

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE Tizi-Ouzou

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 d'un Bâtiment (R+1) en construction
métallique à usage commercial**



Realisé par :

Mr : IKERROUIENE Djamal

Encadré par :

Mr : BENYAHY . K

Année Universitaire :2018/2019

Remerciements

C'est avec plaisir que je réserve ces quelques lignes en signe de gratitude et de profonde reconnaissance à l'égard de tous ceux qui ont aidés à la réalisation de mon projet de fin d'études.

Je tiens à exprimer mes sincères remerciements à mon promoteur Mr.BENYAHIL.K Pour ces conseils, l'intérêt et l'aide qu'il m'a donné.

Je remercie chaleureusement Mr.ADDER.M pour sa disponibilité, son aide, ses critiques constructives, ses explications et ses suggestions pertinentes

Que les membres de jury trouvent mes profondes gratitudees pour l'honneur qu'ils me font en assistant à ma soutenance.

Je remercie aussi, tous ceux, et celles qui ont contribué de près ou de loin pour l'accomplissement de ce modeste travail.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

A mes chers parents, pour toutes les valeurs qu'ils m'ont inculquées, aussi pour l'affection et l'attention qu'ils m'ont prêtée durant toute ma vie. Ainsi que leurs sacrifices et soutiens tout au long de mes études.

A ma chère grand-mère, pour ses encouragements et ses prières à mon égard, à qui je souhaite longue vie.

A mes sœurs Karima, Lilia et Feriel qui étaient toujours là pour m'encourager et pour me soutenir, mes soucis étaient les siens, que Dieu les récompense.

A mon frère Rabah

A mes camarades de la section de charpente métallique ; En particulier Said, Lamia, Nazim, Mouh arezki, Nabil et Mohand, Seddik et a tous mes chers amis parmi eux Hassane.

A ma très chère Zahra qui m'a soutenue tout au long de ce travail.

A mes enseignants qui ont contribué à ma formation durant toutes mes études.

Sommaire

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE	1
Chapitre I : Généralités	2
I-1. Introduction	2
I-2 .Présentation du projet	2
I-2-1. Zone d’implantation	2
I-2-2-.La géométrie de l’ouvrage.....	2
I-2-3 Les donnés du sol	2
I-3 Normes et règlement utilisés.....	3
I-4. Les éléments de l’ouvrage.	3
I-4-1 La stabilité	3
I-4-2 Les dalles mixte	3
I-4-3 Les escaliers.....	4
I-4-4 Un monte-charge	5
I-4-5 La toiture.....	5
I-4-6 Les murs	5
I-4-7 Les fondations.....	5
I-5 Les caractéristiques des matériaux.....	5
I-5-1 Le béton	6
I-5-2 L’acier.....	6
Chapitre II : étude climatique selon le règlement neige et vent 2013	8
II-1 Introduction	9
II-2 Etude du vent	9
II-2-1 Domaines d’applications	9
II-2-2 Principe de calcul	9
II-2-3 coefficient de calcule.....	9
II-2-4 calcule de la pression statique due au vent.....	10
II-2-5 calcul de la force de frottement la référence	21
II-2-6 action d’ensemble.....	21
II-2-7 Calcule de la stabilité d’ensemble :	23
II-3 Action de la neige	25
II-3-1 Objet et domaine d’application	25
II-3-2 Charge de neige sur le sol	25
II-3-3 Charge de neige sur la toiture.....	25
Chapitre III : pré dimensionnement des éléments	27
III-1 Pré-dimensionnement des pannes	28

III-1-1 Définition	28
III-1-2 Donnés de calcul	28
III-1-3 Evaluation des charges et surcharges.....	28
III-1-4 Combinaison de charge les plus défavorables :	30
III-1-5 Principe de pré dimensionnement	31
III-1-6 Condition de la flèche	31
III-1-7 Vérification à la sécurité	32
III-2 calcul des liernes	42
III-2 définition	42
III-3 calcul de l'effort maximal revenant aux liernes :	43
III-4 Dimensionnement des liernes :	44
III – 3 Calcul de l'échantignole	45
III- 1 Définition	45
III- 2 Calcul des charges revenant à l'échantignole :	45
III-3 Dimensionnement de l'échantignolle.....	46
III-4 Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle :	46
III-4 Calcul des lisses de bardages :	46
III-4-1 Définition	46
III-4-2 Mode de fonctionnement	47
III-4-3 Calcul des lisses au long-pan	47
III-4-4 Calcul des lisses au pignon	53
III-5 Pré dimensionnement des potelets	59
III-5-1 Introduction.....	59
III-5-2 Détermination des sollicitations.....	59
III-5-3 Les donnes de calcul	59
III-5-4 Calcul des charges et surcharges revenants au potelet le plus chargé (potelet du milieu).....	59
III-5-5 Dimensionnement du potelet	60
III-6 Etude des escaliers	64
III-6-1 Définition des éléments constituant les escaliers.....	64
III-6-2 Choix des dimensions	65
III-6-3 Dimensionnement de la cornière (support).....	66
III-6-4 Dimensionnement de limon	69
III-6-5 Etude de la poutre palière des limons	75
III-7 Etude du monte charge	83
III-7-1 Dimensionnement de la salle machine.....	83

III-7-2 Détermination des sollicitations.....	84
III-7-3 Calcul des moments agissant sur la dalle.....	85
III-7-4 Calcul du ferrailage à l'ELU.....	86
III-7-5 Vérification à l'ELU	87
III-7-6 Vérification à l'ELS.....	89
III-7-7 Conclusion	90
Chapitre IV : étude de planché mixte	91
IV-1 Introduction.....	92
IV-2 Disposition des solives (poutrelles)	92
IV-3 Vérification au stade de montage.....	93
IV-3-1 Evaluation des charge et surcharge.....	93
IV-3-2 Combinaison de charge.....	93
IV-3-3 Condition de la flèche	93
IV-3-4 Vérification a l'ELU	94
IV-3-5 Vérification à l'ELS.....	95
IV-3-6 Conclusion	95
IV-4 vérification au stade finale	95
IV-4-1 Evaluation des charges	95
IV-4-2 Combinaisons des charges	95
IV-4-3 Caractéristique de la dalle mixte.....	96
.....	97
IV-4-4 Vérification à L'ELU.....	97
IV-4-5 Vérification à L'ELS	98
IV-5 Calcul des connexions acier-béton.....	98
IV-5-1 Choix des dimensions des connecteurs suivant l'EUC4.....	99
IV-5-2 Calcule de nombre de connecteur (goujon)	99
IV-5-3 Calcul de l'espacement entre les goujons (EC4 6.1.3	101
IV-6 Conclusion	101
Chapitre V : pré dimensionnement des éléments structuraux	102
V-1 Introduction	103
V-2 Pré dimensionnement des poutres principales du plancher intermédiaire.....	103
V-2-1 Evaluation des charges et surcharges.....	103
V-2-2 Combinaisons de charges.....	104
V-2-3 Condition de la flèche	104
V-2-3 Vérification à l'ELU	104
V-2-4 Vérification à l'ELS	106

V-2-5 Conclusion	106
V-3 Pré dimensionnement des poutres secondaire	106
V-4 Pré dimensionnement des poteaux du RDC	106
V-4-1 Les charges reprises par le poteau.....	106
V-4-2 Calcul du moment sollicitant	107
V-4-3 Condition de résistance	107
V-4-4 conclusion	107
V-5 Pré dimensionnement du portique	108
V-5-1 Introduction.....	108
V-5-2 Evaluation des charges.....	108
V-5-3 Combinaison des charges à l'ELU.....	110
V-5-3 Calcul des sollicitations à l'aide de logiciel ETABS	110
V-5-4 Dimensionnement des traverses.....	112
V-5-5 Dimensionnement des poteaux	115
Chapitre VI : pré dimensionnement des contreventements	117
VI-1 Introduction.....	118
VI-2 Rôle des systèmes de contreventement.....	118
VI-3 Pré dimensionnement de la poutre au vent en pignon selon l'EC3	118
VI-3-1 Evaluation des efforts	119
VI-3-2 Vérification à la résistance ultime de la section	121
VI-3-3 Conclusion	122
VI-4 Pré dimensionnement de la palée de stabilité en long pan.....	122
VI-4-1 Evaluation des efforts	123
VI-4-2 Vérification à la résistance ultime de la section	123
VI-4-3 Conclusion	124
Chapitre VII : Etudes sismique.....	125
VII-1 Introduction.....	126
VII-2 Notions de sismologie.....	126
VII-3 Classification de notre ouvrage selon l'RPA99 version 2003	126
VII-3-1 Classification de la zone sismique.....	126
VII-3-2 Classification de notre ouvrage selon son importance (Art3.2 RPA99 version2003)	126
VII-3-3 Classification du site (Art3.3 RPA99 version2003).....	126
VII-3-4 Classification des systèmes de contreventement (Art. 8-4-2 RPA99 version2003)	126

VII-3-5 Classification de l'ouvrage selon sa configuration (Art3.5 RPA99 version2003)	127
VII-4 Méthodes de calcul	127
VII-5 Principe de la méthode	127
VII-5-1 Modélisation :	127
VII-5-2 Nombre des modes considérer (RPA99/2003) :	127
VII-5-3 Spectre de réponse de calcul	128
VII-6 Comparaison entre l'effort sismique et la force due au vent	132
VII-6-1 Distribution le l'effort sismique	132
VII-6-2 Distribution de la force du vent	133
VII-6-2 Conclusion	133
Chapitre VIII : Vérification des élément	134
VIII-1 Introduction	135
VIII-2 Méthode de travail	135
VIII-3 Etapes de modilisation	136
VIII-4 Résultat des vérifications a l'aide du logiciel ROBOT	139
VIII-4-1 Vérification des pannes	139
VIII-4-2 Vérification des lisses de bardages.	140
VIII-4-3 Vérification des potelets	141
VIII-4-4 Vérification des solives	144
VIII-4-5 Vérification des poutres maitresse	145
VIII-4-6 Vérification des traverses	146
VIII-4-7 Vérification des poteaux de l'étage	149
VIII-4-8 Vérification des poteaux du RDC	151
VIII-4-9 Vérification des poutre au vent	152
VIII-4-10 Vérification des palées de stabilité	153
VIII-4-11 Vérification de la poutre palière	156
VIII-4-12 Vérification des limons	158
VIII-5 Conclusion	159
Chapitre IX: Calcul des assemblages	160
IX-1 Introduction	161
IX-2 Assemblage des poutre maitresse –poteau au niveau des pignon de rive	161
IX-3 Assemblage poutre-poteau	166
IX-4 Assemblage poteau traverse	172
IX-5 Assemblage des deux traverse au niveau de faitage	179
IX-6 Encastrement en pieds de poteau	185

IX-7 Assemblage gousset	193
IX-8 Assemblage solive-poutre maitresse.....	198
Chapitre X : Dimensionnement des fondations	203
X-1 Introduction	204.
X-2 Choix du mode de fondation.....	204.
X-3 Etude des semelles isolées.....	204.
X-3-1 Pré-dimensionnement des semelles	205.
X-3-2 Vérification de résistance du sol	205.
X-3-3 Calcul du ferrailage.....	206.
X-4 Etude des longrine	207.
X-5 Conclusion.....	208
CONCLUSION GENERALE.....	211
Référence bibliographique.....	213
Annexes	

Liste des figures

Liste des figure

Figure I-1 : Vu 3D de l'ouvrage

Figure I-2 : les composants d'une dalle mixte

Figure I-3 : différent types d'escalier

Figure I-4 : panneau sandwich LL35

Figure I-5 : Diagramme contrainte-déformation d'un acier

Figure II-1 : les directions du vent

Figure II-2 : Vue en plan des zones de pression sur les parois verticales suivant le long pan

Figure II-3 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone des parois verticales suivant le long pan

Figure II-4 : Vue en plan des zones de pression sur la toiture suivant le long pan

Figure II-5 : Vue en plan des zones de pression sur les parois verticales suivant le pignon

Figure II-6 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone des parois verticales suivant le pignon

Figure II-7 : Vue en plan des zones de pression sur la toiture suivant le pignon

Figure II-8: coefficient de pression intérieure (distribution uniforme des ouvertures)

Figure II-9 : La répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens de long pan

Figure II-10 : La répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens de long pan

Figure II-11 : La répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens de pignon en daN/m^2

Figure II-12 : La répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens de pignon

Figure II-13 : Représentation des charges provoquant un moment de renversement au long-pan

Figure II-14 : Représentation des charges provoquant un moment de renversement au pignon

Figure II-15 : Représentation des charges statique de neige sur la toiture et sur le sol.

Figure II-16: Charges de neige sans redistribution par le vent

Figure II-17 : Charges de neige

Figure III-1 : disposition de la panne sur la toiture

Figure III-2: Chargement permanent au niveau de la toiture

Figure III-3: Moment due à la charge d'entretien

Figure III-4 : Chargement d'exploitation au niveau de la toiture

Figure III-5 : Charge du vent de soulèvement au niveau de la toiture

Figure : III-6 : Charge de neige sur la toiture

Figure III-7 : Panne de toiture en flexion sous les différents plans de chargement

Figure III-8 : Panne de toiture en cisaillement sous les différents plans de chargement

Figure III-9: Déversement d'une panne de toiture

Figure III-10 : Vérification de la flèche.

Figure III-11 : Dispositions des liernes.

Figure- III.12 : Efforts dans les liernes.

Figure III-13 : Déposition de l'échantignole

Figure III-14 : Disposition des lisses de bardages.

Figure III-15 : Disposition des liernes et lisses de bardages.

Figure III-16 : Répartition des charges dans le plan y-y

Figure III-17 : Répartition des charges dans le plan z-z

Figure III-18 : Semelle comprimée soutenue sur toute sa longueur.

Figure III-19 : Efforts dans les Liernes de long-pan

Figure III-20 : Chargement appliqué au niveau d'une lisse de bardage.

Figure III-21 : Efforts dans les liernes de pignon.

Figure III-22: Représentation des charges et surcharges sur le potelet.

Figure III-23: Vue 3D de l'escalier.

Figure III-24 : Vue en élévation de l'escalier.

Figure III-25 : Vue en plan de l'escalier.

Figure III-26 : Disposition des cornières.

Figure III-27 : Charge appliqué sur la cornière.

Figure III-28: Distribution des charges sur un limon

Figure III-29 : Charge équivalente (G)

Figure III-30 : Charge équivalente (Q)

Figure III-31 : Les charges sur la poutre d'appuis des limons

Figure III-32 : Les charges sur la poutre d'appuis des limons

Figure III-33: Schéma d'un ascenseur

Figure III-34 : Schéma de la salle machine.

Figure IV-1 : Eléments constructifs d'un planché mixte

Figure IV-2 : Disposition des solives

Figure IV-3 : Dimensions de la poutre mixte

Figure IV-4 : Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre plastique dans la dalle (flexion positive).

Figure IV-5 : La position d'un connecteur

Figure IV-6 : Caractéristiques des connecteurs

Figure IV-7: Distance entre goujon

Figure V-1 : Disposition des solives et poutre principale

Figure V-2 : Surface reprise par le poteau le plus sollicité.

Figure V-3 : Vue du portique en 3D

Figure V-4: La répartition des charges du vent sur le portique le plus sollicité en daN/ml (dépression).

Figure V-5-a: Efforts agissants sur le portique

Figure V-5-b: Diagramme des moment

Figure V-6 : Charge de neige sur la traverse

Figure V-7 : Surface reprise par le poteau du portique.

Figure VI-1 : Dispositions des contreventements.

Figure VI-2 : Effort du vent sur le pignon

Figure VI-3: Schéma statique de la poutre au vent

Figure VI-4: L'effort F_d dans la diagonale d'extrémité

Figure VI-5: Schéma statique de Palée de stabilité en long pan

Figure VI-6 : Effort de traction dans la diagonale tendue

Figure VIII-1 : Etape de modélisation à l'aide de logiciel ROBOT

Figure VIII-2 : Vue en 3D de la structure

Figure VIII-3 : Vue en Vue en plan du plancher

Figure VIII-4 : Vue en élévation de la face long pan

Figure VIII-5 : Vue en élévation de la face pignon

Figure IX-1 : Vue 3D de l'assemblage poteau poutre de rive

Figure IX-2 : Détail sur l'assemblage poteau poutre de rive

Figure IX-3 : Vue 3D de l'assemblage poteau poutre

Figure IX-4 : Détail sur l'assemblage poteau poutre

Figure IX-5 : Vue 3D de l'assemblage poteau traverse

Figure IX-6 : Détail de l'assemblage poteau traverse

Figure IX-7 : Vue 3D de l'assemblage au niveau de faitage

Figure IX-8 : Détail de l'assemblage au niveau de faitage

Figure IX-9 : Vue 3D de l'assemblage au niveau de pied de poteau

Figure IX-10 : Détail de l'assemblage au niveau de pied de poteau

Figure IX-11 : Vue en 3D de l'assemblage au gousset

Figure IX-12 : Détail de l'assemblage au gousset

Figure IX-13 : Vue en 3D de l'assemblage solive-poutre maitresse

Figure IX-14 : Détail de l'assemblage solive-poutre maitresse

Liste des tableaux

Liste des tableaux

Tableau II-1 Valeur de pression dynamique de référence

Tableau II-2 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens de long pan en daN/m^2

Tableau II-3 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens de pignon en daN/m^2

Tableau II-4: Valeurs des forces horizontales et verticales (vent frappe le long pan)

Tableau II-5 : Valeurs des forces horizontales et verticales (vent frappe le pignon)

Tableau III-1 : Dimension et caractéristique de l'YPE 120

Tableau III-2 : Facteur d'imperfection α_{LT}

Tableau III-3 : Choix du type de courbe de déversement

Tableau III-4 : Dimension et caractéristique de l'YPE 140

Tableau III-5 : Facteur d'imperfection α_{LT}

Tableau III-6 : Choix du type de courbe de déversement

Tableau III-7 : Dimension et caractéristique de l'YPE 120

Tableau III-8: Dimension et caractéristique de l'YPE 120

Tableau III-9 : Dimension et caractéristique de l'YPE 220

Tableau III-10 : Caractéristique et dimension de L 50×50×7.

Tableau III-11 : Dimension et caractéristique de l'UPN 260

Tableau III-12: Dimension et caractéristique de l'UPN 280

Tableau III-13 : Dimension et caractéristique de l'UPN 300

Tableau III-14 : Dimension et caractéristique de l'IPN 220

Tableau III-15 : Dimension et caractéristique de l'IPN 260

Tableau III-16 : Dimension et caractéristique de l'IPN 280

Tableau III-17 : Ferrailage de la dalle de la salle machine

Tableau IV-1 : Dimension et caractéristique de l'YPE 200

Tableau V-1 : Dimension et caractéristique de l'YPE 400

Tableau V-2 : Dimension et caractéristique de l'YPE 450

Figure V-3 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales et la toiture en daN/m^2 cas de vent le plus défavorable.

Tableau V-4 : Combinaisons à l'ELU pour les réactions d'appuis

Tableau V-5: Combinaisons à l'ELU pour les moments

Tableau VI-1: Coefficients minorateurs β_1 et β_2

Tableau VI-2 : Coefficients minorateurs β_1 et β_2

Tableau X-1 : Les différents sollicitations des semelles isolées.

Tableau X-2 : Ferrailage de la semelle isolée.

Tableau X-3 : Ferrailage de la longrine.

Notations

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_{el}	Moment élastique.
M_{pl}	Moment plastique.
M_R	Moment résistant.
M_U	Moment ultime.
N	Effort normal, en générale.
N_K	Effort critique d'Euler.
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.
k_y et k_z	Coefficient de flambement –flexion.

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_k	Elancement eulérien.
$\bar{\lambda}$	Elancement réduit.
$\bar{\lambda}_{LT}$	Elancement de déversement.
μ	Coefficient de frottement.
χ	Coefficient de réduction de flambement.
χ_{LT}	Coefficient de réduction de déversement.
$u_x(\%)$	participation massique en % suivant l'axe x.
$u_y(\%)$	participation massique en % suivant l'axe y.

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.
- d₀ Diamètre de perçage des trous de boulonnage.
- i Rayon de giration d'une section.
- l Largeur d'une poutre.
- l_D Largeur de déversement d'une poutre.
- l_k Longueur de flambement.
- r Rigidité d'une barre $\left[r = \frac{I}{l} \right]$.
- t Epaisseur d'une pièce ou d'une tôle.
- t_f Epaisseur d'une semelle de poutre.
- t_w Epaisseur d'une âme de poutre.
- v_s Distance de la fibre extrême supérieur à l'axe neutre d'une section.
- v_i Distance de la fibre extrême inférieur à l'axe neutre d'une section.
- α Angle en général.
- $\gamma_{Mb} = 1.25$ Résistance des boulons au cisaillement.
- $\gamma_{Mb} = 1.50$ Résistance des boulons au à la traction.
- F_v 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).
- β_{MLT} Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

Les termes lues dans la note de calcul de ROBOT:

- f_y résistance du matériau.
- g_{M0} coefficient de sécurité partiel.
- g_{M1} coefficient de sécurité partiel.

Paramètres de l'analyse de flambement :

Lfy	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 Mcr.
C2	coefficient pour le calcul de Mcr.
Mcr	moment critique pour le déversement.
Lambda_LT	élancement fictif de la barre pour le déversement.
XLT	coefficient de déversement.
Beta_MLT	coefficient dépendant du diagramme des moments.
Mi LT	coefficient pour le calcul de kLT.
kLT	coefficient de réduction pour le déversement.

Efforts internes dans les points caractéristiques de la section

N.sd	effort axial N.sd.
My.sd	moment fléchissant My.sd.
Vz.sd	effort de cisaillement Vz.sd.

Efforts limites

Nt.rd	résistance ultime plastique en traction.
Mb.rd	moment ultime pour le déversement.

Par rapport à l'axe y de la section

Mply.rd	moment ultime plastique.
Mely.rd	moment ultime élastique.

Mny.rd	moment ultime compte tenu de l'interaction M-N.
Mvy.rd	moment ultime compte tenu de l'interaction M-V.
Vply.rd	résistance ultime en cisaillement.

Par rapport à l'axe z de la section

Mplz.rd	moment ultime plastique.
Melz.rd	moment ultime élastique.
Mnz.rd	moment ultime compte tenu de l'interaction M-N.
Mvz.rd	moment ultime compte tenu de l'interaction M-V.
Vplz.rd	résistance ultime en cisaillement.

Flèches (REPERE LOCAL) :

uy	flèche de la barre en y.
uy 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.
uz	flèche de la barre en z.
uz 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) :

vx	déplacement de la barre en X.
vx max	déplacement admissible de la barre en X.
vy	déplacement de la barre en Y.
vy max	déplacement admissible de la barre en Y .

Introduction générale

INTRODUCTION GENERALE

L'utilisation du métal a commencé dans l'architecture et le génie civil à la fin du 19^{ème} siècle, L'industrie sidérurgique s'est développée en proposant des produits de construction (laminés ou moulés) adaptés à la construction d'ossatures métalliques - Charpente Métallique.

Pour ces nouvelles techniques de construction, l'acier est le matériau le plus utilisé et cela pour ses nombreux avantages à savoir : la fiabilité, la capacité portante, la rapidité d'exécution et ces propriétés mécaniques qui nous permettent de concevoir des poutres de très grande portée.

La présente étude est relative au dimensionnement d'une construction métallique en (R+1) à usage commercial, doté d'un RDC et d'un étage en plancher mixte couvert d'une toiture.

Ce mémoire va nous permettre d'une part, de mettre en évidence et d'approfondir les connaissances acquises durant les années de formation dans le domaine du génie civil, d'autre part de découvrir et d'appliquer les différents règlements et documents techniques réglementaires (RPA2003, RNVA2013, eurocode). Aussi, on apprendra à utiliser le logiciel Robot Analysis Structural 2018 qui sera l'outil de calcul structural.

Notre travail est divisé en plusieurs parties :

Tout d'abord, on a fait une présentation de la géométrie de la structure étudiée et aussi des caractéristiques mécaniques des matériaux constituant cet ouvrage.

Puis en second lieu, on a effectué une étude climatique selon RNVA 2013, ou on a tiré la pression statique due au vent dans les deux sens (pignon et long pan) et aussi la charge de la neige sur la toiture.

Ensuite, on a traité le pré dimensionnement des différents éléments secondaires constituant notre ouvrage (pannes, lisses, potelets, escalier, monte-charge...etc.), et cela à travers une évaluation des charges qui sont appliquées aux différents éléments, ainsi que l'application des différentes vérifications (résistance, divergence, flambement, flèche) pour le choix du profilé convenant aux éléments étudiés.

Puis, on a passé à l'étude du plancher mixte, particulièrement au dimensionnement des solives (poutre secondaires), des poutres maitresses et des connecteurs, ainsi qu'au pré dimensionnement des éléments structuraux (poteaux, traverses, contreventement).

On a aussi fait notre modélisation à l'aide du logiciel de dimensionnement numérique (ROBOT), tout en appliquant un chargement sismique afin de tirer la distribution de la charge sismique pour chaque niveau dans le but de la comparer à la charge équivalente due au vent pour chaque sens de chargement.

Et en dernier lieu, on a effectué une vérification complète sur l'ossature principale, sur les assemblages et aussi les semelles tout en tenant compte de tous les paramètres et combinaisons de charges à l'aide du logiciel de dimensionnement numérique (ROBOT).

Chapitre I :

Généralités

I-1. Introduction

Ce travail consiste à faire une étude d'un ouvrage mixte, d'une façon assurée la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagés durant et après la réalisation avec un coût optimal.

I-2 .Présentation du projet

Notre projet consiste à faire une étude d'une structure en R+1 à usage commerciale telle que :

- Le RDC est réservée pour un super marché.
- Le 1^{er} étage est réservé pour un grand restaurant.

I-2-1. Zone d'implantation

Ce projet est implanté dans la zone d'extension touristique à ABCCHAR, commune d'Ifflisen wilaya deTizi ousou situé à 200m d'altitude. Cette zone est classée selon l'RPA2003 comme zone IIa (moyenne sismicité).

I-2-2-.La géométrie de l'ouvrage

- La longueur totale de l'ouvrage31.80m
- La largeur totale de l'ouvrage20.40 m
- La hauteur totale de l'ouvrage11.58m
- La hauteur du RDC 4.78m
- La hauteur de l'étage 4,76m
- Hauteur totale des poteaux..... 9.54 m

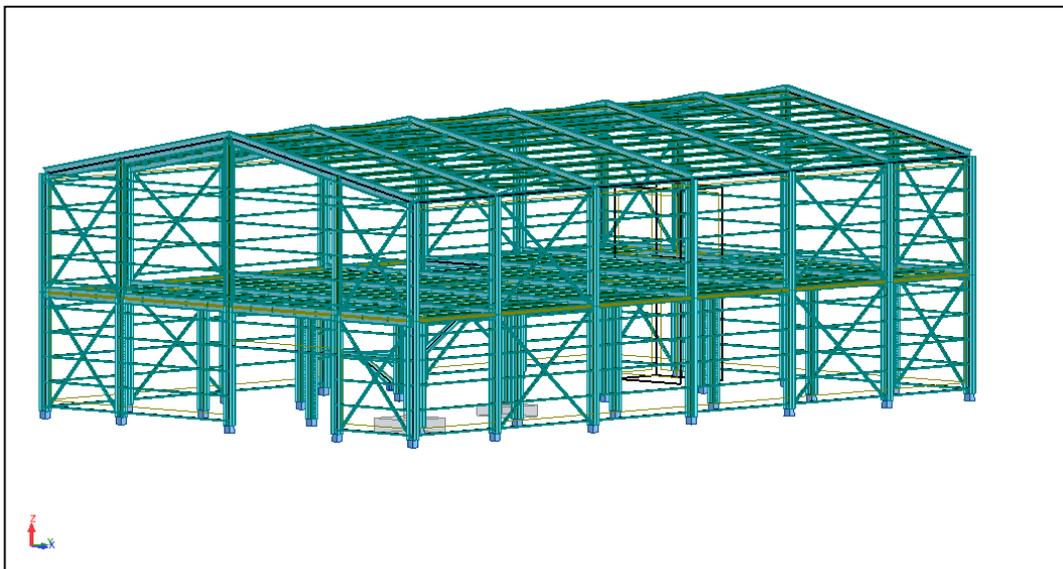


Figure I-1 : Vu 3D de l'ouvrage

I-2-3 Les données du sol

Selon le rapport géotechnique préliminaire qui nous a été transmis par le BET :

Le sol sur lequel l'ouvrage est implanté présente une Contrainte moyenne admissible =1.6 bars.

I-3 Normes et règlement utilisés

Afin de garantir la sécurité de l'ouvrage, notre conception est essentiellement basée sur les codes et normes suivants :

- Règles Neige et Vent (RNV2013)
- Règles parasismiques algériennes (RPA99 - version 2003)
- Règles de conception des structures en acier (CCM97)
- Règles de calcul des structures en acier EC3. ENV 1993-1-1 Eurocode 3 (partie 1 - règles générales et règles pour les bâtiments)
- Béton armé aux états limites (BAEL 91 – version 99)
- Règles de calcul des fondations superficiels (DTR-BC 2.331)
- Eurocode 4 (structure mixte)
- Charge permanentes et charges d'exploitation (DTR-BC 2.2)

I-4. Les éléments de l'ouvrage.

I-4-1 La stabilité

La stabilité de la structure est assurée par deux types de systèmes de contreventement :

- Contreventement verticale : a pour but,de transférer les forces horizontales aux fondations, assurées par palée en **X**.
- Contreventement horizontal à pour but ,de rigidifier les surfaces horizontal (plancher) qui doivent transmettre les force dues au vent et au séisme agissant sur la façade au point fixe verticaux.

Ce type de contreventement est assuré par les plancher collaborant et les poutres au vent.

I-4-2 Les dalles mixte

Définition

Une dalle mixte est un élément de construction des bâtiments métalliques a ossature mixte. Elle est composée d'une tôle nervurée sur laquelle on coule une dalle en béton comportant, un léger treillis d'armature destiné à limiter la fissuration du béton due au retrait et aux effets de la température

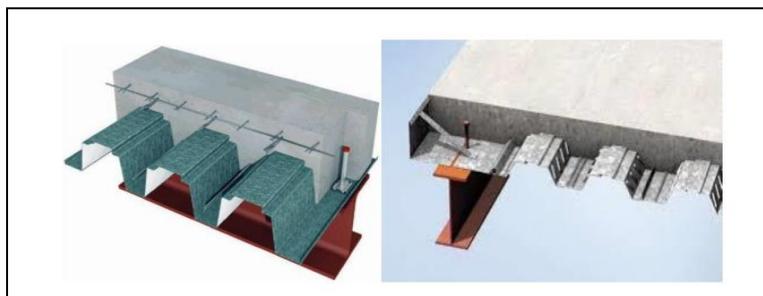


Figure I-2 : les composants d'une dalle mixte

Fonction et avantages des dalles mixtes

- Supporter les charges et surcharges verticales et les transmettre aux appuis.
- Agir tel qu'un diaphragme (transmettre totalement toutes les charges horizontales).
- Porter toutes les canalisations (électricité, chauffage, ventilation...).
- Assurer l'isolation thermique et phonique.
- Etre étanche à l'eau et à l'humidité.
- Empêcher la propagation des incendies.

La connexion entre le béton et la tôle est assuré par plusieurs types de connecteur et les plus utilisés sont :

1. Les goujons à tête soudés électriquement avec un pistolet adéquat.
2. Les cornières fabriqués par pliage à froid (et cloués avec un pistolet à cartouches).
3. Butées soudées (découpées dans des cornières ou des dars en T) mais ce type est rarement utilisé.

Le rôle principal des connecteurs est de limiter le glissement (c.-à-d. le déplacement relatif le long de l'interface) entre l'acier et le béton. Selon le nombre de connecteur on distinguera deux types de connexion : connexion complète et connexion partielle.

Un autre rôle est de s'opposer à la séparation des deux matériaux.

1-4-3 Les escaliers

Définition :

L'escalier est la partie du bâtiment qui permet le passage à pied d'un étage à l'autre, il est composé d'une succession régulière de plans horizontaux consistant en des marches et des paliers.

Il existe plusieurs types d'escalier (escalier droit, escalier balancé, escalier circulaire...). Le choix du type d'escalier dépend de plusieurs paramètres (hauteur à franchir, espace disponible...).

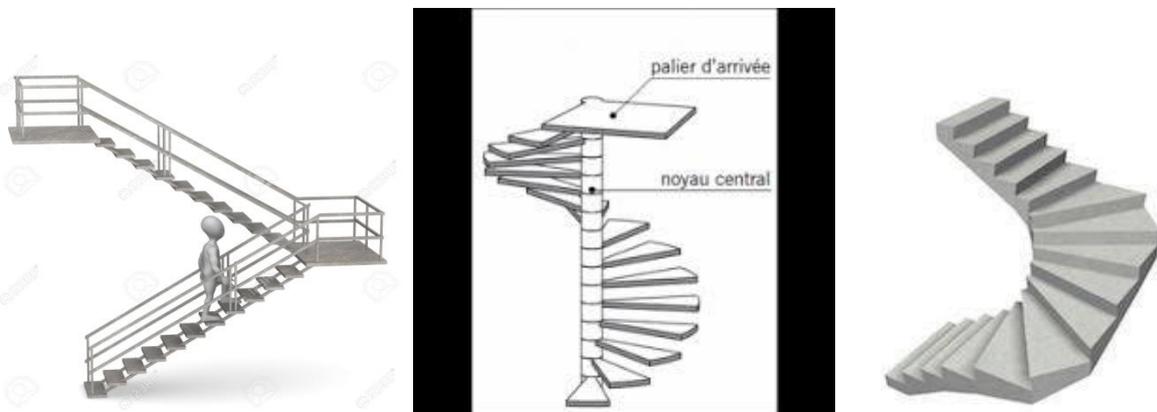


Figure I-3 : différents types d'escalier

Notre ouvrage est muni d'une cage d'escalier à trois volées droites et de deux paliers de repos intermédiaire.

I-4-4 Un monte-charge

Un monte charge (ou un ascenseur) est un dispositif mobile, qui assure le déplacement des personnes et des objets sur les différents niveaux d'un bâtiment.

Notre ouvrage dispose d'un monte-charge de (1.83 X 1.75) pour transporté la marchandise du RDC au magasin ou bien a la chambre froide.

I-4-5 La toiture

Pour la couverture du toit, on utilise des panneaux à plusieurs couche appeler panneaux sandwichs du type TL75 (étanche et iso phone) ; les tôles sont galvanisées et pré laquées en usine, prêtes au montage.

Les panneaux sandwichs sont fixés sur des pannes liées entre elles avec des liernes et fixées à leur tour sur les fermes avec des échantignoles.

I-4-6 Les murs

Les murs des façades seront réalisés en double murette avec des panneaux sandwichs de type LL35 (étanche et iso phone) et des grandes baies vitrées qui couvre la surface d'ouverture de ces murs de façade.

Les murs intérieurs seront réalisés en panneaux sandwichs en double murette de type LL35

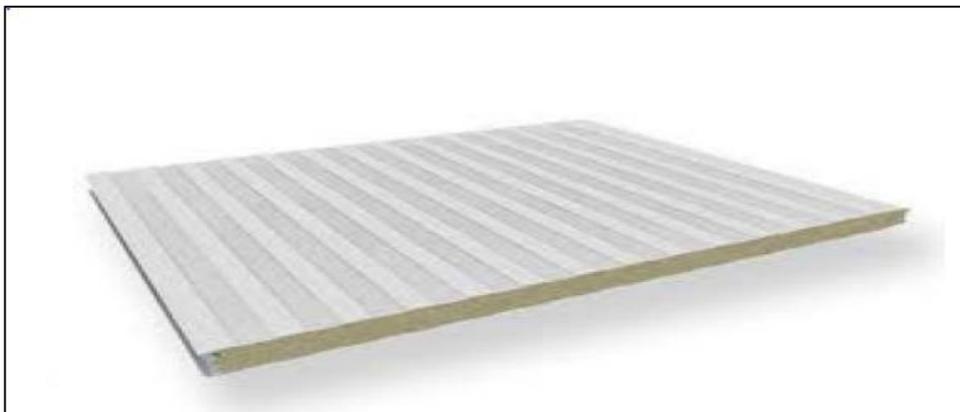


Figure I-4 : Panneau sandwich LL35

I-4-7 Les fondations

Le choix du type de fondation dépend des caractéristiques mécaniques du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I-5 Les caractéristiques des matériaux

L'ouvrage est constituer de plusieurs matériaux mais il est constitué essentiellement de deux type de matériaux (le béton et l'acier).

Chapitre I : Généralités

I-5-1 Le béton

Le béton est un matériau composé d'un mélange de granulats, sable, gravier, eau et éventuellement des adjuvants, liés entre eux par une pâte de ciment. Pour les planchers et les fondations on utilise un béton qui présente les caractéristiques suivantes:

- Résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$
- La résistance caractéristique à la traction f_{t28} : donné par la formule suivante : $f_{t28} = 0.6 * 0.06 f_{c28}$ donc (BAEL/A2.1 ,12)

$$f_{t28} = 0.6 * 0.06 * 25 = 2.1 \text{ Mpa}$$

- La masse volumique : $\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3$.
- Coefficient de poisson $\nu = 0$ à L'ELU.

$$\nu = 0.2 \text{ à L'ELS}$$

I-5-2 L'acier

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et un faible taux de Carbone(1%). C'est un alliage métallique dont l'élément chimique principal est le fer et l'autre élément essentiel est le carbone.

Les caractéristiques mécaniques des aciers sont déterminées en faisant des essais destructifs tel que :

- 1 L'essai de traction permet de déterminer :
 - Le module d'élasticité longitudinal E.
 - Les contraintes limites : d'élasticité f_y et de rupture f_u .
 - Le coefficient de poisson ν .
 - L'allongement à la rupture ϵ .
 - Le module de cisaillement G : $G = E / (1 + \nu)$.

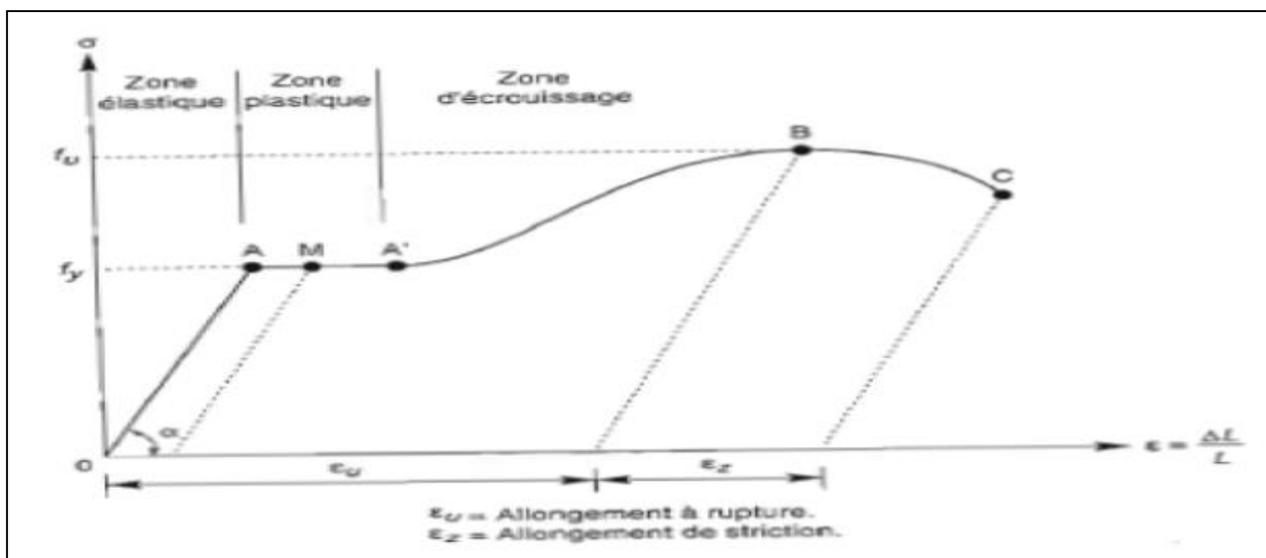


Figure I-5 : Diagramme contrainte-déformation d'un acier

Chapitre I : Généralités

- 2 L'essai de dureté, qui étudie la pénétration d'une bille ou d'une pointe dans l'acier.
- 3 L'essai de résilience, qui permet de mesurer l'aptitude d'un acier à rompre par choc.
- 4 L'essai de fatigue.

Pour l'ossature, on utilise un acier (S235) d'après le CCM97 qui a les caractéristiques mécaniques suivantes :

- La limite élastique de traction, $f_y=235$ Mpa.
- Module de YOUNG (module d'élasticité longitudinal) $E=210000$ Mpa.
- Module d'élasticité transversal $G=81000$ Mpa.
- La masse volumique de l'acier : $\rho = 7850$ Kg/m³.
- Coefficient de poisson $\nu= 0.3$.

Les assemblages

Les assemblages seront réalisés par :

- Boulonnage : on utilise des boulons ordinaires ou bien des boulons à haute résistance (HR).
- Soudure.

Les armatures pour le béton

Les armatures utilisées pour le ferrailage des fondations et de la dalle de notre ouvrage sont:

- Les aciers à haute adhérence (HA), de nuance fe E 400, de limite d'élasticité $f_e=400$ MPa.

Contrainte admissible : $\delta_s = 348$ MPA

Coefficient de sécurité : $\gamma_s = 1.15$.

Module d'élasticité : $E_s = 2.1 \cdot 10^5$ Mpa

- Treillis soudé à haute adhérence
Limite élastique : $f_e = 520$ Mpa

Chapitre II :
étude climatique
selon le règlement
neige et vent 2013

Chapitre II : étude climatique selon le règlement neige et vent 2013

II-1 Introduction

Dans ce chapitre, on détermine les différentes sollicitations climatiques produites par les charges du vent et de la neige agissante sur les différentes parties de notre structure, et cette étude sera menée conformément à la réglementation algérienne RNV 2013.

II-2 Etude du vent

II-2-1 Domaines d'applications

Le règlement neige et vent (RNV2013) s'applique seulement sur :

- Les structures ayant une hauteur max $<$ à 200m.
- Bâtiments à usage d'habitation, administratifs, scolaires, industriels, ect.....
- Cheminées et ouvrages similaires.
- Ouvrages de stockages (réservoirs, châteaux d'eau, silos, ect...).
- Structures verticales en treillis (pylônes, grues échafaudages, ect...).

II-2-2 Principe de calcul

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

Les actions de vent sont proportionnelles à la projection de la surface considérée dans un plan perpendiculaire à la direction du vent.

Pour déterminer l'action du vent, on distingue deux catégories de construction :

- **Catégorie 1:** Elle regroupe l'ensemble des bâtiments à usage d'habitation administration scolaire....
- **Catégorie 2 :** Elle regroupe les constructions ajourées telle que les structures verticales en treillis, les cheminées et ouvrages similaires. Notre bâtiment est classé dans la catégorie 1.

