + \frac{Fr}{4} = F_1 = (118.7 \times \frac{6.5}{2} \times \frac{24}{4}) + \frac{8444.4}{4} = 4425.8 \text{ daN}$$

$$F_3 = (v \times \frac{h_3}{2} \times \frac{b}{4}) + \frac{Fr}{4} = F_3 = (118.7 \times \frac{7}{2} \times \frac{24}{4}) + \frac{8444.4}{4} = 4603.8 \text{ daN}$$

$$F_4 = (v \times \frac{h_4}{2} \times \frac{b}{4}) + \frac{Fr}{4} = F_4 = (118.7 \times \frac{7.5}{2} \times \frac{24}{4}) + \frac{8444.4}{4} = 4781.9 \text{ daN}$$

b) Effort de traction dans les diagonales :

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

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

Par la méthode des coupures

On établit que l'effort **Fd** dans les diagonales d'extrémité (les plus sollicitées) est donné comme suit :

$$F_d \cdot \cos\theta + F_1 = R$$

Avec :

$$R = \frac{2F_1 + 2F_2 + 2F_3 + F_4}{2} = \frac{2(2123.9) + 2(4425.8) + 2(4603.8) + (4781.9)}{2} = 13514.45 \text{ daN}$$

$$\tan \theta = \frac{4}{6} \longrightarrow \theta = \arctg \frac{4}{6} = 33.7^\circ$$

$$F_d = \frac{R - F_1}{\cos 38.7} = \frac{13514.45 - 2123.9}{\cos 33.7} = 13691.3 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1, 5F_d = 1.5 \times 13691.3 = 20536.95 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 205.4 \text{ kN}$$

c) Section de la diagonale :

Calcul de la section brute A :

$$N_{sd} \leq N_{pl}, R_d = \frac{A x f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd}}{f_{yxy} \gamma_{M0}} = \frac{205.4 \times 1.1}{27.5} = 8.2 \text{ cm}^2$$

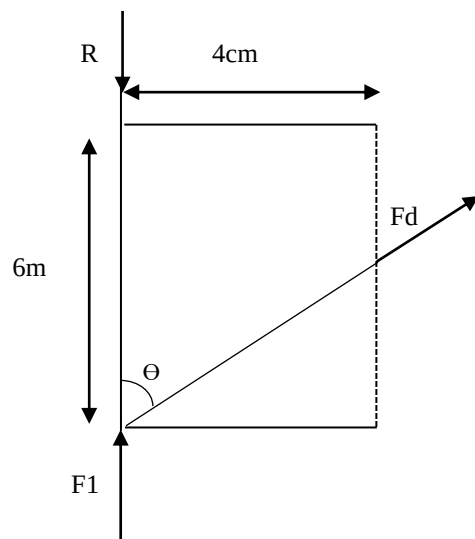


Figure V.2: L'effort Fd dans la diagonale d'extrémité.

On opte pour une cornière isolée de **L70×70×9** d'une section $A = 11.88 \text{ cm}^2$ avec un boulon de 12 mm et trous de 13 mm.

- **Section nette:**

$$A_{\text{net}} = 11.88 - 0.9 \times 1.3 = 10.71 \text{ cm}^2$$

V.2.3 Vérification à la résistance ultime de la section nette :

Cas de cornières assemblées par une seule aile, pour une attache avec trois boulons ou plus

$$N_{u; rd} = \frac{\beta_3 \cdot A_{\text{net}} \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$$

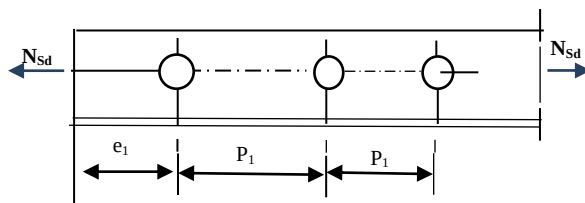


Tableau 1 – Coefficients minorateurs β_2 et β_3		
Entraxe p_1	$\leq 2,5 d_0$	$\geq 5,0 d_0$
(2 boulons) β_2	0,4	0,7
(3 boulons ou plus) β_3	0,5	0,7

Tableau V.1: coefficients minorateurs β_2 et β_3

Où : β est le coefficient min orateur donné dans le tableau 1 en fonction de l'entraxe $P1$ des trous.

Exemple : attache de 3 boulons ou plus

$P=100\text{mm}$; $e=25\text{mm}$

$P1 = 100\text{mm} > 5d0 = 5 \times 13 = 65\text{mm}$

Avec : $d0=13\text{mm}$ diamètre de trous

Donc : $\beta=\beta_3=0.7$

$$N_{uRd} = \frac{0,7 \times 11,23 \times 3600}{1,25} = 22639.68 \text{ daN}$$

$N_{sd}=20536.95 \text{ daN} < N_{uRd} = 22639.68 \text{ daN}$ condition vérifiée

Conclusion:

Une cornière de L70x70x9 avec des boulons de 12 mm et trous de 13 mm convient pour les barres de contreventement de la poutre au vent

V.2.4 Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à la résistance :

Les montants de la poutre au vent sont des pannes qui travaillent à la flexion déviée sous l'action des charges verticales, et en outre à la compression sous (F), on doit donc vérifier la panne à la flexion déviée composée. . Les formules de vérification sont les suivantes :

a)Vérification de la section à la résistance :

Section de classes 1 et 2:

$$\left(\frac{M_{ysd}}{M_{nyrd}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{zsd}}{M_{nzsd}}\right)^{\beta} \leq 1$$

Avec : $\alpha=2$ et $\beta=5n \geq 1$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{plrd}}$$

$$M_{ny.rd} = M_{ply.rd} \left(\frac{1-n}{1-0.5\alpha} \right) \text{ et } M_{nz.rd} = M_{plz.rd} \left(\frac{(1-\alpha)^2}{1-\alpha} \right)$$

$A_w = A - 2b \cdot t_f$; aire de l'ame

$$\alpha : \min \left(\frac{A_w}{A} ; 0.5 \right)$$

$$M_{ply.rd} = \frac{W_{plyxfy}}{\gamma_{M0}} \cdot M_{plz.rd} = \frac{W_{plzxfy}}{\gamma_{M0}}$$

- **Charges et surcharges revenant à la panne intermédiaire :**

Flexion déviée : (voir le calcul des pannes).

$$G = 34.08 \text{ daN/ml}$$

$$S = 0.03 \text{ daN/ml.}$$

Compression : (voir le calcul de contreventement)

$$V = F_2 = 4425.8 \text{ daN}$$

Combinaison des charges :

$$1.35G + 1.35S + 1.35V$$

$$Q_{sd} = 1.35G + 1.35S$$

$$N_{sd} = 1.35V$$

$$Q_{sd} = 1.35G + 1.5S = 1.35 \times 34.08 + 1.5 \times 0.03 = 46.1 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{zsd} = Q_{sdx} \cos \alpha = 46.1 \times \cos 7.12 = 45.7 \text{ daN/ml.}$$

$$M_{ysd} = \frac{Q_{zsd} x l^2}{8} = \frac{45.7 \times 6^2}{8} = 205.65 \text{ daN.m}$$

$$Q_{ysd} = Q_{sdx} \sin \alpha = 46.1 \times \sin 7.12 = 5.7 \text{ daN/ml}$$

$$M_{zsd} = \frac{Q_{ysd} x (\frac{l}{2})^2}{8} = \frac{5.7 \times 3^2}{8} = 6.41 \text{ daN.m}$$

$$N_{sd} = 1.35xV = 1.35 \times 4425.8 = 5974.83 \text{ daN}$$

- **Caractéristique géométrique de l'IPE 200 :**

$$W_{el,y} = 194.3 \text{ cm}^3 \quad W_{el,z} = 28.46 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,y} = 220.6 \text{ cm}^3 \quad W_{pl,z} = 44.6 \text{ cm}^3$$

$$M_{pl,y;Rd} = W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{220.6 \times 27.5}{1.1} = 5515 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,z;Rd} = W_{pl,z} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{44.6 \times 27.5}{1.1} = 1115 \text{ daN.m}$$

$$N_{pl;Rd} = \frac{A x f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{28.5 \times 2750}{1.1} = 71250 \text{ daN}$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl;Rd}} = \frac{5974.83}{71250} = 0,08$$

b) Incidence de l'effort normal:

Si : $N_{sd} \leq \text{Min} (0.25 N_{pl,Rd} ; 0.5 A_W \cdot f_y / \gamma_{M0})$. Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$N_{sd} = 5974.83 \text{ daN}$$

$$0.25 N_{pl,Rd} = 0.25 \times 71250 = 17812.5 \text{ daN.}$$

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

$$0.5A_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 0.5 \times 11.5 \times 2750 / 1.1 = 14375 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 5974.83 \text{ daN} < \min(0.25N_{pl,Rd} = 17812.5 \text{ daN}; 0.5A_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 14375 \text{ daN})$$

$$N_{sd} = 5974.83 \text{ daN} < 0.5A_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 14375 \text{ daN} \dots\dots\dots (\text{condition vérifiée})$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal. Pas de réduction des moments de résistance plastique :

$$M_{Ny, Rd} = M_{pl, y, Rd}$$

$$M_{Nz, Rd} = M_{pl, z, Rd}$$

La formule de vérification est suivante :

$$\left[\frac{M_{ysd}}{M_{plysd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{zsd}}{M_{plzsd}} \right]^\beta \leq 1 \dots$$

$$\alpha = 2 ; \beta = 5n \geq 1 ; n = 0.1 \Rightarrow \beta = 5 \times 0.1 = 0.5$$

$$\left[\frac{205.6}{2207.5} \right]^2 + \left[\frac{6.41}{482.5} \right]^{0.5} = 0.12 < 1 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

V.2.5 Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) aux instabilités :

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.

Combinaison à l'ELU :

$$G - 1.5V$$

$$Q_{z, sd} = G \times \cos(\alpha) - 1.5V$$

$$Q_{y, sd} = 1.35G \times \sin(\alpha)$$

$$N_{sd} = 1.5V$$

Avec:

$$G = 34,08 \text{ daN /ml} : \text{Charge permanente}$$

$$V = -194,04 \text{ daN /ml} : \text{Vent de soulèvement (chapitre 2 : calcul des pannes)}$$

$$V' = F_2 = 4425,8 \text{ daN} : \text{Effort de compression du vent revenant à la panne intermédiaire (Montant de la poutre au vent).}$$

Charge de flexion : (voir calcul des pannes)

$$Q_{z, sd} = G \cos \alpha - 1.5V = 34,08 \cos 7,12 - 1,5 \times 194,04 = -257,24 \text{ daN /ml}$$

$$Q_{y, sd} = 1,35G \sin \alpha = 1,35 \times 34,08 \sin 7,12 = 5,7 \text{ daN/m}$$

$$M_{ysd} = \frac{Q_{zsd} x l^2}{8} = \frac{257.24 \times 6^2}{8} = 1157.58 \text{ daN.m}$$

$$M_{zsd} = \frac{Q_{ysd} x (\frac{l}{2})^2}{8} = \frac{5.7 \times 3^2}{8} = 6.41 \text{ daN.m}$$

Charge de compression : (voir calcul de contreventement)

$$N_{sd} = 1.35 \times v' = 1.35 \times 4425.8 = 5974.83 \text{ daN}$$

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes

a) Flexion composée avec risque de flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} N_{pl,Rd}} + \frac{K_y M_{y,sd}}{N_{ply,Rd}} + \frac{K_z M_{z,sd}}{N_{plz,Rd}} \leq 1$$

b) Flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z N_{pl,Rd}} + \frac{K_{LT} M_{y,sd}}{\chi_{LT} M_{ply,Rd}} + \frac{K_z M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1$$

a) Flexion composée avec risque de flambement :

- Calcul du coefficient de réduction minimale pour le flambement χ_{mi} :

Flambement par rapport à l'axe fort yy:

➤ **Longueur de flambement :**

$l_y = 600$ cm (longueur de la traverse).

➤ **Calcul de l'élancement :**

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{600}{8.26} = 72.64$$

➤ **Calcul d'élancement réduit :**

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = 93.9 \text{ et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\lambda_1 = 86.8$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} [\beta_A]^{0.5} ; \beta_A = 1 \text{ (section 1, 2 et 3)}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{72.64}{86.8} = 0.84$$

➤ **Choix de la courbe de flambement :**

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section

$$\frac{h}{b} = \frac{200}{100} = 2 > 1.2$$

Suivant y-y : courbe **a** $\alpha = 0.21$

➤ **Facteur de réduction**

$\chi_y = 0.8228$ (tableau du coefficient de flambement χ de la courbe a)

Flambement par rapport à l'axe faible zz:

➤ **Longueur de flambement :**

$l_z = 300$ cm

➤ **Calcul de l'élancement :**

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{300}{2.24} = 133.93$$

➤ **Calcul d'élancement réduit :**

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = 93.9 \text{ et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\lambda_1 = 86.8$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} [\beta_A]^{0.5} ; \beta_A = 1 \text{ (section 1, 2 et 3)}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{133.93}{86.8} = 1.5$$

➤ **Choix de la courbe de flambement :**

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section

$$\frac{h}{b} = \frac{200}{100} = 2 > 1.2$$

Suivant z-z: courbe **b** $\alpha = 0.34$

➤ **Facteur de réduction**

$\chi_z = 0.3422$ (tableau du coefficient de flambement χ de la courbe b)

$$\chi_{min} = \min(0.8228; 0.3422) \quad \chi_{min} = 0.3422$$

➤ **Calcul du coefficient k_y :**

Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'Eurocode 03 :

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{X_z \cdot A \cdot f_y} \leq 1.5$$

$$\text{Avec : } \bar{\lambda}_y (2 \beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \leq 0.9$$

Où : β_{My} Facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement

Pour la poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie : $\beta_{My} = 1.3$

$$\mu_y = 0.84 (2 \times 1,3 - 4) + \frac{220.6 - 194,3}{194,3} = -1,04 < 0,9$$

On aura donc :

$$K_y = 1 - \frac{(-1,04) \times 5974.83}{0,8228 \times 28.5 \times 2750} = 1.1 < 1,5$$

➤ **Calcul du coefficient k_z :**

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_{zz} \times A \times f_y} < 1,5$$

$$\text{Avec : } \mu_z = \bar{\lambda}_z (2 \beta_{My} - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \leq 0.9$$

La poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie : $\beta_{My} = 1.3$

$$\mu_z = 1.5 (2 \times 1,3 - 4) + \frac{44.6 - 28.46}{28.46} = -1.5 < 0,9$$

On aura donc :

$$K_z = 1 - \frac{(-1.5) \times 5974.83}{0,3422 \times 28.5 \times 2750} = 1,33 < 1,5$$

Vérification au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl,Rd}} + \frac{K_y \times M_y \times sd}{M_{ply,Rd}} + \frac{K_z \times M_z \times sd}{M_{plz,Rd}} = \frac{5974.83}{0,3422 \times 71250} + \frac{1,1 \times 1157.58}{5515} + \frac{1,33 \times 6.41}{1115} = 0,48$$

< 1 condition vérifiée

Vérification au déversement :

➤ **Calcul du coefficient de réduction pour le déversement :**

Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis du déversement λ_{LT}

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} [\beta_A]^{0.5} ; \beta_A = 1 \quad (\text{Section 1, 2 et 3})$$

• Calcul d'élancement réduit :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = 93,9 \varepsilon \quad \text{et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\lambda_1 = 86.8$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

Avec $i_z = 2.24 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $t_f = 0,85 \text{ cm}$; $L = 600 \text{ cm}$

Avec $C_1 = 1.88$ charge uniformément répartie la poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie : $\beta_{My} = 1.3$

$$\lambda_{LT} = \frac{600/2.24}{(1.88)^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{600/2.24}{\frac{20}{0.85}} \right)^2 \right]^{0.25}} = 118,13 \quad \text{et} \quad \bar{\lambda}_{LT} = \frac{118,13}{86.8} = 1,36$$

Facteur d'imperfection pour le déversement.

$\alpha_{LT} = 0.21$: pour les sections laminées.

$\alpha_{LT} = 0.49$: pour les sections soudées.

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Section laminé : } \alpha_{LT}=0.21 \\ \text{Courbe de flambement } \mathbf{a} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{b} = \frac{200}{100} = 2 \text{ mm} > 1,2$$

Coefficient de réduction pour le déversement χ_L :

$\chi_{LT} = 0,438$ (tableau du coefficient de flambement χ de la courbe a)

➤ **Calcul du coefficient k_{LT} :**

Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'Eurocode 03 :

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{X_z \cdot A \cdot f_y} \leq 1.5$$

Avec : $\mu_{LT} = 0.15 \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0.15 \leq 0.9$

$$\mu_{LT} = 0.15(1, 5) \cdot (1,3) - 0.15 = 0,14$$

On aura donc :

$$K_{LT} = 1 - \frac{0,14 \times 5974.83}{0.3422 \times 28.5 \times 2750} = 0,03 < 1,5$$

Vérification au déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y,Ed}}{M_{pl,y,Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z,Ed}}{M_{pl,z,Rd}} = \frac{5974.83}{0,3223 \times 71250} + \frac{0,03 \times 1157.58}{5515} + \frac{1,33 \times 6.41}{1115} = 0,28$$

< 1 condition vérifiée

Conclusion Le profilé choisi IPE 200 est adéquat comme panne de toiture

V.3 Calcul de la palée de stabilité en long pan :

Les palées de stabilité doivent reprendre les efforts du vent sur pignons transmis par le contreventement des versants (poutre au vent). On ne fait travailler que les diagonales tendues, comme dans le cas de la poutre au vent.

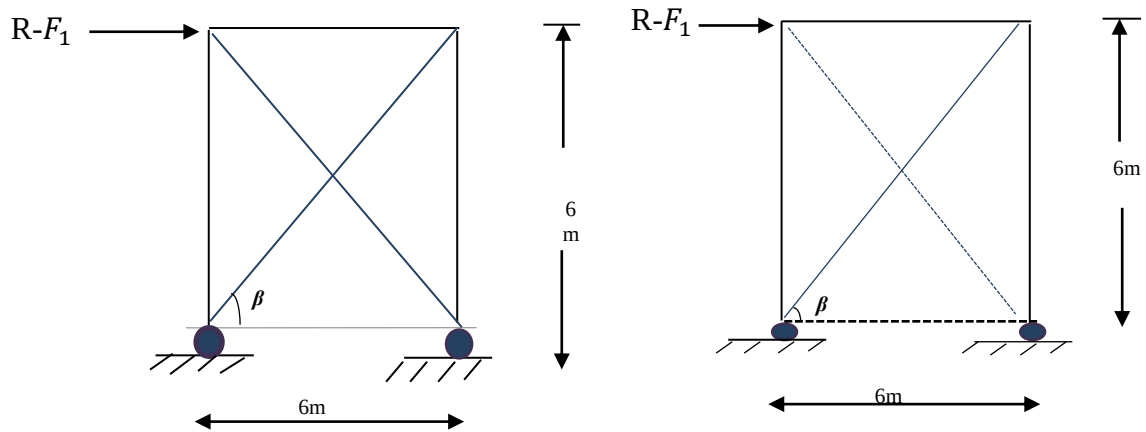
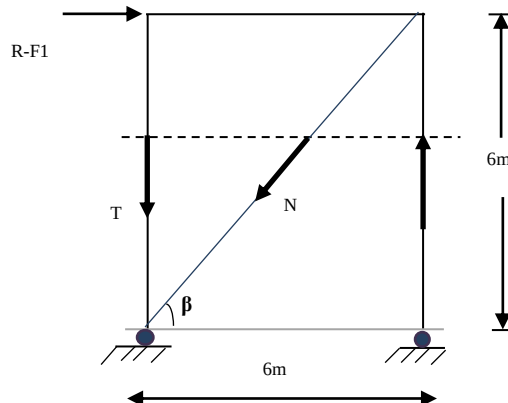


Figure V.3: schéma statique de palée de stabilité en long pan

Par la méthode des coupures:

a) Effort de traction dans la diagonale tendue:



$$N \cdot \cos \beta + F1 = R$$

Avec :

$$R = 13514.45 \text{ daN}$$

$$\tan \beta = \frac{6}{6} \longrightarrow \beta = \arctg 1 = 45^\circ$$

$$N = \frac{R - F1}{\cos \beta} = \frac{13514.45 - 2123.9}{\cos 45^\circ} = 16108.7 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1,5 N = 1,5 \times 16108.7 = 24163.01 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 241.63 \text{ Kn}$$

Figure V.4: Effort de traction dans la diagonale tendue

b) Section de la diagonale :

Calcul de la section brute A :

$$N_{sd} \leq N_{pl, Rd} = \frac{A x f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd}}{f_y \gamma_{M0}} = \frac{241.63 \times 1.1}{27.5} = 9.67 \text{ cm}^2$$

On opte pour une cornière isolée de **L70×70×9** d'une section $A = 11.88 \text{ cm}^2$ avec un boulon de 12 mm et trous de 13 mm.

Section nette :

$$A_{net} = 11.88 - 0.5 \times 1.3 = 11.23 \text{ cm}^2$$

V.3 .1Vérification à la résistance ultime de la section nette :

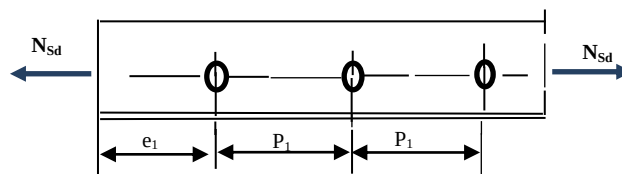
Cas de cornières assemblées par une seule aile, pour une attache avec deux boulons ou plus

$$N_{u, rd} = \frac{B \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$$

Avec : $\beta = \beta_3 = 0.7$

$$N_{uRd} = \frac{0.7 \times 11.23 \times 3600}{1.25} = 22639.68 \text{ daN}$$

$N_{sd} = 24163.01 \text{ daN} < N_{uRd} = 22639.68 \text{ daN}$ condition vérifiée



Conclusion:

Une cornière de L70x70x9 avec des boulons de 12 mm et trous de 13 mm convient pour les barres de contreventement de la palée de stabilité

CHAPITRE VI

CALCUL DES

ASSEMBLAGE

Chapitre VI : Calcul des assemblages

Introduction

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsions.

La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique, une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction, les ossatures ne présentent généralement pas de redondances importantes et les assemblages constituent donc le point de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels, en cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est en cause.

Il existe plusieurs modes d'assemblages fondamentales utilisés dans la construction métallique, dont les principaux modes sont :

- Le rivetage
- Le boulonnage
- Le soudage
- Le collage

VI.1 Calcul des assemblages par boulons :

Il faut noter que parmi les plusieurs avantages de la construction métallique est que la majorité des éléments sont assemblés par boulonnage. Ainsi cet avantage permet d'usiner presque tous les éléments d'une structure dans l'atelier avant de les transporter sur site et de les assembler. Dans ce chapitre on va faire le calcul des connections boulonnées HR.

Il existe deux types de boulons :

- **Les boulons ordinaires** : non précontraints, ce type d'assemblage, de moins en moins utilisé aujourd'hui, est pratiquement réservé aux constructions provisoires, donc démontables, ou aux constructions sommaires et secondaires.
- **Les boulons HR** : présente le même aspect qu'un boulon ordinaire, un boulon HR (Haute Résistance) est constitué d'acier à haute limite élastique et comporte une rondelle incorporée à la tête. Donc le coefficient de frottement (μ) entre les éléments d'une connexion joue un rôle prépondérant.

VI.2 Avantages des boulons HR

- Déformation très réduite par rapport aux autres types d'assemblages (boulons grande raideur)
- Capacité à supporter des charges alternées
- Meilleur comportement en fatigue
- Le boulon HR peut travailler en pression diamétrale s'il perd sa précontrainte.

VI.3 Assemblage de rive (Poteau-Traverse)

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

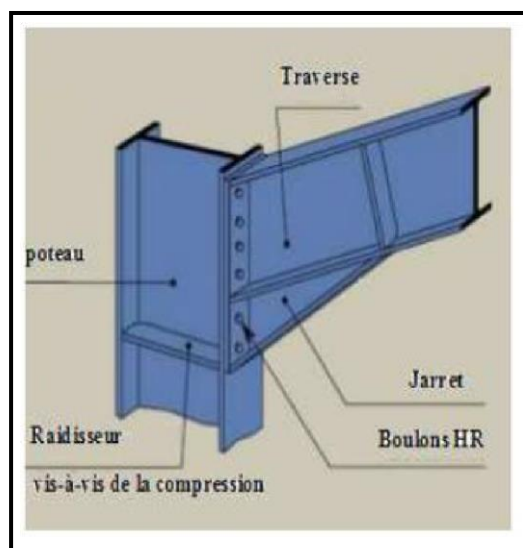


Figure VI.1: Représentation de l'assemblage poteau-traverse.