II-2-3 coefficient de calcul

Effet de la région :

Notre structure est située dans la zone I, dont la pression de référence est donnée par le tableau 2-2 du RNV 2013[1] (chapitre II-bases de calcul) par $q_{ref} = 37.5 \text{ daN/m}^2$

Tableau II-1 valeur de pression dynamique de référence

Zone	$q_{ref} \text{ (daN/m}^2\text{)}$
I	37.5
II	43.5
III	50.0
IV	57.5

Chapitre II : étude climatique selon le règlement neige et vent 2013

Effet de site :

La structure sera implantée en zone côtière exposée aux vents de mer, donc d'après les données du tableau 2-4 dans le RNVA2013 [1] (chapitre 2- bases de calcul) la catégorie de terrain est 0.

D'où :

- Le facteur de terrain $K_T = 0,156$
- Le paramètre de rugosité $z = 0,003\text{m}$
- La hauteur minimale $z_{\min} = 1\text{m}$. (Tableau 2-4, chapitre II RNV 2013).
 $\varepsilon = 0,38$: coefficient utilisé pour le calcul de C_d

Coefficient de topographie

Le coefficient de topographies $C_t(z)$ prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles que les collines, les dénivellations isolées .etc. Le site est plat, le coefficient de topographie $C_t = 1$. (Chapitre II RNVA2013)[1].

Calcul de coefficient dynamique C_d :

Le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que les effets d'amplification dus à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence d'oscillation de la structure.

Dans le cas des bâtiments dont la hauteur totale est inférieure à 15 m, la valeur de C_d est donnée par l'RNV 2013[1] est $C_d = 1$ (chapitre 3 : coefficient dynamique, article 3-2 valeur simplifier « page 54 »).

II-2-4 calcul de la pression statique due au vent

La pression statique du vent P_h qui s'exerce sur une construction à la hauteur h est donné par la formule suivante :

$$P_h = q_h \times (C_e - C_i) \quad \text{en daN / m}^2 [1]$$

Avec :

q_h : pression dynamique de pointe calculer à la hauteur h considérée.

C_e : Coefficient de pression extérieure.

C_i : Coefficient de pression intérieure

Calcul de pression dynamique de pointe

La pression dynamique de pointe q_h qui s'exerce sur un élément de surface au niveau de la hauteur h est donné par la formule suivante :

$$q_h = C_d \times q_{\text{ref}} \times C_{\text{ex}} \quad \text{en (daN / m}^2) [1]$$

Chapitre II : étude climatique selon le règlement neige et vent 2013

Avec :

$C_d=1$ coefficient dynamique de la construction

$q_{ref}=37.5$ (daN/m²) la pression dynamique de référence.

C_{ex} : est le coefficient d'exposition au vent.

Calcul de coefficient d'exposition C_{ex}

Le coefficient d'exposition au vent C_{ex} tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur h au dessus du sol. En outre, il tient compte de la turbulence du vent.

La valeur de C_{ex} est donné par la formule suivante :

$$C_{ex}=C_t^2 \times C_r^2 \times [1+7I_v] \quad [1]$$

Avec :

C_r : coefficient de rugosité

C_t : coefficient de topographie

I_v : l'intensité de la turbulence

Détermination du coefficient de la rugosité C_r

Le coefficient de rugosité $C_r(z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. il définit par la loi logarithmique (logarithme népérien). Chapitre II § 2. 4.5 RNV2013 P53.

$$C_r(z)= K_T \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \quad \text{si} \quad Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m} \quad [1]$$

$$C_r(z)=K_T \times \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right) \quad \text{si} \quad Z < Z_{min} \quad [1]$$

Avec :

- K_T : Facteur de terrain.
- Z_0 : Paramètre de rugosité.
- Z_{min} : Hauteur minimale.
- Z : hauteur considérer.

Telle que :

$$Z_0= 0.003\text{m} \quad \text{et} \quad Z_{min}=1\text{m}$$

Les hauteurs considérer sont :

- $Z=9.54$ m pour les parois verticales.
- $Z= 11.58$ m pour la toiture.

Chapitre II : étude climatique selon le règlement neige et vent 2013

Dans les parois verticales :

$$Z = 9.54 \text{ m et } Z_{\min} = 1 \text{ m} \rightarrow Z_{\min} = 1 \text{ m} < Z = 9.54 < 200 \text{ m}$$

$$\Rightarrow C_r(Z) = K_T \times \text{Ln} \frac{Z}{Z_0} = 0.156 \times \text{Ln} \frac{9.54}{0.003} = 1.258$$

$$\Rightarrow C_r(Z) = 1.258$$

Dans la toiture :

$$Z = 11.58 \text{ m et } Z_{\min} = 1 \text{ m} \rightarrow Z_{\min} = 1 \text{ m} < Z = 11.58 \text{ m} < 200 \text{ m}$$

$$\Rightarrow C_r(Z) = K_T \times \text{Ln} \frac{Z}{Z_0} = 0.156 \times \text{Ln} \frac{11.58}{0.003} = 1.288$$

$$\Rightarrow C_r(Z) = 1.288$$

Calcul de l'intensité de turbulence.

L'intensité de la turbulence est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent et est donnée par les deux équations suivantes :

$$\left. \begin{aligned} I_v(Z) &= \frac{1}{C_t(Z) \times \text{Ln} \left(\frac{Z}{Z_0} \right)} && \text{pour } Z > Z_{\min} \\ I_v(Z) &= \frac{1}{C_t(Z) \times \text{Ln} \left(\frac{Z_{\min}}{Z_0} \right)} && \text{pour } Z < Z_{\min} \end{aligned} \right\} \begin{aligned} &\text{Avec : } C_t : \text{coefficient topographique} \\ &Z_0 : \text{paramètre de rugosité} \\ &Z_{\min} : \text{hauteur min} \end{aligned}$$

Donc pour les parois verticales :

$$\text{On a } Z = 9.54 \text{ m} > Z_{\min} = 1 \text{ m} \rightarrow I_v(Z=9.54 \text{ m}) = \frac{1}{1 \times \text{Ln} \left(\frac{9.54}{0.003} \right)} = 0.124$$

$$\Rightarrow I_v(Z=9.54 \text{ m}) = 0.124$$

Pour la toiture :

$$\text{On a } Z = 11.58 \text{ m} > Z_{\min} = 1 \text{ m} \rightarrow I_v(Z=11.58 \text{ m}) = \frac{1}{1 \times \text{Ln} \left(\frac{11.58}{0.003} \right)} = 0.121$$

$$\Rightarrow I_v(Z=11.58 \text{ m}) = 0.121$$

A.N pour le coefficient d'exposition

$$\text{On a: } C_{\text{ex}} = C_t^2 \times C_r^2 \times [1 + 7I_v]$$

- **Les parois verticales**

$$C_{\text{ex}} = 1^2 \times 1.258^2 \times [1 + 7 \times 0.124] = 2.956$$

$$\Rightarrow C_{\text{ex}} = 2.956$$

- **La toiture**

$$C_{\text{ex}} = 1^2 \times 1.288^2 \times [1 + 7 \times 0.121] = 3.064$$

$$\Rightarrow C_{\text{ex}} = 3.064$$

A.N pour le calcul de la pression dynamique de pointe

On a: $q_h = C_d \times q_{ref} \times C_{ex}$

- **Parois verticale**

$$q_h = 1 \times 37.5 \times 2.956 = 110.85 \text{ daN / m}^2$$

$$\Rightarrow q_h = 110.85 \text{ daN / m}^2$$

- **la toiture**

$$q_h = 1 \times 37.5 \times 3.064 = 114.9 \text{ daN / m}^2$$

$$\Rightarrow q_h = 114.9 \text{ daN / m}^2$$

Détermination de coefficient de pression extérieure C_{pe} .

Les coefficients de pression extérieure C_{pe} applicables aux bâtiments et aux parties de bâtiments dépendent de la dimension de la surface chargée A , qui est la surface de la construction produisant l'action du vent dans la section à calculer. Les coefficients de pression extérieure sont donnés pour des surfaces chargées A de 1 m^2 et 10 m^2 dans les tableaux relatifs aux configurations de bâtiment appropriées ; ils sont notés C_{pe1} pour les coefficients locaux, et C_{pe10} pour les coefficients globaux, respectivement. (**chapitre 5:coefficient dépression page 80 RNVA2013**) [1].

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

Avec : S est la surface chargée de la paroi considéré

Les directions du vent

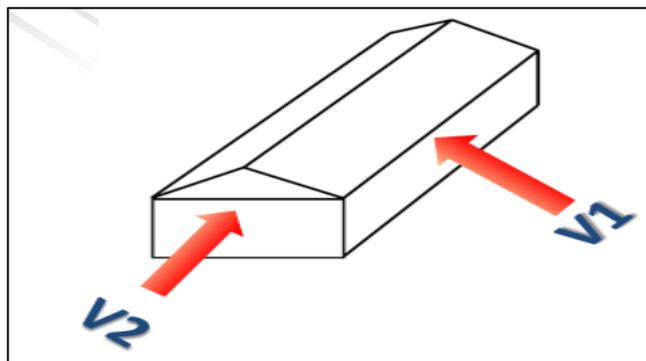


Figure II-1 : les directions du vent

Le vent perpendiculaire à la grande face $V1$

Pour cette direction du vent (voir la figure ci-dessus) :

$$b = 31.80 \text{ m}, d = 20.40 \text{ m}, h = 11.58 \text{ m}$$

$$e = \min(b ; 2h) = \min(31.80 ; 2 \times 11.58) = 23.16 \text{ m}$$

Parois verticales

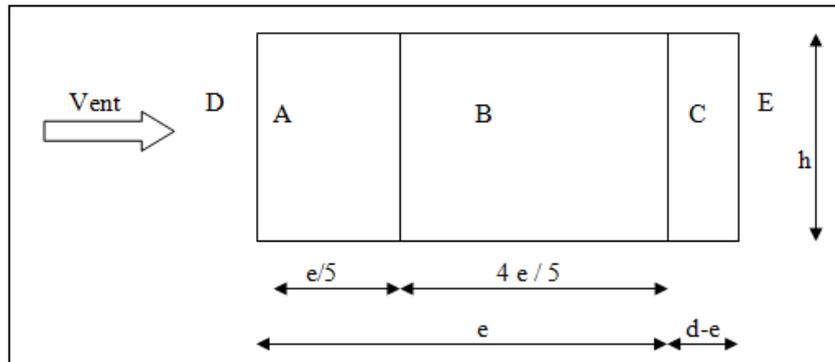


Figure II-2 : Vue en plan des zones de pression sur les parois verticales suivant le lang pan

$$e/5 = 23.16/5 = 4.63 \text{ m}$$

$$4 e /5 = 4 \times 23.16/5 = 18.53 \text{ m}$$

Calcul des surfaces

$$S_A = 4.63 \times 11.58 = 53.64 \text{ m}^2$$

$$S_B = 18.53 \times 11.58 = 214.58 \text{ m}^2$$

$$S_C = 8.64 \times 11.58 = 100.05 \text{ m}^2$$

$$S_D = S_E = 31.80 \times 11.58 = 368.24 \text{ m}^2$$

Conclusion :

d'après le tableau 5.1 de chapitre 5 page 81 de l'RNV 2013[1] on obtient les résultats suivant :

- $S_A = 53.64 \text{ m}^2 \gg 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe10} = -1.0$
- $S_B = 214.58 \text{ m}^2 \gg 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe10} = -0.8$
- $S_C = 100.05 \text{ m}^2 \gg 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe10} = -0.5$
- $S_D = 368.24 \text{ m}^2 \gg 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe10} = +0.8$
- $S_E = 372.627 \text{ m}^2 \gg 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe10} = -0.3$

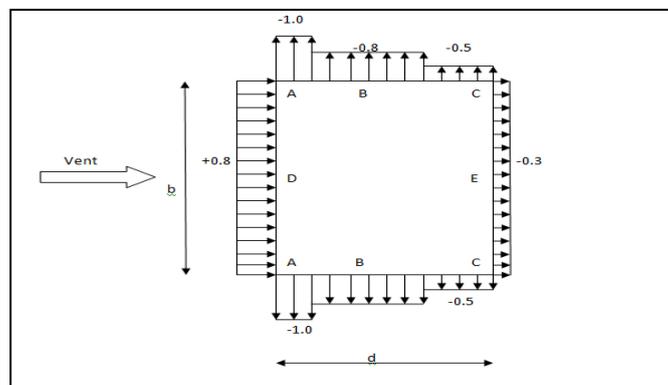


Figure II-3 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone des parois verticales suivant le long pan

Versant de toiture

Avec $a=11.76$

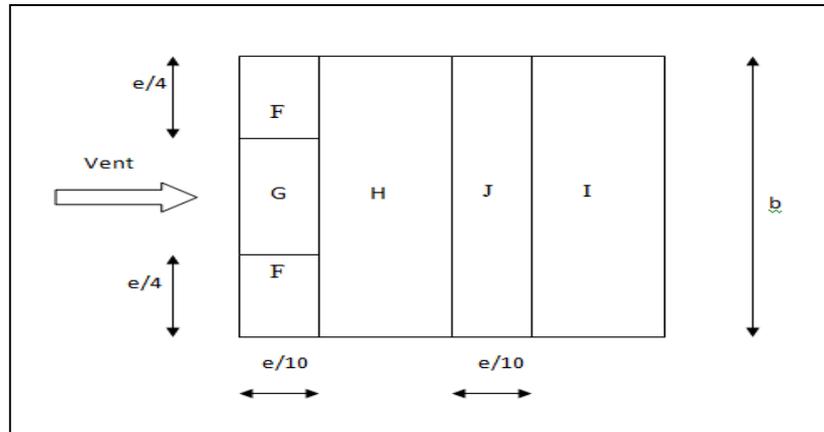


Figure II-4 : Vue en plan des zones de pression sur la toiture suivant le long pan

$$e/4 = 23.16/4 = 5.79$$

$$e/10 = 23.16/10 = 2.316$$

Calcul des surfaces :

$$S_F = 2 \times 5.79 \times 2.316 = 26.82 \text{ m}^2$$

$$S_G = 8.82 \times 2.316 = 20.43 \text{ m}^2$$

$$S_H = 13.58 \times 20.40 = 277.03 \text{ m}^2$$

$$S_J = 2.316 \times 20.40 = 47.25 \text{ m}^2$$

$$S_I = 13.58 \times 20.40 = 277.03 \text{ m}^2$$

$> 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe10}$

Le tableau 5.4 page 87 du RNV 2013[1] nous donne les valeurs de C_{pe} en fonction l'inclinaison de versant et comme on a l'angle d'inclinaison $a=11.76^\circ$ cette valeur est comprise dans le tableau entre 5° et 15° donc dans ce cas on obtient les valeurs de C_{pe} par interpolation linéaire entre les coefficients de pression pour $a=5^\circ$ et $a=15^\circ$ par la formule suivante :

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

Action vers le haut

$$\text{zone F: } C_{pe} = C_{pe10} = -1.7 + ((-0.9 - (-1.7)) \times 0.676) = -1.159 \uparrow$$

$$\text{zone G: } C_{pe} = C_{pe10} = -1.2 + ((-0.8 - (-1.2)) \times 0.676) = -0.930 \uparrow$$

$$\text{zone H: } C_{pe} = C_{pe10} = -0.6 + ((-0.3 - (-0.6)) \times 0.676) = -0.397 \uparrow$$

$$\text{zone J: } C_{pe} = C_{pe10} = -0.6 + ((-1.0 - (-0.6)) \times 0.676) = -0.870 \uparrow$$

$$\text{zone I: } C_{pe} = C_{pe10} = -0.6 + ((-0.4 - (-0.6)) \times 0.676) = -0.465 \uparrow$$

Chapitre II : étude climatique selon le règlement neige et vent 2013

Action vers le bas

zone F, G et H : $C_{pe} = C_{pe10} = 0 + (+0.2 - 0) \times 0.676 = 0.135 \downarrow$

Zone J et I : $C_{pe} = 0 \downarrow$

Vent perpendiculaire à la petite face V_2

pour cette direction du vent (voir la figure ci-dessous)

$b = 20.40 \text{ m}$, $d = 31.80 \text{ m}$, $h = 11.58 \text{ m}$

$e = \min(b ; 2h) = \min(20.40 ; 2 \times 11.58) = 20.40 \text{ m}$

Parois verticale

Calcul des surfaces

$$S_D = S_E = 20.40 \times 11.58 = 236.23 \text{ m}^2$$

$$S_A = 4.63 \times 11.58 = 53.62 \text{ m}^2$$

$$S_B = 18.53 \times 11.58 = 214.58 \text{ m}^2$$

$$S_C = 8.64 \times 11.58 = 100.05 \text{ m}^2$$

Conclusion

D'après le tableau 5.1 de chapitre 5 page 81 de l'RVN 2013[1] on obtient les résultats suivant :

- $S_A = 53.62 \text{ m}^2 \gg 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe10} = -1.0$
- $S_B = 214.58 \text{ m}^2 \gg 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe10} = -0.8$
- $S_C = 100.05 \text{ m}^2 \gg 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe10} = -0.5$
- $S_D = 236.23 \text{ m}^2 \gg 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe10} = +0.8$
- $S_E = 236.23 \text{ m}^2 \gg 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe10} = -0.3$

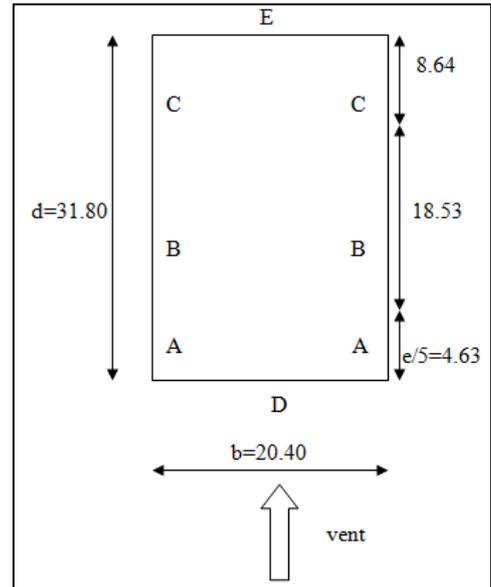


Figure II-5 : Vue en plan des zones de pression sur les parois verticales suivant le pignon

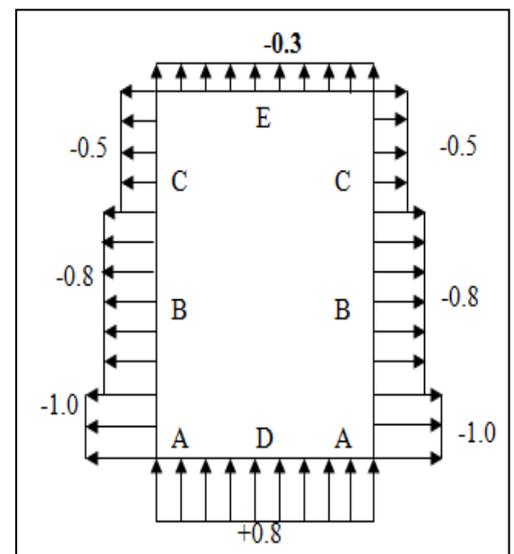


Figure II-6 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone des parois verticales suivant le pignon

Versant de toiture

$$e/2 = 10.2 \text{ m} \quad ; \quad e/4 = 5.10 \text{ m} \quad ; \quad e/10 = 2.40 \text{ m}$$

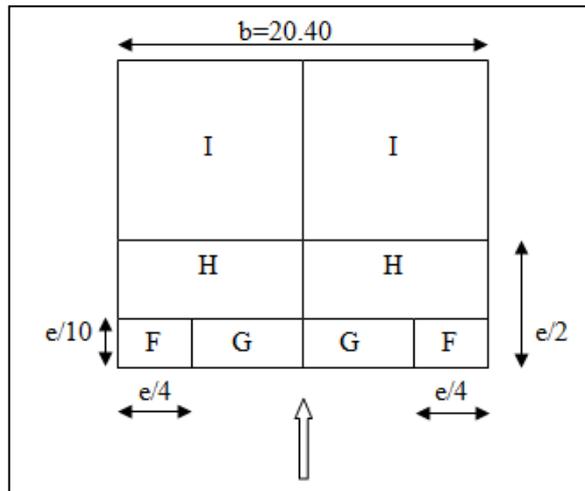


Figure II-7 : Vue en plan des zones de pression sur la toiture suivant le pignon

Calcul des surfaces

$$\left. \begin{aligned} S_F &= 2 \times 5.10 \times 2.40 = 24.48 \text{ m}^2 \\ S_G &= 10.2 \times 2.40 = 24.48 \text{ m}^2 \\ S_H &= 7.8 \times 20.40 = 146.88 \text{ m}^2 \\ S_I &= 21.60 \times 20.40 = 440.64 \text{ m}^2 \end{aligned} \right\} \Rightarrow C_{pe} > 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe10}$$

Les valeurs de C_{pe} pour $a = 11.76^\circ$ s'obtient par interpolation linéaire :

$$f(x) = f(5^\circ) + \frac{f(15^\circ) - f(5^\circ)}{15 - 5} \cdot (11.76^\circ - 5)$$

Zone F : $C_{pe} = -1.6 + ((-1.3 - (-1.6)) \times 0.676) = -1.397$

Zone G : $C_{pe} = -1.3 + ((-1.3 - (-1.3)) \times 0.676) = -1.3$

Zone H : $C_{pe} = -0.7 + ((-0.6 - (-0.7)) \times 0.676) = -0.632$

Zone I : $C_{pe} = -0.6 + ((-0.5 - (-0.6)) \times 0.676) = -0.532$

Calcul des coefficients de pression extérieure C_i :

Le coefficient de pression intérieure C_i des bâtiments sans cloisons intérieures (hall industriel par exemple) est donné en fonction de l'indice de perméabilité μ_p (**figure 5.14 du chapitre 5 du RNV 2013**) [1]

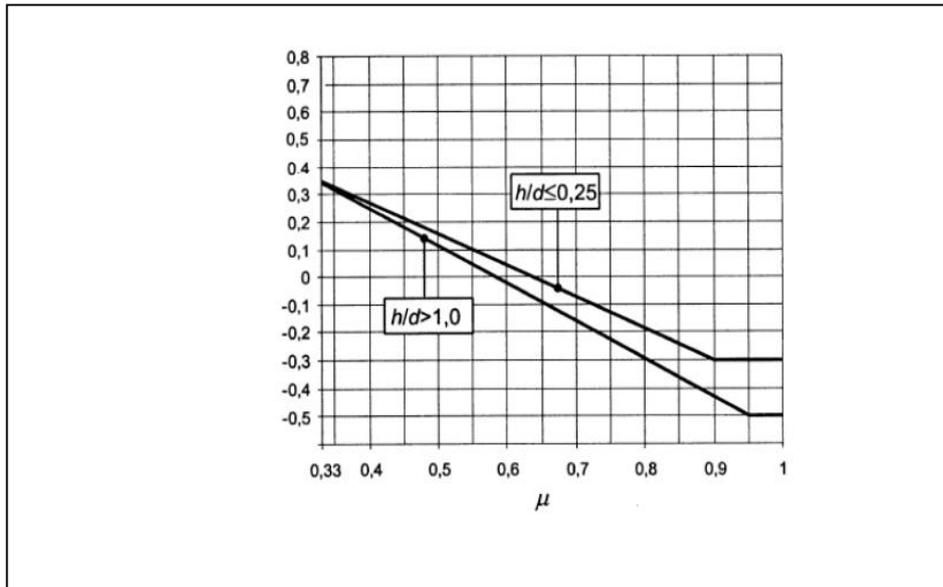


Figure II-8: coefficient de pression intérieure (distribution uniforme des ouvertures)

L'indice de perméabilité est donné par la formule suivante :

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

D'après la *note 2 paragraphe 7.2.9 NF EN 1991-1-4* on peut travailler avec des valeurs extrêmes $C_i = +0.2$ et $C_i = -0.3$

Les résultats de calcul de la pression statique due au vent sont représenté dans les tableaux ci-dessous :

Vent perpendiculaire au long-pan

Tableau II-2 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens de long pan

Parois verticales						Versants de toitures					
Zone	C_{pe}	C_{i1}	C_{i2}	P_{h1}	P_{h2}	Zone	C_{pe}	C_{i1}	C_{i2}	P_{h1}	P_{h2}
D	+0.8	+0.2	-0.3	66.51	121.94	F	-1.159	+0.2	-0.3	-156.15	-98.70
A	-1.0	+0.2	-0.3	-133.02	-77.60	G	-0.930	+0.2	-0.3	-129.84	-72.39
B	-0.8	+0.2	-0.3	-110.85	-55.43	H	-0.397	+0.2	-0.3	-68.60	-11.15
C	-0.5	+0.2	-0.3	-77.60	-22.17	I	-0.465	+0.2	-0.3	-76.41	-18.96
E	-0.3	+0.2	-0.3	-55.43	0	J	-0.870	+0.2	-0.3	-122.94	-65.49

A : parois verticale

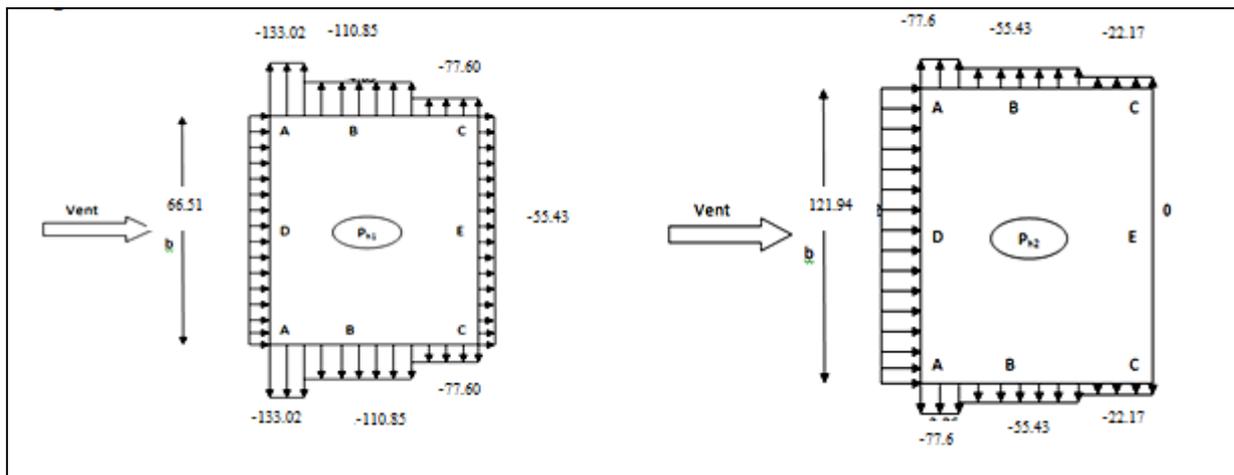


Figure II-9 : La répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens de lang pan.

B : Versants de toitures :

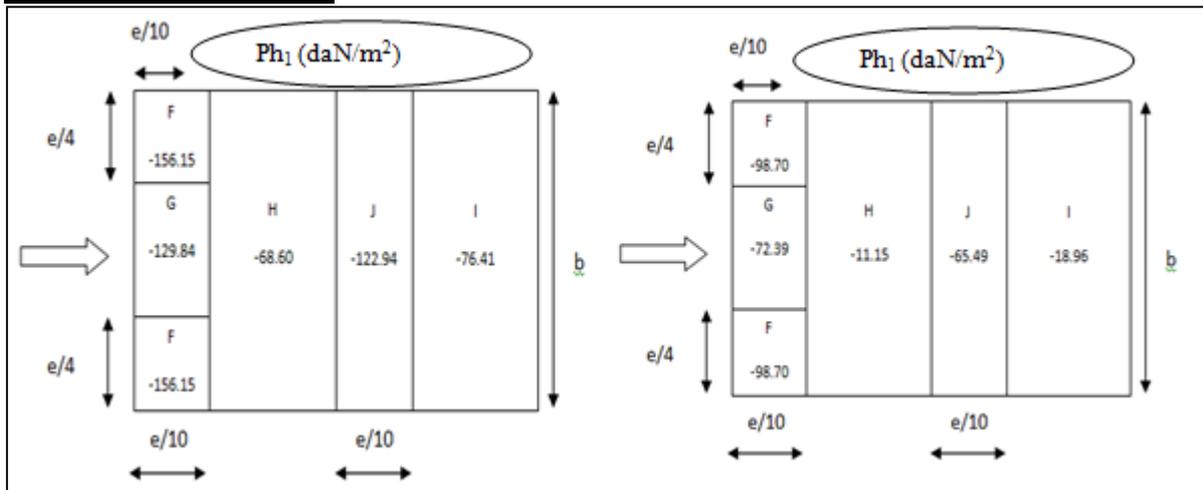


Figure II-10 : La répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens de long pan

Vent perpendiculaire au pignon

Tableau II-3 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens de pignon en daN/m²

Parois verticales						Versants de toitures					
Zone	C _{pe}	C _{i1}	C _{i2}	P _{h1}	P _{h2}	Zone	C _{pe}	C _{i1}	C _{i2}	P _{h1}	P _{h2}
D	+0.8	+0.2	-0.3	66.51	121.94	F	-1.397	+0.2	-0.3	-71.95	-126.05
A	-1.0	+0.2	-0.3	-133.02	-77.60	G	-1.3	+0.2	-0.3	-172.35	-114.9
B	-0.8	+0.2	-0.3	-110.85	-55.43	H	-0.632	+0.2	-0.3	-95.60	-38.15
C	-0.5	+0.2	-0.3	-77.60	-22.17	I	-0.532	+0.2	-0.3	-84.11	-26.66
E	-0.3	+0.2	-0.3	-55.43	0						

A : Parois verticales

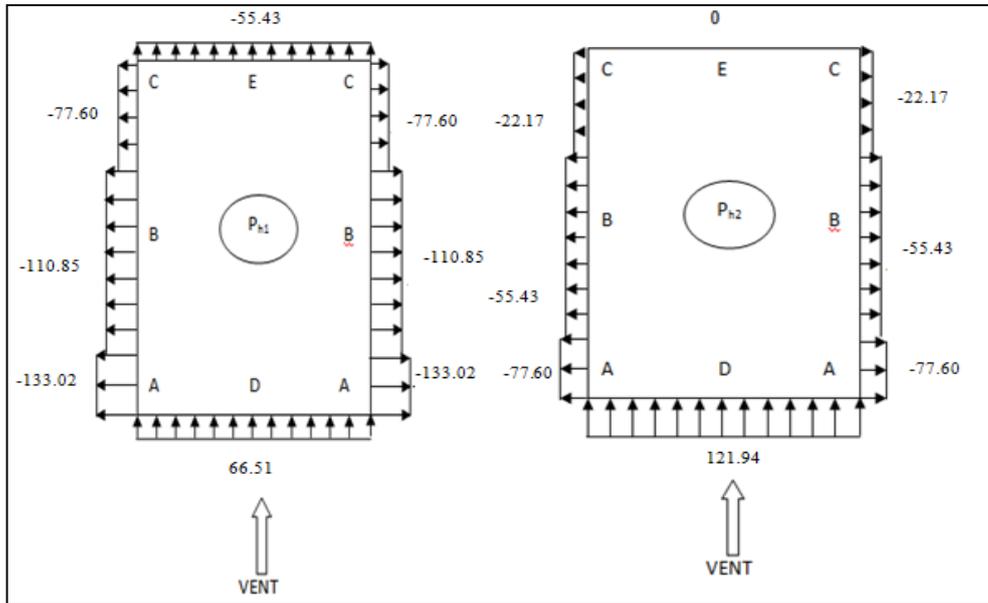


Figure II-11 : La répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens de pignon en daN/m²

B : versants de toitures

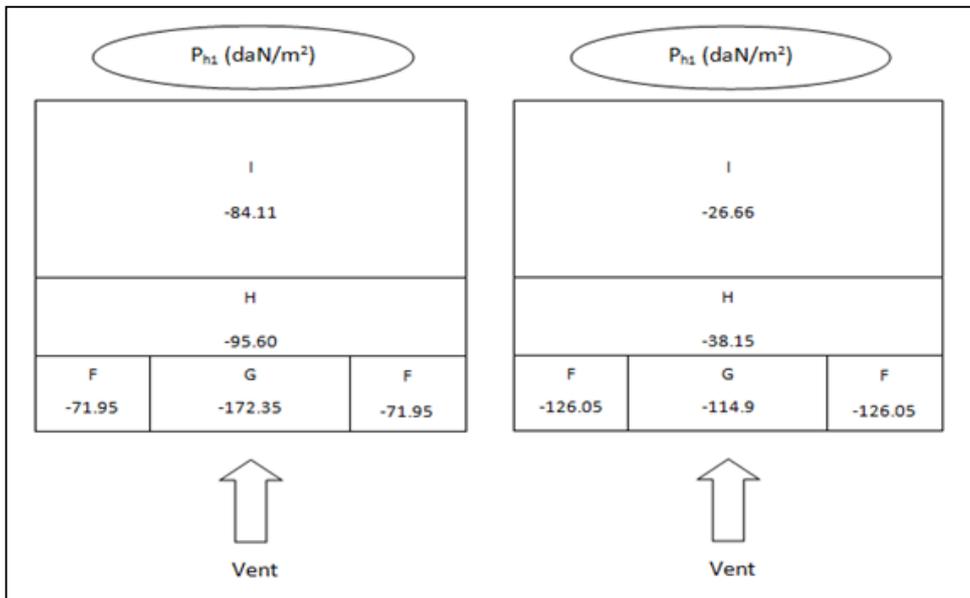


Figure II-12 : La répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens de pignon

Chapitre II : étude climatique selon le règlement neige et vent 2013

II-2-5 calcul de la force de frottement la référence

Pour tenir compte de la force de frottement qui s'exerce sur les parois parallèles au vent, il faut que l'une des conditions suivantes soit vérifiée :

- $d/b \geq 3$
- $d/h \geq 3$

Avec : d : en mètre est la dimension parallèle au vent.

b : en mètre est la dimension perpendiculaire au vent.

$$\text{On a : } \frac{d}{b} = \frac{31.80}{20.40} = 1.56 < 3$$

$$\frac{d}{h} = \frac{31.80}{11.58} = 2.75 < 3$$

Conclusion

La force de frottement n'est donc pas applicable dans notre cas.

II-2-6 action d'ensemble

La force résultante R est donné par :

$$R = \sum (P_{hi} \times S_i) + \sum F_{fr}$$

Avec :

- P_{hi} (en daN/m^2) : pression statique du vent qui s'exerce sur un élément de surface i
- S_i (en m^2) : l'aire de l'élément de surface i
- F_{fr} (en daN) : les forces de frottements (d'entraînement) éventuelles qui est négligeable dans notre cas ($F_{fr} = 0$)

1^{er} cas : Vent perpendiculaire au long-pan

Avec $\alpha = 11.76^\circ$

Calcul des surfaces tributaires de chaque zone : (projection horizontale)

$$\text{Zone D : } S_D = 9.54 \times 31.80 = 303.37 \text{ m}^2$$

$$\text{Zone E : } S_E = 9.54 \times 31.80 = 303.37 \text{ m}^2$$

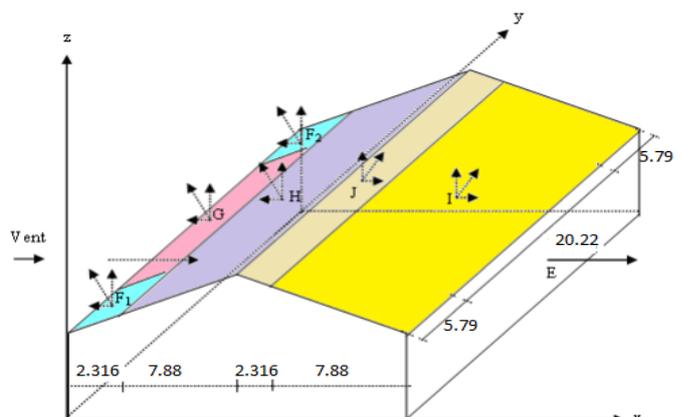
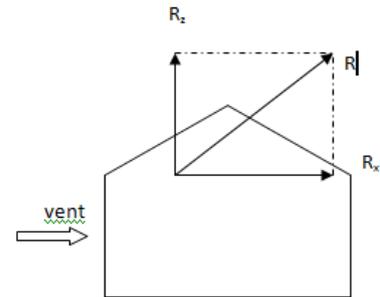
$$\text{Zone F : } S_F = 2.316 \times 5.79 = 13.41 \text{ m}^2$$

$$\text{Zone G : } S_G = 2.316 \times 20.22 = 46.83 \text{ m}^2$$

$$\text{Zone H : } S_H = 7.88 \times 31.80 = 250.58 \text{ m}^2$$

$$\text{Zone J : } S_J = 2.316 \times 31.80 = 73.65 \text{ m}^2$$

$$\text{Zone I : } S_I = 7.88 \times 31.80 = 250.58 \text{ m}^2$$



Chapitre II : étude climatique selon le règlement neige et vent 2013

Les valeurs des forces horizontales et verticales suivant cette direction du vent (vent frappe le long-pan) sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau II-4: Valeurs des forces horizontales et verticales (vent frappe le long pan)

zone	Composante horizontale (daN)	Composante verticale (daN)
D	121.94 x 303.37 = 36992.94 →	0
E	55.43 x 303.37 = 16815.8 ←	0
F ₁	156.15 x 13.41 x tg α = 435.93 ←	156.15 x 13.41 = 2093.97 ↑
F ₂	156.15 x 13.41 x tg α = 435.93 ←	156.15 x 13.41 = 2093.97 ↑
G	129.84 x 46.83 x tg α = 1265.83 ←	129.84 x 46.83 = 6080.41 ↑
H	68.60 x 250.58 x tg α = 3578.61 ←	68.60 x 250.58 = 17189.79 ↑
I	76.41 x 250.58 x tg α = 3986.03 →	76.41 x 250.58 = 19146.82 ↑
J	122.94 x 73.65 x tg α = 1885 →	122.94 x 73.65 = 9054.53 ↑
Total	R _x = 8589.81 →	R _z = 55659.49 ↑

2^{ème} cas: Vent perpendiculaire au pignon

Calcul des surfaces tributaires de chaque zone : (projection horizontale)

Zone D : $S_D = 9.54 \times 20.40 + (20.40 \times 2.04)/2 = 215.42 \text{ m}^2$

Zone E : $S_E = 9.54 \times 20.40 + (20.40 \times 2.04)/2 = 215.42 \text{ m}^2$

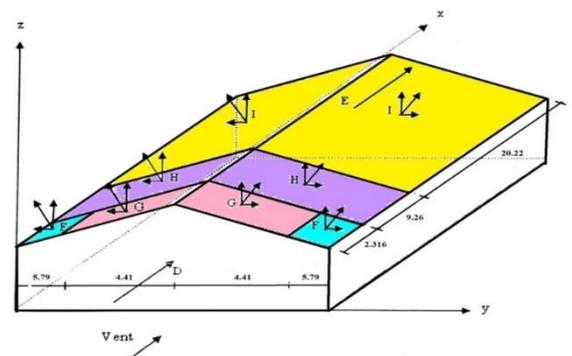
Zone F : $S_F = 2.316 \times 5.79 \times 2 = 26.82 \text{ m}^2$

Zone G : $S_G = 2.316 \times 4.41 \times 2 = 20.43 \text{ m}^2$

Zone H : $S_H = 9.26 \times 10.20 \times 2 = 188.90 \text{ m}^2$

Zone I : $S_I = 20.22 \times 10.20 \times 2 = 412.49 \text{ m}^2$

Les valeurs des forces horizontales et verticales suivant cette direction du vent (vent frappe le pignon) sont données dans le tableau ci-dessous :



Chapitre II : étude climatique selon le règlement neige et vent 2013

Tableau II-5 : Valeurs des forces horizontales et verticales (vent frappe le pignon)

zone	Composante horizontale (daN)	Composante verticale (daN)
D	121.94 x 215.42 = 26268.31 →	0
E	55.43 x 215.42 = 11940.73 ←	0
F ₁	0	126.05 x 13.41 x cos 11.76 = 1654.85 ↑
F ₂	0	126.05 x 13.41 x cos 11.76 = 1654.85 ↑
G	0	172.35 x 20.43 x cos 11.76 = 3447.20 ↑
H	0	95.60 x 188.90 x cos 11.76 = 17679.78 ↑
I	0	84.11 x 412.49 x cos 11.76 = 33966.29 ↑
Total	R _x = 14327.58 →	R _z = 58402.97 ↑

II-2-7 Calcule de la stabilité d'ensemble :

Vérification de la stabilité transversale : grande face au vent

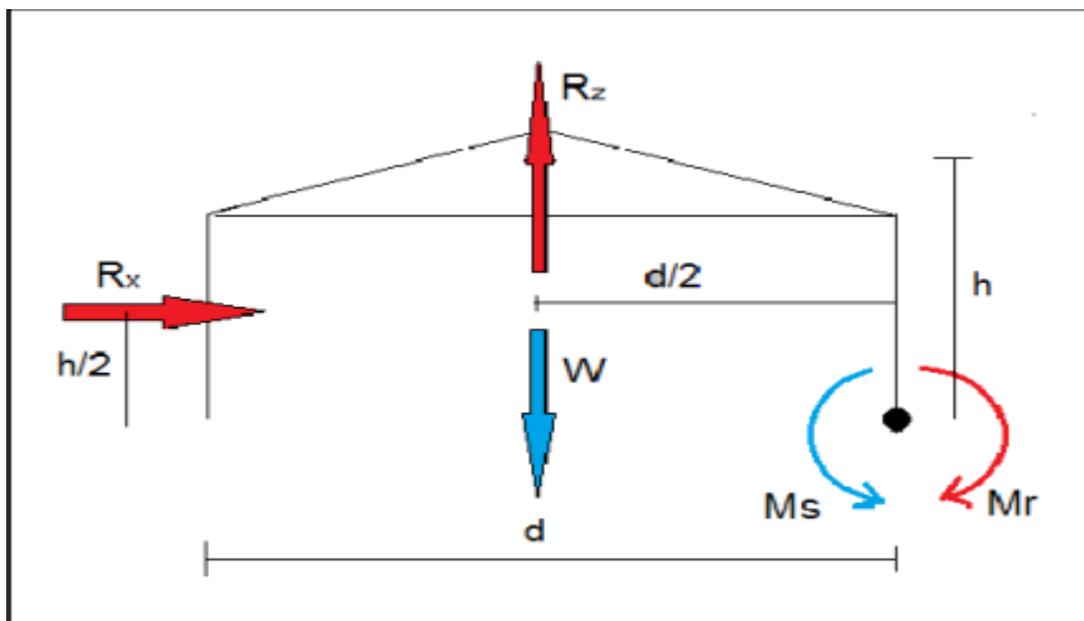


Figure II-13 : Représentation des charges provoquant un moment de renversement au long-pan

Calcule de moment de renversement :

$$M_R = R_x \times h/2 + R_z \times d/2$$

$$M_R = 8589.81 \times (11.58/2) + 55659.49 \times (20.40/2)$$

$$\Rightarrow M_R = 617461.79 \text{ daNm}$$

Calcul du moment stabilisant

$$M_s = W \times d/2$$

Avec : W est le poids de la structure

$$M_s = 169820 \times 10.20 = 1732164 \text{ daNm}$$

Conclusion

$M_r \ll M_s \rightarrow$ La stabilité transversale est vérifiée

Vérification de la stabilité longitudinale : petite face au vent

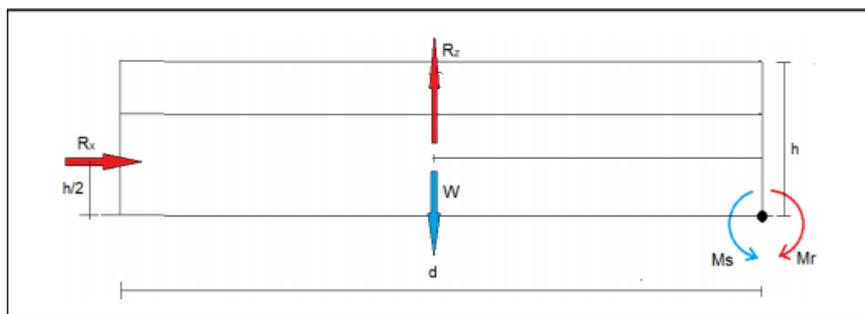


Figure II-14 : Représentation des charges provoquant un moment de renversement au pignon

Calcul de moment de renversement :

$$M_R = R_x \times h/2 + R_z \times d/2$$

$$M_R = 14327.58 \times (11.58/2) + 58402.97 \times (31.8/2)$$

$$\Rightarrow M_R = 1011563.91 \text{ daNm}$$

Calcul du moment stabilisant

$$M_s = W \times d/2$$

Avec : W est le poids de la structure

$$M_s = 169820 \times 15.90 = 2700138 \text{ daNm}$$

Conclusion

$M_R \ll M_s \rightarrow$ la stabilité longitudinale est vérifiée

II-3 Action de la neige

II-3-1 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 situées 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.

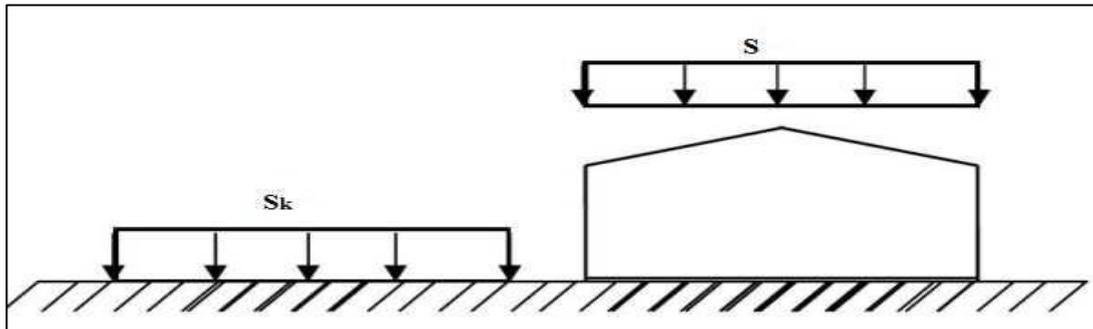


Figure II-15 : Représentation des charges statique de neige sur la toiture et sur le sol.

Donnés :

- $\alpha = 11.76$
- zone : A (selon l'annexe 1 du RNVA 2013 : zone de neige par commune page 37)
- altitude : 200 m

II-3-2 Charge de neige sur le sol

La charge de neige sur le sol S_K par unité de surface est fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu considéré. La valeur de S_K est déterminée par la loi de variation suivante en fonction de l'altitude du point considéré (RNV2013 article 4 page 21)[1] :

$$\text{Zone A} \rightarrow S_K = \frac{0.07 H + 15}{100} = \frac{0.07 \times 200 + 15}{100} = 0.29 \text{ KN/m}^2 \quad [1]$$

II-3-3 Charge de neige sur la toiture

La charge caractéristique de neige S par unité de surface en projection horizontale de toiture soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante (RNVA 2013. Art.3.1.1) :

$$S = \mu \times S_K \quad \text{en KN/m}^2 \quad [1]$$

Avec : - μ : Coefficient de forme (a déterminer en fonction de la forme de la toiture)

- S_K : Charge de neige sur le sol en KN/m^2

Chapitre II : étude climatique selon le règlement neige et vent 2013

Coefficient de forme des toitures μ (RNV 2013. Art.6) [1]

Notre ouvrage a une toiture simple à deux versants sans obstacle de retenus avec une pente de $\alpha = 11.76^\circ$

Donc selon L'RNVA 2013 partie I-6-2-2 pour une valeur de $0^\circ < \alpha = 11.76^\circ < 30^\circ$ on adopte une valeur de 0.8 pour le coefficient de forme $\mu_1 = 0.8$

$$\text{A.N : } S = 0.8 \times 0.29 = 0.232 \text{ KN/m}^2$$

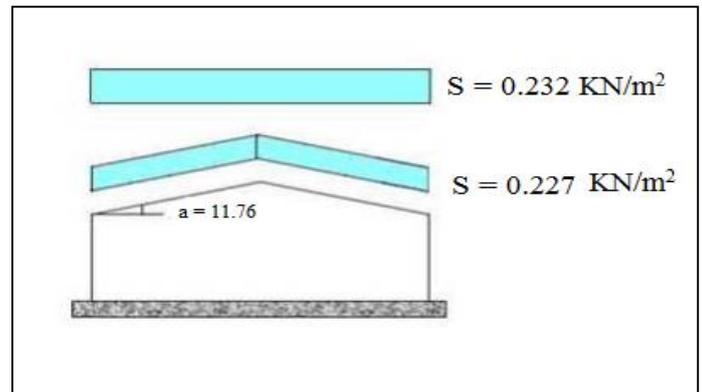
Disposition de charge sans accumulation:

$$0 < \alpha_1 < \alpha_2 = 11.76^\circ < 15^\circ$$

$$\mu_1 = 0.8$$

$S = \mu_1 \times S_k = 0.8 \times 0.29 = 0.232 \text{ KN/m}^2$: par projection horizontale

$S = 0.232 \cos 11.76^\circ = 0.227 \text{ KN/m}^2$: suivant rampant



Disposition de charge avec accumulation

$$0 < \alpha_1 < \alpha_2 = 11.76^\circ < 15^\circ$$

$$\mu_2 = 0.8 \times S = 0.8 \times 0.29 = 0.232 \text{ KN/m}^2$$

$$0.5 \mu_1 = 0.5 \times S = 0.5 \times 0.232 = 0.116 \text{ KN/m}^2$$

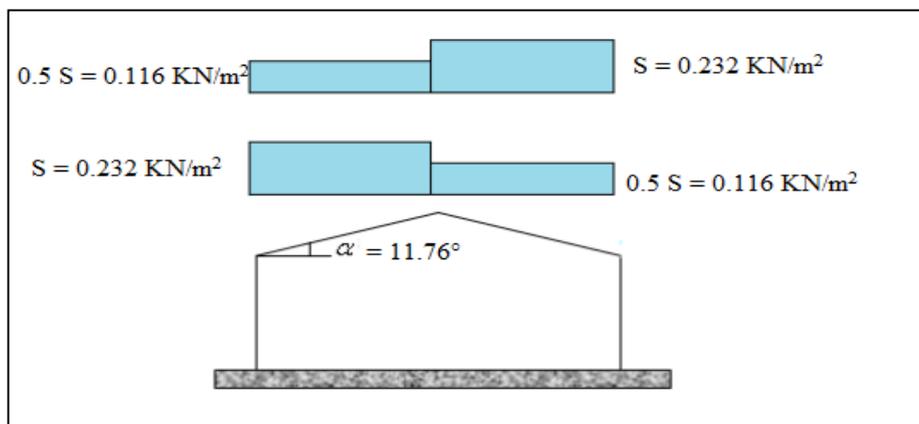


Figure II-17 : Charges de neige

Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

III-1 Pré-dimensionnement des pannes

III-1-1 Définition

Les pannes de couvertures sont des poutrelles laminées généralement en «I, ou en U ».Elles sont soumises à la flexion déviée sous l'effet du poids propre de la couverture, aux actions climatiques et à la surcharge d'entretien. Elles sont disposées parallèlement au faitage.

III-1-2 Données de calcul

- Chaque panne repose sur 2 appuis.
- Le porté entre axe des pannes $e=1\text{m}$ (espace entre 2 pannes).
- On dispose de 11 lignes de pannes sur chaque versant de toiture.
- La pente de chaque versant est $\alpha=11.76^\circ$.
- Les pannes sont en acier S235.
- distance max entre les fermes : = 5,6m
- Le coefficient partiel de sécurité : $\gamma_{m0}= 1.1$

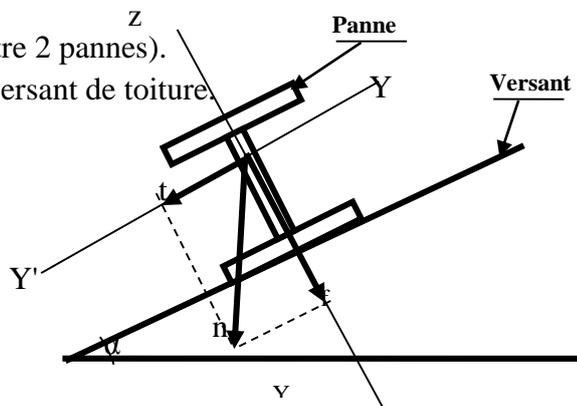


Figure III-1 : Disposition de la panne sur la toiture

III-1-3 Evaluation des charges et surcharges

a- Les charges permanentes

- Poids propre du panneau sandwich TL7514.2 daN/m²
- Poids propre d'accessoire d'attache4 daN/m²
- Poids propre de la panne estimer10.4 daN/m

$$G_p = [(P_{\text{tôle}} + P_{\text{accessoires}}) \times e] + P_{\text{panne}}$$

$$G_p = [(14.2 + 4) \times 1] + 10.4 = 28.60 \text{ daN/m}_l$$

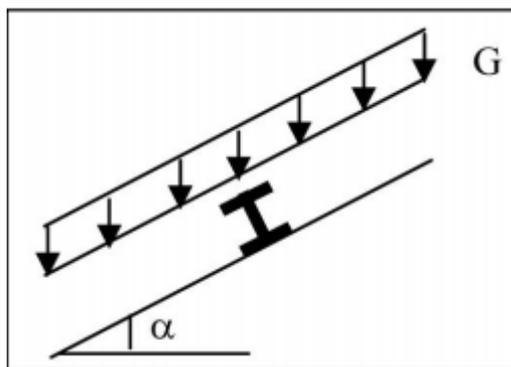


Figure III-2 : Chargement permanent au niveau de la toiture

b- La surcharge d'entretien (p)

Dans le cas des toitures inaccessible on considéré uniquement dans les calculs une charge d'entretien qui est égale au poids d'un ouvrier et de son assistant et qui est équivalente à deux charges concentrées de 100Kg chacune située à 1/3 et 2/3 de la portée de la panne. (**D'après le DTR BC 2.2 article 7.3.1**).

Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

La charge uniformément répartie P due aux surcharges d'entretien est obtenue en égalisant les deux moments maximaux dus à P et aux charges ponctuelles P' :

$$M_{\max} = \frac{P'.l}{3} = \frac{P.l^2}{8} \rightarrow P = \frac{8 \cdot P'}{3 \cdot l} = \frac{8 \times 100}{3 \times 5.6} = 47.62 \text{ daN/m}_1$$

Donc la charge d'entretien $P = 47.62 \text{ daN/m}_1$

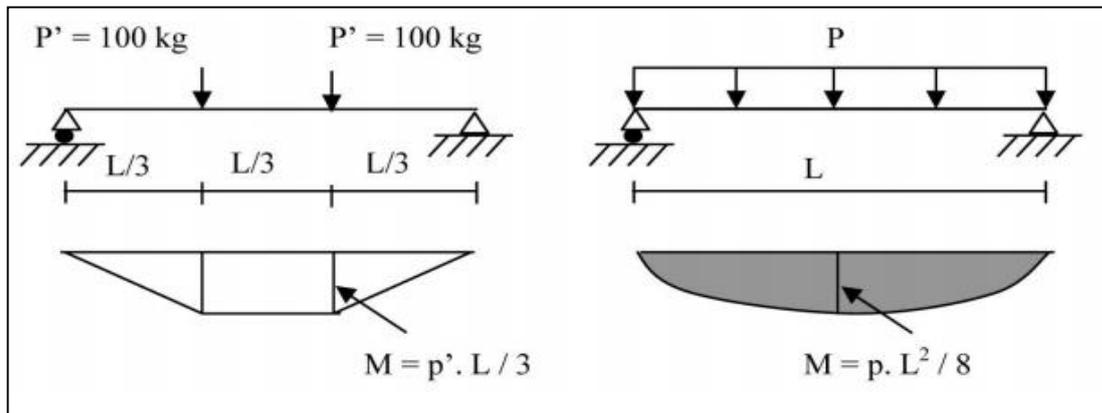


Figure III-3 : moment due à la charge d'entretien

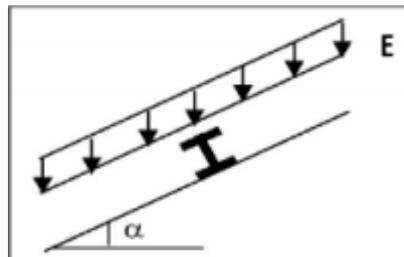


Figure III-4: Chargement d'exploitation au niveau de la toiture

c- Surcharge climatique du vent

La panne la plus sollicitée est celle exposée au vent (zone G : vent de soulèvement) :

$$V = 172.35 \text{ daN/m}^2 \text{ (chapitre II tableau ...)}$$

$$\rightarrow V = 172.35 \times 1 = 172.35 \text{ daN/m}_1$$

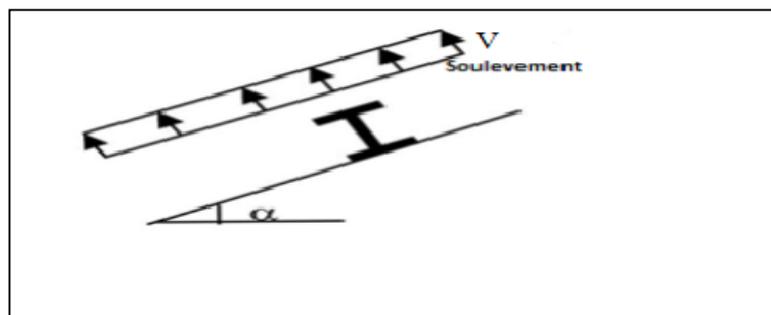


Figure III-5 : Charge du vent de soulèvement au niveau de la toiture

d- Surcharge climatique de neige

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

$N = 23.2 \text{ daN/m}^2$ (chapitre II-3-3 charge de neige sur la toiture)

$$N = 23.2 \times 0.98 = 22.74 \text{ daN/m}_1$$

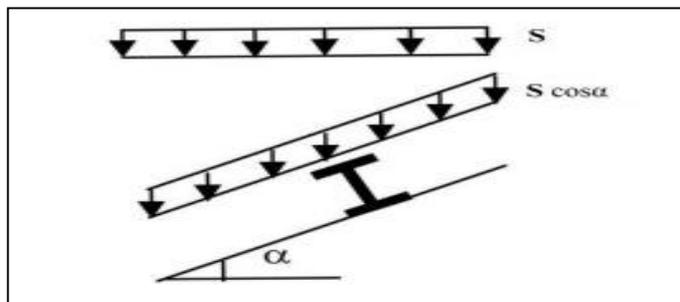


Figure : III-6 : Charge de neige sur la toiture

III-1-4 Combinaison de charge les plus défavorables :

a- A L'ELU

Action vers le bas ↓ :

$$Q_{sd1} = 1.35 G + 1.5 P = 1.35 \times 28.60 + 1.5 \times 47.62 = 110.04 \text{ daN/m}_1$$

$$Q_{sd2} = 1.35G + 1.5 N = 1.35 \times 28.60 + 1.5 \times 22.74 = 72.72 \text{ daN/m}_1$$

Action vers le haut ↑ :

$$Q_{z\ sd} = G \cos \alpha - 1.5V = 28.60 \times \cos 11.76 - 1.5 \times 172.35 = -230.53 \text{ daN/m}_1$$

$$Q_{y\ sd} = 1.35 G \sin \alpha = 1.35 \times 28.60 \times \sin 11.76^\circ = 7.87 \text{ daN/m}_1$$

On retient la combinaison la plus défavorable pour les calculs :

$$Q_{sd} = \max (Q_{sd1}, Q_{sd2}, Q_{z\ sd}, Q_{y\ sd}) = \max (110.04 ; 72.72 ; -230.53 ; 7.87) = -230.53 \text{ daN/m}_1$$

$$\Rightarrow \quad \mathbf{Q_{sd} = -230.53 \text{ daN/m}_1}$$

b- A L'ELS

Action vers le bas :

$$Q_{sd1} = G + N = 28.60 + 22.74 = 51.34 \text{ daN/m}_1$$

$$Q_{sd2} = G + P = 28.60 + 47.62 = 76.22 \text{ daN/m}_1$$

Action vers le haut

$$Q_{sd3} = G \cos \alpha - V = 28.60 \cos 11.76^\circ - 172.35 = -144.35 \text{ daN/m}_1$$

$$\text{Donc: } Q_{sd} = \max (Q_{sd1}; Q_{sd2}; Q_{sd3}) = -144.35 \text{ daN/m}_1$$

III-1-5 Principe de pré dimensionnement

Les pannes sont sollicitées à la flexion déviée (flexion bi axiale). Elles doivent satisfaire les deux conditions suivantes :

- Condition de flèche (l'ELS)
- Condition de résistance (l'ELU).

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

III-1-6 Condition de la flèche

a- La flèche verticale

$$F_z = \frac{5 \times Q_{zsd} \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{l}{200} \text{ mm} \rightarrow I_y \geq \frac{5 \times Q_{zsd} \times L^4}{384 \times E \times \frac{l}{200}}$$

$$Q_{z, sd} = -144.35 \times \cos 11.76^\circ = -141.32 \text{ daN/m}_l$$

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times 1.4132 \times 10^{-2} \times 560^4}{384 \times 21000 \times \frac{560}{200}}$$

$$\Rightarrow I_y \geq 309.94 \text{ cm}^4$$

b- La flèche horizontale

$$Q_{y, sd} = -144.35 \times \sin 11.76^\circ = -29.42 \text{ daN/m}_l$$

$$F_y = \frac{5 \times Q_{ysd} \times L^4}{384 \times E \times I_z} \leq \frac{l}{200} \text{ mm} \rightarrow I_z \geq \frac{5 \times Q_{ysd} \times L^4}{384 \times E \times \frac{l}{200}}$$

$$\Rightarrow I_z \geq \frac{2.05 \times 0.2942 \times 10^{-2} \times 280^4}{384 \times 21000 \times \frac{280}{200}}$$

$$\Rightarrow I_z \geq 3.28 \text{ cm}^4$$

On a $I_y \geq 309.94 \text{ cm}^4$ donc **on opte un IPE 120**

Tableau III-1 : Dimension et caractéristique de IPE 120

Profilé IPE 120	Dimensions						Caractéristiques de calcul						Moment D'inertie De torsion	moment d'inertie de gauchissement
	h	b	t _w	t _f	r	d	W _{pl,y}	W _{pl,z}	A _{vz}	A _{vy}	I _y	I _z	I _t	I _w
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm ³	cm ³	cm ²	cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm ⁴	cm ⁶
	120	64	4.4	6.3	7	93.4	60.7	13.6	6.31	8.06	318	27.7	1.74	0.89

Classification de la section

a- Classification de la semelle

$$\left. \begin{aligned} \frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} &\leq 10\varepsilon \\ \text{Avec } \varepsilon &= \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1.0 \\ \frac{b/2}{t_f} &= \frac{64/2}{6.3} = 5.08 < 10 \end{aligned} \right\} \text{ la semelle de classe 1}$$

b- Classification de l'âme

$$\left. \begin{aligned} \frac{c}{t_w} = \frac{d}{t_w} &\leq 72 \varepsilon \\ \frac{d}{t_w} &= \frac{93.4}{4.4} = 21.23 < 72 \end{aligned} \right\} \text{ l'ame de classe 1}$$

Conclusion

La section est de classe 1

III-1-7 Vérification à la sécurité

III-1-7-1 Vérification a l'état limite ultime

III-1-7-1-1 Vérification a la flexion

Pour la vérification de la flexion bi axiale on utilise la formule suivante :

$$\left[\frac{M_{y, sd}}{M_{pl, y}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z, sd}}{M_{pl, z}} \right]^\beta \leq 1 \quad (\text{Formule 5.35 page 68 ; CCM97})$$

Avec : $\alpha = 2$; $\beta = 1$ section en I

$$M_{ply, rd} = \frac{W_{pl, y} \cdot f_y}{\gamma M_0} = \frac{60.7 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 1296.8 \text{ daNm} \quad \text{Avec : } f_y = 235 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{plz, rd} = \frac{W_{pl, z} \cdot f_y}{\gamma M_0} = \frac{13.6 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 290.54 \text{ daNm}$$

$$Q_{z, sd} = Q_{sd} \cdot \cos \alpha = -230.53 \times \cos 11.76^\circ = -225.69 \text{ daN/m}_l$$

$$M_{y, sd} = \frac{Q_{z, sd} \times l^2}{8} = \frac{225.69 \times 5.6^2}{8} = 884.70 \text{ daNm}$$

$$Q_{y, sd} = Q_{sd} \times \sin \alpha = -230.53 \times \sin 11.76^\circ = -46.98 \text{ daN/m}_l$$

$$M_{z, sd} = \frac{Q_{y, sd} \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{46.98 \times \left(\frac{5.6}{2}\right)^2}{8} = 46.04 \text{ daNm}$$

A.N pour la vérification de la résistance en flexion

$$\left[\frac{M_{y, sd}}{M_{pl, y}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z, sd}}{M_{pl, z}} \right]^\beta = \left[\frac{884.70}{1296.8} \right]^2 + \left[\frac{46.04}{290.54} \right]^1 = 0.62 < 1$$

Conclusion

La résistance en flexion pour le profilé IPE 120 est vérifiée

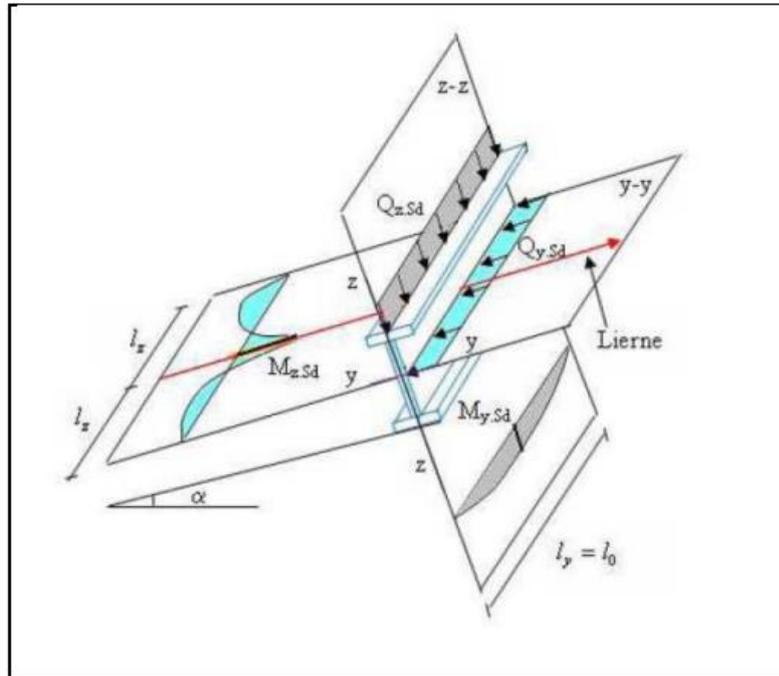


Figure III-7 : Panne de toiture en flexion sous les différents plans de chargement

III-1-7-1-2 Vérification au cisaillement

La vérification est donnée par les formules suivantes (Eurocode 03, Art 5.4.6) :

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

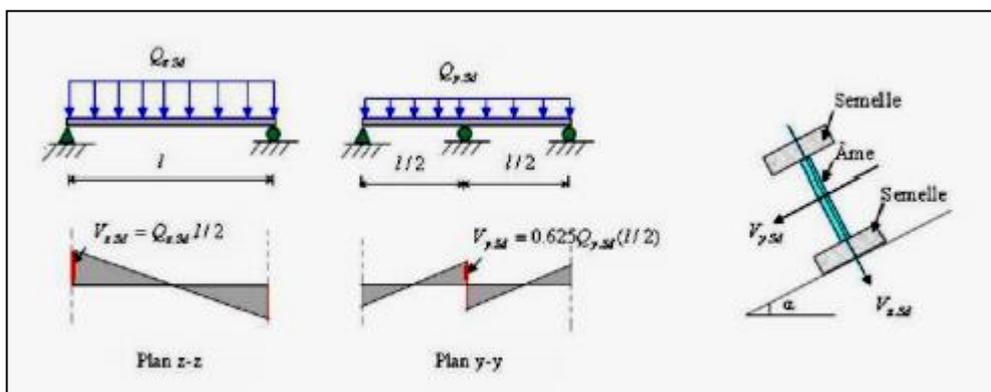


Figure III-8 : Panne de toiture en cisaillement sous les différents plans de chargement.

$$V_{z, sd} = \frac{Q_{z, sd} \times l}{2} = \frac{225.69 \times 5.6}{2} = 631.93 \text{ daN}$$

$$V_{y, sd} = 0.625 Q_{y, sd} \cdot (l/2) = 0.625 \times 631.93 \times 2.8 = 1105.88 \text{ daN}$$

$$V_{plz, Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{1.1} = \frac{6.31 \cdot (2350 / \sqrt{3})}{1.1} = 7771 \text{ daN}$$

$$V_{ply, Rd} = \frac{A_{vy} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{1.1} = \frac{8.06 \cdot (2350 / \sqrt{3})}{1.1} = 9941.45 \text{ daN}$$

$$V_{z, sd} = 631.93 \text{ daN} < V_{plz, Rd} = 7771 \text{ daN}$$

$$V_{y, sd} = 1105.88 \text{ daN} < V_{ply, Rd} = 9941.45 \text{ daN}$$

Conclusion

La résistance au cisaillement de profile IPE120 est vérifiée

III-1-7-1-3 Vérification au déversement

Déversement = flambement latéral + rotation de la section transversale

Semelle supérieure

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

Semelle inférieure

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

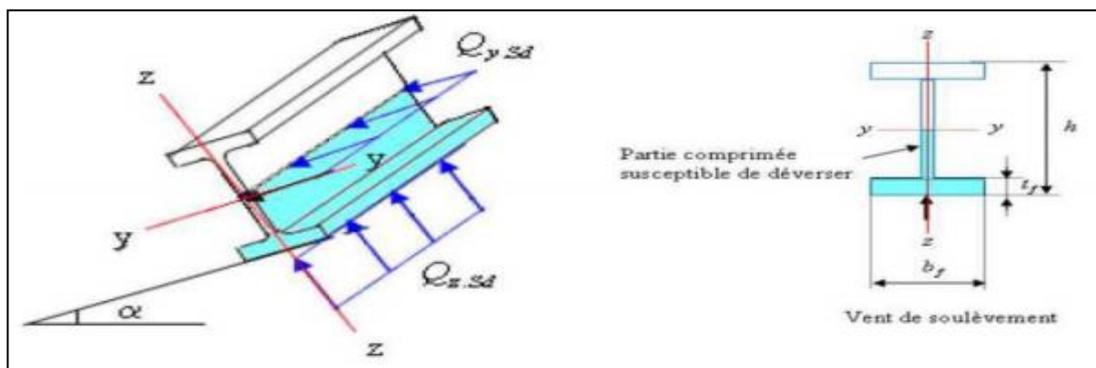


Figure III-9: Déversement d'une panne de toiture

Les formules de vérification au déversement sont les suivantes : (Formule 5.48 page 79 ; CCM97).

$$\left[\frac{M_{y, sd}}{M_{b, Rd}} \right] + \left[\frac{M_{z, sd}}{M_{plz, Rd}} \right] \leq 1$$

Calcul du moment ultime :

$$Q_{z, sd} = G \cos \alpha - 1.5V = 28.60 \times \cos 11.76^\circ - 1.5 \times 172.35 = -230.53 \text{ daN}$$

$$M_{y, sd} = \frac{Q_{z, sd} \cdot l^2}{8} = \frac{230.53 \times 5.6^2}{8} = 903.68 \text{ daN}$$

$$Q_{y, sd} = 1.35G \sin \alpha = 1.35 \times 28.60 \times \sin 11.76^\circ = 7.87 \text{ daN}$$

$$M_{z, sd} = \frac{Q_{y, sd} \cdot \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{7.87 \times 2.8^2}{8} = 7.71 \text{ daNm}$$

Calcul du moment résistant au déversement : $M_{b, Rd}$

$$M_{b, Rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot \frac{W_{pl, y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \chi_{LT} \cdot M_{ply, Rd} \quad (\text{Eurocode 3 : art 5.5.2})$$

Avec : $\beta_w = 1.0$ pour les sections de classe 1 et 2

L'élancement réduit $\overline{\lambda}_{LT}$ est déterminé par la formule suivante :(annexe F à l'eurocode, §F.2)

$$\overline{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\beta_w \cdot W_{pl, y} \cdot f_y}{M_{cr}} \right]^{0.5} = \left[\frac{\lambda t}{\lambda_1} \right] \times [\beta_w]^{0.5}$$

$$\text{Où : } \lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9\varepsilon \quad \text{et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad [f_y \text{ en N/mm}^2]$$

En a $f_y = 93.9$ donc $\varepsilon = 1 \rightarrow \lambda_1 = 93.9$

Pour les poutres à section constante et doublement symétriques (profilés laminés I et H), l'élancement vaut :

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{\left[C_1^{0.5} \left(1 + \frac{L^2 \times t_f^2}{20 \times i_z^2 \times h^2} \right) \right]^{0.25}} \quad [\text{Annexe F EC03 partie 1-1}]$$

Avec : pour IPE 120 : $i_z = 1.45 \text{ cm}$; $h = 12 \text{ cm}$; $t_f = 0.63 \text{ cm}$

L : longueur de maintien latérale a mi-travée = 280 cm

$C_1 = 1.132$ [tableau B.1.2 CM97 page 144]

$$\lambda_{LT} = \frac{280/1.45}{\left[1.132^{0.5} \left(1 + \frac{280^2 \times 0.63^2}{20 \times 1.45^2 \times 12^2} \right) \right]^{0.25}} = 120.79$$

$$\text{Donc : } \bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{120.79}{93.9} \right] = 1.29$$

Calcul de χ_{LT}

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

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

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

Les valeurs recommandées pour les facteurs d'imperfection des courbes de déversement :

Tableau III-2 : Facteur d'imperfection α_L

Courbe de déversement	a	b	c	d
α_{LT}	0.21	0.35	0.49	0.76

Le choix des courbes de déversement est précisé dans le tableau ci-dessous :

Tableau III-3 : Choix du type de courbe de déversement

Section transversales	Limites	Courbes de déversement
Sections en I laminées	$h/b \leq 2$	a
	$h/b \geq 2$	b
Section en I soudées	$h/b \leq 2$	c
	$h/b \geq 2$	d
Autres section	-	d

On a : $h/b = 120/64 = 1.88 < 2 \rightarrow$ Courbe de déversement a $\rightarrow \alpha_{LT} = 0.21$

$$\varphi_{LT} = 0.5[1 + 0.21(1.29 - 0.2) + 1.29^2] = 1.446$$

$$\text{Donc : } \chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} = \frac{1}{1.446 + [1.446^2 - 1.29^2]^{0.5}} = 0.476$$

A.N pour calcul de $M_{b,Rd}$

$$M_{b,Rd} = 0.476 \times 1296.8 = 617.28 \text{ daNm}$$

$$\left[\frac{M_{y, sd}}{M_{b,Rd}} \right] + \left[\frac{M_{z, sd}}{M_{plz,Rd}} \right] \leq 1 \Rightarrow \left[\frac{903.68}{617.28} \right] + \left[\frac{7.71}{290.54} \right] = 1.49 > 1$$

Donc la résistance au déversement n'est pas vérifiée

Conclusion

Le profilé IPE 120 n'est pas vérifié à l'état limite ultime

On augmente la section ; soit IPE 140

Tableau III-4 : Dimension et caractéristique de l'IPE 140

Profilé IPE 140	Dimensions						Caractéristiques de calcul						Moment D'inertie De torsion	moment d'inertie de gauchissement
	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	d mm	W _{pl,y} cm ³	W _{pl,z} cm ³	A _{vz} cm ²	A _{vy} cm ²	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	I _t cm ⁴	I _w cm ⁶
	140	73	4.7	6.9	7	112.2	88.3	19.3	7.64	10.07	541	44.9	2.45	1.98

Classification de la section

a- Classification de la semelle

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

$$\text{Avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1.0$$

$$\frac{b/2}{t_f} = \frac{73/2}{6.9} = 5.3 < 10$$

la semelle de classe 1

b- Classification de l'âme

$$\frac{c}{t_w} = \frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{112.2}{4.7} = 23.87 < 72$$

l'âme de classe 1

Conclusion

La section est de classe 1

Vérification a la flexion

Pour la vérification de la flexion bi axiale on utilise la formule suivante :

$$\left[\frac{M_{y, sd}}{M_{pl, y}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z, sd}}{M_{pl, z}} \right]^\beta \leq 1 \quad (\text{Formule 5.35 page 68 ; CCM97})$$

Avec : $\alpha = 2$; $\beta = 1$ section en I

$$M_{ply, rd} = \frac{W_{pl, y} \cdot f_y}{\gamma M_0} = \frac{88.3 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 1886.41 \text{ daNm} \quad \text{Avec : } f_y = 235 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{plz, rd} = \frac{W_{pl, z} \cdot f_y}{\gamma M_0} = \frac{19.3 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 412.32 \text{ daNm}$$

$$Q_{z, sd} = Q_{sd} \cdot \cos \alpha = -230.53 \times \cos 11.76^\circ = -225.69 \text{ daN/m}_1$$

$$M_{y, sd} = \frac{Q_{z, sd} \times l^2}{8} = \frac{225.69 \times 5.6^2}{8} = 884.70 \text{ daNm}$$

$$Q_{y, sd} = Q_{sd} \times \sin \alpha = -230.53 \times \sin 11.76^\circ = -46.98 \text{ daN/m}_1$$

$$M_{z, sd} = \frac{Q_{y, sd} \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{46.98 \times \left(\frac{5.6}{2}\right)^2}{8} = 46.04 \text{ daNm}$$

A.N pour la vérification de la résistance en flexion

$$\left[\frac{M_{y, sd}}{M_{pl, y}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z, sd}}{M_{pl, z}} \right]^\beta = \left[\frac{884.70}{1886.4} \right]^2 + \left[\frac{46.04}{412.32} \right]^1 = 0.33 < 1$$

Conclusion

La résistance en flexion pour le profilé IPE 140 est vérifiée

Vérification au cisaillement

La vérification est donnée par les formules suivantes (Eurocode 03, p158):

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

$$V_{z, sd} = \frac{Q_{z, sd} \times l}{2} = \frac{225.69 \times 5.6}{2} = 631.93 \text{ daN}$$

$$V_{y, sd} = 0.625 Q_{y, sd} \cdot (l/2) = 0.625 \times 631.93 \times 2.8 = 1105.88 \text{ daN}$$

$$V_{plz, Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{1.1} = \frac{7.64 \times (2350 / \sqrt{3})}{1.1} = 9423.41 \text{ daN}$$

$$V_{ply, Rd} = \frac{A_{vy} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{1.1} = \frac{10.07 \times (2350 / \sqrt{3})}{1.1} = 12420.64 \text{ daN}$$

$$V_{z, sd} = 631.93 \text{ daN} < V_{plz.Rd} = 9423.41 \text{ daN}$$

$$V_{y, sd} = 1105.88 \text{ daN} < V_{ply.Rd} = 12420.64 \text{ daN}$$

Conclusion

La résistance au cisaillement de profile IPE140 est vérifiée

Vérification au déversement

Les formules de vérification au déversement sont les suivantes : (Formule 5.48 page 79 ; CCM97).

$$\left[\frac{M_{y, sd}}{M_{b.Rd}} \right] + \left[\frac{M_{z, sd}}{M_{plz.Rd}} \right] \leq 1$$

Calcul du moment ultime :

$$Q_{z, sd} = G \cos \alpha - 1.5V = 28.60 \times \cos 11.76^\circ - 1.5 \times 172.35 = -230.53 \text{ daN}$$

$$M_{y, sd} = \frac{Q_{z, sd} \cdot l^2}{8} = \frac{230.53 \times 5.6^2}{8} = 903.68 \text{ daN}$$

$$Q_{y, sd} = 1.35G \sin \alpha = 1.35 \times 28.60 \times \sin 11.76^\circ = 7.87 \text{ daN}$$

$$M_{z, sd} = \frac{Q_{y, sd} \cdot \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{7.87 \times 2.8^2}{8} = 7.71 \text{ daNm}$$

Calcul du moment résistant au déversement : $M_{b, Rd}$

$$M_{b, Rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot \frac{W_{pl, y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \chi_{LT} \cdot M_{ply, Rd}$$

Avec : $\beta_w = 1.0$ pour les sections de classe 1 et 2

L'élancement réduit $\overline{\lambda}_{LT}$ est déterminé par la formule suivante : (annexe F à l'eurocode, §F.2)

$$\overline{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\beta_w \cdot W_{pl, y} \cdot f_y}{M_{cr}} \right]^{0.5} = \left[\frac{\lambda t}{\lambda_1} \right] \times [\beta_w]^{0.5}$$

$$\text{Où : } \lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9\varepsilon \quad \text{et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad [f_y \text{ en N/mm}^2]$$

En a $f_y = 93.9$ donc $\varepsilon = 1 \rightarrow \lambda_1 = 93.9$

Pour les poutres à section constante et doublement symétriques (profilés laminés I et H), l'élancement vaut :

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{\left[C_1^{0.5} \left(1 + \frac{L^2 \times t_f^2}{20 \times i_z^2 \times h^2} \right) \right]^{0.25}} \quad [\text{Annexe F EC03 partie 1-1}]$$

Avec : pour IPE 140 : $i_z = 1.65 \text{ cm}$; $h = 14 \text{ cm}$; $t_f = 0.69 \text{ cm}$

L : longueur de maintien latérale a mi-travée = 280 cm

$C_1 = 1.132$ [tableau B.1.2 CM97 page 144]

$$\lambda_{LT} = \frac{280/1.65}{\left[1.132^{0.5} \left(1 + \frac{280^2 \times 0.69^2}{20 \times 1.65^2 \times 14^2} \right) \right]^{0.25}} = 114.74$$

$$\text{Donc : } \bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{114.74}{93.9} \right] = 1.22$$

Calcul de χ_{LT}

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

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

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

Les valeurs recommandées pour les facteurs d'imperfection des courbes de déversement :

Tableau III-5 : Facteur d'imperfection α_{LT}

Courbe de déversement	a	b	c	d
α_{LT}	0.21	0.35	0.49	0.76

Le choix des courbes de déversement est précisé dans le tableau ci-dessous :

Tableau III-6 : Choix du type de courbe de déversement

Section transversales	Limites	Courbes de déversement
Sections en I laminées	$h/b \leq 2$	a
	$h/b \geq 2$	b
Section en I soudées	$h/b \leq 2$	c
	$h/b \geq 2$	d
Autres section	-	d

On a : $h/b = 140/73 = 1.91 < 2 \rightarrow$ courbe de déversement a $\rightarrow \alpha_{LT} = 0.21$

$$\varphi_{LT} = 0.5[1+0.21(1.22 - 0.2)+1.22^2] = 1.35$$

$$\text{Donc : } \chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2]^{0.5}} = \frac{1}{1.35 + [1.35^2 - 1.22^2]^{0.5}} = 0.519$$

A.N pour calcul de $M_{b,Rd}$

$$M_{b,Rd} = 0.519 \times 1886.41 = 979.05 \text{ daNm}$$

$$\left[\frac{M_{y,sd}}{M_{b,Rd}} \right] + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \right] \leq 1 \Rightarrow \left[\frac{903.68}{979.05} \right] + \left[\frac{7.71}{412.32} \right] = 0.94 > 1$$

Donc la résistance au déversement est vérifiée

Conclusion

Le profilé IPE 140 est vérifié à l'état limite ultime

III-1-7-2 Vérification à l'état limite de service

III-1-7-2-1 Vérification de la flèche

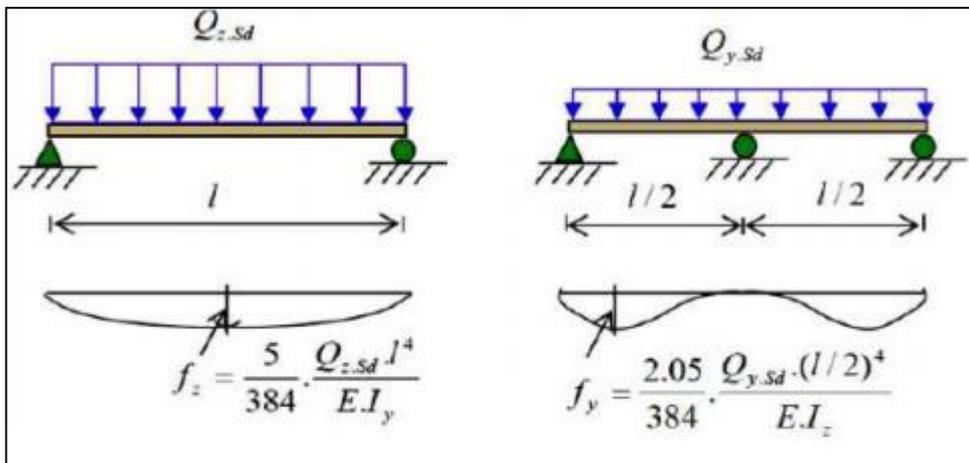


Figure III-10 : Vérification de la flèche.

On a $Q_{sd} = -144.35 \text{ daN/m}_l$ (déjà calculer)

$$Q_{z,sd} = Q_{sd} \times \cos \alpha = -144.35 \cos 11.76^\circ = -141.32 \text{ daN/m}_l$$

$$Q_{y,sd} = Q_{sd} \times \sin \alpha = -144.35 \sin 11.76^\circ = -29.42 \text{ daN/m}_l$$

Condition de vérification

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

➤ **Flèche vertical (suivant zz') : sur deux appuis**

$$f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{560}{200} = 2.8$$

$$f_z = \frac{5}{384} \cdot \frac{Q_z, Sd.l^4}{E.I_y}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \cdot \frac{141.32 \times 10^{-2} \times (560)^4}{2.1 \times 10^6 \times 541} = 1.59 \text{ cm} < f_{ad} = 2.80$$

Conclusion

La flèche verticale est vérifiée

➤ **La flèche latérale (suivant yy') : sur 3 appuis**

$$f_{ad} = \frac{l/2}{200} = \frac{280}{200} = 1.4$$

$$f_y = \frac{2.05}{384} \cdot \frac{Q_y, Sd.(\frac{l}{2})^4}{E.I_z}$$

$$f_y = \frac{2.05}{384} \cdot \frac{29.42 \times 10^{-2} \times (280)^4}{2.1 \times 10^6 \times 44.9} = 0.10 \text{ cm} < f_{ad} = 1.4$$

Conclusion

La flèche latérale est vérifiée

Donc le profile choisit **IPE 140** convient pour les pannes.