VI.3.1 La disposition constructive des boulons :

On opte pour un assemblage constitué de 14 boulons HR 10.9 de diamètre de 20 mm, La platine a une épaisseur de 20 mm.

Le coefficient de frottement $\mu = 0.3$ (Surface nettoyée par brossage métallique ou à la flamme avec enlèvement de toutes les plaques de rouilles non adhérentes).

VI.3.2 Efforts de calcul :

La vérification de l'assemblage à la résistance se fera sous l'effet des sollicitations suivantes (chapitre V) :

⇒ La combinaison la plus défavorable ELU ($G+1.5V_3$).

$$M_{sd} = 457.96 \text{ kN.m}$$

$$V_{sd} = 12.84 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 73.68 \text{ kN}$$

VI.3.3 Les composants d'assemblage:

⇒ Poteau en IPE 450.

⇒ Pouter IPE 450.

⇒ Palatine $754 \times 190 \times 20$

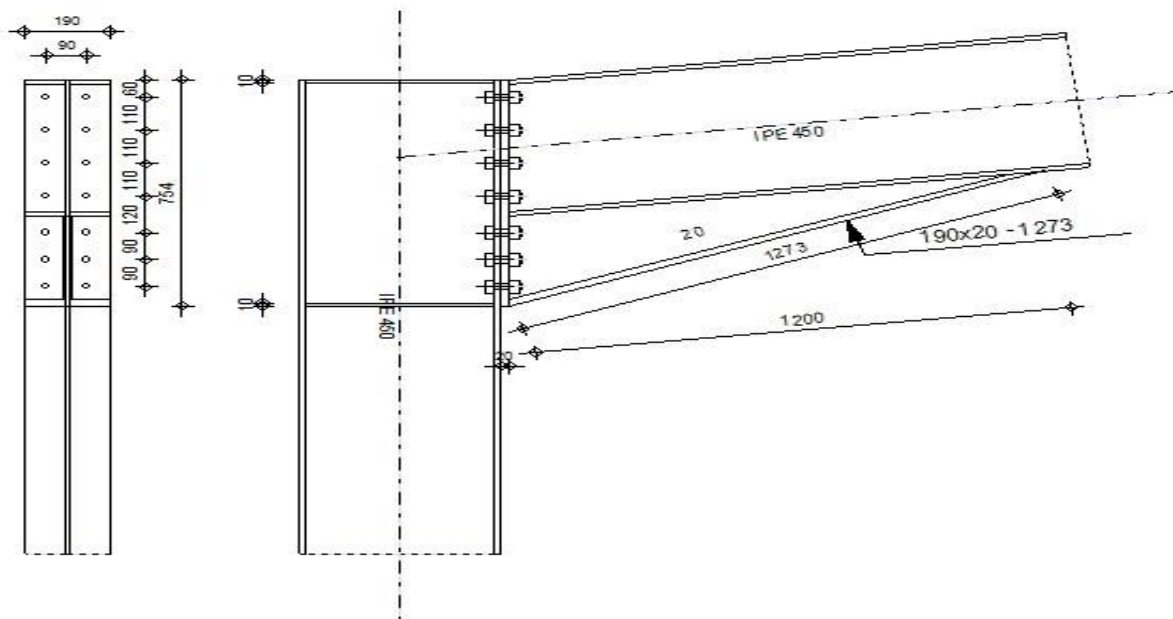


Figure VI.2:détails assemblage.

VI.3.4 Calcul de la hauteur de la partie comprimée

$$x = t_{fb} \sqrt{\frac{b_b}{t_{wb}}}$$

Poutre IPE 450

$$t_{fb} = 14.6 \text{ mm}; t_{wb} = 9.4 \text{ mm}; b_b = 190 \text{ mm}$$

$$x = 14.6 \sqrt{\frac{190}{9.4}}$$

$$x = 65.64 \text{ mm}$$

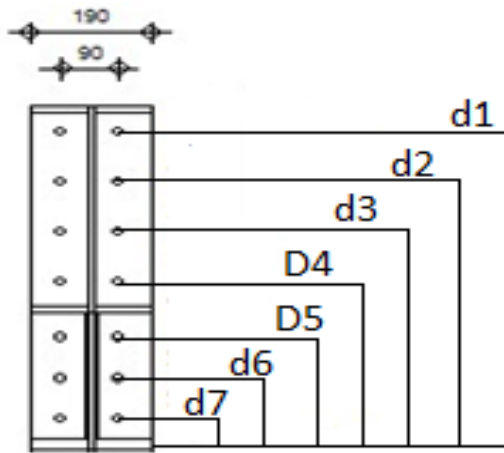


Figure VI.3 : la hauteur de la zone comprimée.

$$d_1 = 690 \text{ mm}; d_2 = 580 \text{ mm}; d_3 = 470 \text{ mm}; d_4 = 360 \text{ mm}; d_5 = 240 \text{ mm}$$

$$d_6 = 150 \text{ mm}$$

VI.3.5 Calcul du moment résistant

$$MR_d = N_1 d_1 + N_2 d_2 + N_3 d_3 + \dots = \sum N_i d_i$$

$$\frac{N_1}{d_1} = \frac{N_2}{d_2} = \frac{N_3}{d_3} \dots$$

$$M_{Rd} = \frac{N_1}{d_1} \left(d_1^2 + N_2 \cdot d_2 \frac{d_1}{N_1} + N_3 \cdot d_3 \frac{d_1}{N_1} \dots \right)$$

$$M_{Rd} = \frac{N_1}{d_1} (d_1^2 + d_2^2 + d_3^2 + \dots)$$

$$M_{Rd} = \frac{N_1 \sum d_i^2}{d_1} \quad \text{D'où : } N_1 = \frac{M_{Rd} \cdot d_1}{\sum d_i^2}$$

N_1 : L'effort maximal de traction du boulon le plus éloigné du centre de rotation.

d_1 : Distance des boulons par rapport au centre de rotation.

a) L'effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons vaut :

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

Boulons de diamètre 20 mm :

$$A_s = 245 \text{ mm}^2,$$

$$f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2,$$

$$F_p = 0.7 \times 1000 \times 10^3 \times 245 = 171.5 \text{ kN pour un boulon.}$$

b) Vérification à la résistance de l'assemblage :

Il faut vérifier si : $M_{sd} \leq M_{rd}$

$$\sum d_i^2 = (150^2 + 240^2 + 360^2 + 470^2 + 580^2 + 690^2) = 1243100 \text{ mm}^2$$

$$M_{Rd} = \frac{n \cdot F_p \cdot \sum d_i^2}{d_1} = \frac{2 \times 171.5 \times 1243100 \times 10^{-3}}{690}$$

$$M_{sd} = 457.96 \text{ KN.m} \leq M_{Rd} = 617.95 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

VI.3.6 Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

$$\text{Par boulon : } \frac{v_{sd}}{n} = \frac{49.12}{20} = 2.46 \text{ kN}$$

Il faut vérifier que :

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq V_{rd} = K_s \times m \times \mu \times \frac{F_p}{\gamma_{M2}}$$

$K_s = 1.0$: trou normal (Eurocode 3 P6.5.8.1)

$m = 1.0$: un plan de frottement

$\mu = 0.3$: Coefficient de frottement (Eurocode 3 P6.5.8.3)

F_p : Précontrainte de calcul (Eurocode 3 P6.5.8.2)

$$V_{Rd} = 1 \times 1 \times 0.3 \times \frac{171.5}{1.25} = 41.16 \text{ KN}$$

$$\frac{v_{sd}}{n} = 0.92 \text{ kN} < V_{Rd} = 41.16 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

L'assemblage poteau-traverse tel que conçu résiste a tous les efforts et sollicitations qui lui sont appliquées.

VI.4 Assemblage du Faitage (Traverse-Traverse) :

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

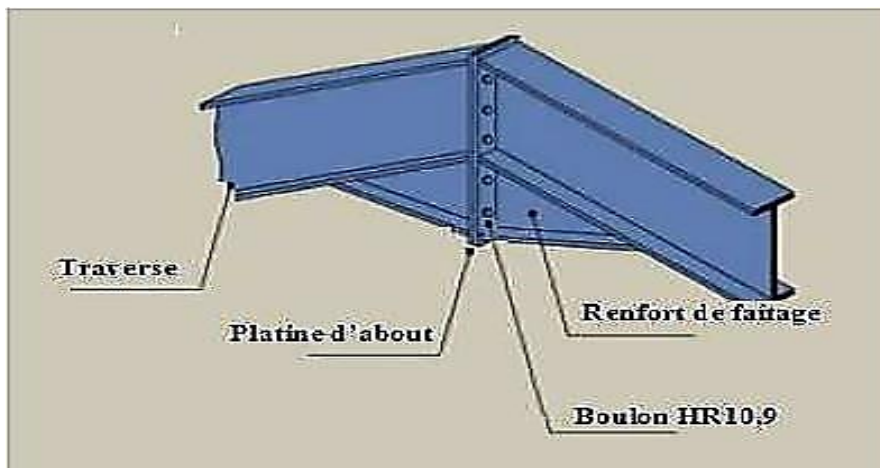


Figure VI.6 : Représentation de l'assemblage traverse-traverse.

VI.4.1 La disposition constructive des boulons :

On opte pour un assemblage constitué de 12 boulons HR 10.9 de diamètre de 20 mm, La platine a une épaisseur de 20 mm.

Le coefficient de frottement $\mu = 0.3$ (Surface nettoyée par brossage métallique ou à la flamme avec enlèvement de toutes les plaques de rouilles non adhérentes).

VI.4.2 Efforts de calcul:

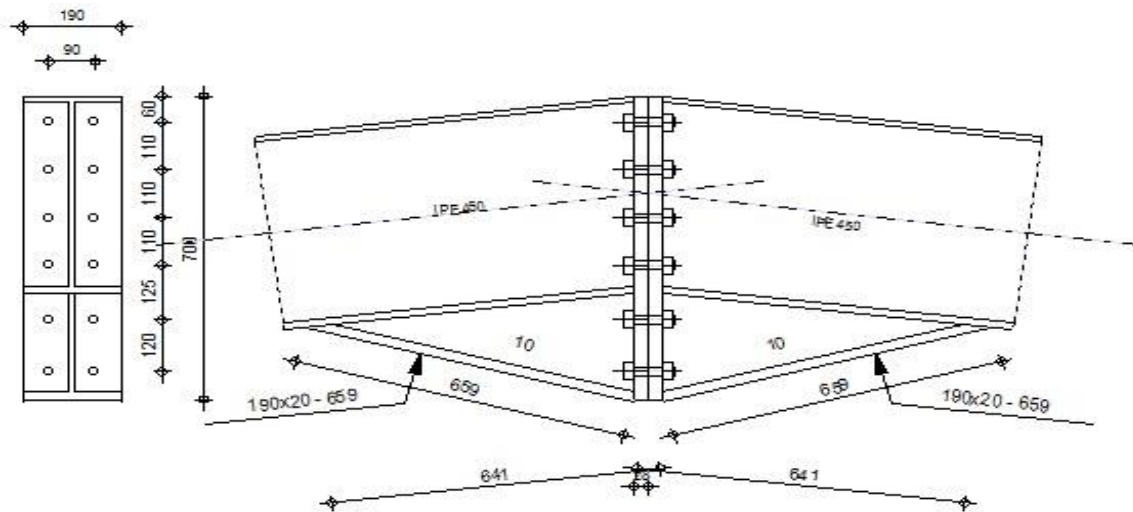


Figure VI.7 : Détails sur l'assemblage de faitage

La vérification de l'assemblage à la résistance se fera sous l'effet des sollicitations suivantes (chapitre V) :

⇒ La combinaison la plus défavorable ELU (1.35G+1.5N+P).

$$M_{sd} = 260.29 \text{ kN.m}$$

$$V_{sd} = 106.12 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 14.86 \text{ kN}$$

➤ Vérification à la résistance de l'assemblage :

Il faut vérifier que :

$$M_{sd} \leq M_{rd}$$

➤ Le moment résistant effectif de l'assemblage:

$$M_{Rd} = \frac{N_1 \sum d_1^2}{d_1} = \frac{n F_p \sum d_1^2}{d_1}$$

➤ L'effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons :

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

Boulons de diamètre 20mm :

$$\Rightarrow A_s = 245 \text{ mm}^2,$$

$$\Rightarrow f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$$

$$\Rightarrow F_p = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245 = 171.5 \text{ kN pour un boulon}$$

⇒

VI.4.3 Vérification à la résistance de l'assemblage :

Il faut vérifier que :

$$M_{sd} \leq M_{Rd}$$

$$\sum di^2 = (180^2 + 305^2 + 415^2 + 525^2 + 625^2) = 963900 \text{ mm}^2$$

$$M_{Rd} = \frac{n \cdot F_p \cdot \sum di^2}{d_1} = \frac{2 \times 171,5 \times 963900 \times 10^{-3}}{635} = 520,68 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 260,29 \text{ KN.m} \leq M_{Rd} = 520,68 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

VI.4.4 Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

$$\text{Par boulon : } \frac{v_{sd}}{n} = \frac{106,14}{12} = 8,845 \text{ kN}$$

Il faut vérifier que :

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq V_{rd} = K_s \times m \times \mu \times \frac{F_p}{\gamma_{M2}}$$

$$V_{Rd} = 1 \times 1 \times 0,3 \times \frac{171,5}{1,25} = 41,6 \text{ KN}$$

$$\frac{v_{sd}}{n} = 8,845 \text{ kN} < V_{Rd} = 41,6 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

VI.5 Calcul des bases des poteaux :

VI.5.1 Définition :

La base du poteau a le rôle de transmettre au massif de la fondation, les efforts développés dans le poteau. Elle est constituée d'une platine en acier soudée à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le contour de la section du profilé constituant le poteau. Son épaisseur ne peut pas excéder de beaucoup l'épaisseur de l'âme et des semelles du poteau, elle peut être renforcée par des raidisseurs.