III-2 calcul des liernes

III-2 définition

Les liernes sont des tirants qui travaillent en traction disposés à mi-portée des pannes perpendiculairement à ces dernières dans le plan de la toiture, ils sont généralement formés de barres rondes ou de petites cornières. Leur rôle principal est d'éviter la déformation latérale des pannes, mais aussi de limiter la longueur de déversement et le flambement latéral pour les parties comprimées.

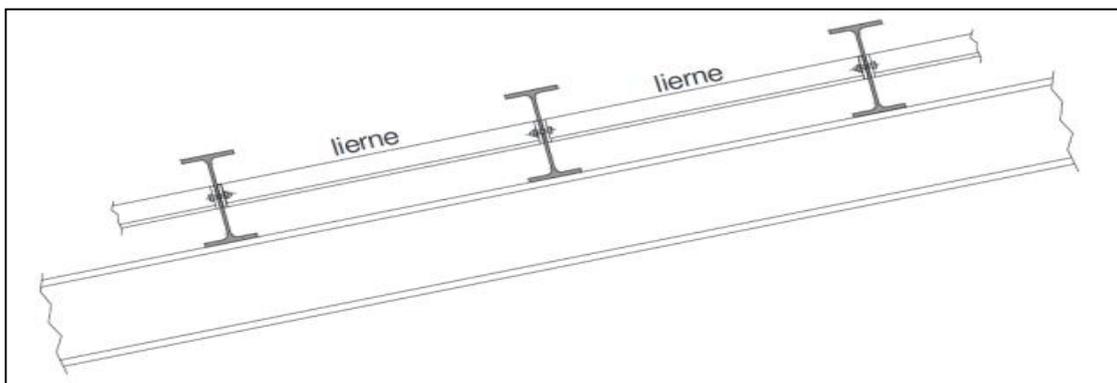
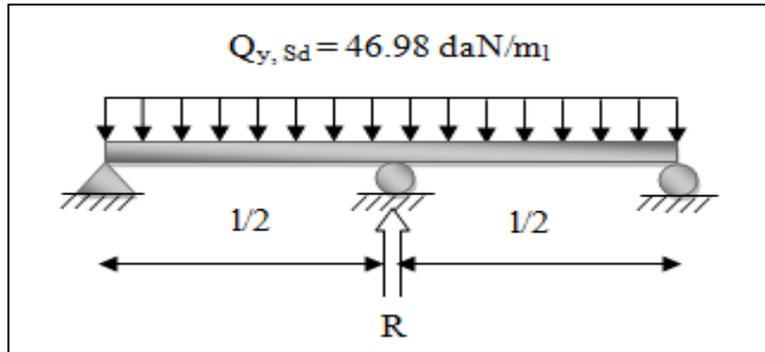


Figure III-11 : Dispositions des liernes.

III-3 calcul de l'effort maximal revenant aux liernes :

La réaction R au niveau des liernes :

$$R = 1.25 Q_{y, sd} \times l/2 = 1.25 \times 46.98 \times 2.8 = 164.43 \text{ daN}$$



L'effort de traction dans le tronçon de lierne L_1 provenant de la panne sablière :

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{164.43}{2} = 82.22 \text{ daN}$$

L'effort dans le tronçon L_2 : $T_2 = R + T_1 = 164.43 + 82.22 = 246.65 \text{ daN}$

L'effort dans le tronçon L_3 : $T_3 = R + T_2 = 164.43 + 246.65 = 411.08 \text{ daN}$

L'effort dans le tronçon L_4 : $T_4 = R + T_3 = 164.43 + 411.08 = 575.51 \text{ daN}$

L'effort dans le tronçon L_5 : $T_5 = R + T_4 = 164.43 + 575.51 = 739.94 \text{ daN}$

L'effort dans le tronçon : $T_6 = R + T_5 = 164.43 + 739.94 = 904.37 \text{ daN}$

L'effort dans le tronçon L_7 : $T_7 = R + T_6 = 164.43 + 904.37 = 1068.8 \text{ daN}$

L'effort dans le tronçon L_8 : $T_8 = R + T_7 = 164.43 + 1068.8 = 1233.23 \text{ daN}$

L'effort dans le tronçon L_9 : $T_9 = R + T_8 = 164.43 + 1233.23 = 1397.66 \text{ daN}$

L'effort dans le tronçon L_{10} : $2T_{10} \cdot \sin\theta = T_9$

Avec : $\theta = \arctg \times \frac{1}{2.8} = 19.65^\circ$

$$T_{10} = \frac{T_9}{2 \sin \theta} = \frac{1397.66}{2 \sin 19.65} = 2078.16 \text{ d}$$

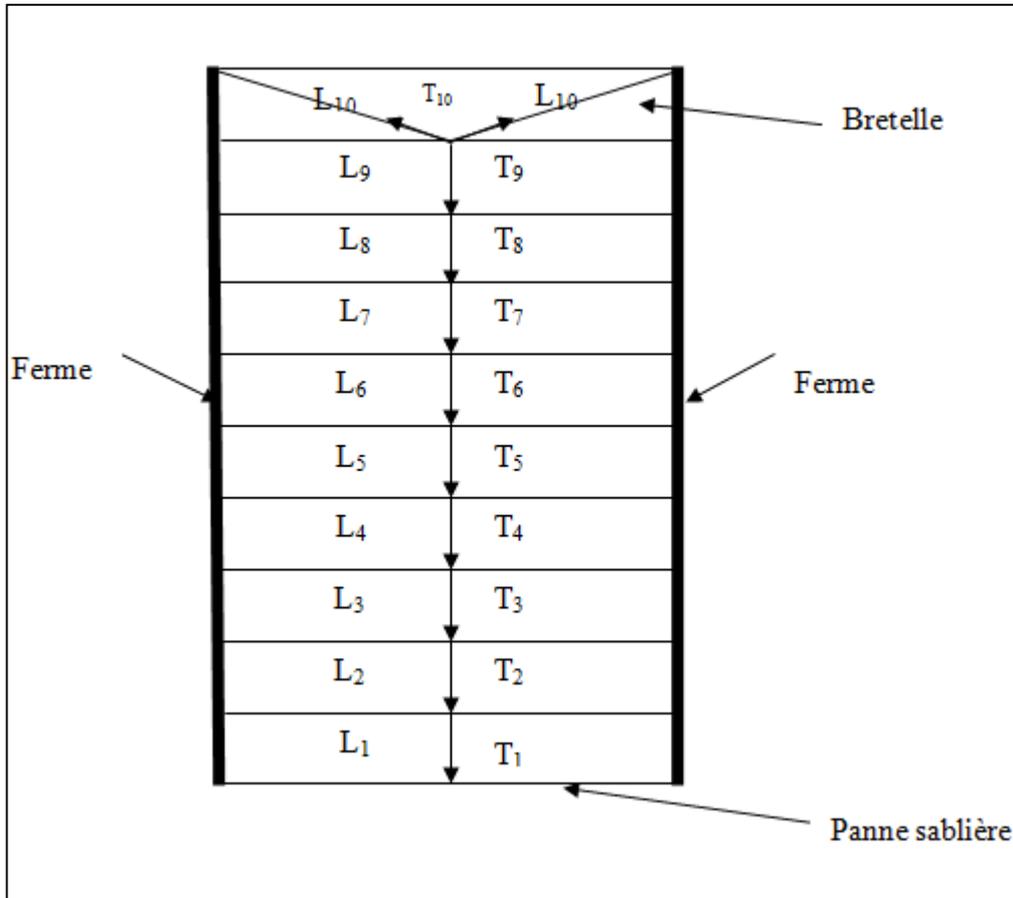


Figure III-12 : Efforts dans les liernes.

III-4 Dimensionnement des liernes :

Le tronçon le plus sollicité est L₁₀ :

$$T_{10} = N_{Sd} = 2078.16 \text{ daN}$$

Les liernes travaillent en traction : $N_{Sd} \leq N_{pl, Rd}$

Avec : $N_{pl, Rd} = \frac{A \cdot fy}{\gamma M0}$: Résistance plastique de la section brute

$$N_{Sd} \leq \frac{A \cdot fy}{\gamma M0} \rightarrow A \geq \frac{T_{10} \cdot \gamma M0}{fy}$$

$$A \geq \frac{2078.16 \times 1.1}{2350} = 0.973 \text{ cm}^2$$

$$A = \pi \cdot \phi^2 / 4 \geq 0.973 \rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0.973}{\pi}} = 1.11 \text{ cm}$$

Soit une barre ronde de diamètre $\phi = 1.11 \text{ cm} = 11.1 \text{ mm}$

Pour des raisons pratiques et pour plus de sécurité, on opte pour une barre ronde de diamètre $\phi = 12 \text{ mm}$

III – 3 Calcul de l'échantignole

III- 1 Définition

L'échantignole est un dispositif de fixation qui permet de fixer les pannes sur les fermes ou les traverses de portiques. Elle s'oppose aux charges tangentielles dues aux poids des charges permanentes et de la neige. Elle s'oppose aussi à l'action de soulèvement due au vent. Elles sont fixées soit par boulonnage soit par soudage.

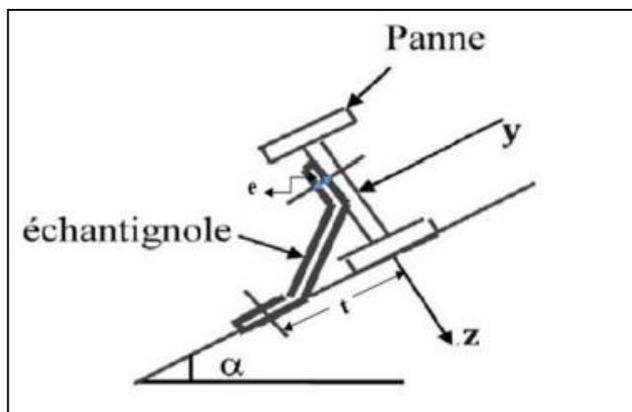


Figure III-13 : Déposition de l'échantignole

III- 2 Calcul des charges revenant à l'échantignole :

(Suivant la méthode du livre de Mr DAHMANI)

Effort de soulèvement :

$$Q_{z, sd} = G \cos \alpha - 1.5V = -230.53 \text{ daN/m}_1$$

Effort suivant le rampant:

$$Q_{y, sd} = 1.35 G \sin \alpha = 7.87 \text{ daN / m}_1$$

L'excentrement "t" est limité par la condition suivante :

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

Pour **IPE 140** : on a $b = 7.3 \text{ cm}$ et $h = 14 \text{ cm}$

Donc $7.3 \leq t \leq 10.95$ soit : $t = 9 \text{ cm}$

Echantignole de rive :

$$R_z = Q_{z, sd} \times (l/2) = 230.53 \times 5.6/2 = 645.48 \text{ daN}$$

$$R_y = Q_{y, sd} \times (l/2) = 7.87 \times 5.6/2 = 22.04 \text{ daN}$$

Echantignole intermédiaire:

$$R_z = 2 \times 645.48 = 1290.96 \text{ daN}$$

$$R_y = 2 \times 22.04 = 44.08 \text{ daN}$$

Calcul des moments de renversement :

$$M_R = R_z \times t + R_y \times h/2 = 1290.96 \times 9 + 44.08 \times 7 = 11927.2 \text{ daN.cm}$$

III-3 Dimensionnement de l'échantignolle

Dans la construction métallique, généralement les échantignoles sont des éléments formés à froid. La classe de la section est au moins une classe 3. Selon l'Eurocode 03 la section transversale travaillant en flexion simple doit satisfaire la formule suivante :

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

Avec : $M_{el, Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$: moment de résistance élastique de la section brute.

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

III-4 Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle :

$$W_{el} \geq \frac{M_R \cdot \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$W_{el} \geq \frac{11927.2 \times 1.1}{2350} = 5.58 \text{ cm}^2$$

On a pour les sections rectangulaires : $W_{el} = \frac{b \times e^2}{6}$

$$e \geq \sqrt{\frac{6 \times W_{el}}{b}}$$

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

⇒ La traverse IPE500

⇒ $b = 20 \text{ cm}$

$$\text{Donc : } e \geq \sqrt{\frac{6 \times W_{el}}{b}} = \sqrt{\frac{6 \times 5.58}{20}} = 1.29 \text{ cm}$$

⇒ $e \approx 2 \text{ cm}$

III-4 Calcul des lisses de bardages :

III-4-1 Définition

Les lisses sont des poutrelles qui ont pour fonction de supporter les couvertures de façades (bardages) et les charges s'appliquent sur ces derniers (pression ou dépression du vent). Elles sont réalisées soit en profilés laminés (IPE, UAP) ou en éléments formés par des tôles pliées. Etant disposées horizontalement, elles sont portées soit par les poteaux de portiques, soit par les potelets intermédiaires. L'entre axe des lisses est déterminé par la portée admissible des bacs de bardage.

III-4-2 Mode de fonctionnement

Les lisses, ont pour rôle de reprendre les efforts du vent exercés sur le bardage. Elles sont posées (ou orientées) dans le sens de sa plus grande inertie (maximale) dans le plans horizontal.

Autrement dit ; l'âme doit être placée horizontalement. Par ailleurs, la lisse doit reprendre son poids propre et le poids du bardage qu'elle supporte. De ce fait, elle fléchit verticalement sous l'effet de ces actions permanentes par rapport à son axe faible d'inertie.

En présence simultanée du vent et de ces actions permanentes, elle fonctionne à la flexion bi-axiale ou déviée. Pour les lisses de bardage, dans la quasi-totalité des cas, ce sont les conditions, de limitation de flèches (calcul l'ELS) qui sont les plus défavorables (ou bien dimensionnent) .Par conséquent, la vérification à L'ELS ne doit jamais être omise.

III-4-3 Calcul des lisses au long-pan

III-4-3-1 Données de calcul

- Chaque lisse repose sur 2 appuis.
- La porté entre axe des lisses $e = 1.18\text{m}$ (espace entre 2 lisse).
- On dispose de 9 lignes de lisses sur chaque paroi.
- Les pannes sont en acier S235.
- Poids propre de bardage (panneaux sandwichs LL35) 10.9 daN/m^2
- Poids propre d'isolant 5 daN/m^2
- Poids propre d'accessoires d'attache..... 4 daN/m^2
- Poids propre de la lisse estimé 12 daN/m_l

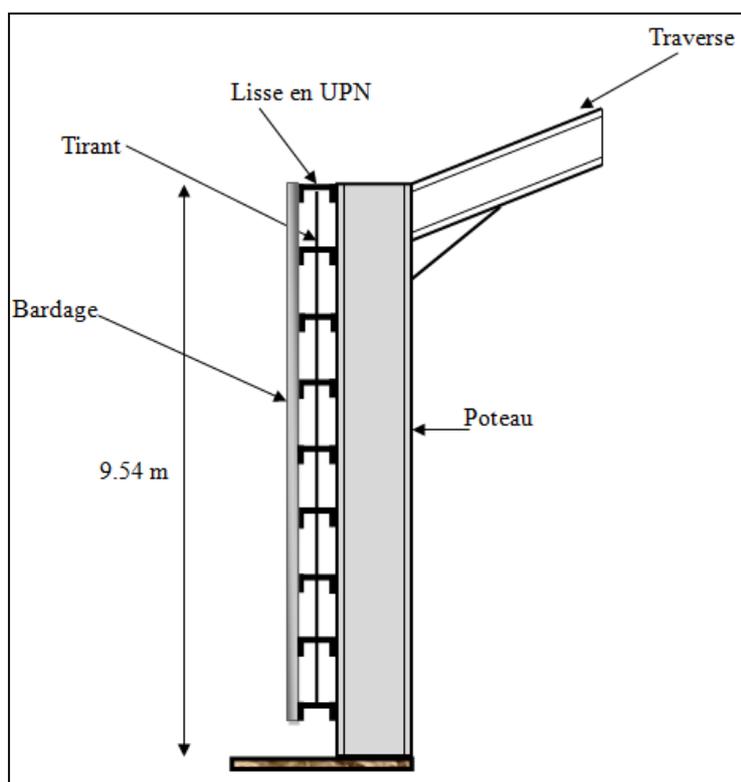


Figure III-14 : Disposition des lisses de bardages.

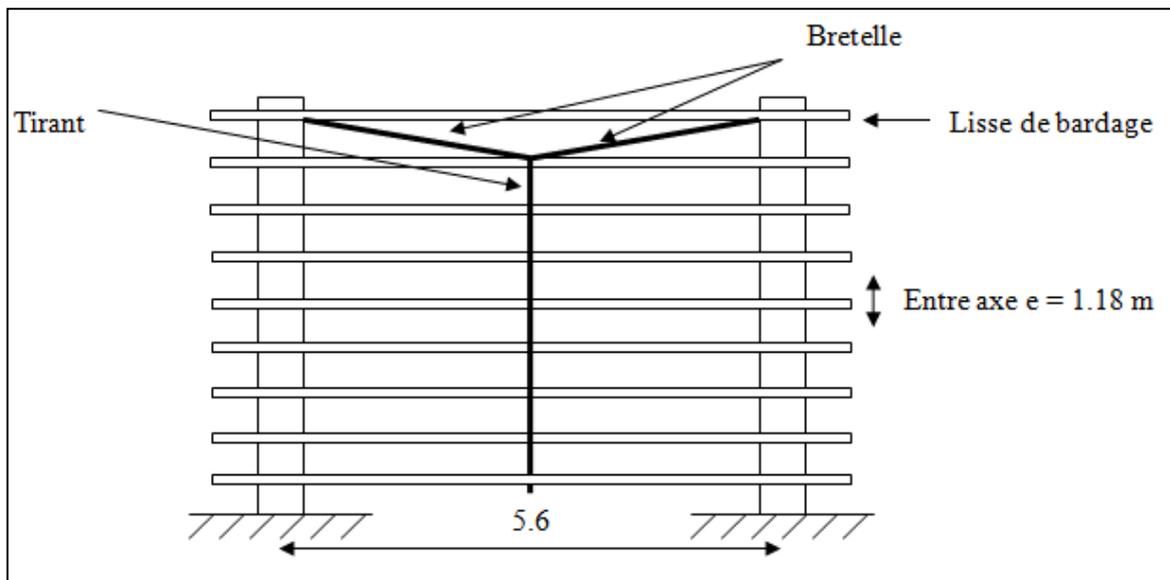


Figure III-15 : Disposition des liernes et lisses de bardage.

III-4-3-2 Evaluation des charges et surcharges

- *Charges permanentes (G) :(perpendiculaire à l'âme)*

$$G = (P_{\text{Couverture}} + P_{\text{isolants}} + P_{\text{Accessoires}}) \times e + P_{\text{lisse}}$$

$$G = (10.9 + 5 + 4) \times 1.18 + 12$$

$$G = 35.48 \text{ daN/ml}$$

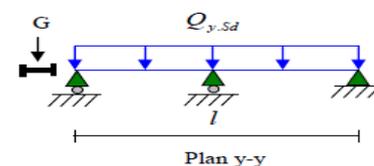


Figure III-16 : répartition des charges dans le plan y-y

- *Surcharge climatique due au vent (v) (dans le plan de l'âme)*

$$V = 121.94 \text{ daN/m}^2 \text{ (voir chapitre II tableau II-2)}$$

$$V = 121.94 \times 1.18 = 143.89 \text{ daN/ml}$$

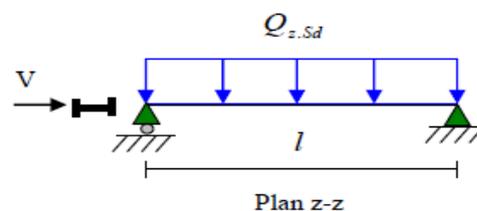


Figure III-17 : répartition des charges dans le plan z-z

III-4-3-3 Charge appliqué à l'ELU

Combinaison de charge la plus défavorable

$$1.35G + 1.5V$$

$$Q_{y, sd} = 1.35 G = 1.35 (35.48)$$

$$\Rightarrow Q_{y, sd} = 47.90 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z, sd} = 1.5 V = 1.5 (143.89)$$

$$\Rightarrow Q_{z, sd} = 215.84 \text{ daN/ml}$$

III-4-3-4 Charge appliqué à l'ELS

Combinaison de charge la plus défavorable

$$G + V$$

$$Q_{y, sd} = G = 35.48 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z, sd} = V = 143.89 \text{ daN/ml}$$

III-4-3-5 Condition de la flèche

Le pré dimensionnement se fait par la condition de la flèche en vérifiant la condition suivante :

$$f \leq f_{adm}$$

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

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{V \cdot l^4}{E \cdot I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{143.89 \times 10^{-2} \cdot 560^4}{2.1 \times 10^6 \cdot I_y} \leq f_{adm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{560}{200} = 2.8 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{143.89 \times 10^{-2} \cdot 560^4}{2100000 \cdot 2.8} = 313.36 \text{ cm}^4$$

➤ Pour une poutre sur trois appuis uniformément chargée (axe Y-Y) :

$$f_y = \frac{2.05}{384} \times \frac{G \cdot (\frac{l^4}{2})}{E \cdot I_z} = \frac{2.05}{384} \times \frac{35.48 \times 10^{-2} \cdot 280^4}{2.1 \times 10^6 \cdot I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{280}{200} = 1.4 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow I_z \geq \frac{2.05}{384} \times \frac{35.48 \times 10^{-2} \cdot 280^4}{2100000 \cdot 1.4} = 4.37 \text{ cm}^4$$

Donc d'après les tableaux des profilés UPN on adopte un profilé **UPN 120**

Tableau III-7 : dimension et caractéristique de l'IPE 120

Profilé	Dimensions					Caractéristiques de calcul					
	h	b	t _w	t _f	d	W _{pl.y}	W _{pl.z}	A _{vz}	A _{vy}	I _y	I _z
UPN 120	mm	mm	mm	mm	mm	cm ³	cm ³	cm ²	cm ²	cm ⁴	cm ⁴
	120	55	7.0	9.0	82	72.6	21.2	8.8	9.9	364	43.2

Classification de la section

– Classe de la semelle :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10 \text{ Avec : } \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{b/2}{t_f} = \frac{27.5}{9} = 3.05 \leq 10 \Rightarrow \text{semelle est de classe 01.}$$

– Classe de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \text{ Avec : } \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{82}{7} = 11.71 < 72 \Rightarrow \text{l'âme est de classe 01.}$$

III-4-3-6 Vérification de la sécurité de l'UPN120 à l'état limite ultime

III-4-3-6-1 Vérification à la flexion

La vérification de la section a la flexion est donné par la formule suivante :

$$\left[\frac{M_{y, sd}}{M_{ply, Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z, sd}}{M_{plz, Rd}} \right]^\beta \leq 1 \text{ « Formule 5.35 – Page 5.63 – EC3 »}$$

Pour les sections de classe 1 α et β prend les valeurs suivantes : $\alpha = 2$ et $\beta = 1$

$$M_{z, sd} = \frac{Q_{y, sd} \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{47.90 \times \left(\frac{5.6}{2}\right)^2}{8} = \frac{375.54}{8} = 46.94 \text{ daN.m}$$

$$M_{y, sd} = \frac{Q_{z, sd} \times l^2}{8} = \frac{215.84 \times 5.6^2}{8} = \frac{6768.74}{8} = 846.09 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz, Rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{21.2 \times 2350}{1.1} = \frac{49820}{1.1} = 45290.91 \text{ daN.cm} = 425.91 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply, Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{72.6 \times 2350}{1.1} = \frac{170610}{1.1} = 155100 \text{ daN.cm} = 1551 \text{ daN.m}$$

$$\left[\frac{846.09}{1551} \right]^2 + \left[\frac{46.94}{425.91} \right]^1 = 0.41 \leq 1 \text{condition vérifiée}$$

Conclusion

La résistance de l'UPN120 est vérifiée vis-à-vis de la flexion déviée

III-4-3-6-2 vérification au cisaillement

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{z, sd} \leq V_{plz, Rd} \quad \text{avec : } V_{z, sd} = \frac{Q_{z, sd} \times L}{2} \text{ et } V_{plz, Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y / \sqrt{3}}{\gamma M_0}$$

$$V_{y, sd} \leq V_{ply, Rd} \quad \implies V_{y, sd} = 0.625 Q_{y, sd} \cdot (l/2) \text{ et } V_{ply, Rd} = \frac{A_{vy} \times f_y / \sqrt{3}}{\gamma M_0}$$

$$V_{z, sd} = \frac{215.84 \times 5.6}{2} = \frac{1208.7}{2} = 604.35 \text{ daN}$$

$$V_{y, sd} = 0.625 \times 47.90 \cdot (5.6/2) = 83.83 \text{ daN}$$

$$V_{plz, Rd} = \frac{8.8 \times 2350 / \sqrt{3}}{1.1} = \frac{11939.6}{1.1} = 10854.18 \text{ daN}$$

$$V_{ply, Rd} = \frac{9.9 \times 2350 / \sqrt{3}}{1.1} = \frac{13432.05}{1.1} = 12210.95 \text{ daN}$$

$$V_{z, sd} = 604.35 \text{ daN} < V_{plz, Rd} = 10854.18 \text{ daN} \text{condition vérifiée}$$

$$V_{y, sd} = 83.83 \text{ daN} < V_{ply, Rd} = 12210.95 \text{ daN} \text{condition vérifiée}$$

Conclusion

La résistance de l'UPN120 est vérifiée vis-à-vis au cisaillement

III-4-3-6-3 Vérification au déversement

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

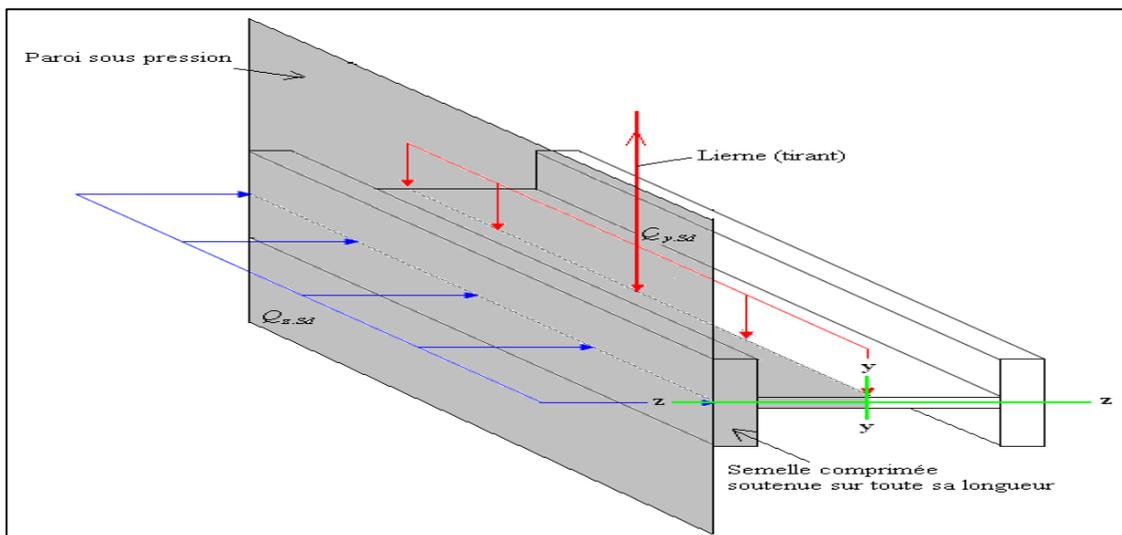


Figure III-18 : Semelle comprimée soutenue sur toute sa longueur.

III-4-3-7 Vérification de la sécurité de l'UPN120 à l'état limite de service

Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche se fait par la combinaison de charge et surcharge de service (non pondérées).

$$Q = G + V$$

Condition de vérification:

$$f_z \leq f_{adm}$$

$$f_y \leq f_{adm}$$

Flèche verticale suivant (Z-Z) sur deux appuis :

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{560}{200} = 2.8 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{V \cdot l^4}{E \cdot I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{143.89 \times 10^{-2} \cdot 560^4}{2.1 \times 10^6 \times 364} = 2.4 < f_{adm} = 2.8 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{OK}$$

Flèche latérale suivant (Y-Y) sur trois appuis :

$$f_{adm} = \frac{l/2}{200} = \frac{280}{200} = 1.4 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{2.05}{384} \times \frac{G \cdot (l/2)^4}{E \cdot I_z} = \frac{2.05}{384} \times \frac{35.48 \times 10^{-2} \cdot 280^4}{2.1 \times 10^6 \times 43.2} = 0.13 < f_{adm} = 1.4 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{OK}$$

III-4-3-8 Conclusion

La lisse de long pan en UPN120 est vérifiée à la sécurité.

III-4-3-9 Calcul des liernes au long-pan

III-4-3-9-1 Calcul de l'effort de traction dans le lierne le plus sollicité

Réaction R au niveau du lierne :

$$R = 1.25 (1.35G) \times \frac{l}{2} = 1.25 (1.35 \times 35.48) \times 2.8 = 167.64 \text{ daN}$$

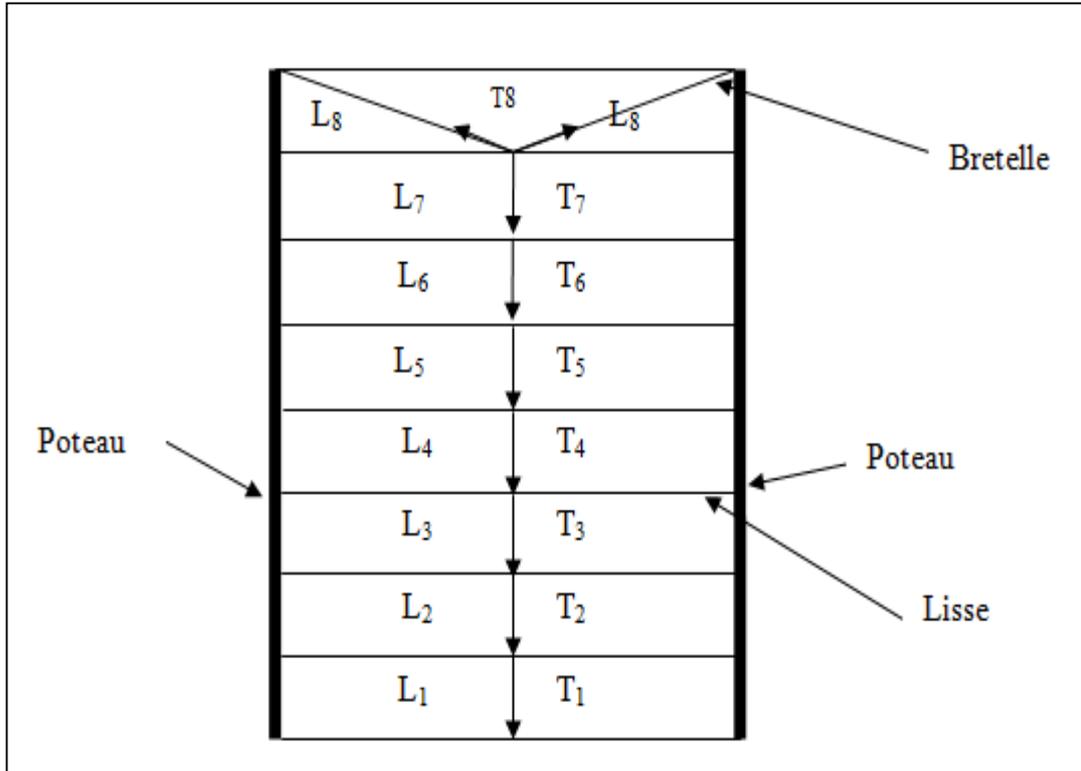


Figure III-19 : Efforts dans les Liernes de long-pan

Effort de traction dans le tronçon de lierne L₁ provenant de la lisse inférieure :

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{167.64}{2} = 83.82 \text{ daN}$$

L'effort dans le tronçon L₂ : $T_2 = R + T_1 = 167.64 + 83.82 = 251.46 \text{ daN}$

L'effort dans le tronçon L₃ : $T_3 = R + T_2 = 167.64 + 251.46 = 419.1 \text{ daN}$

L'effort dans le tronçon L₄ : $T_4 = R + T_3 = 167.64 + 419.1 = 586.74 \text{ daN}$

L'effort dans le tronçon L₅ : $T_5 = R + T_4 = 167.64 + 586.74 = 754.38 \text{ daN}$

L'effort dans le tronçon L₆ : $T_6 = R + T_5 = 167.64 + 754.38 = 922.02 \text{ daN}$

L'effort dans le tronçon L₇ : $T_7 = R + T_6 = 167.64 + 922.02 = 1089.66 \text{ daN}$

L'effort dans le tronçon L₈ : $2T_8 \cdot \sin\theta = T_7$

$$\text{Avec : } \theta = \arctg \times \frac{1.18}{2.8} = 22.85^\circ$$

$$T_8 = \frac{T_7}{2 \sin \theta} = \frac{1089.66}{2 \times \sin 22.85} = 1403.04 \text{ daN}$$

III-4-3-9-2 Calcul de la section des liernes

Le tronçon le plus sollicité est L₆ :

$$T_8 = N_{Sd} = 1403.04 \text{ daN}$$

Les liernes travaillent en traction : $N_{Sd} \leq N_{pl, Rd}$

Avec : $N_{pl, Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma M_0}$: Résistance plastique de la section brute

$$N_{Sd} \leq \frac{A \cdot f_y}{\gamma M_0} \rightarrow A \geq \frac{N_{Sd} \times \gamma M_0}{f_y}$$

$$A \geq \frac{1403.04 \times 1.1}{2350} = 0.66 \text{ cm}^2$$

$$A = \pi \cdot \phi^2 / 4 \geq 0.66 \rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0.66}{\pi}} = 0.92 \text{ cm}$$

Soit une barre ronde de diamètre $\phi = 0.92 \text{ cm} = 9.2 \text{ mm}$

Pour des raisons pratiques et pour plus de sécurité, on opte pour une barre ronde de diamètre $\phi = 10 \text{ mm}$

III-4-4 Calcul des lisses au pignon

- Chaque lisse repose sur 2 appuis.
- Le porté entre axe des lisses $e = 1 \text{ m}$ (espace entre 2 lisses).
- On dispose de 11 lignes de lisses sur chaque paroi.
- Les pannes sont en acier S235.

- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs LL35) 10.9 daN/m²
- Poids propre d'isolant 5 daN/m²
- Poids propre d'accessoires d'attache 4 daN/m²
- Poids propre de la lisse estimé 12 daN/m_l

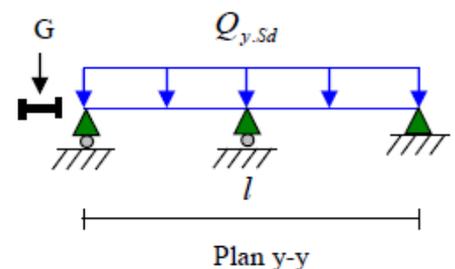
III-4-4-1 Evaluation des charge et surcharge

- **Charges permanentes (G) : (perpendiculaire à l'âme)**

$$G = (P_{\text{Couverture}} + P_{\text{isolants}} + P_{\text{Accessoires}}) \times e + P_{\text{lisse}}$$

$$G = (10.9 + 5 + 4) \times 1 + 12$$

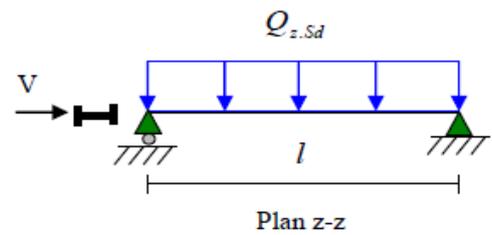
$$G = 31.9 \text{ daN/m}_l$$



- *Surcharge climatique due au vent (v) (dans le plan de l'âme)*

$$V = 121.94 \text{ daN/m}^2 \text{ (voir chapitre II tableau II-3)}$$

$$V = 121.94 \times 1 = 121.94 \text{ daN/m}_1$$



III- 4-4-2 Charge appliqué à l'ELU

Combinaison de charge la plus défavorable

$$1.35G + 1.5V$$

$$Q_{y, sd} = 1.35 G = 1.35 (31.9)$$

$$\Rightarrow Q_{y, sd} = 43.07 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z, sd} = 1.5 V = 1.5 (121.94)$$

$$\Rightarrow Q_{z, sd} = 182.91 \text{ daN/ml}$$

III-4-4-3 Charge appliqué à l'ELS

Combinaison de charge la plus défavorable

$$G + V$$

$$Q_{y, sd} = G = 31.9 \text{ daN/ml}_1$$

$$Q_{z, sd} = V = 121.94 \text{ daN/ml}_1$$

III-4-4-4 Condition de la flèche

Le pré dimensionnement se fait par la condition de la flèche en vérifions la condition suivante : $f \leq f_{adm}$

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

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{V \cdot l^4}{E \cdot I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{121.94 \times 10^{-2} \cdot 600^4}{2.1 \times 10^6 \cdot I_y} \leq f_{adm}$$

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

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{121.94 \times 10^{-2} \cdot 600^4}{2100000 \cdot 3} = 326.63 \text{ cm}^4$$

- Pour une poutre sur trois appuis uniformément chargée (axe Y-Y) :

$$f_y = \frac{2.05}{384} \times \frac{G \cdot (\frac{l}{2})^4}{E \cdot I_z} = \frac{2.05}{384} \times \frac{31.9 \times 10^{-2} \cdot 300^4}{2.1 \times 10^6 \cdot I_z} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{300}{200} = 1.5 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow I_z \geq \frac{2.05}{384} \times \frac{31.9 \times 10^{-2} \cdot 300^4}{2100000 \cdot 1.5} = 4.38 \text{ cm}^4$$

Donc d'après les tableaux des profilés UPN on adopte un profilé **UPN 120**

Tableau III-8: dimension et caractéristique de l'IPE 120

Profilé	Dimensions						Caractéristiques de calcul				
	h	b	t _w	t _f	d	W _{pl,y}	W _{pl,z}	A _{vz}	A _{vy}	I _y	I _z
UPN	mm	mm	mm	mm	mm	cm ³	cm ³	cm ²	cm ²	cm ⁴	cm ⁴
120	120	55	7.0	9.0	82	72.6	21.2	8.8	9.9	364	43.2

Classification de la section

L'UPE120 est de classe 1 (vérifier dans le titre ci-dessus)

III-4-4-5 Vérification de la sécurité de à l'état limite ultime

III-4-4-5-1 Vérification à la flexion

La vérification de la section à la flexion est donnée par la formule suivante :

$$\left[\frac{M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} \right]^{\alpha} + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \right]^{\beta} \leq 1 \quad \text{« Formule 5.35 – Page 5.63 – EC3 »}$$

Pour les sections de classe 1 α et β prend les valeurs suivantes : $\alpha = 2$ et $\beta = 1$

$$M_{z, sd} = \frac{Q_{y, sd} \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{43.07 \times \left(\frac{6}{2}\right)^2}{8} = \frac{387.63}{8} = 48.45 \text{ daN.m}$$

$$M_{y, sd} = \frac{Q_{z, sd} \times l^2}{8} = \frac{182.91 \times 6^2}{8} = \frac{6584.76}{8} = 823.10 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,z, Rd} = \frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{21.2 \times 2350}{1.1} = \frac{49820}{1.1} = 45290.91 \text{ daN.cm} = 452.91 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,y, Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{72.6 \times 2350}{1.1} = \frac{170610}{1.1} = 155100 \text{ daN.cm} = 1551 \text{ daN.m}$$

$$\left[\frac{823.10}{1551} \right]^2 + \left[\frac{48.45}{452.91} \right]^1 = 0.39 \leq 1 \quad \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

Conclusion

La résistance de l'UPN 120 est vérifiée vis-à-vis à la flexion déviée

III-4-4-5-2 Vérification au cisaillement

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{z.sd} \leq V_{plz.Rd} \quad \text{avec : } V_{z.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times L}{2} \text{ et } V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y / \sqrt{3}}{\gamma M_0}$$

$$V_{y.sd} \leq V_{ply.Rd} \quad \implies V_{y.sd} = 0.625 Q_{y.sd} \cdot (l/2) \text{ et } V_{ply.Rd} = \frac{A_{vy} \times f_y / \sqrt{3}}{\gamma M_0}$$

$$V_{z.sd} = \frac{182.91 \times 6}{2} = \frac{1097.46}{2} = 548.73 \text{ daN}$$

$$V_{y.sd} = 0.625 \times 43.07 (6/2) = 80.76 \text{ daN}$$

$$V_{plz.Rd} = \frac{8.8 \times 2350 / \sqrt{3}}{1.1} = \frac{11939.60}{1.1} = 10854.18 \text{ daN}$$

$$V_{ply.Rd} = \frac{9.9 \times 2350 / \sqrt{3}}{\gamma M_0} = \frac{13432.05}{1.1} = 12210.95 \text{ daN}$$

$$V_{z.sd} = 548.73 \text{ daN} \leq V_{plz.Rd} = 10854.18 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$V_{y.sd} = 80.76 \text{ daN} \leq V_{ply.Rd} = 12210.95 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Conclusion

La résistance de l'UPN 120 est vérifiée vis-à-vis au cisaillement

III-4-4-5-3 Vérification au déversement

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

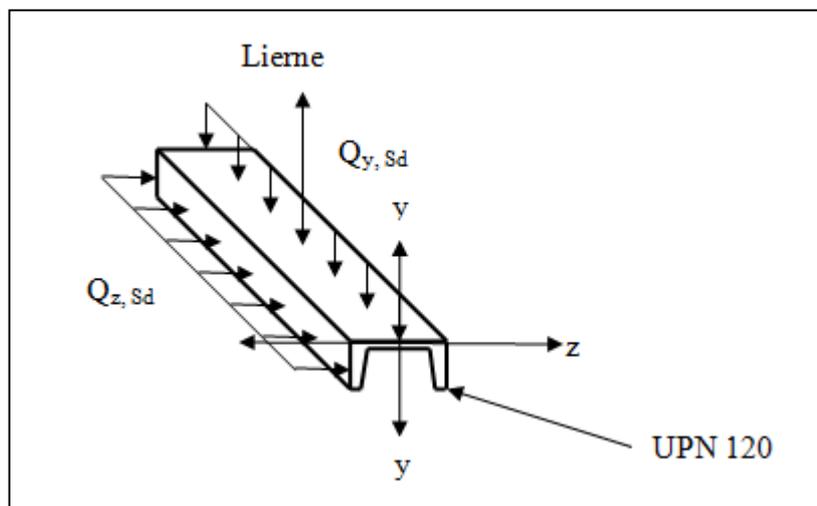


Figure III-20 : Chargement appliqué au niveau d'une lisse de bardage.