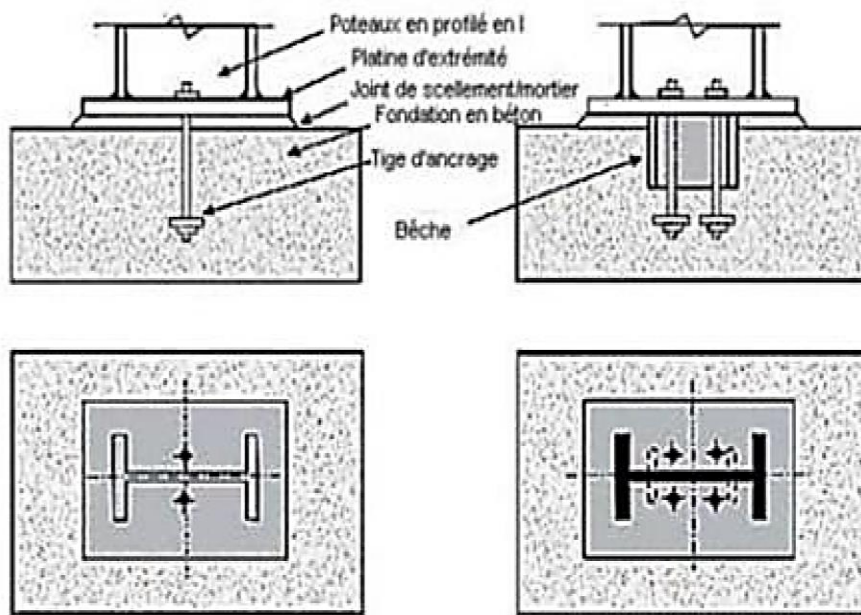


Figure VI.8 : Base des poteaux

L'assemblage de base du poteau est généralement conçu comme une articulation afin de réduire les dimensions des fondations ; il est possible d'utiliser des pieds de poteau encastré, si le sol présente des caractéristiques fiables.

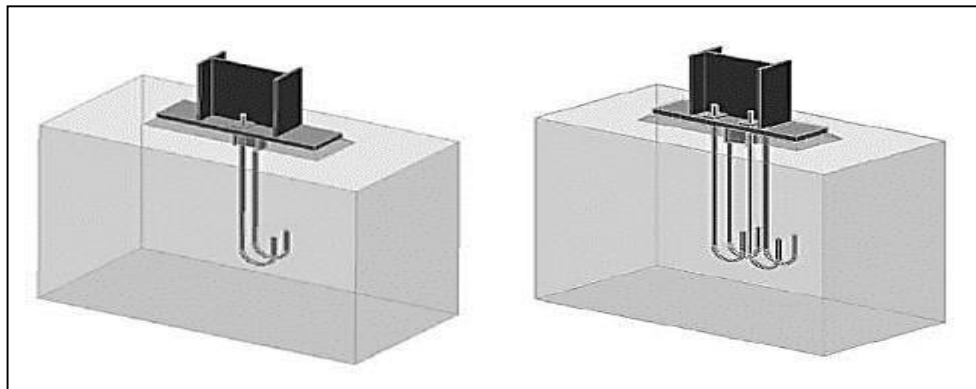


Figure VI.9 : pied de poteau articulé.

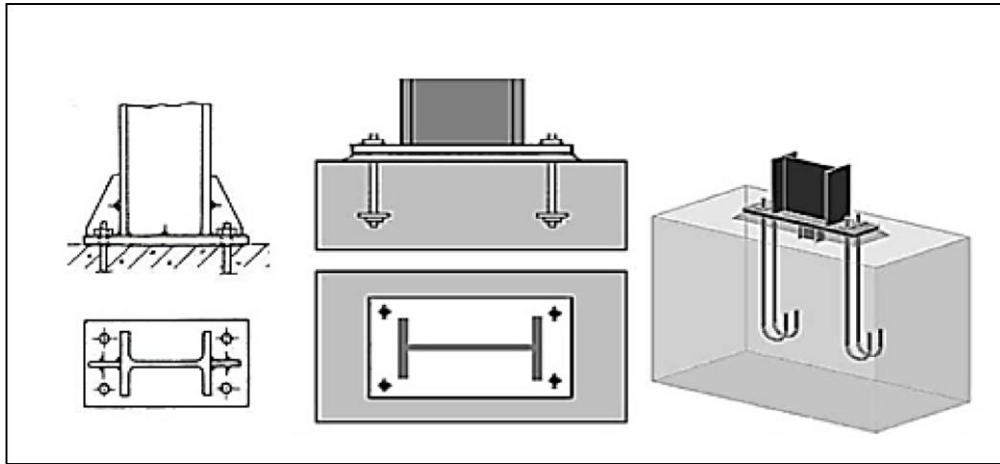


Figure VI.10 : Pieds de poteaux encastrés

Dans notre structure on a les poteaux en **IPE 450**. Donc on va faire le calcul de dimensionnement de la plaque d'assise sous l'action des charges suivantes :

- Charge axiale de compression $N_{sd} = 73.68 \text{ KN} \downarrow$
- Effort tranchant $V_{z, sd} = 12.84 \text{ KN}$
- Effort de soulèvement $N_{sd} = 212.3 \text{ KN} \uparrow$
- Effort tranchant correspondant : $V_{z, sd} = 29.72 \text{ KN}$

VI.5.2 Données de base :

- Plaque d'assise en acier de nuance S275 : $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$
- Fondation en béton de classe 25/30 : $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
- Coefficients partiels de sécurité : Acier : $\gamma_{M0} = 1.1$; $\gamma_{M2} = 1.25$

Béton : $\gamma_c = 1.15$

VI.5.3 Résistance du béton à la compression :

$$f_{cd} = a_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c \quad f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$$

La valeur de a_{cc} est de données dans l'annexe nationale.

Sa valeur recommandée est de : $= 1$

La résistance de calcul du béton devient :

$$f_{cd} = 1 \times 25 / 1.5 \quad f_{cd} = 16.7 \text{ N/mm}^2$$

VI.5.4 Résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement :

- La valeur de coefficient du matériau de scellement est : $\beta=2/3$
- Les dimensions de la fondation étant inconnues, prendre

$$(A_{c1}/A_{c0})^{0.5} = \alpha = 1.5$$

- La résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement :

$$f_{jd} = \alpha \times \beta_j \times f_{cd} = 16.7 \text{ N/mm}^2$$

VI.5.5 Estimation de l'air de la plaque d'assise :

Une estimation de l'air requise de la plaque d'assise est donnée par la plus grande des deux valeurs suivantes :

$$A_{c0} = \frac{1}{h_c \cdot b_{fc}} \left(\frac{N S_d}{f_{cd}} \right)^2 = \frac{1}{450 \times 190} \left(\frac{212300}{16.7} \right)^2 = 1890.17 \text{ mm}^2$$

$$A_{c0} = \frac{N S_d}{f_{cd}} = \frac{212300}{16.7} = 12712.57 \text{ mm}^2, \text{ qui est le plus grand}$$

VI.5.5.1 Choix du type de la plaque d'assise :

Comme estimation pour : $A_{c0} = 12712.57 \text{ mm}^2 < 0.95 \times 450 \times 190 = 81225 \text{ mm}^2$

$A_{c0} = 12712.57 \text{ mm}^2 < 81225 \text{ mm}^2$ Une plaque projection courte est satisfaisante.

Les dimensions en plans adéquates pour la plaque d'assise à la projection courte sont choisies

Comme suit :

$$b_p = 230 \text{ mm} > b_{fc} + 2t_{fc} = 190 + 2 \times 14.6 = 219.2 \text{ mm}$$

$$h_p = 490 \text{ mm} > h_c + 2t_{fc} = 450 + 2 \times 14.6 = 479.2 \text{ mm}$$

$$\text{Ce qui donne } A_{c0} = 230 \times 490 = 112700 \text{ mm}^2 > 81225 \text{ mm}^2$$

VI.5.5.2 Vérification de la résistance de calcul de la plaque d'assise

Calcul de la Largeur d'appuis additionnelle c :

$$c = \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4ac}}{2a}$$

Où : $A = +2$

$$B = -(b_{fc} - t_w + h_c);$$

$$B = -(190 - 9.4 + 450) = -630.6 \text{ mm}$$

$$C = \frac{0.5 N_{sd}}{f_{jd}} - (2b_{fc} \times t_{fc} + 4t_{fc}^2 + 0.5 \times h_c \times t_{wc} - t_{fc} \times t_{wc})$$

$$C = \frac{0.5 \times 212300}{16.7} - [(2 \times 190 \times 14.6) + (4 \times 14.6^2) - (0.5 \times 450 \times 9.4) - (14.6 \times 9.4)]$$

$$C = -2207.89 \text{ mm}^2$$

La largeur additionnelle est de :

$$C = \frac{630.6 - \sqrt{630.6^2 - 4 \times 2 \times (-2207.89)}}{2 \times 2} = -3.46 \text{ mm}$$

Vu que l'effort de compression N_{sd} est faible ce qui nous donne la valeur négative de la largeur additionnelle.

Pour le calcul de la largeur additionnelle C dans le cas où l'effort de compression sollicitant le poteau est faible, on procède de la manière suivante :

- **Calcul de la largeur d'appuis additionnelle C :**

En posant : $t = 20 \text{ mm}$ comme épaisseur de la plaque d'assise.

$$C = t \cdot \left(\frac{f_y}{3 \cdot f_{jd} \cdot \gamma_{M0}} \right)^{0.5} = 20 \left(\frac{275}{3 \times 16.7 \times 1.1} \right)^{0.5} = 44.7 \text{ mm}$$

$$C = 44.7 \text{ mm} < \frac{(h - 2t_f)}{2} = \frac{(450 - 2 \times 14.6)}{2} = 210.4 \text{ mm}$$

$C = 44.7 \text{ mm} < 210.4 \text{ mm}$ Il n'y a pas de recouvrement des aires en compression

Pour les tronçons des deux semelles

Remarque : Dans le cas d'assemblages articulés, le débord de la plaque d'assise est généralement pris égale à 20 mm .