III-4-4-6 Vérification de la sécurité de l'UPN 120 à l'état limite de service

Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche se fait par la combinaison de charge et surcharge de service (non pondérées).

$$Q = G + V$$

Condition de vérification:

$$f_z \leq f_{adm}$$

$$f_y \leq f_{adm}$$

Flèche verticale suivant (Z-Z) sur deux appuis :

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

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{V \cdot l^4}{E \cdot I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{121.94 \times 10^{-2} \times 600^4}{2.1 \times 10^6 \times 364} = 2.7 \leq f_{adm} = 3 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{OK}$$

Flèche latérale suivant (Y-Y) sur trois appuis :

$$f_{adm} = \frac{l/2}{200} = \frac{300}{200} = 1.5 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{2.05}{384} \times \frac{G \cdot (l/2)^4}{E \cdot I_z} = \frac{2.05}{384} \times \frac{31.9 \times 10^{-2} \times 300^4}{2.1 \times 10^6 \times 43.2} = 0.15 \leq f_{adm} = 1.4 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{OK}$$

III-4-4-7 Conclusion

La lisse de pignon en UPN 120 est vérifiée à la sécurité.

III-4-4-8 Calcul des liernes du pignon

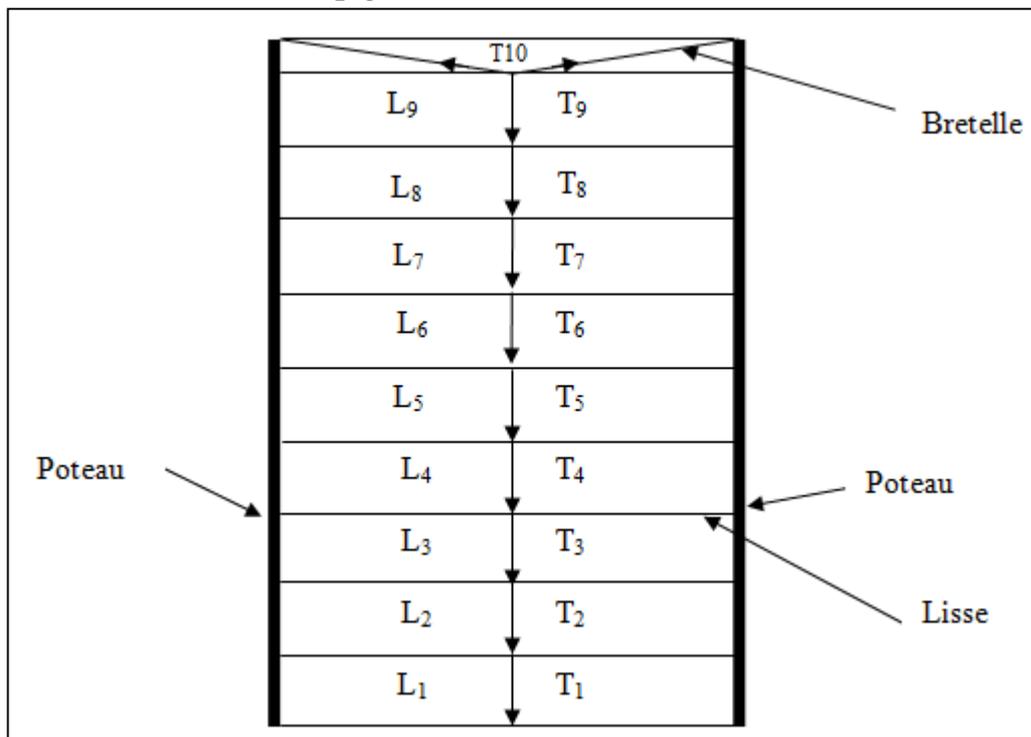


Figure III-21 : efforts dans les liernes de pignon

III-4-4-8-1 Calcul de l'effort de traction dans la lierne le plus sollicité

Réaction R au niveau du lierne :

$$R = 1.25 (1.35G) \times \frac{l}{2} = 1.25 (1.35 \times 31.9) \times 3 = 161.49 \text{ daN}$$

Effort de traction dans le tronçon de lierne L_1 provenant de la lisse inférieure :

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{161.49}{2} = 80.75 \text{ daN}$$

L'effort dans le tronçon L_2 : $T_2 = R + T_1 = 161.49 + 80.75 = 242.24 \text{ daN}$

L'effort dans le tronçon L_3 : $T_3 = R + T_2 = 161.49 + 242.24 = 403.73 \text{ daN}$

L'effort dans le tronçon L_4 : $T_4 = R + T_3 = 161.49 + 403.73 = 565.22 \text{ daN}$

L'effort dans le tronçon L_5 : $T_5 = R + T_4 = 161.49 + 565.22 = 726.71 \text{ daN}$

L'effort dans le tronçon L_6 : $T_6 = R + T_5 = 161.49 + 726.71 = 888.2 \text{ daN}$

L'effort dans le tronçon L_7 : $T_7 = R + T_6 = 161.49 + 888.2 = 1049.69 \text{ daN}$

L'effort dans le tronçon L_8 : $T_8 = R + T_7 = 161.49 + 1049.69 = 1211.18 \text{ daN}$

L'effort dans le tronçon L_9 : $T_9 = R + T_8 = 161.49 + 1211.18 = 1372.67 \text{ daN}$

L'effort dans le tronçon L_{10} : $2T_{10} \cdot \sin\theta = T_9$

$$\text{Avec : } \theta = \arctg \times \frac{0.44}{3} = 8.34^\circ$$

$$T_{10} = \frac{T_9}{2 \sin \theta} = \frac{1372.67}{2 \sin 8.34} = 4731.81 \text{ daN}$$

Les liernes travaillent en traction : $N_{Sd} \leq N_{pl, Rd}$

Avec : $N_{pl, Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma M_0}$: Résistance plastique de la section brute

$$N_{Sd} \leq \frac{A \cdot f_y}{\gamma M_0} \rightarrow A \geq \frac{N_{Sd} \times \gamma M_0}{f_y}$$

$$A \geq \frac{4731.81 \times 1.1}{2350} = 2.21 \text{ cm}^2$$

$$A = \pi \cdot \phi^2 / 4 \geq 2.21 \rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 2.21}{\pi}} = 1.68 \text{ cm}$$

Soit une barre ronde de diamètre $\phi = 1.68 \text{ cm} = 16.8 \text{ mm}$

Pour des raisons pratiques et pour plus de sécurité, on opte pour une barre ronde de diamètre $\phi = 18 \text{ mm}$

III-5 Pré dimensionnement des potelets

III-5-1 Introduction

Les potelets sont le plus souvent des profilés en I ou en H destinés à rigidifier la clôture (bardage) et résister aux efforts horizontaux du vent. Leurs caractéristiques varient en fonction de la nature du bardage (en maçonnerie ou en tôle ondulée) et de la hauteur de la construction.

Ils sont considérés comme articulés aux extrémités.

III-5-2 Détermination des sollicitations

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

Par conséquent le potelet risque de :

- Subir une flèche importante sous les pressions due au vent
- Flamber lorsqu'il est très élancé
- Déverser sous les dépressions dus au vent

III-5-3 Les données de calcul

- La hauteur de potelet le plus chargé $L = 6.09\text{m}$.
- La longueur de la lisse $L = 5\text{m}$
- L'entre axe des potelets $e = 5\text{m}$
- Nombre de lisses supportées par le potelet ($n=6$)
- Poids propre de bardage (LL35)..... 10.9kg/m^2
- Poids propre d'isolants 5kg/m^2
- Poids propre d'accessoires de pose..... 5kg/m^2
- Poids propre de la lisse (UPN120) 13.4kg/ml

III-5-4 Calcul des charges et surcharges revenants au potelet le plus chargé (potelet du milieu)

Charges permanents G :

$$G = (P_{\text{lisse}} \times L_{\text{lisse}} \times n_{\text{lisse}}) + (P_{\text{bardage}} + P_{\text{isolants}} + P_{\text{accessoire}}) \times S_{\text{tributaire}}$$

$$G = (13.4 \times 6 \times 6) + (10.9 + 5 + 5) \times (6 \times 6.09)$$

$$G = 1246.09 \text{ Kg}$$

$$G = 1246.09 \text{ daN}$$

Surcharges climatiques V

$$V = 121.94 \text{ daN/m}^2 \dots\dots\dots (\text{tableau} \dots \text{chapitre II})$$

$$V = 121.94 \times 6$$

$$V = 731.64 \text{ daN/ml}$$

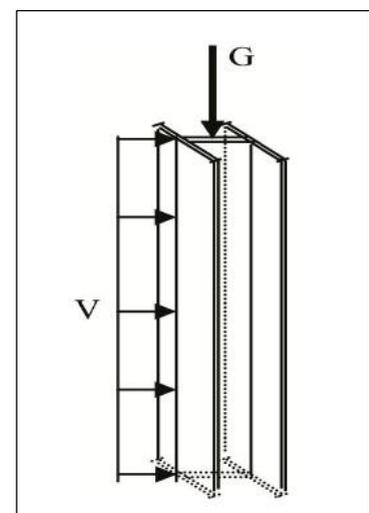


Figure III-22: Représentation des charges et surcharges sur le potelet.

III-5-5 Dimensionnement du potelet

III-5-5-1 Sous la condition de la flèche

La vérification de la flèche se fait sous les charges non pondérées : $V = 731.64 \text{ daN/ml}$

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{V \cdot l^4}{E \cdot I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} ; f_{adm} = \frac{609}{200} = 3.045 \text{ cm}$$

$l = 6.09 \text{ m}$: longueur du potelet le plus chargé

$$I_y \geq \frac{1000}{384} \times \frac{V \cdot l^3}{E} = \frac{1000}{384} \times \frac{731.64 \times 10^{-2} \cdot 609^3}{2.1 \times 10^6} = 2049.27 \text{ cm}^4$$

On choisit la section du profilé dans les tableaux ayant au moins la valeur de I_y supérieure ou égale à la valeur trouvée.

- Ce qui correspond à un profilé **IPE 220** ($I_y = 2772 \text{ cm}^4$)

Données concernant ce profilé :

Tableau III-9 : dimension et caractéristique de l'IPE 220

Profilé	Dimensions							Caractéristiques de calcul					
	G	h	b	t _w	t _f	d	A	W _{pl,y}	W _{pl,z}	i _z	i _y	I _z	I _y
	Kg/m	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(cm ²)	(cm ³)	(cm ³)	(cm)	(cm)	(cm ⁴)	(cm ⁴)
IPE220	26.2	220	110	5.2	9.2	177.6	33.4	285	58.1	2.48	9.11	205	2772

Calcul de la charge permanent G (avec IPE270) :

$$G = 1246.09 + (P_{profilé} \times L_{profilé}) = 1246.09 + (26.2 \times 6.09)$$

$$G = 1405.65 \text{ daN}$$

III-5-5-2 Vérification de la section à la résistance

Incidence de l'effort tranchant :

Si : $V_{sd} \leq 0.5V_{pl,Rd}$. Il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant

$$Q_{z,Sd} = 1.5V = 1.5 \times 731.64 = 1097.46 \text{ daN/ml}$$

$$V_{z,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times L}{2} = \frac{1097.46 \times 6.09}{2} = \frac{6683.53}{2} = 3341.77 \text{ daN}$$

$$A_{vz} = 15.9 \text{ cm}^2$$

$$V_{plz,Rd} = \frac{15.9 \times 2350 / \sqrt{3}}{\gamma M_0} = \frac{21572.69}{1.1} = 19611.54 \text{ daN} .$$

$$V_{sd} = 3341.77 \leq 0.5V_{pl,Rd} = 9805.77 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant

Incidence de l'effort normal :

Si : $N_{sd} \leq \text{Min} (0.25 N_{pl,Rd} ; 0.5A_w.f_y/\gamma_{M0})$. Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$N_{sd} = 1.35 G = 1.35 \times 1405.65 = 1897.61 \text{ daN}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{33.4 \times 2350}{1.1} = \frac{78490}{1.1} = 71354.55 \text{ daN}$$

$$0.25N_{pl,Rd} = 17838.64 \text{ daN}$$

$$A_w = (A - 2b \cdot t_f) = 33.4 - 2 \times 11 \times 0.92 = 13.16 \text{ cm}^2$$

$$0.5A_w.f_y/\gamma_{M0} = 0.5 \times 13.16 \times 2350 / 1.1 = 14057.27 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1897.61 \leq \text{Min} (0.25 N_{pl,Rd} = 17838.64 ; 0.5A_w.f_y/\gamma_{M0} = 14057.27)$$

$$N_{sd} = 1897.61 \text{ daN} \leq 0.5A_w.f_y/\gamma_{M0} = 14057.27 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

Vérification à la flexion

$$M_{y,Sd} \leq M_{cy,Rd}$$

$M_{cy,Sd}$: c'est le moment résistant qui dépend de la classe de la section.

Classe de la section:

– Classe de la semelle(semelle comprimée):

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10 \text{ Avec : } \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{b/2}{t_f} = \frac{110/2}{9.2} = 5.98 \leq 10 \Rightarrow \text{semelle est de classe 01}$$

– Classe de l'âme (flexion composée):

$$\alpha = \frac{1}{d} \left(\frac{d+d_c}{2} \right) \leq 1 \quad \text{et} \quad d_c = \frac{N_{sd}}{t_w \times f_y} = \frac{1897.61}{1222} = 1.55 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{1}{177.6} \left(\frac{177.6 + 15.5}{2} \right) = 0.54 \leq 1$$

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396 \epsilon}{(13 \alpha - 1)} \text{ Avec : } \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{177.6}{5.2} = 34.15 \leq \frac{396 \epsilon}{(13 \alpha - 1)} = \frac{396}{6.02} = 65.78 \Rightarrow \text{l'âme est de classe 01}$$

⇒ La section est de classe 1

$$M_{cy,Rd} = M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{285 \times 2350}{1.1} = \frac{669750}{1.1} = 608863.64 \text{ daN.cm} = 6088.64 \text{ daN.m}$$

$$Q_{z,Sd} = 1.5V = 1.5 \times 731.64 = 1097.46 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times L^2}{8} = \frac{1097.46 \times 6.09^2}{8} = \frac{40702.71}{8} = 5087.84 \text{ daN.m}$$

$$M_{y,Sd} = 5087.84 \text{ daN.m} \leq M_{cy,Rd} = 6088.64 \text{ daN.m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

III-5-5-3 Vérification de l'élément aux instabilités

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

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

a- Flexion composée avec risque de flambement :

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

b- Flexion composée avec risque de diversement :

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

➤ Calcul des coefficients de réduction pour le flambement χ_y et χ_z

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

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

➤ Longueur de flambement :

$$l_y = L = 6.09 \text{ m.}$$

➤ Calcul de l'élancement :

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{609}{9.11} = 66.85$$

➤ Calcul d'élancement réduit :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^4}{2350} \right]^{0.5} = 93.9$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} [\beta_A]^{0.5} ; \beta_A = 1 \text{ (section 1, 2 et 3)}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{66.85}{93.9} = 0.71$$

➤ 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

$$\frac{h}{b} = \frac{220}{110} = 2 > 1.2 \text{ et } t_f = 9.2 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

suivant y-y : courbe **a** ➔ $\alpha = 0.21$

➤ Facteur de réduction

$$\chi_y = 0.8430 \text{ (tableau du coefficient de flambement } \chi \text{ de la courbe a)}$$

Flambement par rapport à l'axe faible zz (hors du plan du portique) :

➤ Longueur de flambement :

$$l_z = L = 1 \text{ m (entraxe des lisses).}$$

➤ Calcul de l'élançement :

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{100}{2.48} = 40.32$$

➤ Calcul d'élançement réduit :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^4}{2350} \right]^{0.5} = 93.9$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} [\beta_A]^{0.5}; \beta_A = 1 \text{ (section 1,2 et 3)}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{40.32}{93.9} = 0.43$$

➤ Choix de la courbe de flambement :

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

$$\frac{h}{b} = \frac{220}{110} = 2 > 1.2 \text{ et } t_f = 9.2 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

suivant z-z : courbe **b** ➔ $\alpha = 0.34$

➤ Facteur de réduction

$\chi_z = 0.9140$ (tableau du coefficient de flambement χ de la courbe b)

$$\chi_{min} = \min(0.8430; 0.9140) \rightarrow \chi_{min} = 0.8430$$

➤ Calcul de l'élançement réduit vis-à-vis du déversement $\bar{\lambda}_{LT}$:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} [\beta_A]^{0.5}; \beta_A = 1 \text{ (section 1,2 et 3) et } \lambda_1 = 93.9$$

λ_{LT} : élançement de l'élément vis-à-vis du déversement pour les profilés laminés I et H.

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{(C_1)^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l_z/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{\frac{100}{2.48}}{(1.132)^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{100/2.48}{22/0.92} \right)^2 \right]^{0.25}} = 36.66$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{36.66}{93.9} = 0.39 < 0.4 \rightarrow \text{il n'y a pas de risque de déversement}$$

Calcul des coefficients k :

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{My} - 4) + \left(\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right) = 0.71 \times (2 \times 1.3 - 4) + \left(\frac{285 - 252}{252} \right)$$

$$\mu_y = -0.86 \leq 0.9$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{ed}}{\chi_y \times A \times f_y} = 1 - \frac{-0.86 \times 1897.61}{0.8430 \times 33.4 \times 2350} = 1 + \frac{1631.94}{66167.07} = 1.02 < 1.5$$

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

Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie : $\beta_{My} = 1.3$

Vérification au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \times M_{y,sd}}{M_{pl,y,Rd}} = \frac{1897.61}{0.8430 \times 71354.55} + \frac{1.02 \times 5087.84}{6088.64}$$

$$0.03 + 0.85 = 0.88 < 1 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

L'IPE 220 convient comme potelet.

III-6 Etude des escaliers

III-6-1 Définition des éléments constituant les escaliers

- **Cage d'escalier:** Pièce dans laquelle se trouve l'escalier.
- **Palier:** Est un espace plat et spacieux qui marque un étage après une série des marches, dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée.
- **Giron:** Est une largeur d'une marche d'escalier mesurée entre l'aplomb de deux contremarches successives.
- **Volée:** Est une partie droite ou courbé d'escalier comprise entre deux paliers successifs.
- **Limon:** Est un élément incliné supportant les marches, pour les limons on emploie des profiles ou de la tôle, le dispositif le plus simple consiste à utiliser un profile en U sur l'âme verticale, situé sur le "côté" de l'escalier, parallèle au mur.
- **Marche:** Est la partie sur laquelle on pose les pieds. Elle est parallèle au sol.
- **Contremarche:** Est la partie verticale de la marche

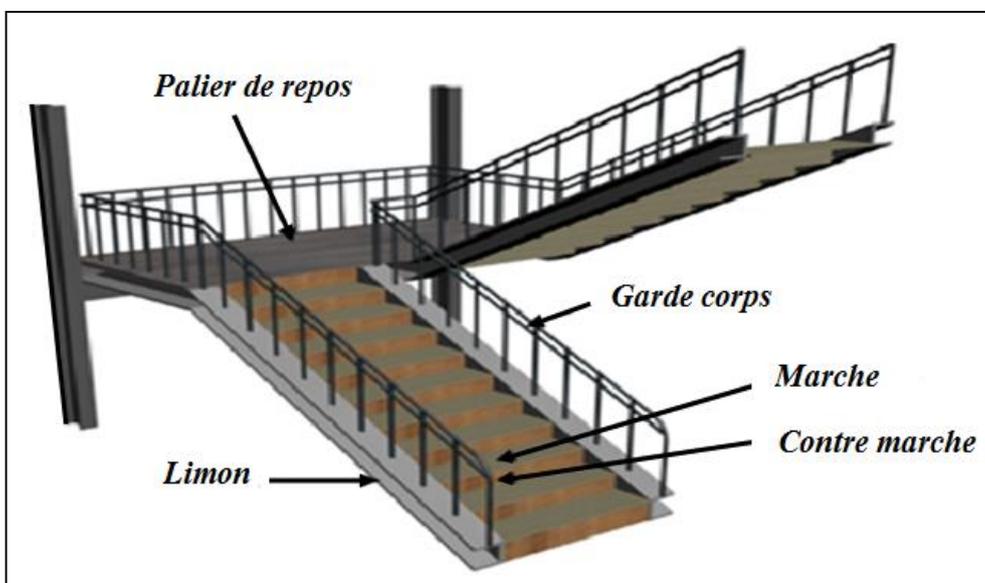


Figure III-23: vue 3D de l'escalier

III-6-2 Choix des dimensions

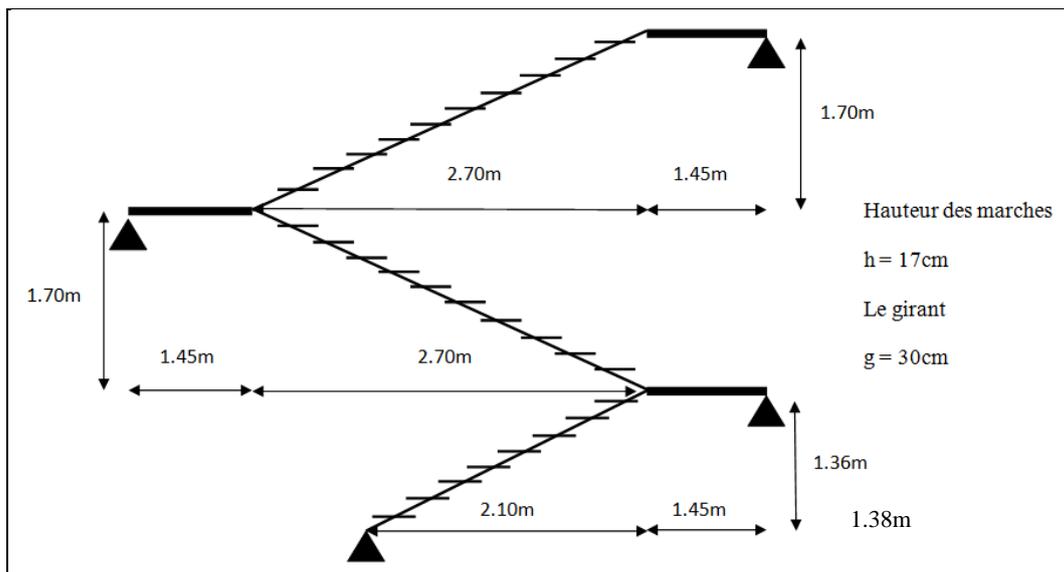


Figure III-24 : vue en élévation de l'escalie

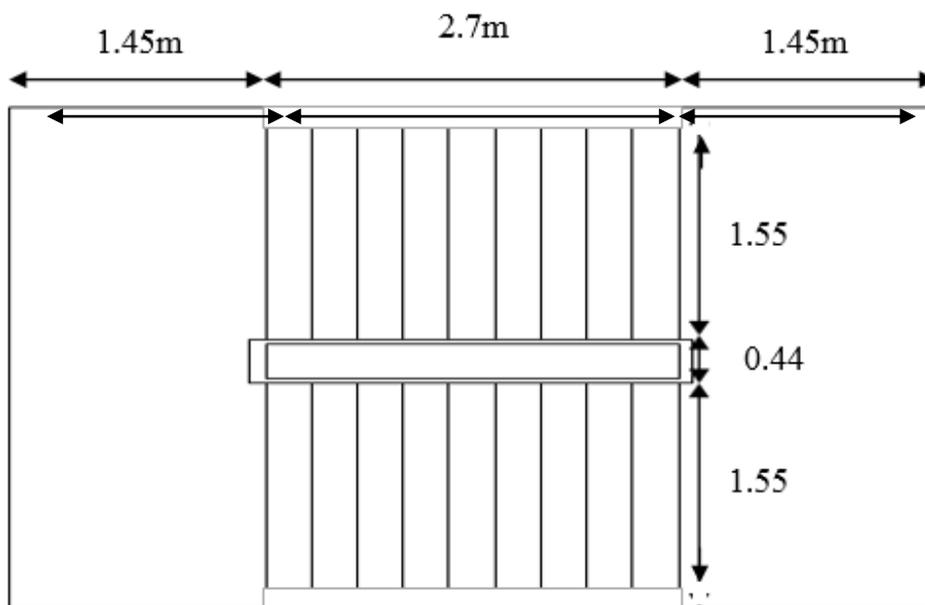


Figure III-25 : Vue en plan de l'escalier

FORMULE DE BLONDEL :

$$\left\{ \begin{array}{l} 59 \leq 2H + G \leq 66 \text{ cm} \\ 27 \leq G \leq 30 \text{ cm} \\ 16,5 \leq H \leq 18,5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Avec : G : La largeur de la marche (giron).

H : La hauteur de la contre marche.

III-6-2-1 Caractéristiques géométriques de la cage d'escalier :

- La hauteur de l'étage : $h = 4.78 \text{ m}$.
- Les dimensions en plan de la cage d'escalier : $(5.6 \times 4) \text{ m}^2$.
- La largeur de volée est : $l = 1.55 \text{ m}$
- On admet une hauteur de marche $H = 17 \text{ cm}$ \Rightarrow nombre totale des marche (n) est :

$$n = \frac{h'}{H} = \frac{478}{17} = 28$$

$$n = 28 \text{ marches}$$

On répartit ce nombre de marche en 03 volées avec :(deux volées de 10 marches et une volée de 08 marches).

- La largeur d'une marche est : $g = 30 \text{ cm}$

III-6-2-2 Vérification de la formule de BLONDEL :

$$2H + G = 2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm} \Rightarrow \text{Formule de BLONDEL vérifiée}$$

III-6-3 Dimensionnement de la cornière (support)

Les marches sont construites par des tôles striées, d'épaisseur **5 mm** rigidifiées par des cornières jumelées soudées au milieu des tôles. Les cornières jumelées sont soudées avec les cornières d'attaches, ces derniers sont boulonnés avec le limon

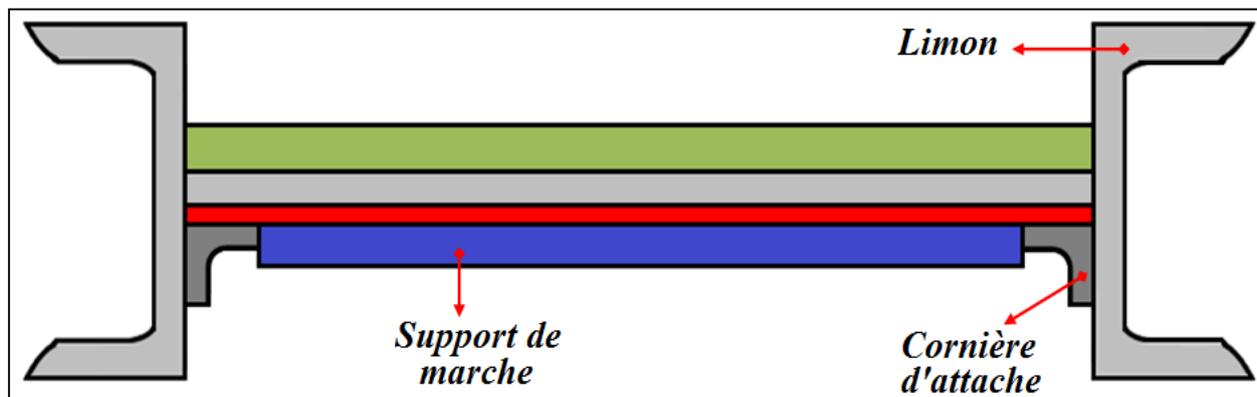


Figure III-26 : disposition des cornières

- La longueur de la marche $L = 1,55 \text{ m}$
- La largeur de la marche $l = G = 0,3 \text{ m}$
- Les cornières sont en acier S275 :
 - ✓ $f_y = 23.5 \text{ daN/mm}^2$ (la limite élasticité d'acier).
 - ✓ $E = 21000 \text{ daN/mm}^2$ (le module d'élasticité longitudinale de l'acier).

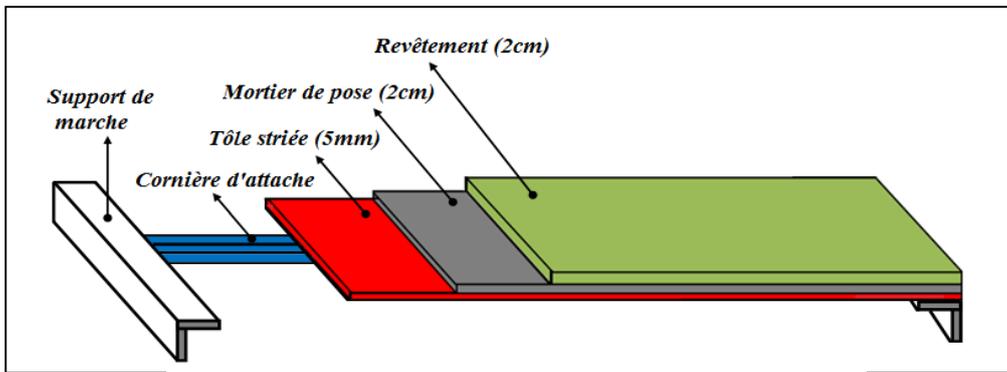


Figure III-27 : Charge appliqué sur la cornière

III-6-3-1 Détermination de la section de cornière:

Evaluation des charges:

i. Les charges permanentes : (Sans poids de profile)

- Tôle striée (5mm) $G_1 = 45 \text{ daN/m}^2$
- Mortier de ciment (2cm) $G_2 = 40 \text{ daN/m}^2$
- Revêtement (2cm) $G_3 = 40 \text{ daN/m}^2$

$$G = (G_1 + G_2 + G_3) \times d = (45 + 40 + 40) \times 0,3 = 37.5 \text{ daN/m} \longrightarrow G = 37.5 \text{ daN/m}$$

ii. Les charges d'exploitations :

$$Q = 250 \times 0,3 = 75 \text{ daN/m} \longrightarrow Q = 75 \text{ daN/m}$$

➤ **Les combinaisons des charges : (ELS)**

$$q = G + Q = 37.5 + 75 = 112.5 \text{ daN/m}$$

Dans notre cas on a une cornière posé sur 2 appuis simples et une charge uniformément répartie donc la flèche est : $f = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I}$ et la flèche admissible : $f_{adm} = \frac{L}{300}$

$$f_z = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{300}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q \times L^3 \times 300}{384 \times E} = \frac{5 \times 112.5 \times 188^3 \times 300 \times 10^{-2}}{384 \times 2100000}$$

$$I_y \geq 13.9 \text{ m}^4$$

- ✓ La cornière qui correspond est : L 50 x 50 x 7
- ✓ Les caractéristiques sont :

Tableau III-10 : Caractéristique et dimension de L 50×50×7.

$h=b$ (mm)	t (mm)	r_1 (mm)	r_2 (mm)	d (mm)
50	7	7	3.5	1.49
A (cm ²)	P (daN/m)	$I_y=I_z$ (cm ⁴)	$W_{el,y}=W_{el,z}$ (cm ³)	$i_y=i_z$ (cm)
6.56	5.15	14.61	4.16	1.49

Donc la charge permanente G devient (on inclue le poids de la cornière)

$$G = (G_1 + G_2 + G_3) \times d + P = (45 + 40 + 40) \times 0,3 + 5.15 = 42.65 \text{ daN/m}$$

$$\mathbf{G = 42.65 \text{ daN/m}}$$

Les combinaisons des charges :

➤ **ELS :**

$$q = G + Q = 42.65 + 75 = 117.65 \text{ daN/m}$$

➤ **ELU :**

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 42.65 + 1,5 \times 75 = 170.08 \text{ daN/m}$$

III-6-3-2 Vérification à la flèche

La vérification ce fait à ELS :

On vérifie la condition suivante : $f \leq f_{adm}$

$$f = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_y} \dots\dots\dots \mathbf{Cornière \text{ sur deux appuis}}$$

$$f = \frac{5 \times 117.65 \times 1550^4}{384 \times 21000 \times 14.61 \times 10^7} = 2.88 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{1550}{300} = 5.16 \text{ mm}$$

$f = 2.88 \text{ mm} < f_{adm} = 5.16 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{vérifier}$

III-6-3-3 Vérification de l'effort tranchant (cisaillement):

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{Pl,Rd} \dots\dots\dots \mathbf{(EC03)}.$$

$$V_{sd} = \frac{q \times L}{2} = \frac{170.08 \times 1,55}{2} = 131.81 \text{ daN} \quad \rightarrow \mathbf{V_{sd} = 159.88 \text{ daN}}$$

$$V_{PL,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} \dots\dots\dots \mathbf{(Section de classe 03)}.$$

$$\gamma_{M0} = 1,1$$

$$V_{PL,Rd} = \frac{6.56 \times \frac{2350}{\sqrt{3}}}{1,1} = 8091.30 \text{ daN}$$

$V_{sd} = 131.82 \text{ daN} < V_{PL,Rd} = 8091.30 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{vérifier}$

III-6-3-4 Vérification du moment fléchissant (résistance)

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{c,Rd} \dots\dots\dots \mathbf{(EC03)}.$$

$$M_{sd} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{170.08 \times 1,55^2}{8} = 51.08 \text{ daN.m}$$

$$\mathbf{M_{sd} = 51.08 \text{ daN.m}}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{el,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{4.16 \times 10^{-6} \times 23.5 \times 10^6}{1,1} = 88.87 \text{ daN.m}$$

$M_{sd} = 51.08 \text{ daN.m} < M_{c,Rd} = 88.87 \text{ daN.m} \dots\dots\dots \text{vérifier}$

Conclusion

Les cornières L 50 x 50 x 7 convient comme cornière d'attache

III-6-4 Dimensionnement de limon

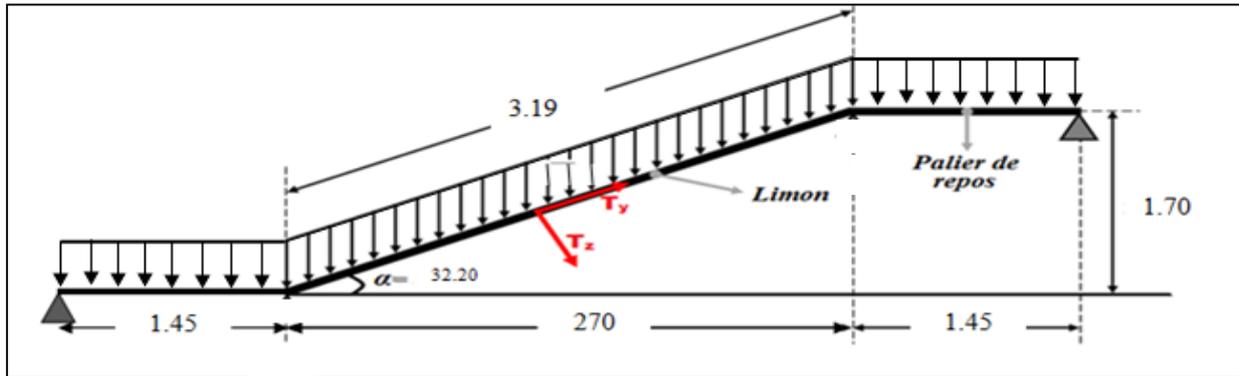


Figure III-28: Distribution des charges sur un limon.

- La longueur de limon $L = 3.19$ m
- L'espace entre deux limons $d = 1.55$ m
- Les limons sont en acier S235 :
 - ✓ $f_y = 23,5$ daN/mm² (la limite élasticité d'acier).
 - ✓ $E = 2100000$ daN/cm² (le module d'élasticité longitudinale de l'acier).

III-6-4-1 Détermination la section du limon

III-6-4-1-1 Evaluation des charges

- *volée*

- i. *Les charges permanentes* : (Sauf poids de profile)

- Tôle striée (5mm) $G_1 = 45$ daN/m²
- Mortier de ciment (2cm)..... $G_2 = 40$ daN/m²
- Revêtement (2cm) $G_3 = 40$ daN/m²
- Poids des cornières (L 50×50×7) $P_c = 5.15$ daN/m
- Garde corps $P_G = 100$ daN/m

$$G_T = (G_1 + G_2 + G_3) \times d + P_c + P_G = (45 + 40 + 40) \times 1.55 + 5.15 + 100 = 298.9 \text{ daN/m}$$

La charge total pour 1 Limon: $G = G_T / 2 \rightarrow G = 298.9 / 2 = 149.45$ daN/m

- ii. *Les charges d'exploitations* :

pour 1 limon : $Q = 250 \times \frac{1,55}{2} = 193.75$ daN/m $\longrightarrow Q = 193.75$ daN/m

- *Palier*

- i. *Les charges permanentes* : (Sauf poids de solive)

- Tôle TN40 $G_1 = 10$ daN/m²
- Dalle en béton (10cm) $G_2 = 250$ daN/m²
- Mortier de pose $G_3 = 40$ daN/m²
- Revêtement (2cm) $G_4 = 40$ daN/m²

$$\text{La charge total: } G = (G_1 + G_2 + G_3 + G_4) \times d = (10 + 250 + 40 + 40) \times 1,55 = 527 \text{ daN/m}$$

La charge total pour 1 Limon: $G_T = G / 2 \rightarrow G_T = 527 / 2 = 263.5$ daN/m

III-6-4-1-2 Calcul de la charge équivalente :

On peut exprimer les différentes charges par une charge équivalente.

Charges permanentes :

$$G_{eq} = \frac{263.5 \times (1.45 + 1.45) + (149.45 \times 2.70)}{5.6} = 208.51 \text{ daN/m}$$

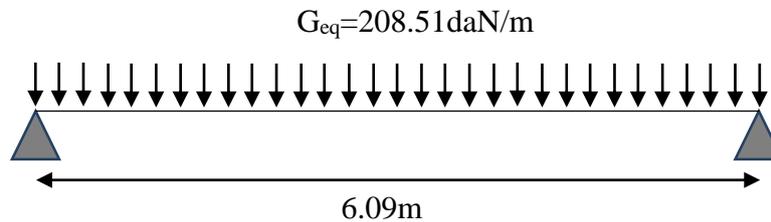


Figure III-29 : charge équivalente (G)

Charge d'exploitation :

$$Q_{eq} = 250 \times 1,55 / 2 = 235 \text{ daN/m}$$

$$Q_{eq} = 193.75 \text{ daN/m}$$

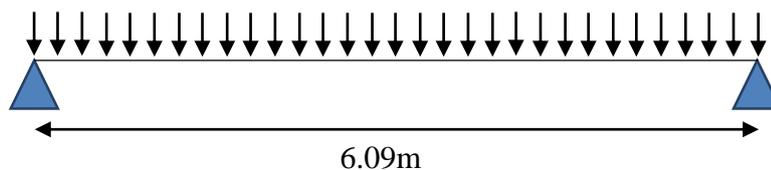


Figure III-30 : charge équivalente (Q)

III-6-4-2 Prés-dimensionnement des limons

III-6-4-2-1 Combinaison de charge

➤ **ELU**

$$q = 1.35G + 1.5Q \rightarrow q = 1.35 \times 208.51 + 1.5 \times 193.75 \rightarrow q = 572.11 \text{ daN/m}$$

➤ **ELS**

$$Q = G + Q \rightarrow q = 208.51 + 193.75 \rightarrow q = 402.26 \text{ daN/m}$$

III-6-4-2-2 Condition de flèche

La flèche doit satisfaire la condition suivante $f_{max} \leq \bar{f}$. Pour une poutre bi articulée :

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} \quad \bar{f} \leq \frac{l}{300}$$

Avec :

q : la charge non pondérée

$$q = (G+Q) = (208.51+193.75) = 402.26 \text{ daN/m}$$

Le module d'élasticité $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

$$L = 6.09 \text{ m} = 609 \text{ cm}$$

$$I \geq \frac{5ql^3 \cdot 300}{384EI} = \frac{5 \times 4.02 \times 609^3 \times 300}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 1688.95 \text{ cm}^4$$

On opte un **UPN 260**

Tableau III-11 : Dimension et caractéristique de l'UPN 260

h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r ₁	r ₂	d (mm)	A (cm ²)	P (daN/m)
				(mm)				
260	90	10	14	14	7	200	48.3	37.9
<i>I_y (cm⁴)</i>	<i>W_{el,y} (cm³)</i>	<i>i_y (cm)</i>	<i>W_{pl,y} (cm³)</i>	<i>I_z (cm⁴)</i>		<i>W_{el,z} (cm³)</i>	<i>i_z (cm)</i>	<i>W_{pl,z} (cm³)</i>
4820	371	9.99	442	317		47.7	2.56	91.6

La classe de la section :

➤ **Semelle comprimée :**

$$C = b - t_w / t_f = 90 - 10 / 14 = 5.71 \text{ mm}$$

5,71 < 9ε = 9 donc la semelle est de classe 1.

➤ **Ame fléchi :**

$$d / t_w = 200 / 10 = 20 < 72ε = 72 \text{ donc l'âme est de classe 1.}$$

La section globale étant de **classe 1** le calcul peut amener à la plasticité.

Vérification du moment fléchissant

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{572.11 \times 6.09^2}{8} = 2652.31 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} = \frac{2350 \times 442 \times 10^{-2}}{1,1} = 9442.73 \text{ daN.m}$$

$M_{sd} = 2652.31 < M_{pl,rd} = 9442.73$ vérifier

Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier la condition suivante :

$$V_{sd} < V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{572.11 \times 6.09}{2} = 1742.07 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} F_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = \frac{27.1 \times 2350}{1,1 \times \sqrt{3}} = 33425.96 \text{ daN}$$

$V_{sd} = 1742.07 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 33425.96 \text{ daN}$ vérifier

Vérification au déversement

La vérification au déversement est effectuée avec la formule suivante :

$$M_{sd} \leq M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times \beta_W \times W_{pl,y} \times f_y / \gamma_{M0}$$

➤ **Calcul du moment critique au déversement :**

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}}$$

Où:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} = \frac{2,1 \times 10^5}{2(1 + 0,3)} = 80769,23 \text{ N/mm}^2$$

I_t : Moment d'inertie de torsion

I_w : Moment d'inertie de gauchissement

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

$$M_{cr} = 1,13 \frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 317 \times 10^4}{6090^2} \sqrt{\frac{33,3 \times 10^9}{317 \times 10^4} + \frac{6090^2 \times 80769,23 \times 25,5 \times 10^4}{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 317 \times 10^4}}$$

$$M_{cr} = 71234184,9 \text{ N.mm} \rightarrow M_{cr} = 7123,42 \text{ daN.m}$$

➤ **Calcul de l'élancement géométrique λ_{LT} :**

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E \times W_{ply}}{M_{cr}}}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{3,14^2 \times 210000 \times 442 \times 10^3}{71234184,9}} = 113,35$$

➤ **Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$:**

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_W} \text{ avec } : \beta_W = 1 \text{ pour les sections de classes 1 et 2}$$

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon \text{ avec } : \varepsilon = \sqrt{235/f_y} = 1$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{113,35}{93,9} = 1,207$$

➤ **Détermination de χ_{LT} :**

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} \quad \text{Mais } \chi_{LT} \leq 1$$

Où :

$$\phi_{LT} = 0,51 + [\alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$\alpha_{LT} = 0,21$ Pour les profils laminés.

$\alpha_{LT} = 0,49$ Pour les sections soudées.

AN:

$$\phi_{LT} = 0,51 + [0,21(1,207 - 0,2) + 1,207^2] = 2,18$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{2,18 + [2,18^2 - 1,207^2]^{0,5}} = 0,25$$

$$M_{b,Rd} = 0,25 \times 1 \times 442 \times 10^{-2} \times 2350 / 1,1 = 2360,68 \text{ daN.m}$$

$M_{b,Rd} = 2360.68 < M_{sd} = 2652.31$non vérifier

Donc on change le profilé et on opte un **UPN 280**

Tableau III-12: Dimension et caractéristique de l'UPN 280

h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r ₁	r ₂	d (mm)	A (cm ²)	P (daN/m)
				(mm)				
280	95	10	15	15	7.5	216	53.3	41.8
I_y (cm ⁴)	$W_{el,y}$ (cm ³)	i_y (cm)	$W_{pl,y}$ (cm ³)	I_z (cm ⁴)	$W_{el,z}$ (cm ³)	i_z (cm)	$W_{pl,z}$ (cm ³)	
6280	448	10.9	532	399	57.2	2.74	109	

La classe de la section :

➤ **Semelle comprimée :**

$C = b - t_w / t_f = 95 - 10 / 15 = 5.66 \text{ mm}$

$5.66 < 9\epsilon = 9$ donc la semelle est de classe 1.

➤ **Ame fléchi :**

$d / t_w = 216 / 10 = 21.6 < 72\epsilon = 72$ donc l'âme est de classe 1.

La section globale étant de **classe 1** le calcul peut amener à la plasticité.

Vérification du moment fléchissant

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{572.11 \times 6.09^2}{8} = 2652.31 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} = \frac{2350 \times 532 \times 10^{-2}}{1.1} = 11365.45 \text{ daN.m}$$

$M_{sd} = 2652.31 < M_{pl,rd} = 11365.45$ vérifier

Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier la condition suivante :

$$V_{sd} < V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{572.11 \times 6.09}{2} = 1742.07 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} F_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = \frac{29.3 \times 2350}{1.1 \times \sqrt{3}} = 36139.50 \text{ daN}$$

$V_{sd} = 2090.82 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 36139.5 \text{ daN}$ vérifier

Vérification au déversement

La vérification au déversement est effectuée avec la formule suivante :

$$M_{sd} \leq M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times \beta_W \times W_{pl,y} \times f_y / \gamma_{M0}$$

➤ **Calcul du moment critique au déversement :**

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}}$$

Où:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} = \frac{2,1 \times 10^5}{2(1 + 0,3)} = 80769,23 \text{ N/mm}^2$$

I_t : Moment d'inertie de torsion

I_w : Moment d'inertie de gauchissement

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

$$M_{cr} = 1,13 \frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 399 \times 10^4}{6090^2} \sqrt{\frac{48,5 \times 10^9}{399 \times 10^4} + \frac{6090^2 \times 80769,23 \times 31 \times 10^4}{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 399 \times 10^4}}$$

$M_{cr} = 88835719,74 \text{ N.mm} \rightarrow M_{cr} = 8883,572 \text{ daN.m}$

➤ **Calcul de l'élancement géométrique λ_{LT} :**

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E \times W_{ply}}{M_{cr}}}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{3,14^2 \times 210000 \times 532 \times 10^3}{88835719,74}} = 111,35$$

➤ **Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$:**

$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_W}$ Avec : $\beta_W = 1$ pour les sections de classes 1 et 2

$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon$ Avec : $\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = 1$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{111,35}{93,9} = 1,186$$

➤ **Détermination de χ_{LT} :**

$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}}$ Mais $\chi_{LT} \leq 1$

Où :

$$\phi_{LT} = 0,51 + [\alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$\alpha_{LT} = 0,21$ Pour les profils laminés.

$\alpha_{LT} = 0,49$ Pour les sections soudées.

AN:

$$\phi_{LT} = 0,51 + [0,21(1,186 - 0,2) + 1,186^2] = 2,12$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{2,12 + [2,12^2 - 1,186^2]^{0,5}} = 0,26$$

$$M_{b,Rd} = 0,26 \times 1 \times 532 \times 10^{-2} \times 2350 / 1,1 = 2955 \text{ daN.m}$$

$M_{b,Rd} = 2955 > M_{sd} = 2652,31 \dots \dots \dots$ **vérifier**

III-6-4-2-4 Conclusion

L'UPN 280 convient comme limons

III-6-5 Etude de la poutre palière des limons

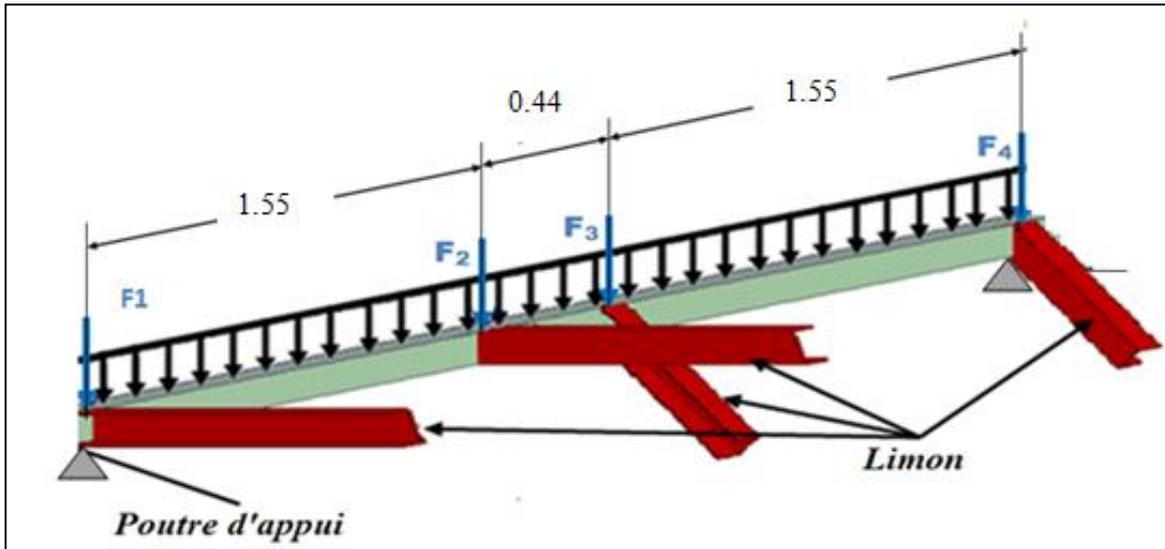


Figure III-31 : Les charges sur la poutre d'appuis des limons

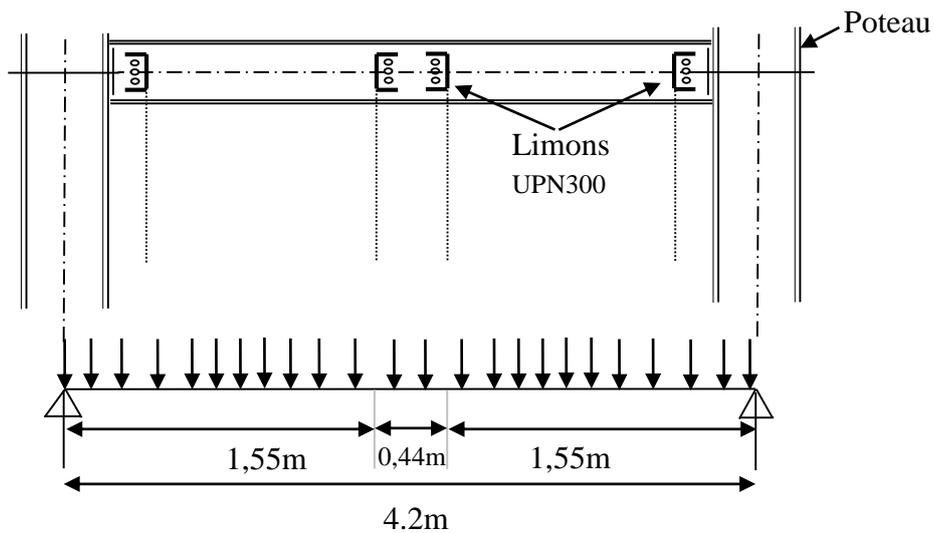


Figure III-32 : Les charges sur la poutre d'appuis des limons

III-6-5-1 Evaluation de charges

Détermination de la réaction du limon sur la poutre palière « R »

La réaction du limon sur la poutre palière est donnée par la formule suivante :

ELU :

$$R = (1,35G_{eq} + 1,5Q_{eq}) \times L/2$$

$$R = (1,35 \times 208,51 + 1,5 \times 193,75) \times 6,09/2 = 1742,08 \text{ daN}$$

ELS:

$$R = (G_{eq} + Q_{eq}) \times L/2$$

$$R = (208.51 + 193.75) \times 6.09/2 = 1210.8 \text{ daN}$$

Charge équivalente :

ELS :

$$\frac{4 \times R}{4} + G_{\text{garde corps}} = \frac{4 \times 1210.8}{4} + 100 = 1310.8 \text{ daN/ml}$$

ELU :

$$\frac{4 \times R}{4} + 1.35 G_{\text{garde corps}} = \frac{4 \times 1210.8}{4} + 1.35 \times 100 = 1310.8 + 135 = 1445.8 \text{ daN/ml}$$

III-6-5-2 Condition de la flèche

La flèche doit satisfaire la condition suivante $f_{\max} \leq \bar{f}$. Pour une poutre bi articulée :

$$f_{\max} = \frac{5ql^4}{384EI} \bar{f} \leq \frac{l}{300}$$

Avec :

q : la charge non pondérée

$$q = 1310.8 \text{ daN/m}$$

Le module d'élasticité $E = 2.1 \times 10^6 \text{ daN/cm}^2$

$$L = 4.2 \text{ m} = 420 \text{ cm}$$

$$I \geq \frac{5ql^3 \times 300}{384EI} = \frac{5 \times 1310.8 \times 420^3 \times 300}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 1806.72 \text{ cm}^4 \text{ On prend un IPN220 avec :}$$

Tableau III-14 : Dimension et caractéristique de l'IPN 220

h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r	d (mm)	A (cm ²)	P (daN/m)
220	98	8.1	12.2	8.1	175.8	39.5	31.1
<i>I_y (cm⁴)</i>	<i>W_{el,y} (cm³)</i>	<i>i_y (cm)</i>	<i>W_{pl,y} (cm³)</i>	<i>I_z (cm⁴)</i>	<i>W_{el,z} (cm³)</i>	<i>i_z (cm)</i>	<i>W_{pl,z} (cm³)</i>
3060	278	8.8	234	162	33.1	2.02	55.7

III-6-5-3 Vérification à l'ELU

La classe de la section

➤ **Semelle comprimée :**

$$C=(b/2)/t_f=49/12.2=4.02\text{mm}$$

4.02 < 9ε = 9 donc la semelle est de classe 1.

➤ **Ame fléchi**

$$d/t_w=175.8/8.1=21.70 < 72\varepsilon = 72 \text{ donc l'âme est de classe 1.}$$

La section globale étant de **classe 1** le calcul peut amener à la plasticité.

a) Vérification du moment fléchissant :

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{1877.08 \times 4.2^2}{8} = 4138.96 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} = \frac{2350 \times 324 \times 10^{-2}}{1,1} = 6921.82 \text{ daN.m}$$

$M_{sd} < M_{pl,rd}$vérifier

b) Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante :

$$V_{sd} < V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2}$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{1877.08 \times 4.2}{2} = 3941.87 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} F_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = \frac{19.06 \times 2350}{1,1 \times \sqrt{3}} = 23509.18 \text{ daN}$$

$V_{sd} = 3941.87 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 23509.18 \text{ daN}$vérifier

c) Vérification au déversement :

La vérification au déversement est effectuée avec la formule suivante :

$$M_{sd} \leq M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times \beta_W \times W_{pl,y} \times f_y / \gamma_{M0}$$

➤ **Calcul du moment critique au déversement :**

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}}$$

Où:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} = \frac{2,1 \times 10^5}{2(1 + 0,3)} = 80769,23 \text{ N/mm}^2$$

I_t : Moment d'inertie de torsion

I_w : Moment d'inertie de gauchissement

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

$$M_{cr} = 1,13 \frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 162 \times 10^4}{4000^2} \sqrt{\frac{17,8 \times 10^9}{162 \times 10^4} + \frac{4200^2 \times 80769,23 \times 18,6 \times 10^4}{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 162 \times 10^4}}$$

$$M_{cr} = 68224283,51 \text{ N.mm}$$

➤ Calcul de l'élanement géométrique λ_{LT} :

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E \times W_{ply}}{M_{cr}}}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{3,14^2 \times 210000 \times 324 \times 10^3}{28873086,35}} = 99,16$$

➤ Calcul de l'élanement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_W} \text{ avec } : \beta_W = 1 \text{ pour les sections de classes 1 et 2}$$

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon \text{ avec } : \varepsilon = \sqrt{235/f_y} = 1$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{99,16}{93,9} = 1,06$$

➤ Détermination de χ_{LT} :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} \quad \text{Mais } \chi_{LT} \leq 1$$

Où :

$$\phi_{LT} = 0,51 + [\alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$\alpha_{LT} = 0,21$ Pour les profils laminés.

$\alpha_{LT} = 0,49$ Pour les sections soudées.

AN:

$$\phi_{LT} = 0,51 + [0,21(1 - 0,2) + 1^2] = 1,81$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,81 + [1,81^2 - 1,06^2]^{0,5}} = 0,31$$

$$M_{b,Rd} = 0,31 \times 1 \times 324 \times 10^{-2} \times 2350 / 1,1 = 2145,76 \text{ daN.m}$$

$M_{b,Rd} > M_{sd}$ non vérifié

On opte un **IPN 260**

Tableau III-15 : Dimension et caractéristique de l'IPN 260

h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r	d (mm)	A (cm ²)	P (daN/m)
260	113	9.4	14.1	9.4	208.9	53.3	41.9
<i>I_y</i> (cm ⁴)	<i>W_{el,y}</i> (cm ³)	<i>i_y</i> (cm)	<i>W_{pl,y}</i> (cm ³)	<i>I_z</i> (cm ⁴)	<i>W_{el,z}</i> (cm ³)	<i>i_z</i> (cm)	<i>W_{pl,z}</i> (cm ³)
5740	442	10.40	514	288	51	2.32	85.9

La classe de la section

➤ **Semelle comprimée :**

$$C = (b/2)/t_f = 56.5/14.1 = 4.0 \text{ mm}$$

4.0 < 9ε = 9 donc la semelle est de classe 1.

➤ **Ame fléchi**

$$d/t_w = 208.9/9.4 = 22.22 < 72ε = 72 \text{ donc l'âme est de classe 1.}$$

La section globale étant de **classe 1** le calcul peut amener à la plasticité.

d) Vérification du moment fléchissant :

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{1877.08 \times 4.2^2}{8} = 4138.96 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} = \frac{2350 \times 514 \times 10^{-2}}{1.1} = 10980.91 \text{ daN.m}$$

$M_{sd} < M_{pl,rd}$vérifier

e) Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante :

$$V_{sd} < V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2}$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{1877.08 \times 4.2}{2} = 3941.87 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} F_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = \frac{26.08 \times 2350}{1.1 \times \sqrt{3}} = 32167.86 \text{ daN}$$

$V_{sd} = 3941.87 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 32167.86 \text{ daN}$vérifier

f) Vérification au déversement :

La vérification au déversement est effectuée avec la formule suivante :

$$M_{sd} \leq M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times \beta_W \times W_{pl,y} \times f_y / \gamma_{M0}$$

➤ Calcul du moment critique au déversement :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 x E x I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 x G x I_t}{\pi^2 x E x I_z}}$$

Où:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} = \frac{2,1 \times 10^5}{2(1 + 0,3)} = 80769,23 N/mm^2$$

I_t : Moment d'inertie de torsion

I_w : Moment d'inertie de gauchissement

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

$$M_{cr} = 1,13 \frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 288 \times 10^4}{4000^2} \sqrt{\frac{44,1 \times 10^9}{288 \times 10^4} + \frac{4200^2 \times 80769,23 \times 33,5 \times 10^4}{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 288 \times 10^4}}$$

$$M_{cr} = 125090431,4 \text{ N.mm}$$

➤ Calcul de l'élancement géométrique λ_{LT} :

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 x E x W_{ply}}{M_{cr}}}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{3,14^2 \times 210000 \times 514 \times 10^3}{125090431,4}} = 92,24$$

➤ Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_W} \text{ Avec : } \beta_W = 1 \text{ pour les sections de classes 1 et 2}$$

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon \text{ Avec : } \varepsilon = \sqrt{235/f_y} = 1$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{92,24}{93,9} = 0,98$$

➤ Détermination de χ_{LT} :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} \quad \text{Mais } \chi_{LT} \leq 1$$

Où :

$$\phi_{LT} = 0,51 + [\alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$\alpha_{LT} = 0,21$ Pour les profils laminés.

$\alpha_{LT} = 0,49$ Pour les sections soudées.

AN:

$$\phi_{LT} = 0,51 + [0,21(0,98 - 0,2) + 0,98^2] = 1,63$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,63 + [1,63^2 - 0,98^2]^{0,5}} = 0,34$$

$$M_{b,Rd} = 0,34 \times 1 \times 514 \times 10^{-2} \times 2350 / 1,1 = 3733,51 \text{ daN.m}$$

$M_{b,Rd} = 3733,51 < M_{sd} = 4138,96$non vérifié

On opte un **IPN 280**

Tableau III-16 : Dimension et caractéristique de l'IPN 280

h (mm)	b (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	r	d (mm)	A (cm²)	P (daN/m)
280	119	10.1	15.2	10.1	225.1	225.1	47.9
I_y (cm⁴)	W_{el,y} (cm³)	i_y (cm)	W_{pl,y} (cm³)	I_z (cm⁴)	W_{el,z} (cm³)	i_z (cm)	W_{pl,z} (cm³)
7590	542	11.1	632	364	61.2	2.45	103

La classe de la section

➤ **Semelle comprimée :**

$$C=(b/2)/t_f=59.5/15.2=3.9 \text{ mm}$$

3.9<9ε=9 donc la semelle est de classe 1.

➤ **Ame fléchi**

$$d/t_w=225.1/10.1=22.29 < 72\varepsilon =72 \text{ donc l'âme est de classe 1.}$$

La section globale étant de **classe1** le calcul peut amener à la plasticité.

g) Vérification du moment fléchissant :

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{1877.08 \times 4.2^2}{8} = 4138.96 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} = \frac{2350 \times 632 \times 10^{-2}}{1,1} = 13501.82 \text{ daN.m}$$

M_{sd} < M_{pl,rd}.....vérifier

h) Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante :

$$V_{sd} < V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2}$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{1877.08 \times 4.2}{2} = 3941.87 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} F_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = \frac{30.18 \times 2350}{1,1 \times \sqrt{3}} = 37224.92 \text{ daN}$$

V_{sd} = 3941.87 daN < V_{pl,rd} = 37224.92 daN.....vérifier

i) Vérification au déversement :

La vérification au déversement est effectuée avec la formule suivante :

$$M_{sd} \leq M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times \beta_W \times W_{pl,y} \times f_y / \gamma_{M0}$$

➤ **Calcul du moment critique au déversement :**

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 x E x I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 x G x I_t}{\pi^2 x E x I_z}}$$

$$\text{Où: } G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2,1 \times 10^5}{2(1+0,3)} = 80769,23 \text{ N/mm}^2$$

I_t : Moment d'inertie de torsion

I_w : Moment d'inertie de gauchissement

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

$$M_{cr} = 1,13 \frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 364 \times 10^4}{4000^2} \sqrt{\frac{64,6 \times 10^9}{364 \times 10^4} + \frac{4200^2 \times 80769,23 \times 44,2 \times 10^4}{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 364 \times 10^4}}$$

$$M_{cr} = 162790571,1 \text{ N.mm}$$

➤ **Calcul de l'élancement géométrique λ_{LT} :**

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 x E x W_{ply}}{M_{cr}}}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{3,14^2 \times 210000 \times 632 \times 10^3}{162790571,1}} = 89,66$$

➤ **Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$:**

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_W} \text{ Avec : } \beta_W = 1 \text{ pour les sections de classes 1 et 2}$$

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon \text{ Avec : } \varepsilon = \sqrt{235/f_y} = 1$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{89,66}{93,9} = 0,95$$

➤ **Détermination de χ_{LT} :**

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} \quad \text{Mais } \chi_{LT} \leq 1$$

Où :

$$\phi_{LT} = 0,51 + [\alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$\alpha_{LT} = 0,21$ Pour les profils laminés.

$\alpha_{LT} = 0,49$ Pour les sections soudées.

AN:

$$\phi_{LT} = 0,51 + [0,21(0,95 - 0,2) + 0,95^2] = 1,57$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,57 + [1,57^2 - 0,95^2]^{0,5}} = 0,35$$

$$M_{b,Rd} = 0,35 \times 1 \times 632 \times 10^{-2} \times 2350 / 1,1 = 4725,64 \text{ daN.m}$$

$$M_{b,Rd} = 4725,64 > M_{sd} = 4138,96 \dots \text{ vérifié}$$

III-6-5-4 Conclusion

L'IPN 280 convient comme poutre palière

III-7 Etude du monte charge

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur de vitesse d'entraînement $V=1\text{m/s}$, de surface égale à $(1.83 \times 1.75 = 3.20\text{m}^2)$ pouvant charger 8 personnes. La charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de 9 tonnes.

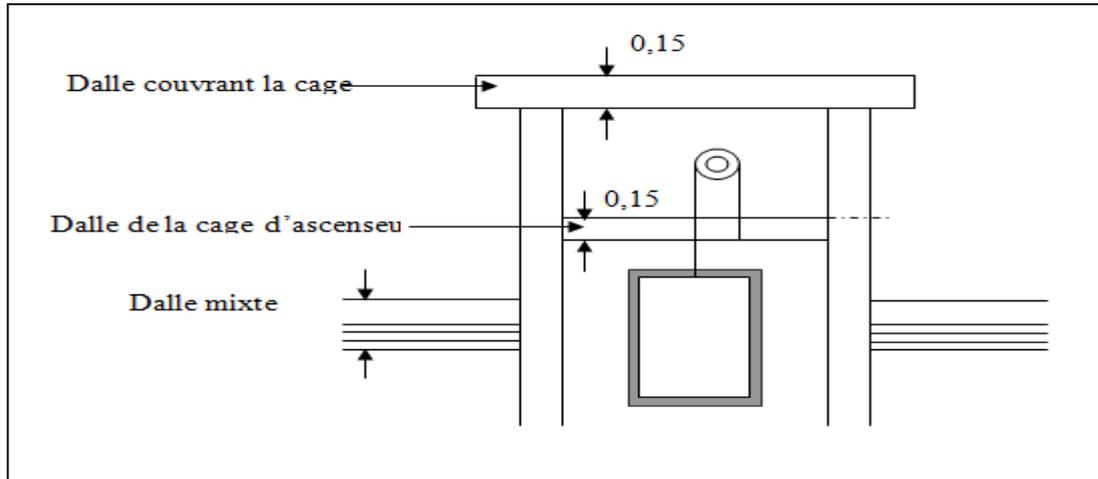


Figure III-33: Schéma d'un ascenseur.

III-7-1 Dimensionnement de la salle machine

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{30}$$

Avec : $L_{\max} = 1.83 \text{ m}$. $\rightarrow h_t \geq 6.1 \text{ cm}$

NB : le RPA 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12\text{cm}$, ainsi, nous adoptons une hauteur : **$h_t = 15\text{cm}$** .

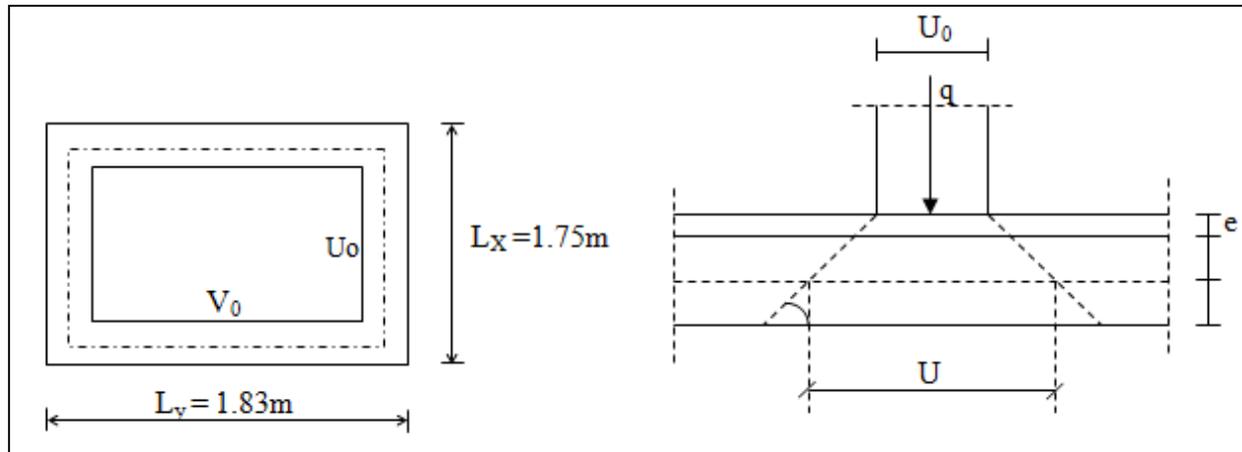


Figure III-34 : Schéma de la salle machine.

La dalle repose sur son contour (4 appuis). Elle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle ($U_0 \times V_0$) (surface d'impact) au niveau du feuillet moyen de la dalle. Le calcul se fera à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens en plaçant la charge au milieu du panneau.

Sachant que :

$$M_{x1} = q(M_1 + v \cdot M_2)$$

$$M_{y1} = q(M_2 + v \cdot M_1)$$

avec : v : coefficient de poisson

M_1, M_2 sont des valeurs données par les abaques de PIGEAUD en fonction de

$$\left(\rho = \frac{L_x}{L_y}, \frac{U}{L_x}, \frac{V}{L_y}\right)$$

q : charge totale appliquée sur un rectangle centré.

u, v : dimensions du rectangle sur lequel s'applique la charge q contenue de la diffusion à 45° dans le revêtement et la dalle de béton avec :

$$U = U_0 + 2e + h_t \dots \dots (3.163)$$

$$V = V_0 + 2e + h_t \dots \dots (3.164)$$

$h_t = 15$ cm,

$U_0 = V_0 = 80$ cm. (Les cotés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y),

e : épaisseur du revêtement.

D'où :

$$U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.}$$

$$V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{175}{183} = 0.96$$

$0.4 \leq \rho \leq 1 \quad \Longrightarrow \quad$ **la dalle travaille dans les deux sens.**

III-7-2 Détermination des sollicitations

- à l'ELU $v = 0$

$G = \gamma_b \times h_t = (25 \times 0.15) \times 1 = 3.75$ kN/ml : poids propre de la dalle,

$Q = 1$ kN/ml : La surcharge d'exploitation.

$P = 90$ kN : La charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée.

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$q_u = (1.35 \times 3.75) + (1.5 \times 1) = 6.56 \text{ kN/ml (charge uniformément répartie sur une bande de 1 m).}$$

$$P_u = 1.35 P$$

$$P_u = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ kN (charge concentrée due au système de levage)}$$

- à l'ELS $v = 0.2$

$$q_s = G + Q = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ kN/ml.}$$

$$P_s = P = 90 \text{ kN}$$

III-7-3 Calcul des moments agissant sur la dalle

Evaluation du moment M_x et M_y dus au système de levage (charge localisée)

Ils sont donnés par les formules suivantes :

$$M_x = p_u(M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y = p_u(\nu M_1 + M_2) \quad \text{avec : } \begin{cases} \nu = 0 & \text{à l'ELU} \\ \nu = 0.2 & \text{à l'ELS.} \end{cases}$$

M_1 et M_2 : Moments déterminés à partir des rapports $\frac{U}{L_x}$ et $\frac{V}{L_y}$ et du coef ϕ des abaques de Pigeaud.

$$\frac{U}{L_x} = \frac{105}{175} = 0.6$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{105}{184} = 0.57$$

Après Interpolation, nous trouvons : $M_1 = 0.0806$ et $M_2 = 0.0748$

➤ à l'ELU

$$M_{u_{x1}} = p_u \times M_1 = 121.5 \times 0.0806 = 9.79 \text{ kN.m}$$

$$M_{u_{y1}} = p_u \times M_2 = 121.5 \times 0.0748 = 9.09 \text{ kN.m}$$

➤ à l'ELS

$$M_{s_{x1}} = p_s \times M_1 = 90 \times 0.0806 = 7.254 \text{ kN.m}$$

$$M_{s_{y1}} = p_s \times M_2 = 90 \times 0.0748 = 6.732 \text{ kN.m}$$

Evaluation des moments M_x et M_y dus au poids propre de la dalle

On a $\rho = 0.96 \rightarrow \mu_x = 0.0401$ et $\mu_y = 0.911$ (les abaques de Pigeaud)

➤ à l'ELU

$$M_{u_{x2}} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$$

$$M_{u_{y2}} = \mu_y \times M_{x2}$$

$$\text{A.N: } M_{u_{x2}} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.0401 \times 6.56 \times (1.75)^2 = 0.806 \text{ kN.m}$$

$$M_{u_{y2}} = \mu_y \times M_{u_{x2}} = 0.911 \times 0.806 = 0.734 \text{ kN.m}$$

➤ à l'ELS

$$M_{s_{x2}} = \mu_x \times q_s \times L_x^2$$

$$M_{s_{y2}} = \mu_y \times M_{s_{x2}}$$

$$\mathbf{A.N:} Ms_{x2} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0.0401 \times 4.75 \times (1.75)^2 = 0.58 \text{ kN.m}$$

$$Ms_{y2} = \mu_y \times Ms_{x2} = 0.911 \times 0.58 = 0.53 \text{ kN.m}$$

En superposant les moments, nous avons :

➤ **à L'ELU**

$$Mu_x = Mu_{x1} + Mu_{x2} = 9.79 + 0.806 = 10.60 \text{ kN.m}$$

$$Mu_y = Mu_{y1} + Mu_{y2} = 9.09 + 0.734 = 9.82 \text{ kN.m}$$

➤ **à L'ELS**

$$Ms_x = Ms_{x1} + Ms_{x2} = 7.254 + 0.58 = 7.834 \text{ kN.m}$$

$$Ms_y = Ms_{y1} + Ms_{y2} = 6.732 + 0.53 = 7.262 \text{ kN.m}$$

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés de 85% en travée et 30% aux appuis.

III-7-4 Calcul du ferrailage à l'ELU

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m de largeur.

1. Sens x-x

➤ **En travée**

$$M_{ut} = 0.85 \times M_{ux} = 0.85 \times 10.60 = 9.01 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times \sigma_b}$$

$$\mu = \frac{9.01 \times 10^3}{100 \times (15-2)^2 \times 14.2} = 0.038 < 0.392,$$

La section est simplement armée, d'où la valeur de β après interpolation est $\beta = 0.981$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{9.01 \times 10^3}{0.981 \times 13 \times 348} = 2.03 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 ➔ $A_{st} = 3.14 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ **En Appuis**

$$M_{ua} = 0.30 \times M_{ux} = 0.30 \times 10.6 = 3.18 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{3.18 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.013 < 0.392$$

La section est simplement armée, d'où $\beta = 0.9935$

$$A_{sa} = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{3.18 \times 10^3}{0.9935 \times 13 \times 348} = 0.71 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2.01 cm^2 avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

2. Sens y-y

➤ En travée

$$M_{ut} = 0.85 \times M_{u_y} = 0.85 \times 9.82 = 8.35 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{8.35 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.035 < 0.392$$

La section est simplement armée, d'où $\beta = 0.9825$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{8.35 \times 10^3}{0.9825 \times 13 \times 348} = 1.88 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 = 3.14 cm² avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ En Appuis

$$M_{ua} = -0.30 \times M_{u_y} = -0.30 \times 9.82 = -2.95 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{2.95 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.012 < 0.392$$

La section est simplement armée, d'où $\beta = 0.994$

$$A_{sa} = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{2.95 \times 10^3}{0.994 \times 13 \times 348} = 0.66 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2.01 cm² avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

III-7-5 Vérification à l'ELU

1. Condition de non fragilité (BAEL 91 modifié 99 ; A.4.2.1)

➤ Armatures inférieures :

$$A \geq A_{\min}$$

$$W = W_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \dots\dots(3.173)$$

Avec : $\rho = 0.85$ et W_0 : Taux d'acier minimal = 0.0008 (acier HA FeE400)

$$W = \frac{A_{\min}}{S} \quad \text{Avec : } A_{\min} : \text{Section minimale d'armatures.}$$

S : section totale du béton.

$$\text{Donc : } W_x = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.85}{2}\right) = 0.00086$$

$$\rightarrow A_{\min} = 0.00086 \times (15 \times 100) = 1.29 \text{ cm}^2$$

➤ Armatures supérieures

$$W_y = W_0 = 0.0008$$

$$A_{\min} = 0.0008 \times (15 \times 100) = 1.2 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée**

$$\left. \begin{array}{l} A_x = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} \\ A_y = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} \end{array} \right\} \text{Condition vérifié}$$

➤ **En appuis**

$$\left. \begin{array}{l} A_x = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} \\ A_y = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} \end{array} \right\} \text{Condition vérifié}$$

2. Diamètre minimal des barres (A.7.21 du BAEL91, modifié 99):

$$\varnothing_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm.}$$

$\varnothing_{\max} = 10 \text{ mm} < 15 \text{ mm} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

3. Ecartement des barres (A.8.2.42 du BAEL91, modifié 99) :

➤ **Armatures principale**

$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (2h; 25\text{cm}) = 30 \text{ cm}$

➤ **Armatures de répartitions**

$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (3h; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

4. Condition de non poinçonnement

$$q_u \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

avec :

U_c : périmètre du contour de l'aire sur lequel agit la charge dans le plan du feuillet moyen.

$U_c = 2 (U+V) = 2 (105+105) = 4.2 \text{ m}$

A.N : $q_u = 121.45 \text{ KN} \leq 0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 472.5 \text{ kN} \dots \dots \dots$ **condition vérifié**

➔ aucune armature transversale n'est nécessaire

5. Vérification des contraintes tangentielles (A.5.1.2.1 du BAEL91, modifié 99):

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge : on a $U < V$, alors :

Sens x-x : $T_{\max} = V_u = \frac{P}{2(V+U)} = \frac{90}{2 \times (1.05+1.05)} = 21.43 \text{ kN}$

Sens y-y : $T_{\max} = V_u = \frac{P}{3V} = \frac{90}{3 \times 1.05} = 28.57 \text{ kN}$

Ainsi, nous aurons :

$$\tau = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{21.43 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.165 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3.33 ; 5) = 3.33 \text{ MPa}$$

On remarque que $\tau = 0.165 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée**

III-7-6 Vérification à l'ELS

1. Evaluation du moment M_x et M_y dus au système de levage

Ils sont donnés par les formules suivantes :

$$M_x = p_s (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y = p_s (\nu M_1 + M_2) \quad \text{avec : } \nu = 0 \quad \text{à l'ELU}$$

$$\nu = 0.2 \quad \text{à l'ELS.}$$

M_1 et M_2 : Moments déterminés à partir des rapports $\frac{U}{L_x}$ et $\frac{V}{L_y}$ des abaques de Pigeaud.

$$\frac{U}{L_x} = \frac{105}{175} = 0.6$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{105}{183} = 0.57$$

Après Interpolation : $M_1 = 0.0813$ et $M_2 = 0.0743$

$$M_{x1} = p_s (M_1 + 0.2 M_2) = 90 (0.0813 + 0.2 \times 0.0743) = 8.65 \text{ kN.m}$$

$$M_{y1} = p_s (M_2 + 0.2 M_1) = 90 (0.0743 + 0.2 \times 0.0813) = 8.15 \text{ kN.m}$$

2. Evaluation des moments M_x et M_y dus au poids propre de la dalle

On a $\rho = 0.96 \rightarrow \mu_x = 0.0475$ et $\mu_y = 0.939$ (les abaques de Pigeaud)

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

$$\mathbf{A.N:} \quad M_{x2} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0.0475 \times 4.75 \times (1.75)^2 = 0.691 \text{ kN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.939 \times 0.691 = 0.649 \text{ kN.m}$$

En superposant les moments, nous avons :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.65 + 0.691 = 9.341 \text{ kN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.15 + 0.649 = 8.799 \text{ kN.m}$$

3. Vérification du ferrailage

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés de 85% en travée et 30% aux appuis.

➤ **Sens x-x :**

- **En travée**

$$M_{st} = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 9.341 = 7.940 \text{ kN.m}$$

- **En appuis**

$$M_{sa} = - 0.30 \times M_x = 0.30 \times 9.341 = 2.802 \text{ kN.m}$$

➤ **Sens y-y :**

- **En travée**

$$M_{st} = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 8.799 = 7.479 \text{ kN.m}$$

- **En appuis**

$$M_{sa} = - 0.30 \times M_y = 0.30 \times 8.799 = 2.640 \text{ kN.m}$$

Les moments calculés à L'ELS sont inférieurs à ceux calculés à L'ELU, ainsi nous adoptons les mêmes sections de ferrailage.

4. Etat limite de déformation

Dans le cas de dalle rectangulaire appuyée sur quatre côtés, nous pouvons nous dispenser du calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_x}{20 M_x} \quad \text{et} \quad \frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\frac{15}{175} = 0.086 \geq \frac{9.291}{20 \times 9.291} = 0.05 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

$$\frac{3.14}{100 \times 13} = 0.0024 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

➔ Les deux conditions sont satisfaites donc on peut dispenser du calcul de la flèche.

III-7-7 Conclusion

Tableau III-17 : Ferrailage de la dalle de la salle machine

Les armatures	Sens x-x		Sens y-y	
	En travée	En appuis	En travée	En appuis
	4HA10 /m _l	4HA8 /m _l	4HA10 /m _l	4HA8 /m _l
	e= 25cm	e= 25cm	e= 25cm	e= 25cm

Chapitre IV :

étude de plancher

mixte

IV-1 Introduction

L'étude du plancher mixte (acier-béton) qui est constituée d'un plan horizontal rigide a pour but de supporter les charges verticales qui sont produites par le poids propre des différents composants ainsi que la charge d'exploitation et de les transmettre aux poteaux et aux poutres de stabilité

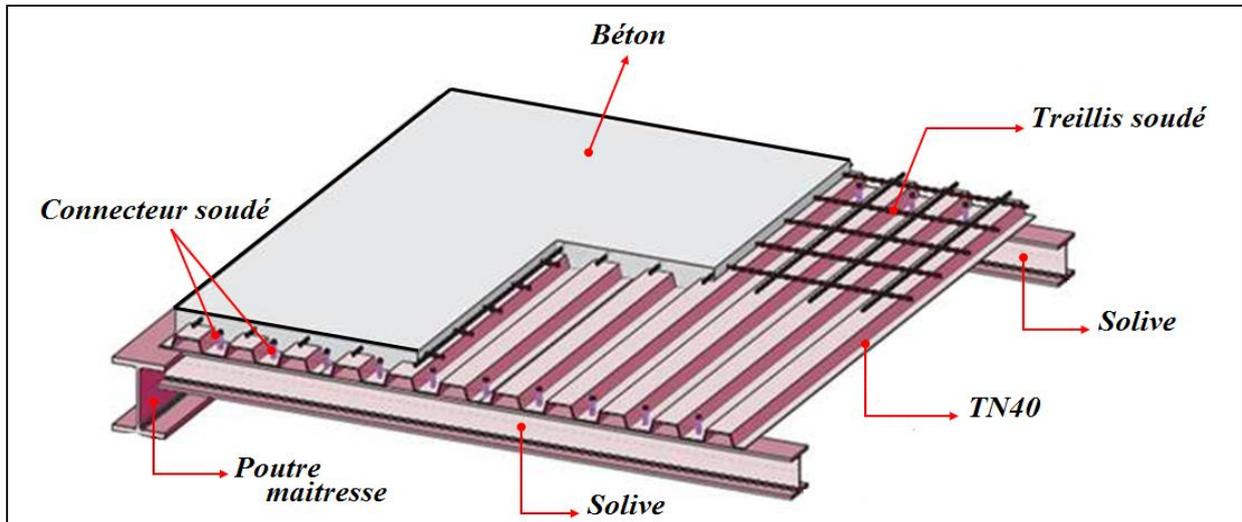


Figure IV-1 : Eléments constructifs d'un planché mixte

IV-2 Disposition des solives (poutrelles)

Pour le plancher de notre ouvrage, les trames de rive contiennent 2 solives avec un entre-axe de 1.3 m, et les trame intermédiaire contiennent 4 solives avec un entre-axe de 1.2m.

Donc on prend le cas le plus défavorable (entre-axe = 1.3m) et on généralise sur tout le plancher.

- La distance entre les solives est $d = 1,3$ m.
- La longueur de solives est $l = 5,6$ m.

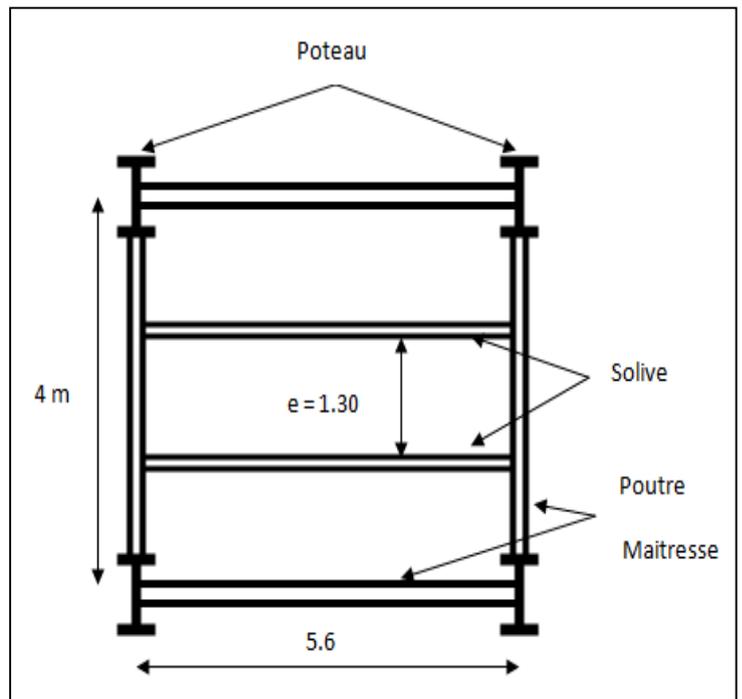


Figure IV-2 : Disposition des solives

Chapitre IV : étude de plancher mixte

IV-3 Vérification au stade de montage

IV-3-1 Evaluation des charge et surcharge

i. Les charges permanentes :

- Poids de la dalle en béton (épaisseur 10 cm) : $G_1 = \rho \cdot e = 2500 \times 0.1 \dots \dots G_1 = 250 \text{ daN/m}^2$
- Poids de la tôle (TN40) + accessoire $\dots \dots \dots G_2 = 15 \text{ daN/m}^2$
- Poids du treillis soudé $\dots \dots \dots G_3 = 1 \text{ daN/m}^2$

$$G = (G_1 + G_2 + G_3) \times d = (250 + 15 + 1) \times 1.3 = 245.8 \text{ daN/m}$$

$$G = 345.8 \text{ daN/m}$$

ii. Les charges variables :

- Charge des ouvriers : $P = 100 \text{ daN/m}^2$
 $Q = P \times d = 100 \times 1.3 = 130 \text{ daN/m}$

$$Q = 130 \text{ daN/m}$$

IV-3-2 Combinaison de charge

➤ **A l'ELU**

$$q = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$q = 1.35 \times 345.8 + 1.5 \times 130 = 661.83 \text{ daN/m}_1 \rightarrow q = 661.83 \text{ daN/m}_1$$

➤ **A l'ELS**

$$q = G + Q$$

$$q = 345.8 + 130 = 475.8 \text{ daN/m}_1 \rightarrow q = 475.8 \text{ daN/m}_1$$

IV-3-3 Condition de la flèche

La vérification de la flèche se fait sous les charges non pondérées : $q = 475.8 \text{ daN/m}_1$

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{250} \quad \text{avec: } f_{adm} = \frac{560}{250} = 2.24 \text{ cm}$$

$l = 560 \text{ m}$: longueur de la solive

$$I_y \geq \frac{1250}{384} \times \frac{q \cdot l^3}{E} = \frac{1250}{384} \times \frac{475.8 \times 10^{-2} \cdot 560^3}{2.1 \times 10^6} = 1295.23 \text{ cm}^4$$

On choisit la section du profilé dans les tableaux ayant une valeur de I_y supérieure ou égale à la valeur trouvée.