Donc $\beta_c = 20 \text{ mm} < C = 44.7 \text{ mm} \rightarrow$ la plaque d'assise est de projection courte

- **Calcul de la section efficace A_{eff} :**

La plaque d'assise est de projection courte.

$$A_{eff} = 2(b_{cf} + 2\beta_c)(c + \beta_c + t_{fc}) + (h_c - 2C - 2t_{fc})(2C + t_{wc})$$

$$A_{eff} = 2(190 + 2 \times 20)(44.7 + 20 + 14.6) + (450 - 2 \times 44.7 - 2 \times 14.6)(2 \times 44.7 + 9.4)$$

$$A_{eff} = 69220.32 \text{ mm}^2$$

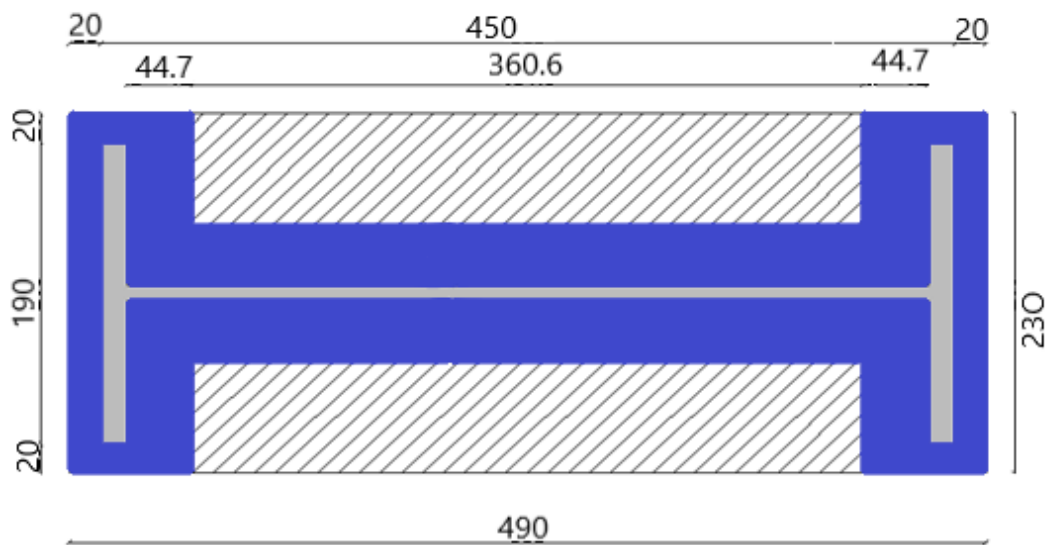


Figure VI.11 : Dimensions de la plaque d'assise

- **Calcul de la résistance à l'effort axial N_{sd} :**

$$N_{sd} \leq N_{Rd} \quad \text{Avec:} \quad N_{Rd} = A_{eff} \times f_{jd}$$

$$N_{Rd} = 69220.32 \times 16.7 \times 10^{-3} = 1155.97 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 212.3 \text{ KN} < N_{Rd} = 1155.97 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

VI.5.5.3 Calcul de la résistance de la plaque d'assise au moment fléchissant

- **Calcul du moment résistant M_{Rd} :**

$$M_{Rd} = \frac{t^2 \cdot f_y}{6 \cdot \gamma M_0}$$

$$M_{Rd} = \frac{t^2 \cdot f_y}{6 \cdot \gamma M_0} = \frac{20^2 \times 275}{6 \times 1.1} = 16666.67 \text{ N.mm}$$

$$M_{Rd} = 16.67 \text{ N.m}$$

- **Calcul du moment de flexion M_{sd} :**

$$M_{sd} = \frac{\left(\frac{c^2}{2}\right) N_{sd}}{A_{eff}} = \frac{\left(\frac{44.7^2}{2}\right) \times 212.3}{69220.32} = 3.06 \text{ N.m}$$

$$M_{sd} = 3.06 \text{ N.m} < M_{Rd} = 16.67 \text{ N.m}$$

VI.5.5.4 Vérification de la résistance au cisaillement du scellement de la plaque d'assise :

$$V_{sd} \leq F_{v,rd}$$

Avec :

$$F_{v,rd} = F_{f,rd} = C_{fd} \times N_{sd} = 0,2 \times 212,3 = 42,46 \text{ KN}$$

: est l'effort de calcul de compression du poteau.

: Coefficient de frottement entre la plaque d'assise et couche de scellement.

Une valeur de 0.2 et spécifiée pour le mortier de calage de ciment et de sable

$V_{sd} = 29,72 \text{ KN} > F_{v,rd} = 42,46 \text{ KN}$ condition non vérifiée

Remarque :

La résistance au cisaillement du scellement de la plaque d'assise n'est pas vérifiée, les tiges d'encrage vont donc reprendre l'effort de cisaillement qu'il faut vérifier en conséquence.

VI.5.6 Les tiges d'ancrage :

Les tiges d'ancrage doivent être mises en place afin de résister aux effets des actions de calcul, on doit les dimensionner de sorte à supporter convenablement l'effort de traction ainsi que les forces de soulèvement et les moments de flexion.

VI.5.6.1 Résistance des tiges d'ancrages au cisaillement :

L'EN 1993-1-8 §6.2.2 donne la formule suivante pour la résistance au cisaillement :

$$F_{v,rd} = F_{f,rd} + n_b \times F_{vb,rd}$$

$F_{f,rd}$: Résistance de calcul par frottement en présence d'un effort axial de compression N_{sd} dans le poteau.

$$F_{f,rd} = 0,2 \times N_{sd}$$

$F_{vb,rd}$: Résistance de calcul d'une tige d'ancrage au cisaillement.

$$F_{vb,rd} = \frac{a_{cb} \times f_{ub} \times A_s}{\gamma M2}$$

$$a_{cb} = 0.44 - 0.0003 f_{yb} \quad \text{et} \quad 275 \text{ N/mm}^2 \leq f_{yb} \leq 640 \text{ N/mm}^2$$

n_b : nombre de tiges situées dans l'assemblage.

On constate que cette règle permet d'ajouter la résistance de calcul au cisaillement des tiges d'encrage à celle par frottement cette dernière résistance n'existant que pour un effort axial de compression dans le poteau.

On vérifie que la condition suivante est satisfaite :

$$V_{sd} \leq F_{v,rd}$$

Pour deux tiges M20 en classe 4.6 :

$$A_s = 245 \text{ mm}^2 ; f_{ub} = 400 \text{ N/mm}^2 ; f_{yb} = 240 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{f,rd} = 0.2 \times N_{sd} = 0.2 \times 212.3 = 42.46 \text{ KN}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{(0.44 - 0.0003 \times 240) \times 400 \times 245 \times 10^{-3}}{1.25} = 29 \text{ KN}$$

$$F_{v,rd} = 42.46 + 2 \times 29 = 100.46 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 29.72 \text{ KN} < F_{v,rd} = 100.46 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{OK}$$

Pour plus de sécurité il est de pratique courante de prévoir des bèches de cisaillement pour soulager les tiges d'ancrages dans le cas grands efforts de cisaillement comme le séisme.

On choisit une bèche ayant des dimensions satisfaisant les conditions suivantes :

- Profondeur efficace : **$60 \text{ mm} \leq L_{eff} (bèche) \leq 1.5 h_{bèche}$**
- Hauteur de la bèche : **$h_{bèche} \leq 0.4 h_c$**
- Elancement maximal des ailes : **$b_{bèche} / t_{bèche} \leq 20$**

Les dimensions d'un profile IPE 100 S235 respectent les deux premières conditions.

- Une bèche en *IPE 100* en acier *S235* est retenue.
- La profondeur totale : **$d_0 = 100 \text{ mm}$**
- La longueur efficace : **$L_{ff} = 100 - 30 = 70 \text{ mm}$**

L'épaisseur de scellement est de *30 mm*.

VI.5.6.2 Résistance des tiges d'ancrages à l'effort de soulèvement :

Dans le cas où l'effort N_{sd} en pied de poteau est un effort de soulèvement, les tiges d'ancrages doivent transmettre cet effort ainsi que l'effort tranchant concomitant entier V_{sd} à la fondation.

D'après les résultats du chapitre 5 (calcul de portique) : Combinaison $G + 1.5V_3$

$$N_s = 73.68 \text{ KN} \uparrow$$

$$V_{sd} = 12.84 \text{ KN}$$

VI.5.6.3 Vérification de la tige d'ancrages à la résistance :

En se plaçant en sécurité, on vérifie pour une tige d'ancrages que la condition suivante est satisfaite:

$$\frac{N_{sd}/n_b}{F_{vb,rd}} + \frac{N_{sd}/n_b}{F_{t,rd}} \leq 1$$

Avec:

$$N_{tRd} = \frac{0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \times 400 \times 245}{1.25} = 70,56 \text{ KN}$$

$$\frac{V_{sd}/n_b}{F_{bRd}} + \frac{N_{sd}/n_b}{N_{tRd}} = \frac{12.84/2}{29} + \frac{73.68/2}{70,56} = 0.74 \leq 1 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Pour deux tiges M20 en classe 4.6 :

$$A_s = 245 \text{ mm}^2 = 400 \text{ N/mm}^2; = 300 \text{ N/mm}^2 ; d = 30 \text{ mm}$$

VI.5.6.4 Vérification de la tige d'ancrage à l'adhérence :

Pour un boulon d'ancrages :

$$N_{sd} / 2 \leq F_{anc, Rd}$$

La résistance d'ancrages en traction d'une tige d'ancrage est :

$$F_{anc, Rd} = \pi \cdot d \cdot f_{bd} \cdot (l_1 + 6.4r + 3.5l_2)$$

Les valeurs courantes sont données comme suit :

$$r = 3d = 3 \times 20 = 60 \text{ mm}$$

$$l_1 = 20d = 20 \times 20 = 400 \text{ mm}$$

$$l_2 = 2d = 2 \times 20 = 40 \text{ mm}$$

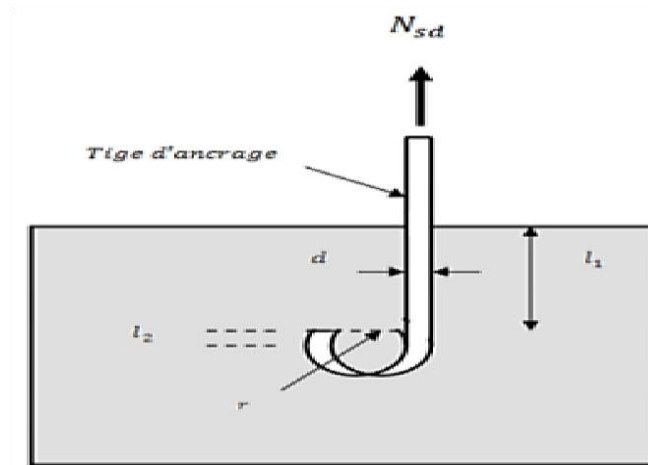


Figure VI.12 : Tige d'ancrage

La largeur totale de la tige :

$$l_b = l_1 + 6.4r + 3.5l_2 = 400 + 6.4 \times 60 + 3.5 \times 40 = 924 \text{ mm}$$

En utilisant la formule suivante donnée dans le guide de L'EUROCODE de CTICM (1)

La longueur totale de la tige requise est :

$$t_{b.rqd} = 0.144 \frac{f_{ub}}{f_{bd}}$$

f_{ub} : Résistance ultime du boulon

d'ancrage **f_{bd}** : constante

d'adhérence de calcul de calcul **d** :

diamètre du boulon d'ancrage

- **Calcul de la contrainte d'adhérence f_{bd} :**

Classe de béton C25/30

$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$: résistance à la compression du béton

$\gamma_c = 1.15$: coefficient partiel de sécurité

$$f_{bd} = \frac{0.36 \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} = \frac{0.36 \sqrt{25}}{1.15} = 1.2 \text{ N/mm}^2$$

$$l_{b, rqd} = 0,144 \times 20 \times \frac{400}{1,20} = 960 \text{ mm}$$

La résistance d'ancrage en traction d'une tige d'ancrage est :

$$f_{anc, Rd} = \pi \cdot d \cdot l_{b, rqd} \cdot f_{bd}$$

$$f_{anc, Rd} = \pi \times 20 \times 960 \times 1.2 = 72382,29 \text{ N}$$

$$f_{anc, Rd} = 72,38 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{sd}}{2} = \frac{73.68}{2} = 36.84 \text{ kN} < f_{anc, Rd} = 72,38 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

La longueur d'ancrage de référence requise est :

$$t_{b, rqd} = \frac{N_{sd}}{\pi \cdot d \cdot f_{bd}}$$

$$\text{Où : } N_{sd} = A \times \sigma_{sd} = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \times \sigma_{sd}$$

: effort de soulèvement par tige d'ancrage.

$$t_{b, rqd} = \frac{\pi \cdot d^2 \cdot d \cdot \sigma_{sd}}{4 \cdot \pi \cdot d \cdot f_{bd}} = \frac{d \cdot \sigma_{sd}}{4 \cdot f_{bd}}$$

$$\frac{t_{b, rqd}}{d} = \frac{\sigma_{sd}}{4 \cdot f_{bd}}$$

On suppose que la tige permet d'être ancrée suffisamment pour développer la résistance en traction de la section de la tige.

$$\sigma_{sd} = \frac{N_{sd}}{A} \longrightarrow \max \sigma_{sd} = \frac{N_{t, rd}}{A} = \frac{(0.9 \times f_{ub} \times A_s) / \gamma_{M2}}{A}$$

A : la section brute de la tige

A_s : section résistante

En prenant

$$A/A_s \approx 0.8 \implies \max \sigma_{sd} = 0.576 f_{ub}$$

$$t_{b, rqd} = \frac{\max \sigma_{sd}}{4 \cdot f_{bd}} = \frac{0.576 \cdot f_{ub}}{4 \cdot f_{bd}}$$

$$t_{b, rqd} = 0.144 \frac{f_{ub}}{f_{bd}}$$

Remarque :

Bien que normalement le pied soit de type articulé .il est préférable de prévoir quatre boulons d'ancrage pour des raisons de sécurité car ils empêchent les poteaux de se renverser en phase provisoire de montage.

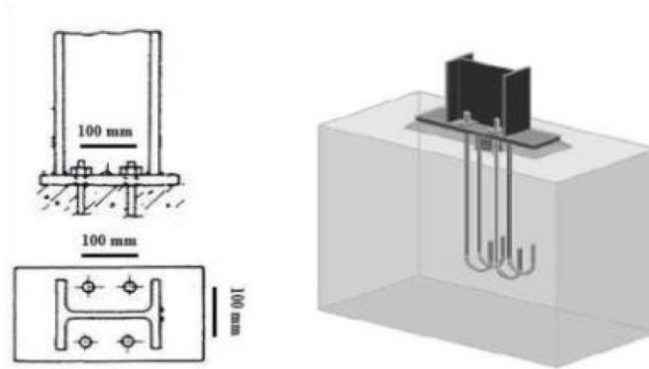


Figure VI.13 : Pied de poteau articulé avec 04 boulons d'ancrage.

CONCLUSION GÉNÉRALE

CONCLUSION GENERALE

Le travail que j'ai réalisé consiste en l'étude et la conception d'un hangar métallique a un usage de stockage, conformément aux règlements en vigueur (RPA 99 version 2003 EUROCODE 03, RNV 99 /2013)

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont résumées dans les points suivants :

- Dans les structures métalliques les actions du vent sont souvent les plus défavorables néanmoins, l'étude sismique est négligeable par apport à l'emplacement géographique de la construction .
- La bonne conception et le calcul le plus approximatif, permettent à la structure d'être rigide et plus stable face aux différentes actions aux quelle elle est soumise.
- Les calculs ont permis de déterminer les sections des profilés permettant de garantir la sécurité et la stabilité de l'ouvrage compte tenu des charges qui s'appliquées au cours de Les calculs ont permis à vie.
- La bonne conception des assemblages est essentielle pour la stabilité des structures métalliques
- L'acier nous offre la possibilité de concevoir des éléments de grandes portées grâce à sa bonne rigidité et son poids léger

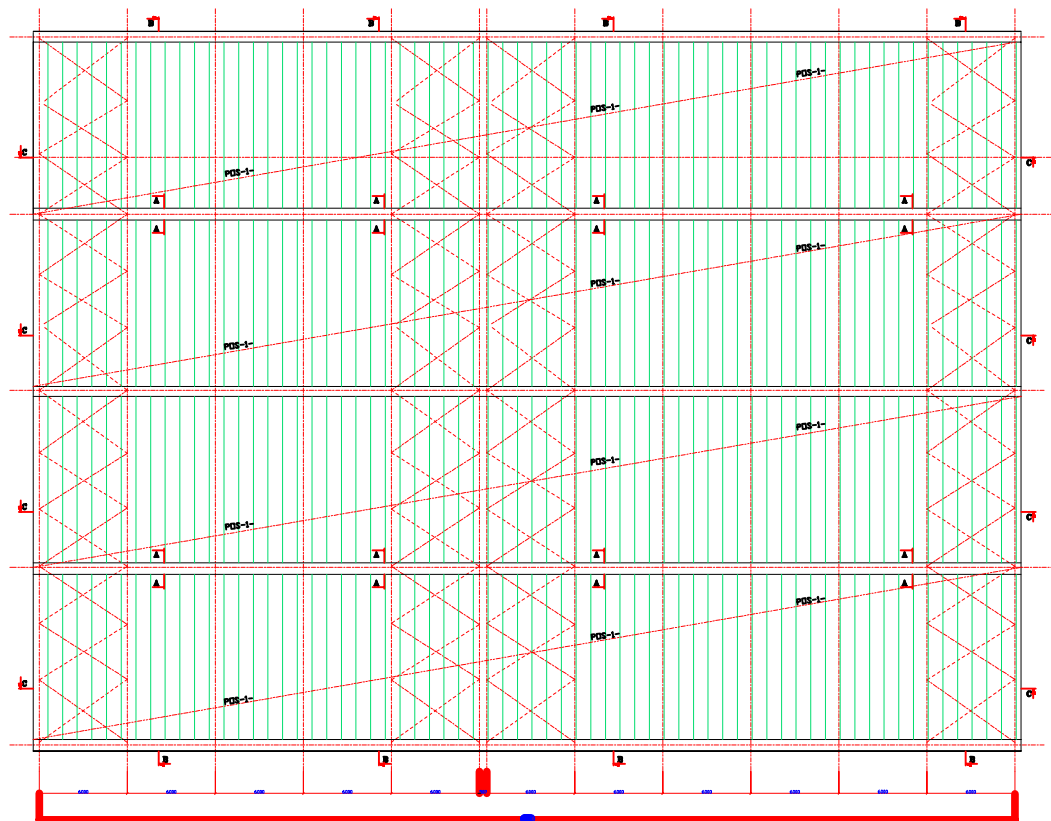
Enfin, la construction d'un ouvrage en génie civil est tributaire d'une bonne concordance entre trois critères de base à savoir, la résistance, la durabilité et l'économie dans le respect des normes

RÉFÉRENCE BIBLIOGRAPHIQUE

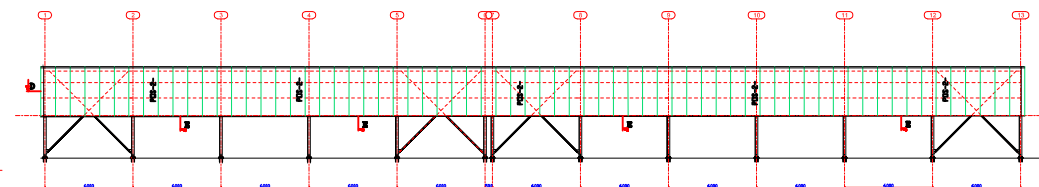
RÉFÉRENCE BIBLIOGRAPHIQUE

- ✓ Le règlement algérien Neige et vent version 2013(pour l'étude climatique)
- ✓ **Eurocode 0 3** les normes Européennes de conception, dimensionnent et de justification
des structures de bâtiment et de génie civil
- ✓ Calcul des éléments de construction Métallique selon l'Eurocode 03, livre de Mr : DAHMANI Lahlou (professeur au département de génie civil a l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou) pour l'étude de pré dimensionnement des éléments, portique, contreventement, et les assemblages)
- ✓ Site européens Algérie

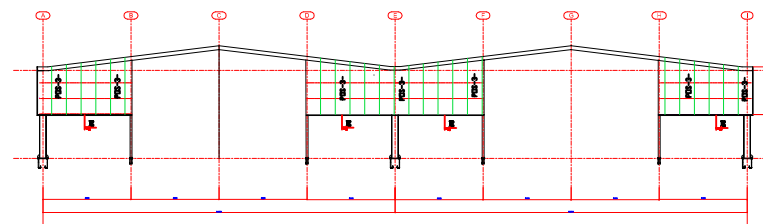
LES PLANS DE GÉNIE CIVIL



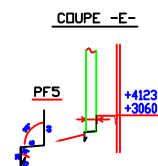
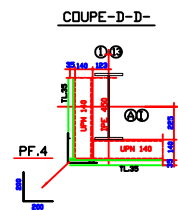
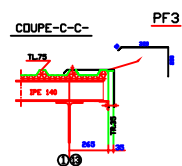
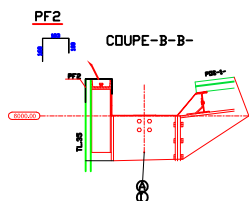
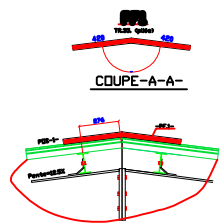
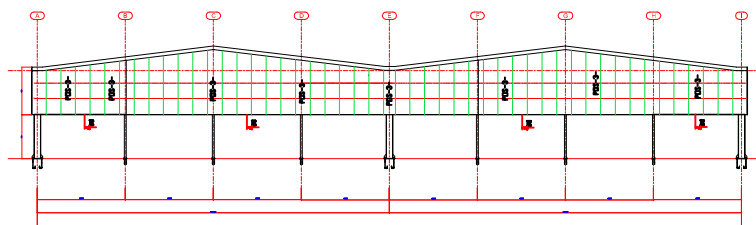
-LONG PAN FILE -A-ET -I-



-PIGNON AXE -1-

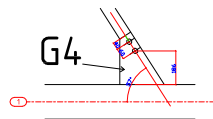


-PIGNON AXE -13-

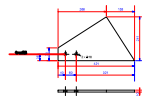


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
BUREAU D'ETUDES D'ARCHITECTURE D'URBANISME BELKACEMI ALI	
ADRESSE: LOCAL 01 B-6 COOP ALGERIE TROUSSEAU QUARTIER A SLAT D'HYDRES HY TQI 93000 TEL.: 05 28 36 31 78	
PROJET: REALISATION DE COMPLEXE DE DISTRIBUTION DE PRODUITS ALIMENTAIRES	
POSSIBLE: CHARPENTE METALLIQUE	MAITRE DE L'OUVRAGE: Mr. MOUKLI djamal
WILAYA: GHARDAIA	
DAIRA: BOUHOURA	
COMMUNE: EL ATTEUF	
ADRESSE: ZONE D'ACTIVITE EL ATTEUF	
PLANS: BANGAR (64.5M X 66.5M X 6.5M) COUVERTURE ET BAROAGE	DATE: Mai 2017 Ech: 1/100 1/10
MAITRE DE L'OUVRAGE:	APPROBATION:
	
PROJET: 01-01-05	

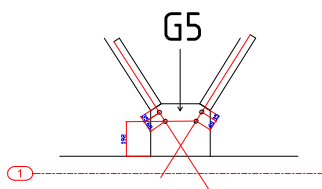
Détail 1



Détail G4



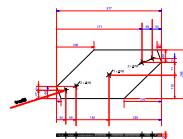
Détail 2



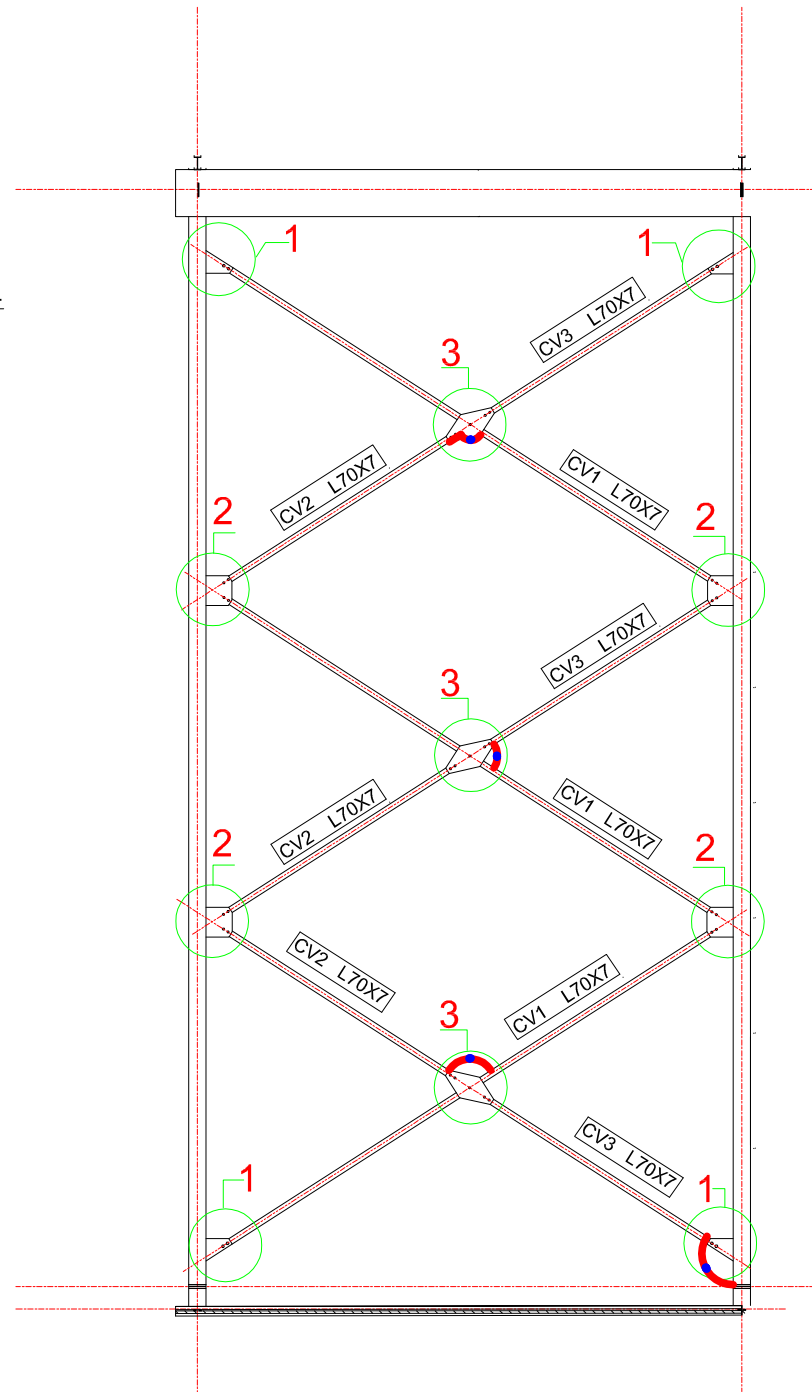
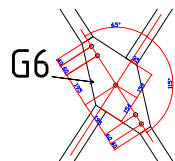
Détail G5