✓ On opte un **IPE 200**

Tableau IV-1 : Dimension et caractéristique de l'IPE 200

Profil é	Dimensions					Caractéristiques de calcul					
	h	b	t _w	t _f	d	W _{pl,y}	W _{pl,z}	A _{vz}	A	I _y	I _z
IPE 200	mm	mm	mm	mm	mm	cm ³	cm ³	cm ²	cm ²	cm ⁴	cm ⁴
	200	100	5.6	8.5	159	221	44.6	14	28.5	1943	142

Chapitre IV : étude de plancher mixte

Donc on ajoute le poids propre de l'IPE 200 a la charge permanente :

$$G = (G_1 + G_2 + G_3) \times d + G_p = (250 + 15 + 1) \times 1.3 + 22.4 = 368.2 \text{ daN/m}$$

$$G = 368.2 \text{ daN/m}$$

➤ à l'ELU

$$q = 1.35 \times 368.2 + 1.5 \times 130 = 692.07 \text{ daN/m}_1 \rightarrow q = 692.07 \text{ daN/m}_1$$

➤ à l'ELS

$$q = 368.2 + 130 = 498.2 \text{ daN/m}_1 \rightarrow q = 498.2 \text{ daN/m}_1$$

IV-3-4 Vérification a l'ELU

IV-3-4-1 Vérification du moment fléchissant (résistance)

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{Pl,Rd}$$

$$M_{sd} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{692.07 \times 5.6^2}{8} \rightarrow M_{sd} = 2712.91 \text{ daN.m}$$

$$M_{Pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{221 \times 23.5}{1.1} \rightarrow M_{sd} = 4721.36 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 2712.91 \text{ daN} < M_{Pl,Rd} = 4721.36 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

IV-3-4-2 Vérification de la section à l'effort tranchant (cisaillement)

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{Pl,Rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q \times L}{2} = \frac{692.07 \times 5.6}{2} \rightarrow V_{sd} = 1937.80 \text{ daN}$$

$$V_{Pl,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}}$$

Avec :

➤ $\gamma_{M0} = 1.1$

➤ $A_v = A - 2 \cdot b \times t_f + (t_w + 2 \cdot r) \times t_f$

$$A_v = 2850 - 2 \times 100 \times 8.5 + (5.6 + 2 \times 12) \times 8.5 = 1401.6 \text{ mm}^2$$

$$V_{Pl,Rd} = \frac{1401.6 \times 23.5}{1.1 \times \sqrt{3}} = 17287.76 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 1937.80 \text{ daN} < V_{Pl,Rd} = 17287.76 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

Chapitre IV : étude de plancher mixte

IV-3-5 Vérification à l'ELS

$$\bar{f} = \frac{l}{250} = \frac{560}{250} = 2.24 \text{ cm}$$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} = \frac{5 \times 4,982 \times 560^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 1943} = 1.56 \text{ cm}$$

$$f_{max} = 1.56 \text{ cm} < \bar{f} = 2.24 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

IV-3-6 Conclusion

L'IPE 200 est vérifié au stade de montage

IV-4 vérification au stade finale

IV-4-1 Evaluation des charges

i. Les charges permanentes :

- Poids de la dalle en béton : $G_1 = \rho \cdot e = 2500 \times 0,1 \dots \dots \dots G_1 = 250 \text{ daN/m}^2$
- Poids de la tôle (TN40) + accessoire $\dots \dots \dots G_2 = 15 \text{ daN/m}^2$
- Mortier de ciment (2 cm) $\dots \dots \dots G_3 = 40 \text{ daN/m}^2$
- Couche de Sable (3cm) $\dots \dots \dots G_4 = 51 \text{ daN/m}^2$
- Poids des cloisons (panneau sandwich LL35) $\dots \dots \dots G_5 = 10.9 \text{ daN/m}^2$
- Poids de revêtement de carrelage $\dots \dots \dots G_6 = 40 \text{ daN/m}^2$
- Poids de faux plafond $\dots \dots \dots G_7 = 10 \text{ daN/m}^2$
- Poids de solive IPE200 $\dots \dots \dots P = 22.4 \text{ daN/m}$

$$G = (G_1 + G_2 + G_3 + G_4 + G_5 + G_6 + G_7) \times d + P$$

$$G = 564.37 \text{ daN/m}$$

ii. Les charges variables :

- Charge d'exploitation : $P = 500 \text{ daN/m}^2$ (DTR tableau 7.2.4)

$$Q = P \times d = 500 \times 1,3$$

$$Q = 650 \text{ daN/m}$$

IV-4-2 Combinaisons des charges

✓ ELS :

$$q = G + Q = 564.37 + 650 = 1214.37 \text{ daN/m}$$

$$q = 1214.37 \text{ daN/m}$$

✓ ELU :

$$q = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 1,35 \times 564.37 + 1,5 \times 650 = 1736.90 \text{ daN/m}$$

$$q = 1736.90 \text{ daN/m}$$

Après le durcissement du béton, l'inertie de la dalle I_B participe avec l'inertie des solives I_A , ce qui donne une inertie équivalente I_A .

Chapitre IV : étude de plancher mixte

IV-4-3 Caractéristique de la dalle mixte

IV-4-3-1 Calcul de la largeur efficace du béton

La largeur efficace du béton qui participe à l'inertie équivalente I , de la section mixte notée par B_{eff} est donnée par:

$$B_{eff} = \min\left(\frac{2l_0}{8}; b\right)$$

➤ $l_0 = 5.6 \text{ m}$

➤ $b = 1,3 \text{ m}$

Donc : $B_{eff} = 1,3 \text{ m}$

IV-4-3-2 Calcul de la section équivalente

la formule de calcul de la section équivalente acier-béton est :

$$S = A + \frac{B}{n}$$

Avec : A : section d'acier

B : section de la dalle en béton

n : facteur d'équivalence ($n = 15$)

Donc : $A = 28.5 \text{ cm}^2$ et $B = b \times t = 130 \times 10 = 1300 \text{ cm}^2$

Donc : $S = 115.17 \text{ cm}^2$

IV-4-3-3 Position de l'axe neutre

➤ Résistance de la section d'acier :

$$F_a = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} = \frac{28.5 \times 2350}{1,1} = 60886.36 \text{ daN}$$

➤ Résistance de la section du béton :

$$F_b = \frac{0,85 \times h_c \times b_{eff} \times f_{ck}}{\gamma_b}$$

Avec : $h_c = 0,95 t = 0,95 \times 10 = 9.5 \text{ cm}$

$f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$

$$F_b = \frac{0,85 \times 9.5 \times 130 \times 250}{1,5} = 174958.33 \text{ daN}$$

$F_b > F_a$ donc l'axe neutre plastique se situe dans la dalle en béton

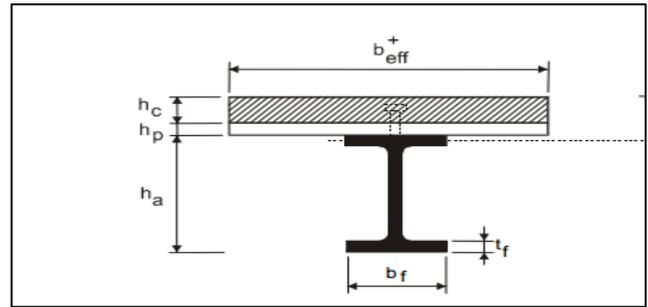


Figure IV-3 : Dimensions de la poutre mixte

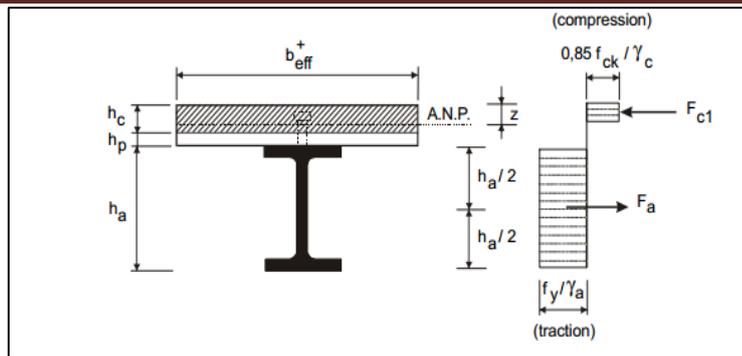


Figure IV-4 : Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre plastique dans la dalle (flexion positive).

IV-4-4 Vérification à L'ELU

IV-4-4-1 Vérification du moment de résistance plastique

On doit vérifier la condition suivante:

$$M_{sd} < M_{pl,Rd} \quad \text{Avec :}$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{1736.90 \times 5.6^2}{8} = 6808.65 \text{ daN.m}$$

Dans le cas d'une flexion positive avec un axe neutre dans la dalle Le moment de résistance plastique est donné par la formule suivante :

$$M_{ply,Rd} = F_a \left(\frac{h}{2} + h_c + h_p - \frac{Z}{2} \right) = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} \left(\frac{h}{2} + h_c + h_p - \frac{Z}{2} \right)$$

$$\text{Avec : } Z = \left[\frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} \right] / \left[\frac{0,85 \times b_{eff} \times f_{ck}}{\gamma_b} \right]$$

$$Z = \left[\frac{28.5 \times 2350}{1,1} \right] / \left[\frac{0,85 \times 130 \times 250}{1,5} \right] = 3.31 \text{ cm}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{28.5 \times 235 \times 10^2}{1,1} \left(\frac{200}{2} + 95 + 5 - \frac{33.1}{2} \right) = 11169.6 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 6808.65 \text{ daN.m} < M_{pl,Rd} = 11169.6 \text{ daN.m} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

IV-4-4-2 Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier la condition suivante:

$$V_{sd} < V_{pl,Rd}$$

$$\text{➤ } V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{1736.90 \times 5.6}{2} = 4863.32 \text{ daN}$$

$$\text{➤ } V_{pl,Rd} = \frac{A_v F_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}}$$

$$\text{avec : } A_v = A - [2b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f] = 28.5 - [(2 \times 10 \times 0,85) + (0,56 + 2 \times 1.2) \times 0,85] = 8.98 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{8.98 \times 2350}{1,1 \times \sqrt{3}} = 11076.2 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 4863.32 \text{ daN} < V_{pl,Rd} = 11076.2 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

Chapitre IV : étude de plancher mixte

IV-4-5 Vérification à L'ELS

Vérification de la flèche :

On doit vérifier la condition suivante : $f_{max} < \bar{f}$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI}$$

Avec :

L : la portée de la solive.

I : Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre élastique.

E : module d'élasticité de l'acier.

➤ Calcul du moment d'inertie I :

$$I_y = I_A + A d^2 + \frac{I_B}{n} + \frac{b_{eff} x h_c}{n} x \left(\frac{t + h}{2} - d \right)^2$$

Avec : I_A : inertie propre de l'IPE200

h_c : hauteur de la dalle seul

I_B : inertie de la section en béton

$$I_B = \frac{b_{eff} x h_c^3}{12} = \frac{130 x 9.5^3}{12} = 9288.23 \text{ cm}^4$$

d : distance du centre de gravité du profilé (G_A) à l'axe neutre élastique qui sera calculé en égalisons les moments statiques de la dalle en béton et le profilé par rapport à cet axe :

$$d = \left[\frac{b_{eff} x h_c}{n} \left(t + \frac{h}{2} \right) \right] / \left[A_a + \frac{b_{eff} x h_c}{n} \right]$$

$$d = \left[\frac{130 x 9.5}{15} \left(10 + \frac{20}{2} \right) \right] / \left[28.5 + \frac{130 x 9.5}{15} \right] = 14.86 \text{ cm}$$

Donc :

$$I_y = 1943 + 28.5 x 14.86^2 + \frac{9288.23}{15} + \frac{130 x 9.5}{15} x \left(\frac{10 + 20}{2} - 14.86 \right)^2 = 8857.18 \text{ cm}^4$$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} = \frac{5 \times 1214.37 \times 10^{-2} \times 560^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 8857.18} = 0.84 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{250} = \frac{560}{250} = 2.24 \text{ cm}$$

$f_{max} < \bar{f}$ vérifié

IV-5 Calcul des connexions acier-béton

Les connecteurs répartis le long de l'interface acier-béton d'une poutre ont pour rôle principale de transmettre l'effort de cisaillement longitudinal (glissement) venant de l'interaction entre la dalle en béton, le pontage métallique et la poutre en acier.

Chapitre IV : étude de plancher mixte

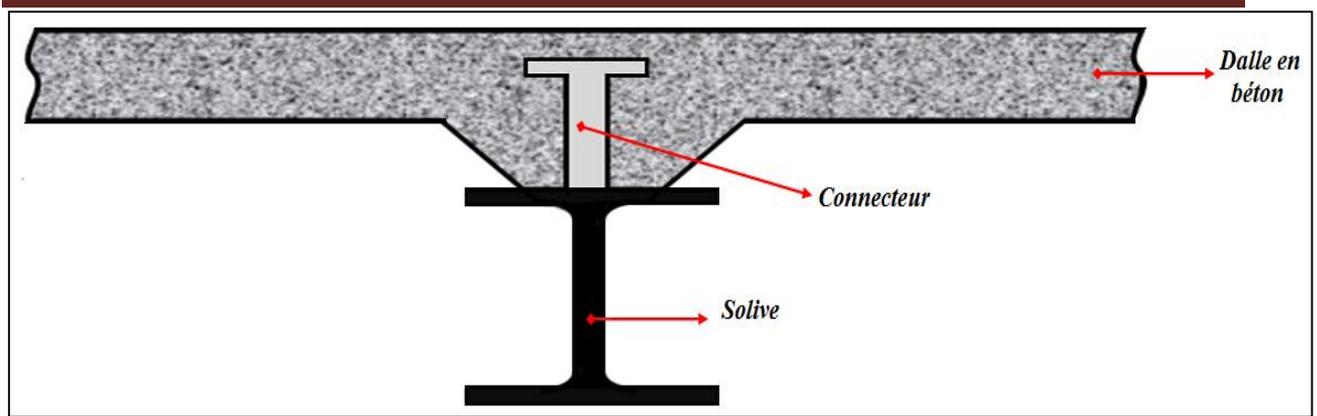


Figure IV-5 : La position d'un connecteur

IV-5-1 Choix des dimensions des connecteurs suivant l'EUC4

Il convient de choisir des goujons soudés tels que la tête de goujon soit d'un diamètre (D) d'au moins $1,5d$ et d'une hauteur (h_t) d'au moins $0,4d$ et de hauteur totale ($H \geq 4d$), où d : est le diamètre du fut du goujon ($d \geq 16\text{mm}$).

On utilise des goujons en acier de diamètre $d = 22\text{ mm}$. Et de hauteur totale " $H = 90\text{ mm}$ ". Dont l'acier a une résistance ultime en traction spécifiée de $f_u = 360\text{MPa}$.

On adopte alors comme connecteurs des goujons à têtes ductiles de :

- $D = 1.5 \times d = 33\text{ mm}$
- $d = 22\text{mm}$
- $H > 4d \rightarrow H > 4 \times 22 = 88\text{mm}$ soit $H = 90\text{ mm}$
- $h_t = 8.8\text{ mm}$

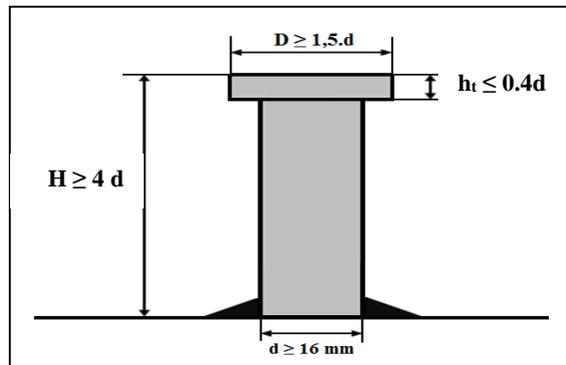


Figure IV-6 : Caractéristiques des connecteurs

IV-5-2 Calcul de nombre de connecteur (goujon)

Le nombre de connecteur doit être égal au moins à l'effort de cisaillement de calcul déterminé (Section 6.2 EC 4), divisé par la résistance de calcul d'un connecteur P_{Rd} (section 6.3 ou 6.5 EC 4) :

$$N \geq \frac{V_l}{P_{Rd}}$$

Avec :

- N_l : l'effort de cisaillement longitudinal
- P_{Rd} : La résistance au cisaillement d'un connecteur.

Chapitre IV : étude de plancher mixte

1- Calcul de l'effort de cisaillement longitudinal.

$$V_l = F_{cf} \dots \dots \dots \text{(EC4 Formule 6.6).}$$

$$F_{cf} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} \\ \frac{0,85 \times A_c \times f_{ck} + A_{se} \times f_{sk}}{\gamma_c + \gamma_s} \end{array} \right.$$

- A_a : aire de l'élément structural **IPE200** (28.5 cm²)
- A_c : section efficace de béton : $b_{\text{eff}} \times t = 1300 \text{ cm}^2$.
- f_y : 235 MPa (S235)
- γ_a : coefficient de sécurité pour l'acier soit 1.1
- γ_b : coefficient de sécurité pour le béton soit 1.5
- γ_s : coefficient de sécurité pour le ferrailage soit 1.15
- $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$: la résistance caractéristique sur cylindre du béton à l'âge considéré
- $A_{se} = 0$: L'aire de toute armature longitudinale comprimée

$$F_{cf} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{28.5 \times 235 \times 10^2}{1.1} = 60886.36 \text{ daN} \\ \frac{0,85 \times 1300 \times 25 \times 10^2}{1.5} = 184166.67 \text{ daN} \end{array} \right.$$

Donc : $V_l = F_{cf} = 60886.36 \text{ daN}$

2- Calcul de la résistance au cisaillement d'un connecteur P_{rd}

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 \times f_u \times \frac{\pi \times d^2}{4} \times \frac{1}{\gamma_v} \dots \dots \dots (1) \\ 0,29 \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}} \times \frac{1}{\gamma_v} \dots \dots \dots (2) \end{array} \right. \dots \dots \dots \text{(EC4 Formule 6.13 et 6.14).}$$

- Avec:
- f_{ck} : résistance caractéristique à la compression du béton (25MPa)
 - f_u : la contrainte résistante ultime de l'acier du goujon (360 MPa)
 - E_{cm} : module de Young instantané du béton ($E_{cm} = 22000 \left(\frac{f_{ck}}{10}\right)^{0.3} = 31476 \text{ MPa}$)
 - γ_v : le coefficient partiel de sécurité à l'état limite ultime soit 1.25

$$\alpha = \begin{cases} \alpha = 1 & \text{pour } \frac{h}{d} > 4 \\ \alpha = 0,2 \left(\frac{h}{d} + 1\right) & \text{pour } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \end{cases}$$

On a : $\frac{h}{d} = \frac{90}{22} = 4.09 > 4 \rightarrow \alpha = 1$

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 \times 360 \times \frac{\pi \times 22^2}{4} \times \frac{1}{1.25} = 8753.82 \text{ daN} \\ 0,29 \times 1 \times 22^2 \times \sqrt{25 \times 31476} \times \frac{1}{1.25} = 9960.77 \text{ daN} \end{array} \right.$$

Chapitre IV : étude de plancher mixte

Donc $P_{rd} = 8753.82 \text{ daN}$

D'où le nombre des connecteurs N est :

$$\frac{V_l}{P_{Rd}} = \frac{60886.36}{8753.82} = 6.95 \rightarrow N > 6.95$$

Donc on prend un nombre de goujon $N = 7$ goujon

IV-5-3 Calcul de l'espacement entre les goujons (EC4 6.1.3)

Le nombre de connecteur N est uniformément réparti sur une longueur critique L_{cr} . Cette dernière est la longueur entre deux sections transversales critiques.

Selon l'EC4.4.1.2, une section transversale critique comprend :

- Une section de moment fléchissant maximum.
- Une section sur appuis.

Le moment fléchissant max se trouve au milieu des solives,

donc $L_{cr} = \frac{L}{2}$. Alors l'espacement des connecteurs S est :

$$S = \frac{L_{cr}}{N} = \frac{L}{2N} = \frac{560}{2 \times 7} = 40 \text{ cm}$$

Donc l'espacement entre les goujons est de 40 cm

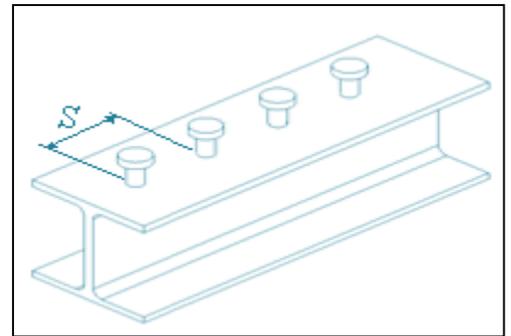


Figure IV-7: Distance entre goujon

IV-6 Conclusion

A travers cette étude nous avons calculé le plancher mixte réalisé avec une dalle en béton d'épaisseur 10 cm posée sur des solives IPE200.

La liaison entre la dalle et les solives est assurée par des connecteurs de diamètre 22mm, espacées de 40 cm entre eux.

Chapitre V : pré dimensionnement des éléments structuraux

V-1 Introduction

Les éléments principaux qui constituent notre structure sont les poutres principales, les poutres secondaires et les poteaux et le but de ce chapitre est de pré dimensionner ces éléments d'une manière à assurer la stabilité de notre ouvrage et cela se fait à partir des conditions suivantes :

- Condition de flèche pour déterminer le type de profilé adéquat.
- Vérification faite selon la condition de résistance.

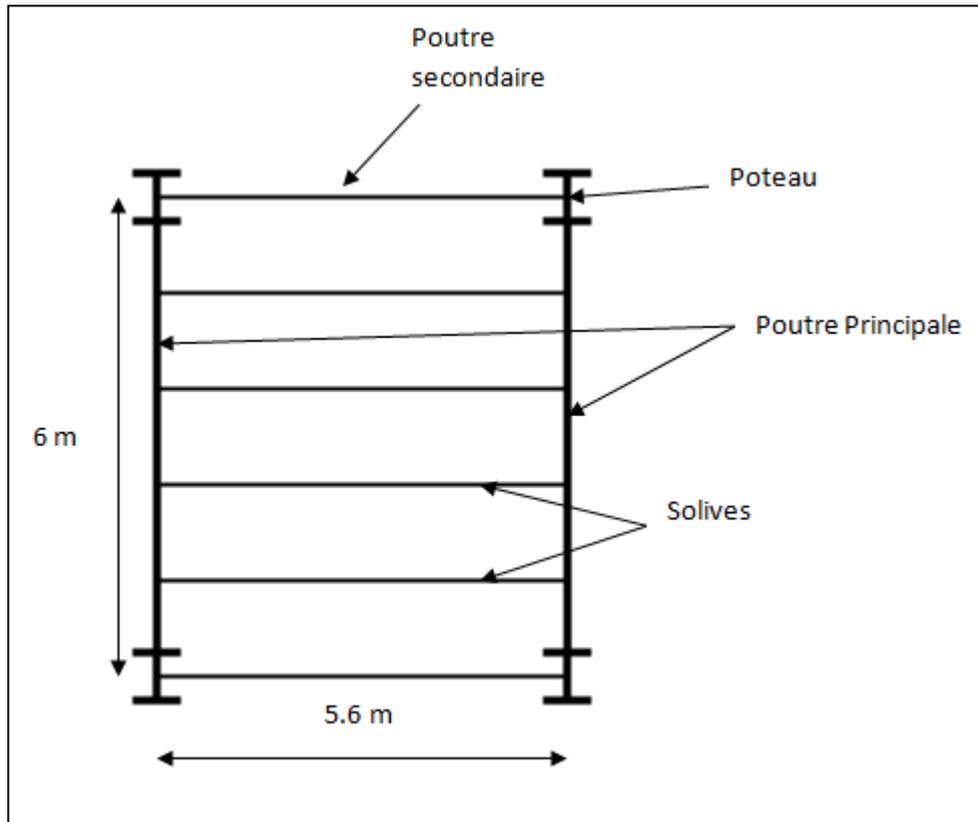


Figure V-1 : Disposition des solives et poutre principe

V-2 Pré dimensionnement des poutres principales du plancher intermédiaire

V-2-1 Evaluation des charges et surcharges

- **Charges permanentes**
 - Poids propre du plancher : $G_p = 416.9 \times 5.6 = 2334.64 \text{ daN/m}_1$
 - Poids propre de la solive : $G_s = 22.4 \text{ daN/m}_1$
- **Charges variables**
 - Surcharge d'exploitation : $P = 500 \text{ daN/m}^2$ (DTR tableau 7.2.4)

$$\rightarrow Q = p \times d = 500 \times 5.6 = 2800 \text{ daN/m}_1$$

Chapitre V : pré dimensionnement des éléments structuraux

V-2-2 Combinaisons de charges

✓ **ELS :**

$$q = G_t + Q = (2334.64 + 22.4) + 2800 = 5157.04 \text{ daN/m}$$

$$q = 5157.04 \text{ daN/m}$$

✓ **ELU :**

$$q = 1,35.G_t + 1,5.Q = 1,35 \times (2334.64 + 22.4) + 1,5 \times 2800 = 7382 \text{ daN/m}$$

$$q = 7382 \text{ daN/m}$$

V-2-3 Condition de la flèche

La vérification de la flèche se fait sous les charges non pondérées : $q = 5157.04 \text{ daN/m}$

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} \quad \text{avec: } f_{adm} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

avec : $l = 600 \text{ cm}$: longueur de la poutre principale

$$I_y \geq \frac{1250}{384} \times \frac{q \cdot l^3}{E} = \frac{1250}{384} \times \frac{5157.04 \times 10^{-2} \cdot 600^3}{2.1 \times 10^6} = 17266.88 \text{ cm}^4$$

On choisit la section du profilé dans les tableaux ayant une valeur de I_y supérieure ou égale à la valeur trouvée.

✓ On opte un **IPE 400**

Tableau V-1 : Dimension et caractéristique de l'IPE 400

Profilé	Dimensions					Caractéristiques de calcul					
	h	b	t _w	t _f	d	W _{pl,y}	W _{pl,z}	A _{vz}	A	I _y	I _z
IPE 400	mm	mm	mm	mm	mm	cm ³	cm ³	cm ²	cm ²	cm ⁴	cm ⁴
	400	180	8.6	13.5	331	1307	229	42.5	84.5	23130	1318

V-2-3 Vérification à l'ELU

Classification de la section

➤ **Semelle comprimée**

$$C = (b / 2) - (r + t_w / 2) = 75.2 \text{ mm}$$

$$C / t_f = 75.2 / 13.5 = 5.57$$

$5.57 < 9\epsilon = 9$ donc la semelle est de classe 1.

➤ **Ame fléchi**

$$d / t_w = 331 / 8.6 = 38.49 < 72\epsilon = 72 \text{ donc l'âme est de classe 1.}$$

La section globale étant de **classe 1** le calcul peut amener à la plasticité.

Chapitre V : pré dimensionnement des éléments structuraux

Vérification de la section à la résistance

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{7382 \times 6^2}{8} = 33219 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} = \frac{23.5 \times 1307}{1,1} = 27922 \text{ kN.m}$$

$M_{sd} > M_{pl,rd}$ condition n'est pas vérifié

Donc on change le profilé et on **opte IPE450**

Tableau V-2 : Dimension et caractéristique de l'IPE 450

Profilé	Dimensions					Caractéristiques de calcul					
	h	b	t _w	t _f	d	W _{pl,y}	W _{pl,z}	A _{vz}	A	I _y	I _z
IPE	mm	mm	mm	mm	mm	cm ³	cm ³	cm ²	cm ²	cm ⁴	cm ⁴
450	450	190	9.4	14.6	378.8	1702	276	50.9	98.8	33740	1676

Classification de la section

➤ Semelle comprimée

$$C = (b / 2) - (r + t_w / 2) = 79.8 \text{ mm}$$

$$C / t_f = 79.8 / 14.6 = 5.46$$

5,46 < 9ε = 9 donc la semelle est de classe 1.

➤ Ame fléchi

$$d / t_w = 378.8 / 9.4 = 40.30 < 72ε = 72 \text{ donc l'âme est de classe 1.}$$

La section globale étant de **classe 1** le calcul peut amener à la plasticité.

Vérification de la section à la résistance

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{7382 \times 6^2}{8} = 33219 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} = \frac{23.5 \times 1702}{1,1} = 36360.91 \text{ daN.m}$$

$M_{sd} > M_{pl,rd}$ condition vérifié

Vérification de la section à l'effort tranchant

On doit vérifier la condition suivante :

$$V_{sd} < V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{7382 \times 6}{2} = 22146 \text{ daN}$$

Chapitre V : pré dimensionnement des éléments structuraux

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v F_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}}$$

Avec :

$$A_v = A - [2b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f]$$

$$A_v = 98.8 - [(2 \times 19 \times 1,46) + (0,94 + 2 \times 2.1) \times 1,46] = 35.82 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{35.82 \times 23.5}{1,1 \times \sqrt{3}} = 44181.47 \text{ daN}$$

$V_{sd} < V_{pl,rd}$condition vérifié

V-2-4 Vérification à l'ELS

$$\bar{f} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} = \frac{5 \times 51.57 \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 33740} = 1.23 \text{ cm}$$

$f_{max} = 1.23 \text{ cm} < \bar{f} = 3 \text{ cm}$vérifié

V-2-5 Conclusion

L'IPE 450 convient comme poutre principale pour le planché à étage courant

V-3 Pré dimensionnement des poutres secondaire

Les poutres secondaires sont sollicitées de la même façon que les solives, donc on utilise la même section donc on utilise l'IPE200

V-4 Pré dimensionnement des poteaux du RDC

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à la compression qui supportent les charges et les transmettent aux fondations.

Pour le pré dimensionnement on choisit celui de milieu parce que c'est le plus sollicité

et on suppose un HEA 400

V-4-1 Les charges reprises par le poteau.

- Poids propre de la poutre principale
 $G_{p,p} = 77.6 \times 6 \text{ m} = 465.6 \text{ kg}$
- Poids propre de la poutre secondaire
 $G_{p,s} = 22.4 \times 5.6 \text{ m} = 125.44 \text{ kg}$
- Poids propre du poteau
 $G_{pot} = 125 \times 4.63 \text{ m} = 578.75 \text{ kg}$
- Poids propre du plancher

Calcul des surface S_1, S_2, S_3 et S_4

$$S_1 = S_2 = S_3 = S_4 = 5.6/2 \times 6/2 = 8.4$$

$$\text{Donc } S = 4 \times 8.4 = 33.6 \text{ m}^2$$

$$G_{plancher} = 33.6 \text{ m}^2 \times 416.9 \text{ kg/m}^2 = 14007.84 \text{ kg}$$

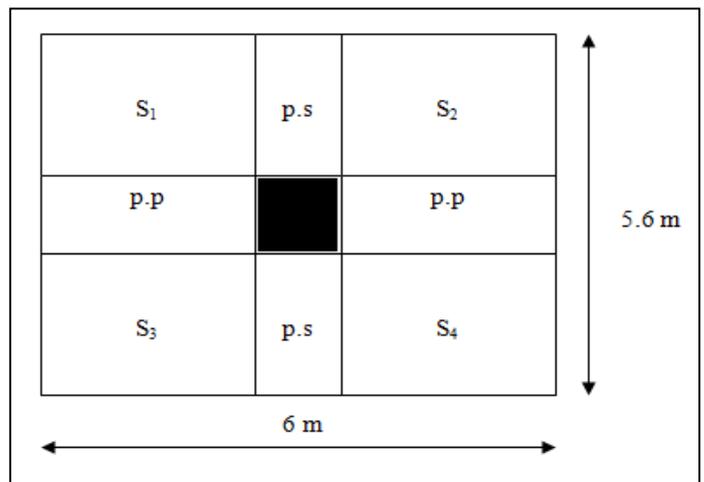


Figure V-2 : Surface reprise par le poteau le plus sollicité.

Chapitre V : pré dimensionnement des éléments structuraux

$$\text{Donc : } G_{\text{total}} = 465.6 + 125.44 + 578.75 + 14007.84$$

$$G_{\text{total}} = 15177.63 \text{ kg}$$

➤ Surcharge d'exploitation du plancher

$$Q_{\text{plancher}} = 33.6 \text{ m}^2 \times 500 \text{ kg/m}^2 = 16800 \text{ kg}$$

V-4-2 Calcul du moment sollicitant

$$N_{\text{sdy}} = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_{\text{sdy}} = 1.35 \times 15177.63 + 1.5 \times 16800$$

$$N_{\text{sdy}} = 45689.80 \text{ daN} = 456.9 \text{ KN}$$

V-4-3 Condition de résistance

$$N_{\text{sdy}} \leq N_{\text{crdy}}$$

Avec : $N_{\text{crdy}} = \chi \cdot \beta \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}$ avec $\beta = 1$ pour classe 1, 2 et 3

On a

$$\chi = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \lambda^2}} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\lambda_1 = 93.9 \quad \varepsilon = 93.9$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \text{ avec } \lambda = \frac{L_f}{i} \quad L_f = 0.7 L = 0.7 \times 4.63 = 3.241 \text{ (encasturé-articulé)} \quad \text{et } i = 0.1684$$

$$\text{Donc : } \lambda = \frac{3.241}{0.1684} = 19.25$$

$$\bar{\lambda} = \frac{19.25}{93.9} = 0.21$$

$$\left. \begin{array}{l} H/B = 390/300 = 1.3 > 1.2 \\ t_f = 19 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{array} \right\} \text{ Courbe de flambement a}$$

donc on utilisant la courbe de flambement a on déduit $\chi = 0.9978$

$$A.N : N_{\text{crdy}} = \frac{0.9978 \times 1 \times 159 \times 10^{-4} \times 235}{1.1} = 3389.35 \text{ KN}$$

$$N_{\text{sdy}} = 456.9 \text{ KN} < N_{\text{crdy}} = 3389.35 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

V-4-4 conclusion

Le profilé HEA 400 convient pour les poteaux du RDC

V-5 Pré dimensionnement du portique

V-5-1 Introduction

Les portiques qui constituent l'ossature principale des bâtiments, sont supposés composés de traverses qui supportent les pannes, et des poteaux qui supportent les traverses, cette ossature a pour fonction première de supporter les charges et les actions agissant sur la structure et les transmettre aux fondations. Elle doit ensuite permettre la fixation des éléments d'enveloppe (toiture et façade) et de séparation intérieure.

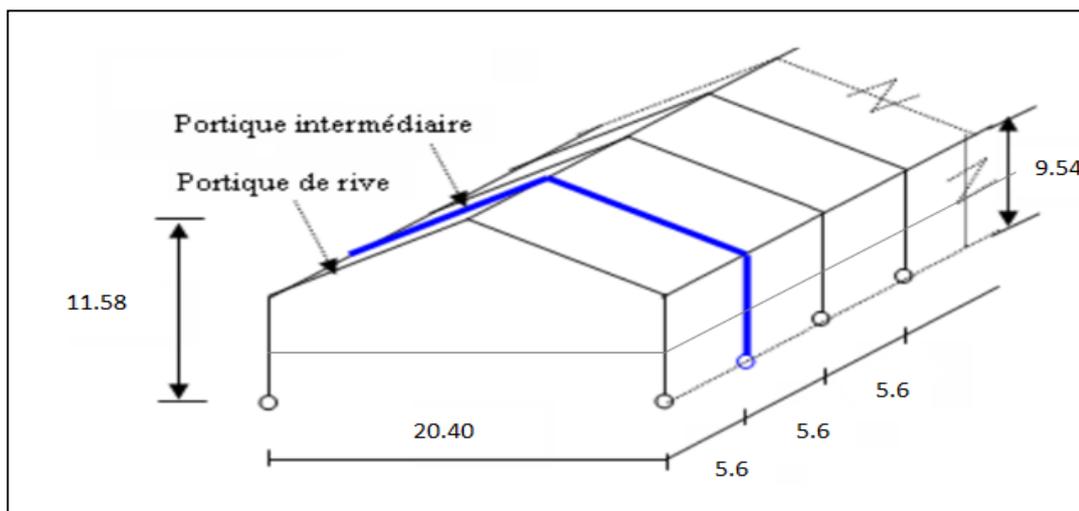


Figure V-3 : Vue du portique en 3D

V-5-2 Evaluation des charges

1. Les charges permanentes revenant à la traverse de la toiture.

- Couverture en panneaux sandwichs TL75 $G = 14.2 \text{ daN/m}^2$
- Accessoires de poses $G = 5 \text{ daN/m}^2$
- Poids propre de la panne (IPE 140) $G = 12.9 \text{ daN/m}$
- Poids propre de la traverse estimé (IPE 400) $G = 66.3 \text{ daN/m}$

$$G = (14.2 + 5 + \frac{12.9}{1}) \times 5.6 + 66.3 = 246.06 \text{ daN/m}_1$$

$$G = 246.06 \text{ daN/m}_1$$

2. Les charges revenant à la poutre principale du plancher intermédiaire

➤ Charges permanentes

- Poids propre du plancher : $G_p = 416.9 \times 5.6 = 2334.64 \text{ daN/m}_1$
- Poids propre de la solive : $G_s = 22.4 \text{ daN/m}_1$

➤ Charges variables

- Surcharge d'exploitation : $P = 500 \text{ daN/m}^2$ (DTR tableau 7.2.4)

$$\rightarrow Q = p \times d = 500 \times 5.6 = 2800 \text{ daN/m}_1$$

Chapitre V : pré dimensionnement des éléments structuraux

3. Effet de la neige

Les résultats sont obtenus d'après le **chapitre (II-3)**

$$N = 23.2 \text{ daN/m}^2 \text{ (par projection horizontale)}$$

$$N = 23.2 \times 5.6\text{m} = 129.92 \text{ daN/ml}$$

$$N = \mathbf{129.92 \text{ daN/ml}}$$

4. Effet du vent

Les résultats sont obtenus d'après le **chapitre (II-2-4)**

- Pour la face long pan le portique intermédiaire se trouve dans la zone B pour la paroi verticale et la zone H pour le versant de toiture.
- Pour la face pignon le portique intermédiaire se trouve dans la zone B pour la paroi verticale et la zone I pour le versant de toiture.

Et d'après les résultats de l'étude au vent on constate que le vent qui frappe la face pignon est le plus défavorable.

Tableau V-3 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales et la toiture en **daN/m²**, cas de vent le plus défavorable.

Parois verticales						Versants de toitures					
Zone	C _{pe}	C _{i1}	C _{i2}	P _{h1}	P _{h2}	Zone	C _{pe}	C _{i1}	C _{i2}	P _{h1}	P _{h2}
D	+0.8	+0.2	-0.3	66.51	121.94	F	-1.397	+0.2	-0.3	-71.95	-126.05
A	-1.0	+0.2	-0.3	-133.02	-77.60	G	-1.3	+0.2	-0.3	-172.35	-114.9
B	-0.8	+0.2	-0.3	-110.85	-55.43	H	-0.632	+0.2	-0.3	-95.60	-38.15
C	-0.5	+0.2	-0.3	-77.60	-22.17	I	-0.532	+0.2	-0.3	-84.11	-26.66
E	-0.3	+0.2	-0.3	-55.43	0						

Le portique intermédiaire est le plus chargé vis-à-vis de la charge du vent car la surface tributaire du portique intermédiaire 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 réparti.

⇒ (+) pression ; action du vent vers la paroi

⇒ (-) dépression ; action du vent hors de la paroi

$$- q_j[\text{daN/ml}] = q_j[\text{daN/m}^2] \times \text{entraxe}$$

avec l'entraxe = 5.6m

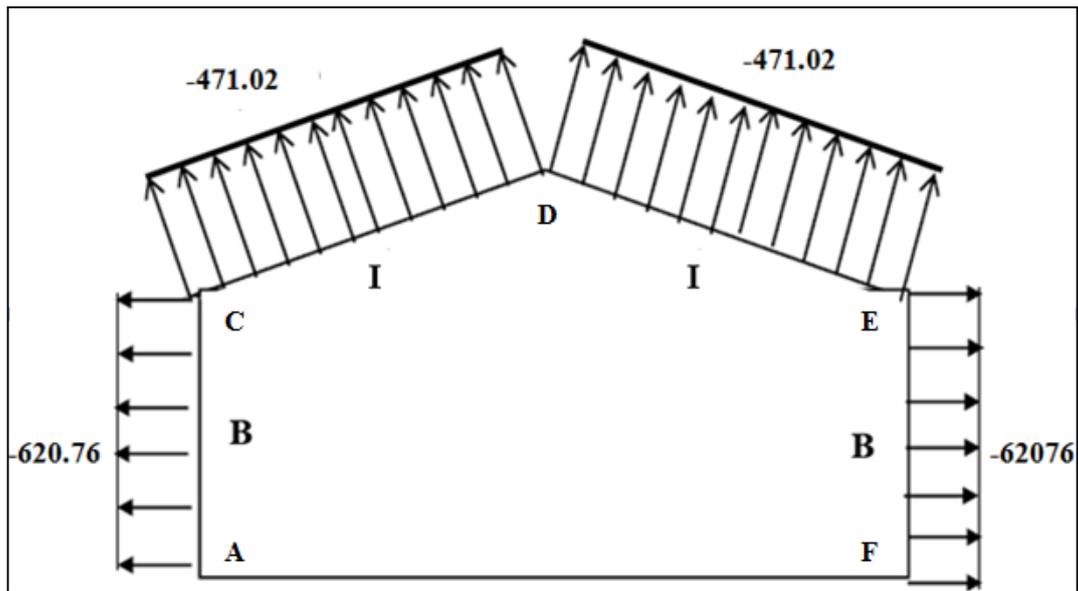


Figure V-4: La répartition des charges du vent sur le portique le plus sollicité en daN/ml (dépression).