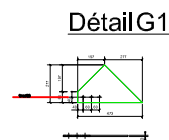
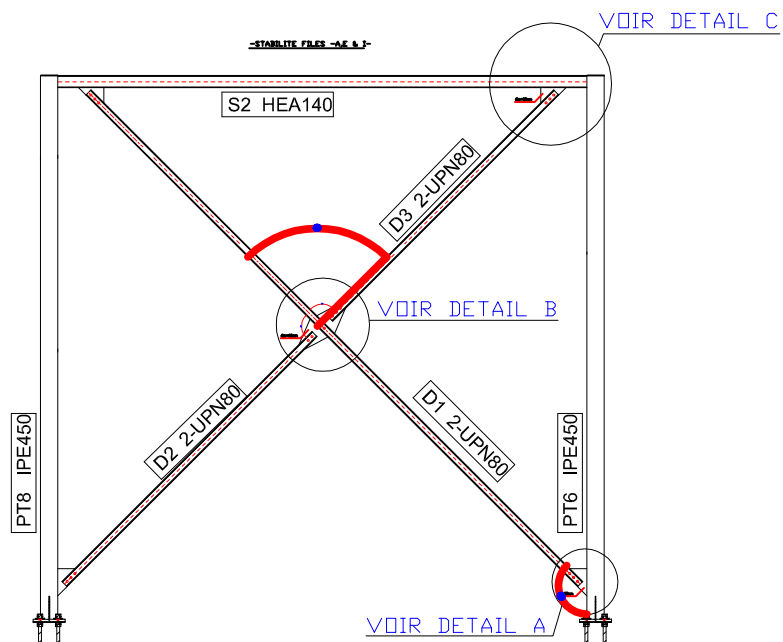
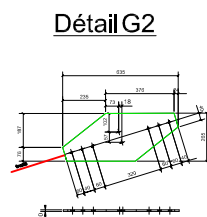
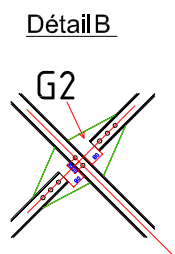
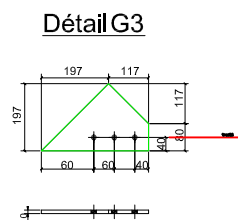
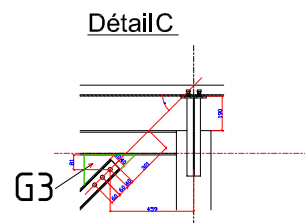
Détail G6



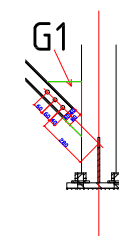
Détail 3



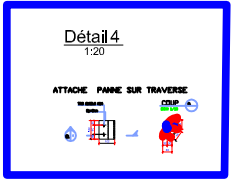
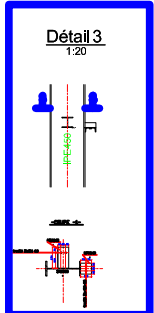
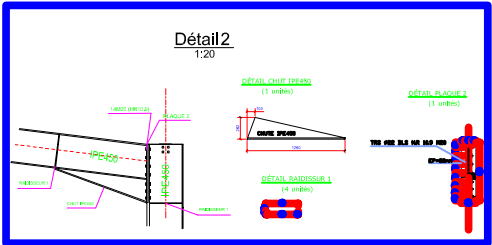
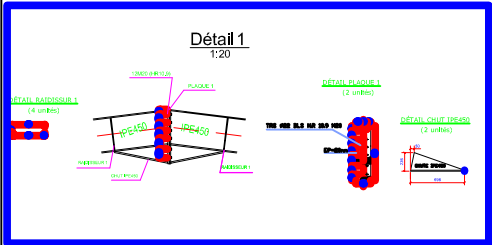
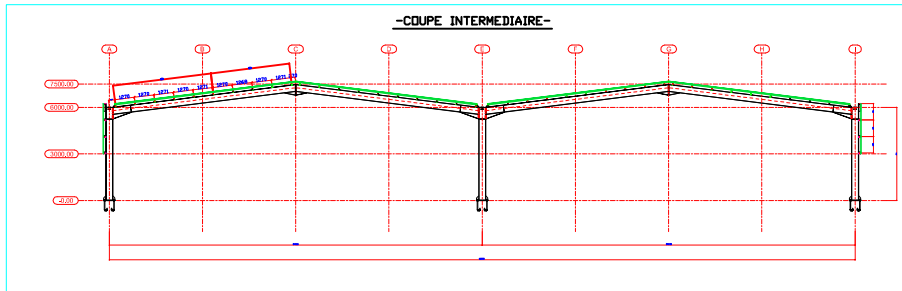
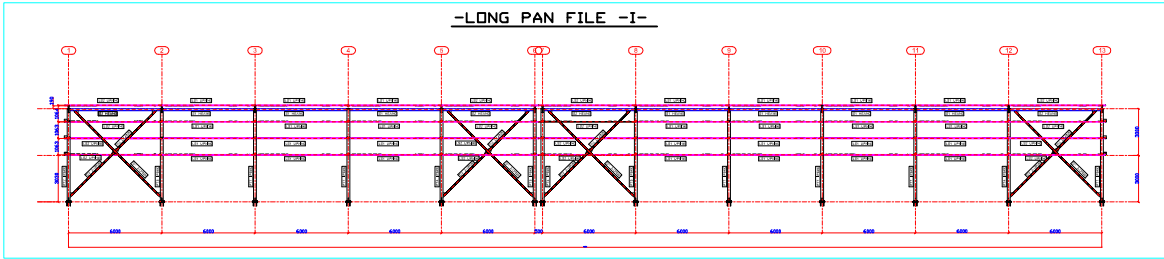
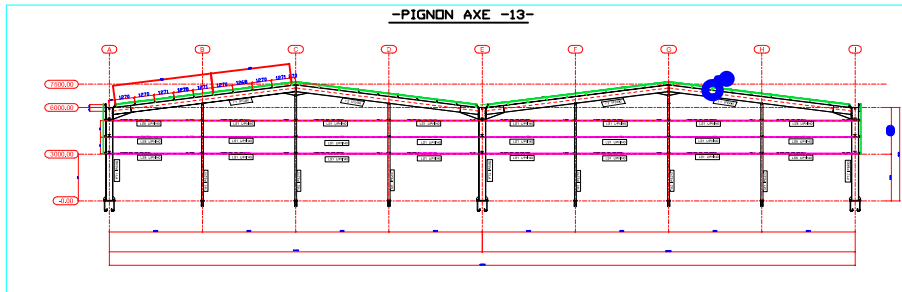
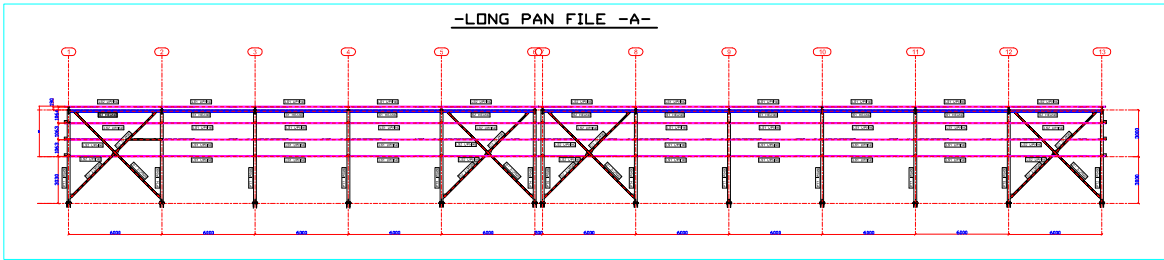
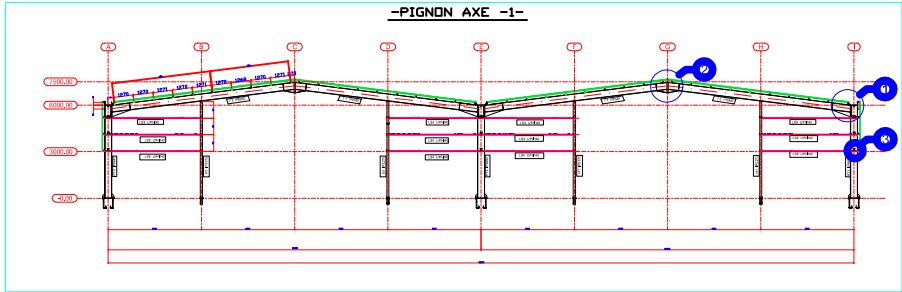
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE BUREAU D'ETUDES D'ARCHITECTURE D'URBANISME BELKACEMI ALI Adresse: LOCAL N° BIO Coop ASSURET MASSILIA QUARTIER A LOT D N°05 NV TET OUZOU TEL : 09 58 56 31 78	
PROJET : REALISATION DE COMPLEXE DE DISTRIBUTION DE PRODUITS ALIMENTAIRES	
DOSSIER : CHARPENTE METALLIQUE	MAITRE DE L'OUVRAGE : Mr MDUKLI d'jamal
WILAYA : GHARDAIA DAIRA : BOUNOURA COMMUNE : EL ATTEUF ADRESSE : ZONE D'ACTIVITE EL ATTEUF	
PLANS : HANGAR. (48.M X 66.5.M X 6.M) ENSEMBLE POUTRE AUVENT	DATE : MAI 2017 SCHE : 1/ 20 1/ 10
MAITRE DE L'OEUVRE : 	APPROBATION : PLANCHE : N° 05/06



Détail A

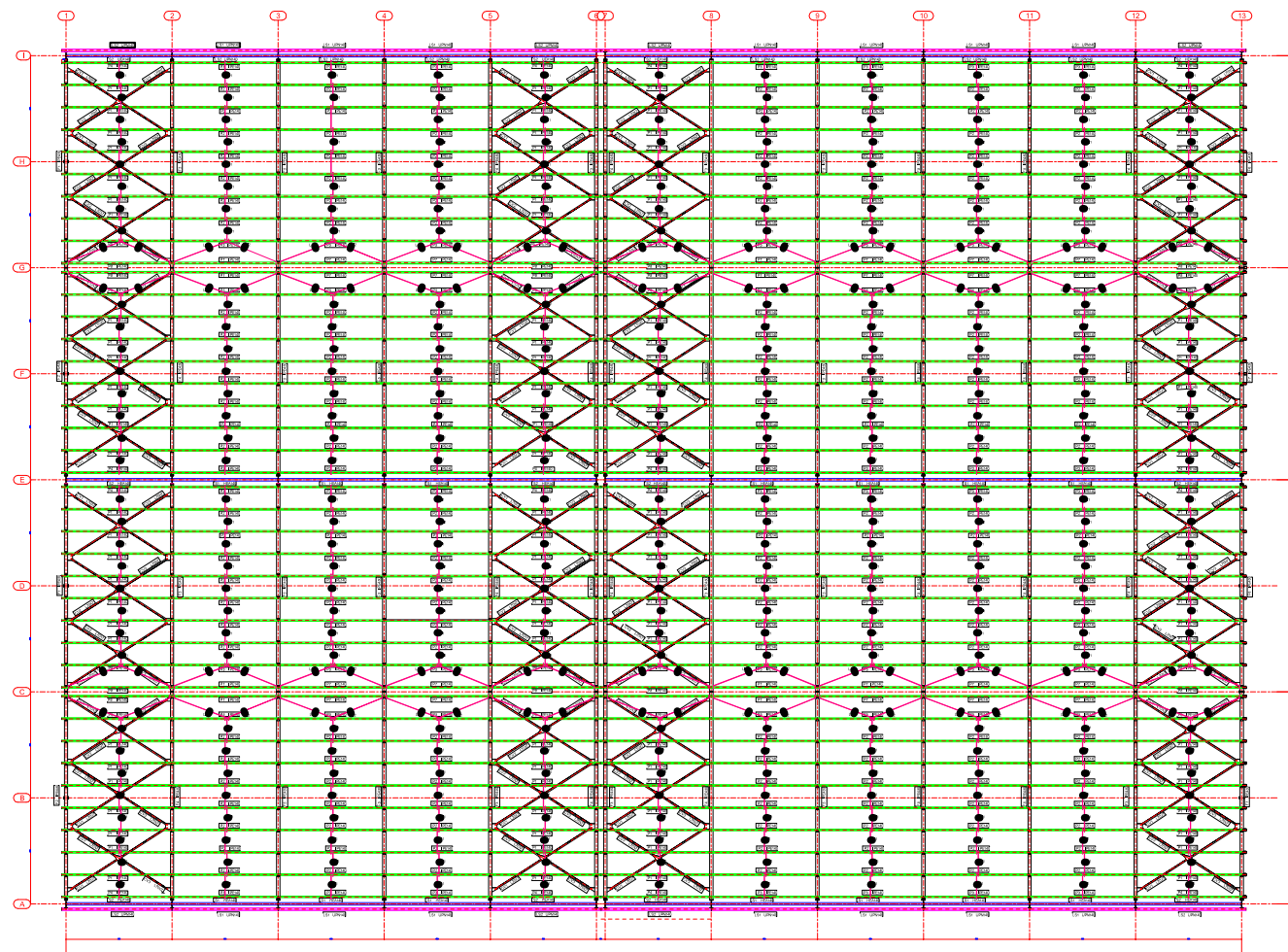


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
BUREAU D'ETUDES D'ARCHITECTURE D'URBANISME BELKACEMI ALI ADRESSE: LOCAL N° B16 COOP ASSIREH PASSILLIA QUARTIER A ILOT D N°05 NV Tizi ouzou TEL : 05 56 56 31 78	
PROJET : REALISATION DE COMPLEXE DE DISTRIBUTION DE PRODUITS ALIMENTAIRES	
DOSSIER : CHARPENTE METALLIQUE	MAITRE DE L'OUVRAGE : Mr MDUKLI djamal
WILAYA : GHARDAIA DAIRA : BOUNOURA COMMUNE : EL ATTEUF ADRESSE : ZONE D'ACTIVITE EL ATTEUF	
PLANS : HANGAR : (45.M X 66.5.M X 6.M) ENSEMBLE PALÉE DE STABILITE	DATE : Mai 2017 ECH : 1/50 V/10
MAITRE DE L'OEUVRE : 	APPROBATION : PLANCHER : N° 06/05

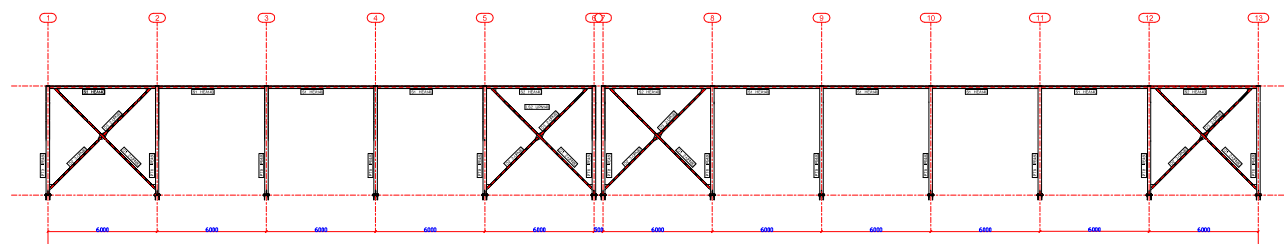


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
BUREAU D'ETUDES D'ARCHITECTURE D'URBANISME BELKACEMI ALI	
Adresse: LOCAL N° B.6 Coop. AGRIQUE PASSADIA QUARTIER A BOUT D'IMPASSE N°1 Tizi Ouzou Tél.: 05 58 36 31 78	
PROJET: REALISATION DE COMPLEXE DE DISTRIBUTION DE PRODUITS ALIMENTAIRES	
DORREUR: CHAPELLE DETAILLEE	MAITRE DE L'OUVRAGE: Mr. MOUKLI djamal
WILAYA: GHARDAIA	
DAIRA: BOUNOURA	
COMMUNE: EL ATTEUF	
ADRESSE: ZONE D'ACTIVITE EL ATTEUF	
PLANS: RANGAR (45.00 X 96.50 M X 6.00) ENSEMBLE: PIGNON ET LONG PAN	DATE: Mars 2017 Rég. 1/100 7/20
MAITRE DE L'OUVRAGE:	APPROBATION:
PLANCHER N° 05/06	

VUE EN PLAN DE TOITURE



-LONG PAN FILE -E-



REPUBLIQUE ALGERIENNE
DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

BUREAU D'ETUDES D'ARCHITECTURE D'URBANISME
BELKACEMI ALI

ADRESSE: LOCAL N° B16 COOP ASSIMEN MASBILA QUARTIER A ILLOT D N°05 NV Tizi 06000
TEL.: 05 58 36 31 78

PROJET: REALISATION DE COMPLEXE DE DISTRIBUTION DE
PRODUITS ALIMENTAIRES

DOSSIER: CHARPENTE METALLIQUE

MAITRE DE L'OUVRAGE:
Mr MOUKLI djanal

WILAYA : GHARDAIA
DAIRA : BOUNOURA
COMMUNE : EL ATTEUF
ADRESSE : ZONE D'ACTIVITE EL ATTEUF

PLANS: HANGAR. (48.M X 60.5.M X 6.M)
- VUE DE TOITURE
- LONG PAN "E"

DATE:
Mai 2017
ECH: 1/100

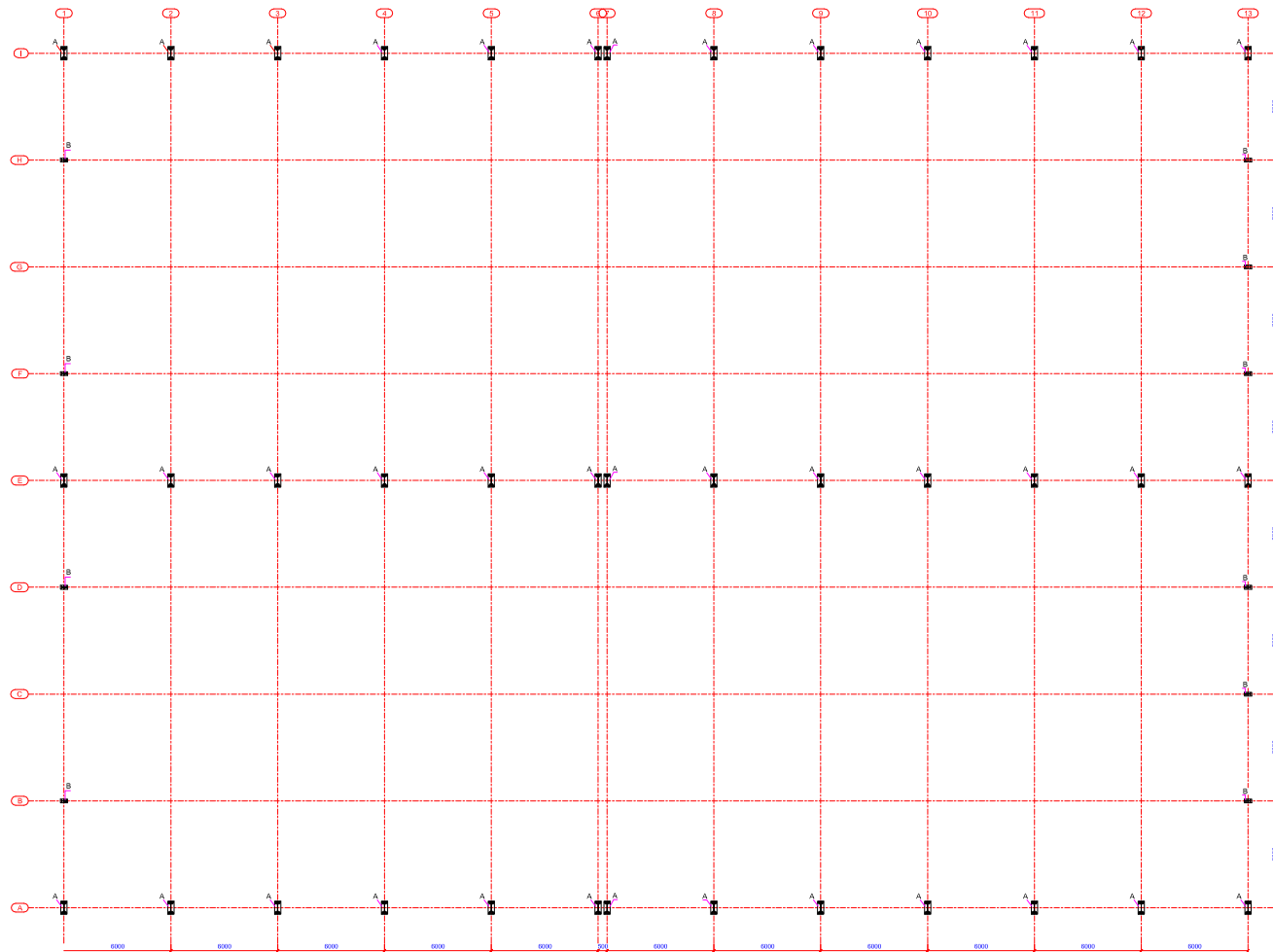
MAITRE DE L'OEUVRE:

APPROBATION:

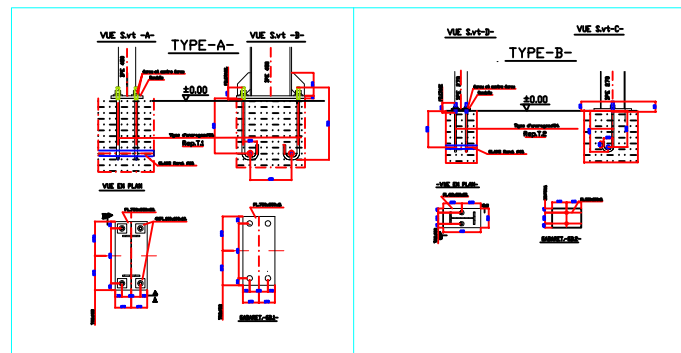


PLANCHET
N° 02/06

VUE EN PLAN D'IMPLANTATION



Code	Quantité	Description	Unité
01.0	10	Cuberte, 200 x 200 x 6	m³
01.1	10	Type d'ancrage 40x	m³
01.2	10	Cuberte, 200 x 200 x 6	m³
01.3	10	Type d'ancrage 40x	m³
01.4	10	Cuberte, 200 x 200 x 6	m³
01.5	10	Type d'ancrage 40x	m³
Date	Travaux	Observations	



REPUBLIQUE ALGERIENNE

DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

BUREAU D'ETUDES D'ARCHITECTURE D'URBANISME

BELKACEMI ALI

Adresse: LOCAL N° 816 Coop ASSIRI MABILIA QUARTIER A ILOT D N°05 NV TQI OUZOU

TEL : 05 58 56 21 78

PROJET : REALISATION D'UN COMPLEXE DE CONDITIONNEMENT DE PRODUITS ALIMENTAIRES " UNITE DE PRODUCTION "

DOSSIER : CHARPENTE METALLIQUE

MAITRE DE L'OUVRAGE : SARL SUCCO VITAL

Représenté par M. NEDALI djamel

WILAYA : GHARDAIA

DAIRA : BOUNOURA

COMMUNE : EL ATTEUF

ADRESSE : ZONE D'ACTIVITE EL ATTEUF

PLANS : HANGAR. (45.M X 66,5.M X 6.M)

IMPLANTATION & ANCRAGES

DATE : MARS 2007

ECHELLE : 1/100

1/20

MAITRE DE L'OEUVRE :

APPROBATION :

PLANCHER : N° 01/06