Remarque :

Etant donné que les actions du vent sur les deux versants sont identiques, on retiendra directement la charge agissant sur la **zone I** comme charge équivalente sur les deux versants de toiture.

Charge équivalente du vent : **W = -471.02 daN/ml**

5. Surcharge d'entretien

Dans le cas des toitures inaccessible on considéré uniquement dans les calculs une charge d'entretien qui est égale au poids d'un ouvrier et de son assistant et qui est équivalente à deux charges concentrées de 100Kg chacune située à 1/3 et 2/3 de la portée des porté. (**D'après le DTR BC 2.2 article 7.3.1**).

$$Q = 100 \text{ daN/m}^2 \rightarrow Q = 100 \times 5.6 = 560 \text{ daN/ml}$$

V-5-3 Combinaison des charges à l'ELU

- $1.35G + 1.5N$
- $1.35G + 1.35N + 1.35V_{\text{paroi}} + 1.35V_{\text{toiture}}$
- $G + 1.5V_{\text{paroi}} + 1.5V_{\text{toiture}}$

V-5-3 Calcul des sollicitations à l'aide de logiciel ETABS

Il s'agit de déterminer :

- les réaction d'appuis H_A, V_A, H_J, V_J
- les moments maximaux $M_A, M_B, M_C, M_D, M_E, M_F, M_J$

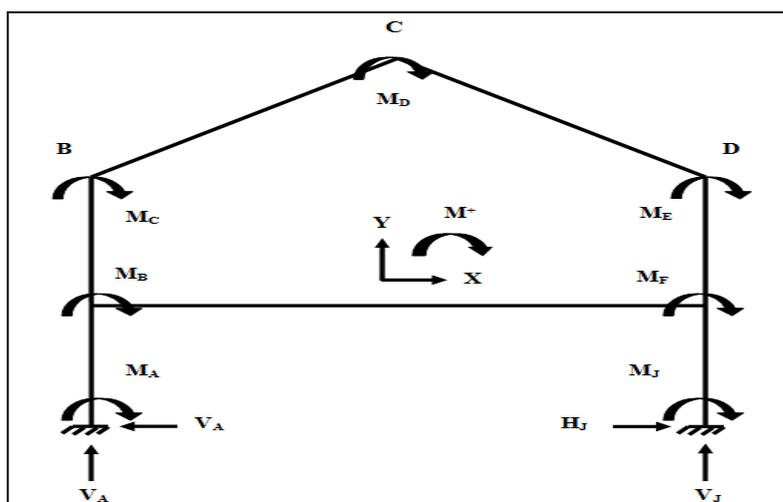


Figure V-5-a: Les efforts agissants sur le portique

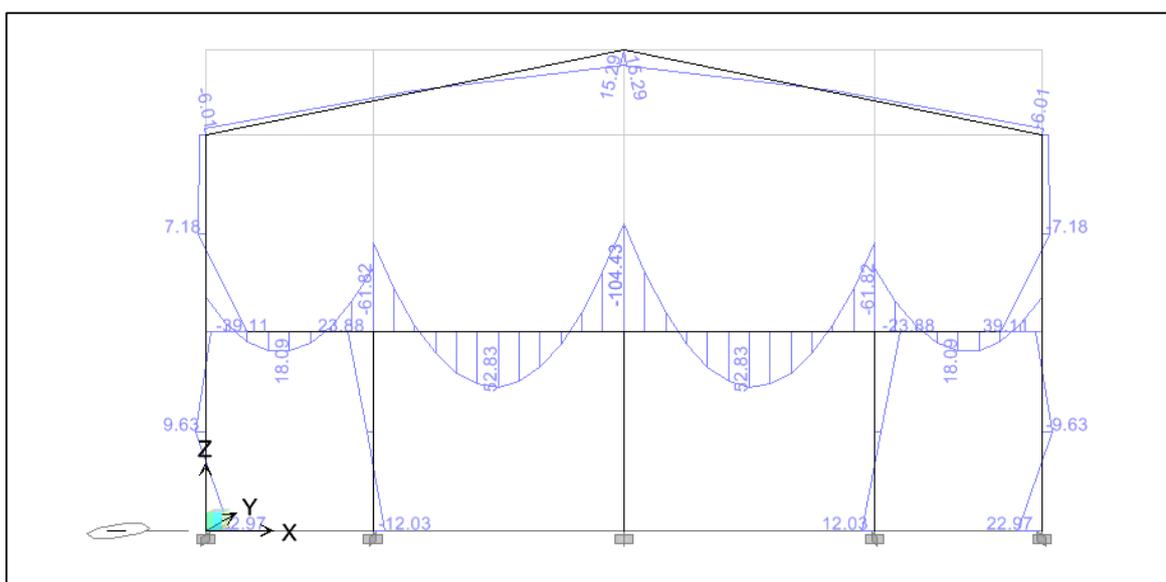


Figure V-5-b: Diagramme des moments

Les résultats sont représentés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau V-4 : Combinaisons à l'ELU pour les réactions d'appuis

Combinaisons	Réactions d'appuis (daN)			
	H_A	H_J	V_A	V_J
1.35G+1.5N	-1141.2	+1141.2	+15078. 6	+15079. 6
1.35G+1.35N+1.35V ₃	+3915.9	-3915.9	-728.1	-728.1
G+1.5V ₃	+5090.5	-5090.5	-7968.0	-7968.0

Chapitre V : pré dimensionnement des éléments structuraux

Tableau V-5: Combinaisons à l'ELU pour les moments

Combinaisons	Moments (daN.m)						
	M _A	M _B	M _C	M _D	M _E	M _F	M _J
1.35G+1.5N	+1443	-4012	-15141	+4920	-15141	11455	-1443
1.35G+1.35N+1.35V ₃	-2297	-3911	-601	+1529	-601	3911	+2297
G+1.5V ₃	-3501	1981	-7984	-1144	7984	-1981	3501

V-5-4 Dimensionnement des traverses

Les traverses sont des éléments porteurs horizontaux ou parfois inclinés, constituant la partie des cadres du halle supportant la toiture. En cas de nœuds traverses poteaux rigides, les traverses transmettent également les forces horizontales dues au vent. Dans cette partie nous allons faire l'étude et le dimensionnement de la traverse d'un portique encastré en pied dans le plan du portique et articulé en pied dans le plan du long pan.

Notre portique se compose d'une traverse de portée de 20.40m. L'espacement entre les portiques est de 5.6m.

➤ Calcul selon l'EC 3

Les moments maximaux sollicitant à la traverse sont :

- au faitage : M_D = 4920 daN.m
- aux appuis : M_C = -15141 daN.m

les modules nécessaires sont :

$$M \leq M_{pl} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \Rightarrow W_{pl} \geq \frac{M \cdot \gamma_{M1}}{f_y}$$

Donc :

- au faitage : $W_{pl} \geq \frac{4920 \times 10^3 \times 1.1}{235 \times 10^2} = 230.3 \text{ cm}^3 \rightarrow \text{IPE 270}$
- aux appuis : $W_{pl} \geq \frac{15141 \times 10^3 \times 1.1}{235 \times 10^2} = 708.73 \text{ cm}^3 \rightarrow \text{IPE 330}$

V-5-4-1 Vérification de la flèche de la traverse (EC 3 art 6.3.4)

Le calcul de la flèche est réalisé au faitage de la traverse, en D, sous l'action combinée non pondérée : G+N

Le moment dans une section (S) vaut :

$$M_x = M_C + (q \cdot \frac{l}{2}) \cdot x - (\frac{q}{2}) \cdot x^2$$

Chapitre V : pré dimensionnement des éléments structuraux

En intégrant l'équation de la déformé :

$$\frac{d^2y}{d^2x} = -\frac{M}{EI}$$

On obtient :

$$y_{\max} = \frac{1}{384EI} (5qL^4 - 48 M_C \cdot L^2)$$

avec :

- $E = 2.1 \times 10^6 \text{ daN/cm}^2$
- $I = 5790 \text{ cm}^4$ (IPE 270 au faitage)
- $q = G + N = 375.98 \text{ daN/m}$
- $L = 20.40 \text{ m}$
- $M_C = -10858 \text{ daN.m}$

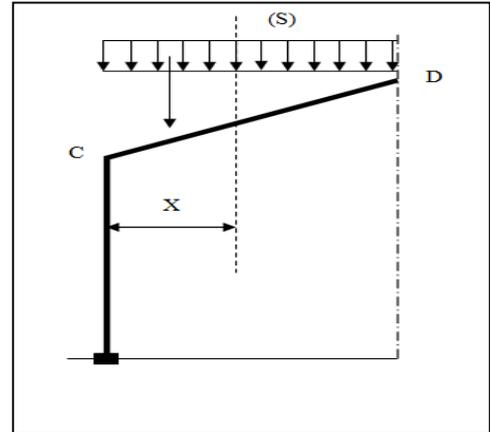


Figure V-6 : charge de neige sur la traverse

A.N : $y_{\max} = \frac{1}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 5790} (5 \times 3.76 \times 2040^4 - 48 \times (1085781) \times 2040^2) = 19 \text{ cm}$

On a : $y_{\max} = 23.3 \text{ cm} > L/200 = 10.2 \text{ cm} \dots\dots\dots$ **non vérifier**

Donc en change le profilé et en opte un IPE360 avec ($I = 16270 \text{ cm}^4$)

$$y_{\max} = \frac{1}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 16270} (5 \times 3.76 \times 2040^4 - 48 \times (1085781) \times 2040^2) = 8.73 \text{ cm}$$

$y_{\max} = 8.73 \text{ cm} > L/200 = 10.2 \text{ cm} \dots\dots\dots$ **Vérifier**

V-5-4-2 Vérification de la traverse au déversement (EC 3 art 6.3.5)

La semelle supérieure de la traverse ne peut pas déverser, car elle est immobilisée latéralement, bloquée par les pannes.

En revanche, la semelle inférieure peut déverser, sous moment négatif dû au vent (soulèvement de la toiture).

On doit vérifier que :

$$M_f \leq M_{\text{dev}} \quad \text{avec : } M_{\text{dev}} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

Où : $\beta_w = 1$ et $\gamma_{M1} = 1.1$ pour les classes 1 et 2 avec :

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

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

Chapitre V : pré dimensionnement des éléments structuraux

$$\overline{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}} \right]^{0.5} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \times [\beta_w]^{0.5}$$

$$\text{avec } \lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{\left[C_1^{0.5} \left(1 + \frac{L^2 \times t_f^2}{20 \times i_z^2 \times h^2} \right) \right]^{0.25}} \quad [\text{Annexe F EC03 partie 1-1}]$$

on a un profilé IPE 360 de classe 1 →

- $B_w = 1$
- $W_{pl,y} = 1019 \text{ cm}^3$
- $i_z = 3.79 \text{ cm}$
- $h = 360 \text{ mm}$
- $t_f = 12.7 \text{ mm}$
- $L = 10.42 \text{ m}$
- $\alpha_{LT} = 0.21$
- $C_1 = 1.132$ (charge uniformément répartie)

Donc : $\lambda_{LT} = 175.17$ et $\lambda_1 = 93.9$

→ $\overline{\lambda}_{LT} = 1.87$ donc il ya un risque de déversement

$$\varphi_{LT} = 2.42 \rightarrow \chi_{LT} = 0.25$$

$$\text{Donc: } M_{dev} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 0.25 \times 1 \times \frac{1019 \times 235 \times 10^{-1}}{1.1} = 5442.38 \text{ daN.m}$$

Le logiciel ETAPS nous donne un moment de fléchissant $M_f = 9184 \text{ daN.m}$ sous la combinaison du vent de soulèvement.

Donc on a : $M_f = 9184 \text{ daN.m} > M_{dev} = 5442.38 \text{ daN.m}$ **Condition non vérifié**

Dans ce cas : on change le profilé et on opte un **IPE 400**

on a le profilé IPE 400 de classe 1 →

- $B_w = 1$
- $W_{pl,y} = 1307 \text{ cm}^3$
- $i_z = 3.95 \text{ cm}$
- $h = 400 \text{ mm}$
- $t_f = 13.5 \text{ mm}$
- $L = 10.42 \text{ m}$
- $\alpha_{LT} = 0.21$
- $C_1 = 1.132$ (charge uniformément répartie)

Chapitre V : pré dimensionnement des éléments structuraux

Donc : $\lambda_{LT} = 174.02$ et $\lambda_1 = 93.9$

→ $\overline{\lambda}_{LT} = 1.85$ donc il ya un risque de déversement

$\Phi_{LT} = 1.88 \rightarrow \chi_{LT} = 0.45$

Donc: $M_{dev} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 0.45 \times 1 \times \frac{1307 \times 235 \times 10^{-1}}{1.1} = 12565.02 \text{ daN.m}$

Donc on a : $M_f = 9184 \text{ daN.m} < M_{dev} = 12565.02 \text{ daN.m} \dots\dots\dots$ **Condition vérifié**

V-5-4-3 Conclusion

L' IPE 400 est convenable pour la traverse

V-5-5 Dimensionnement des poteaux

V-5-5-1 Calcul des sollicitations

1. Charge permanente revenants au poteau du portique intermédiaire

- Couverture en panneaux sandwichs TL75 et accessoires de poses

$$G = (14.2 + 5) \times 5.6 \times 10.42 = 1120.36 \text{ daN}$$

- Poids propre de la panne (IPE 140)

$$G = 12.9 \times 5.6 \times 11 = 794.64 \text{ daN}$$

- Poids propre de la traverse (IPE 400)

$$G = 66.3 \times 10.42 = 690.85 \text{ daN}$$

- Poids propre de la poutre principale

$$G_{p,p} = 77.6 \times 2\text{m} = 155.2 \text{ daN}$$

- Poids propre de la poutre secondaire

$$G_{p,s} = 22.4 \times 1.5 \times 5.6\text{m} = 188.16 \text{ daN}$$

- Poids propre du plancher

Calcul des surfaces d'influence S_1, S_2

$$S_1 = S_2 = 5.6/2 \times 4/2 = 5.6$$

$$\text{Donc } S = 2 \times 5.6 = 11.2 \text{ m}^2$$

$$G_{\text{plancher}} = 11.2 \text{ m}^2 \times 416.9 \text{ kg/m}^2 = 4669.28 \text{ daN}$$

- Poids propre du bardage (LL35)

$$G = 10.9 \times 5.6 \times 9.54 = 582.32 \text{ daN}$$

- Poids propre des lisses de bardage

$$G = 13.4 \times 5.6 \times 9 = 675.36 \text{ daN}$$

Donc : $G = 8876.17 \text{ daN}$

2. Les charges d'exploitations revenants au poteau du portique intermédiaire

- La charge d'entretien E

$$Q = 100 \times 5.6 \times 10.42 = 5835.2 \text{ daN}$$

- la charge d'exploitation sur la surface d'influence du plancher

$$Q = 500 \times 11.2 = 5600 \text{ daN}$$

Donc : $Q = 11435.2 \text{ daN}$

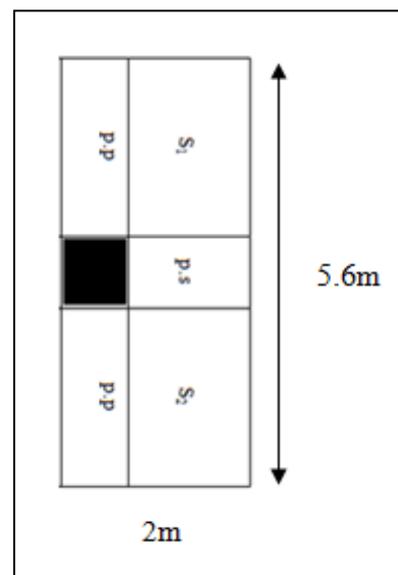


Figure V-7 : Surface reprise par le poteau du portique.

Chapitre V : pré dimensionnement des éléments structuraux

3. Les charges climatiques

- le tableau de sollicitation ci-dessus

V-5-5-2 Pré dimensionnement du poteau selon l'EC3

Le moment le plus défavorable revient à la combinaison : G + 1.5V

$$M_a = 42372 \text{ daN.m}$$

On doit vérifier que :

$$M_a \leq M_{pl} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$\text{Donc : } M_{pl} \geq \frac{M_a \cdot \gamma_{m1}}{f_y} = \frac{42372 \times 1.1 \times 10^4}{235} = 1983370.213 \text{ mm}^3 = 1983.37 \text{ cm}^3$$

Donc on opte un HEA 400 ($M_{pl} = 2562 \text{ cm}^3$)

Les vérifications au flambement et au déversement sera faite a l'aide de logiciel ROBOT

V-5-5-3 Conclusion

Après avoir terminé le pré dimensionnement des élément structuraux et avoir fait toutes les vérifications nécessaires, nous avant adopté pour les élément étudier les profils suivants :

Poutres principales du plancher	IPE 450
Poutres secondaires du plancher	IPE 200
Poteaux du RDC	HEA 400
Poteaux étages	HEA 400
Traverses	IPE 400

Chapitre VI :

pré dimensionnement des contreventements

VI-1 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 : vent, freinages des ponts roulants, effet de séismes, chocs etc. ils sont généralement conçus pour garantir le cheminement des charges horizontales jusqu'aux fondations.

Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants « poutres au vent », et en façade « palées de stabilité », et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués tant sur les pignons que sur les longs pans.

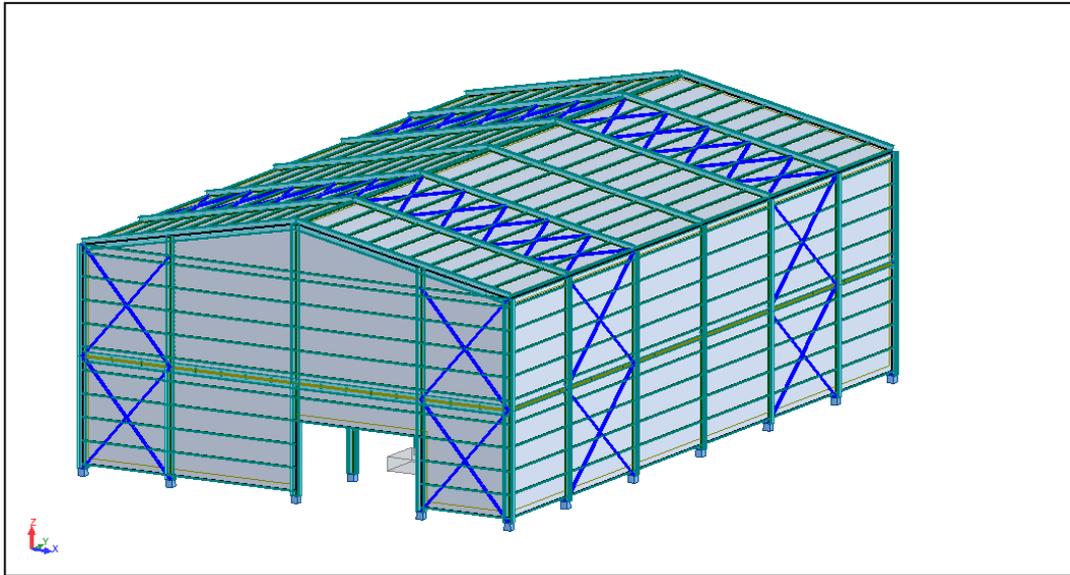


Figure VI-1 : Dispositions des contreventements.

VI-2 Rôle des systèmes de contreventement

Les contreventements ont pour fonctions principales de :

- Reprendre et de transmettre jusqu'aux fondations les efforts dus aux actions latérales ou horizontales causées par : le vent, le séisme, les forces de freinage de ponts roulant, les explosions, les chocs de véhicules, la poussée des terres...
- Jouer un rôle important vis-à-vis des phénomènes d'instabilité en réduisant les risques de flambement et de déversement. En effet, ils diminuent les longueurs de flambement des poteaux, et ils constituent parfois des appuis latéraux intermédiaires pour les membrures comprimées de poutres et de portiques vis-à-vis du déversement.
- Empêcher de grandes déformations (ou de limiter les déplacements horizontaux) sous l'effet de ces actions.

VI-3 Pré dimensionnement de la poutre au vent en pignon selon l'EC3

Elle sera calculée comme une poutre à treillis reposant sur deux appuis et soumise à des réactions horizontales supérieures des potelets auxquelles on adjoint l'effort d'entraînement des efforts horizontaux.

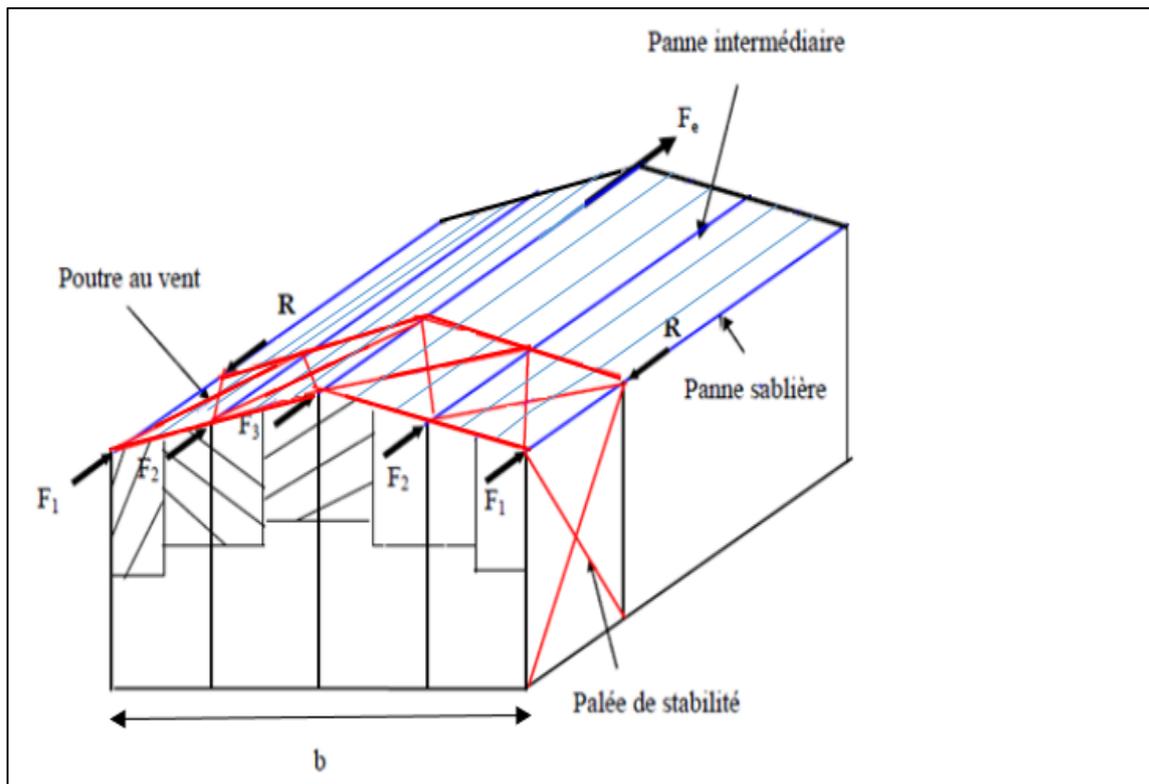


Figure VI-2 : Effort du vent sur le pignon

VI-3-1 Evaluation des efforts

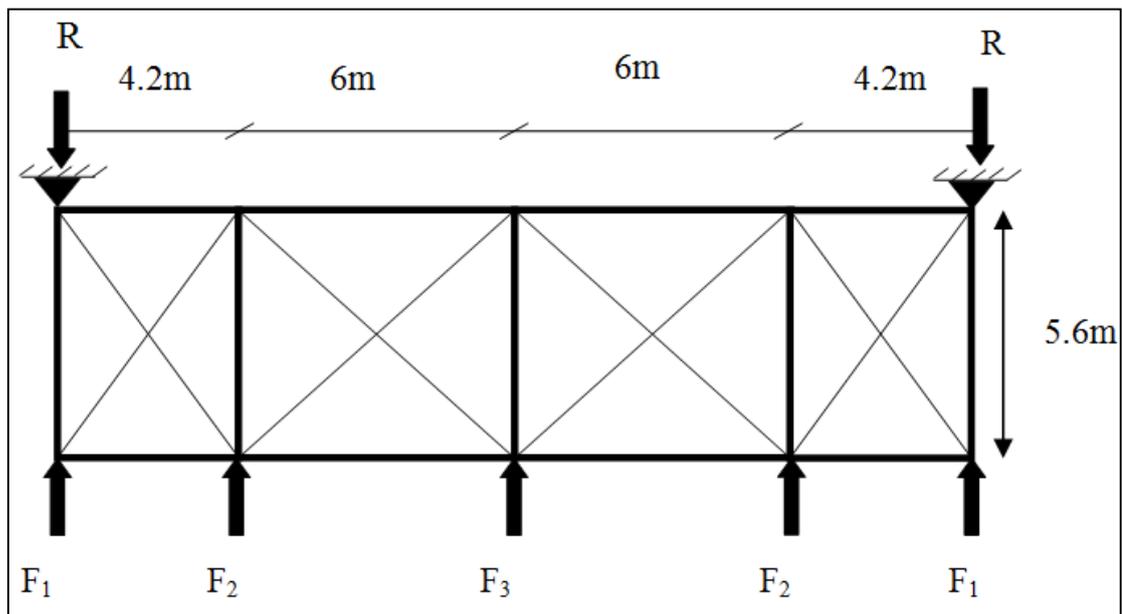


Figure VI-3: Schéma statique de la poutre au vent

L'effort F en tête de potelet se décompose en :

- Un effort F de compression simple en tête du poteau.
- Un effort F_d de traction dans les diagonales.

Chapitre VI : pré dimensionnement des contreventements

Calcul des forces :

- **Effort F de compression simple en tête des potelets.**

On a : $h_1 = 9.58\text{m}$

$h_2 = 10.31\text{m}$

$h_3 = 11.58\text{m}$

Et la force de frottement du vent perpendiculaire au pignon $F_{fr} = 0$ (chapitre II étude climatique)

La pression du vent : $V = q_h = 114.9 \text{ daN/m}^2$ (chapitre II)

$$\text{➤ } F_1 = \left(V \times \frac{h_1}{2} \times \frac{b}{8} \right) + \frac{F_{fr}}{8} = \left(114.9 \times \frac{9.58}{2} \times \frac{20.40}{8} \right) + \frac{0}{8} = 1403.45 \text{ daN}$$

$$\text{➤ } F_2 = \left(V \times \frac{h_2}{2} \times \frac{b}{4} \right) + \frac{F_{fr}}{4} = \left(114.9 \times \frac{10.31}{2} \times \frac{20.40}{4} \right) + \frac{0}{4} = 3020.78 \text{ daN}$$

$$\text{➤ } F_3 = \left(V \times \frac{h_3}{2} \times \frac{b}{4} \right) + \frac{F_{fr}}{4} = \left(114.9 \times \frac{11.58}{2} \times \frac{20.40}{4} \right) + \frac{0}{4} = 3392.88 \text{ daN}$$

- **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 grand élancement, elles tendent à flamber sous faibles efforts, suivant le sens du vent, c'est l'une ou l'autre des diagonales qui est tendue.

Le contreventement de versant est une poutre à treillis supposée horizontale, par méthode des coupures, on établit que l'effort F_d dans les diagonales d'extrémité (les plus sollicitées) est donné comme suit :

$$F_d \cdot \cos\theta + F_1 = R$$

Avec :

$$R = \frac{\sum F_i}{2} = \frac{2(F_1 + F_2) + F_3}{2} = \frac{2(1403.45 + 3020.78) + 3392.88}{2}$$

$$R = 6120.67 \text{ daN}$$

$$\tan\theta = \frac{4.2}{5.6} \Rightarrow \text{Arctg } \theta = \frac{4.2}{5.6} = 36.87^\circ$$

$$\text{D'où: } F_d = \frac{R - F_1}{\cos\theta} = \frac{6120.67 - 1403.45}{\cos 36.87^\circ} = 5896.53 \text{ daN}$$

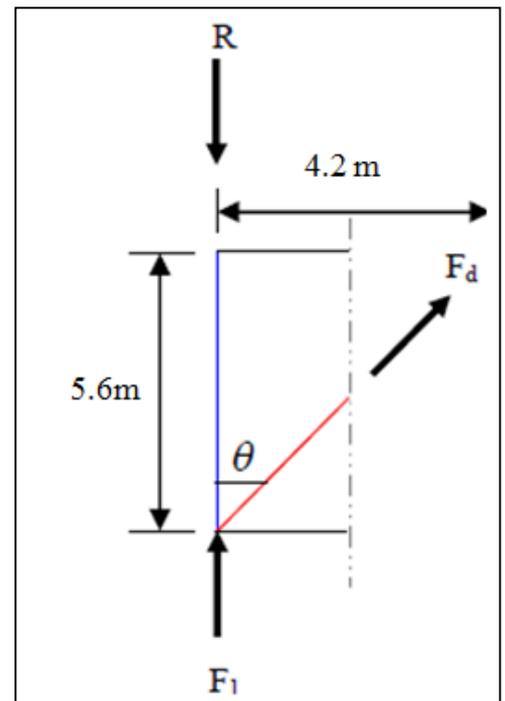


Figure VI-4: L'effort F_d dans la diagonale d'extrémité

Chapitre VI : pré dimensionnement des contreventements

- **Section de la diagonale :**

On a:
$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$$

Avec: $N_{sd} = 1.5 \times F_d = 8844.80 \text{ daN}$

$N_{sd} = 88.45 \text{ KN}$

Donc:
$$A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{88.45 \times 1.1}{23.5} = 4.14 \text{ cm}^2$$

Donc on opte une barre de cornière égale : L45x45x5 ($A = 4.30 \text{ cm}^2$) avec un boulon de 12 mm et trous de 13 mm.

VI-3-2 Vérification à la résistance ultime de la section

On doit vérifier que $N_{sd} = 1.5 F_d < N_{u,rd} = \frac{\beta \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{m2}}$

Avec : $A_{net} = 4.30 - 0.5 \times 1.3 = 3.65 \text{ cm}^2$

β : est le coefficient minorateur donné dans le tableau ci-dessous en fonction de l'entraxe p_1 des trous.

Tableau VI-1 : Coefficients minorateurs β_1 et β_2

Tableau – coefficients minorateurs β_1 et β_2		
Entraxe p_1	$\leq 2.5 d_0$	$\geq 5.0 d_0$
β_2 (boulons)	0.4	0.7
β_2 (3 boulons ou plus)	0.5	0.7

On prend : une attache de 2 boulon avec $p_1 = 100 \text{ mm}$; $e_1 = 25 \text{ mm}$

$$\left. \begin{array}{l} p_1 = 100 \text{ mm} > 5.0 d_0 = 5 \times 13 = 65 \text{ mm} \\ \text{Avec : } d_0 = 13 \text{ mm diamètre des trous} \end{array} \right\} \beta = \beta_2 = 0.7$$

→
$$N_{u,rd} = \frac{\beta \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{m2}} = \frac{0.7 \times 3.65 \times 3600}{1.25} = 7358 \text{ daN}$$

On a $N_{sd} = 8844.80 \text{ daN} > N_{u,rd} = 7358 \text{ daN}$ **non vérifier**

Chapitre VI : pré dimensionnement des contreventements

Donc dans ce cas en augmente la section de la cornière

Soit : une cornière égale : L55x55x5 ($A = 5.32 \text{ cm}^2$)

Avec : $A_{\text{net}} = 5.32 - 0.5 \times 1.3 = 4.67 \text{ cm}^2$

$$\rightarrow N_{u \text{ rd}} = \frac{\beta \cdot A_{\text{net}} \cdot f_u}{\gamma_{m2}} = \frac{0.7 \times 4.67 \times 3600}{1.25} = 9414.72 \text{ daN}$$

On a $N_{\text{sd}} = 8844.80 \text{ daN} < N_{u \text{ rd}} = 9414.72 \text{ daN}$ vérifier

VI-3-3 Conclusion

Une cornière isolée de L55x55x5 avec boulon de 12 mm et trous de 13 mm convient pour les barres de contreventement de la poutre au vent.

VI-4 Pré dimensionnement de la palée de stabilité en long pan

Les palées de stabilité doivent reprendre les efforts de vent sur pignon 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.

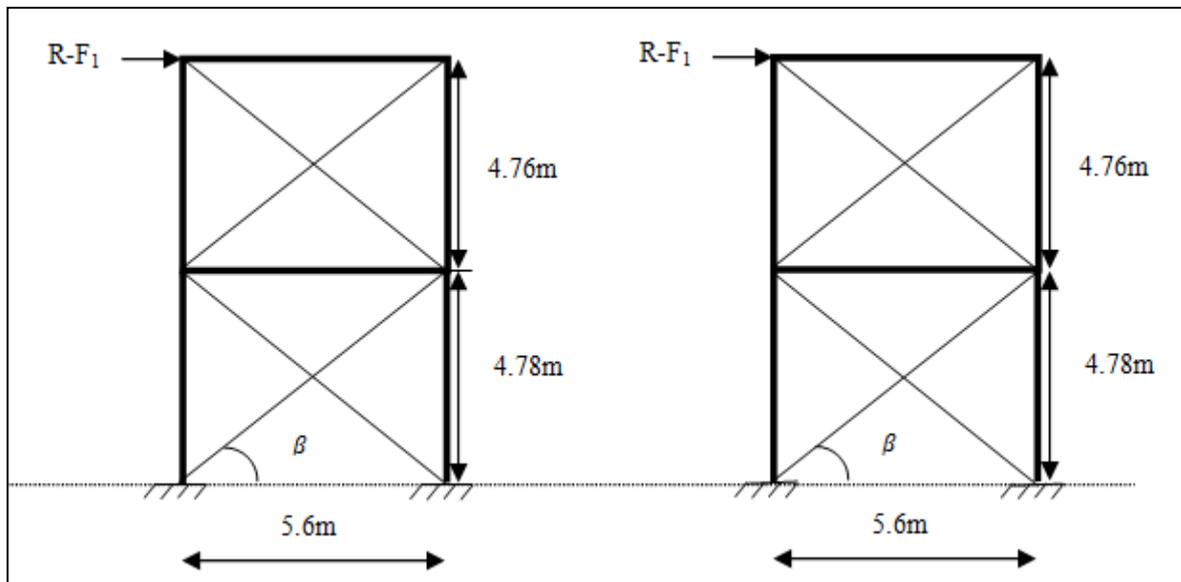


Figure VI-5: Schéma statique de Palée de stabilité en long pan

Chapitre VI : pré dimensionnement des contreventements

VI-4-1 Evaluation des efforts

Par méthode de coupure, on obtient :

$$R - F_1 = N \cdot \cos \beta \quad \rightarrow \quad N = \frac{R - F_1}{\cos \beta}$$

Avec : $R = 6120.67 \text{ daN}$

$$\tan \theta = \frac{4.76}{5.6} \Rightarrow \text{Arctg } \theta = \frac{4.76}{5.6} = 40.36^\circ$$

$$\text{D'où: } N = \frac{R - F_1}{\cos \beta} = \frac{6120.67 - 1403.45}{\cos 40.36^\circ} = 6190.65 \text{ daN}$$

- **Section de la diagonale :**

$$\text{On a: } N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma M_0}$$

$$\text{Avec: } N_{sd} = 1.5 \times N = 9285.98 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = \mathbf{92.86 \text{ KN}}$$

$$\text{Donc: } A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma M_0}{f_y} = \frac{92.86 \times 1.1}{23.5} = 4.35 \text{ cm}^2$$

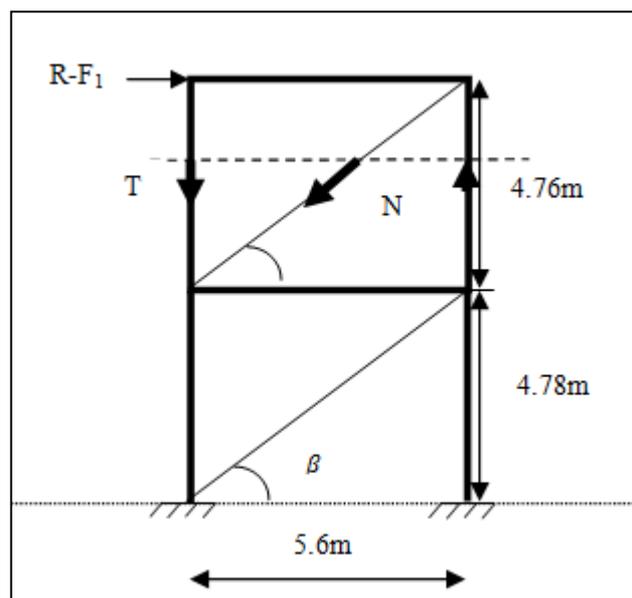


Figure 6 : Effort de traction dans la diagonale tendue

Donc on opte une barre de cornière égale : L55x55x5 ($A = 5.32 \text{ cm}^2$) avec un boulon de 12 mm et trous de 13 mm.

VI-4-2 Vérification à la résistance ultime de la section

$$\text{On doit vérifier que } N_{sd} = 1.5 N < N_{u,rd} = \frac{\beta \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{m2}}$$

$$\text{Avec: } A_{net} = 5.32 - 0.5 \times 1.3 = 4.67 \text{ cm}^2$$

β : est le coefficient minorateur donné dans le tableau ci-dessous en fonction de l'entraxe p_1 des trous.

Chapitre VI : pré dimensionnement des contreventements

Tableau VI-2 : Coefficients minorateurs β_1 et β_2

Tableau – coefficients minorateurs β_1 et β_2		
Entraxe p_1	$\leq 2.5 d_0$	$\geq 5.0 d_0$
β_2 (boulons)	0.4	0.7
β_2 (3 boulons ou plus)	0.5	0.7

On prend : une attache de 2 boulon avec $p_1 = 100$ mm ; $e_1 = 25$ mm

$$p_1 = 100 \text{ mm} > 5.0 d_0 = 5 \times 13 = 65 \text{ mm}$$

Avec : $d_0 = 13$ mm diamètre des trous

$$\rightarrow N_{u\text{rd}} = \frac{\beta \cdot A_{\text{net}} \cdot f_u}{\gamma_{m2}} = \frac{0.7 \times 4.67 \times 3600}{1.25} = 9414.72 \text{ daN}$$

On a $N_{\text{sd}} = 9285.98 \text{ daN} < N_{u\text{rd}} = 9414.72 \text{ daN}$ **vérifier**

VI-4-3 Conclusion

Une cornière isolée de **L55×55×5** avec boulon de 12 mm et trous de 13 mm convient pour les barres de contreventement de la palée de stabilité.

Chapitre VII :

Etudes sismique

VII-1 Introduction

L'étude sismique a pour but de déterminer les sollicitations engendrées par un éventuel séisme à chaque niveau de notre structure afin d'assurer une protection acceptable des vies humaines et de la construction vis-à-vis des effets de l'action sismique par une conception et un dimensionnement appropriés. Cette étude s'appuie sur les règles parasismiques algériennes RPA /2003.

VII-2 Notions de sismologie

Un séisme correspond à une vibration du sol provoquée par une libération soudaine d'énergie de déformation.

L'activité sismique est due principalement à la nature géologique de la région maghrébine et à ses caractéristiques tectoniques à la frontière des plaques africaines et eurasiennes qui est en mouvement compressif permanent.

Le séisme se manifeste par une série de secousses brutales et violentes qui ébranlent le sol, leurs effets sont souvent catastrophiques. Ces secousses sismiques imposent aux constructions des accélérations particulières, il en résulte des efforts pouvant s'exercer suivant des directions quelconques.

VII-3 Classification de notre ouvrage selon l'RPA99 version 2003

VII-3-1 Classification de la zone sismique

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune et d'après ce tableau notre ouvrage et implantée dans la wilaya de TIZI OUZOU commune de IFLISSEN donc en **zone IIa**.

VII-3-2 Classification de notre ouvrage selon son importance (Art3.2 RPA99 version2003)

Notre ouvrage est fait pour usage commerciale dont la hauteur est inférieure à 48 m, mais il peut recevoir plus 300 personnes ce qui fait qu'il est classé dans le **groupe 1B** : ouvrages de grande importance

VII-3-3 Classification du site (Art3.3 RPA99 version2003)

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de catégorie S_3 .

Dans la catégorie S_3 (**site meuble**), on retrouve les dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide caractérisé par une vitesse de l'onde de cisaillement $V_s \geq 200$ m/s à partir de 10m de profondeur.

VII-3-4 Classification des systèmes de contreventement (Art. 8-4-2 RPA99 version2003)

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R

Notre structure est contreventée par un système de palée triangulé en X.

Dans ce type de palée, il est admis de considérer que seules les barres tendues, pour un sens donné de l'action sismique, interviennent avec efficacité dans la résistance dissipative de l'ossature. Pour ce type de palées de contreventement, il est pris une valeur du coefficient $R=4$.

VII-3-5 Classification de l'ouvrage selon sa configuration (Art3.5 RPA99 version2003)

La régularité en plan est vérifiée (les 4 conditions de l'RPA a_1, a_2, a_3, a_4 sont vérifiées) mais la régularité en élévation n'est pas vérifiée car la condition b_2 n'est pas vérifiée car la masse de notre ouvrage diminue d'une façon brusque du bas au sommet), ce qui fait que notre ouvrage est classé comme étant ouvrage irrégulier.

VII-4 Méthodes de calcul

Le règlement **RPA 99 (version 2003)** propose trois méthodes différentes de calcul :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérographes.

La structure ne répond pas aux conditions exigées par RPA99 version2003 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente (conditions de régularité en élévation n'est pas vérifiée car la masse de notre ouvrage diminue d'une façon brusque du bas au sommet), alors le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale (peut être utilisée dans tous les cas et en particulier dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise).

VII-5 Principe de la méthode

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure

VII-5-1 Modélisation :

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et de masse de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces d'inerties sismiques. Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravités des planchers avec trois (03) DDL (02 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

VII-5-2 Nombre des modes considérer (RPA99/2003) :

D'après le RPA99/2003 (article 4.3.4 [2]) : pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonale, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

Chapitre VII : Etudes sismique

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
3/ 1	2.98	0.34	0.01	1.94	3.37	0.01	1.94	3.37	153589.84	153589.84	153589.84
3/ 2	5.25	0.19	0.01	26.94	3.39	0.00	25.01	0.02	153589.84	153589.84	153589.84
3/ 3	5.45	0.18	0.01	26.94	3.39	0.00	0.00	0.00	153589.84	153589.84	153589.84
3/ 4	6.14	0.16	0.07	85.10	3.47	0.06	58.15	0.08	153589.84	153589.84	153589.84
3/ 5	6.76	0.15	71.51	85.12	3.53	71.44	0.02	0.06	153589.84	153589.84	153589.84
3/ 6	8.02	0.12	72.75	85.15	8.00	1.24	0.03	4.47	153589.84	153589.84	153589.84
3/ 7	8.55	0.12	72.76	85.16	8.56	0.01	0.01	0.56	153589.84	153589.84	153589.84
3/ 8	8.75	0.11	72.78	85.16	8.57	0.02	0.00	0.00	153589.84	153589.84	153589.84
.											
.											
.											
3/ 38	20.46	0.05	89.14	91.98	49.37	0.11	0.46	0.90	153589.84	153589.84	153589.84
3/ 39	20.79	0.05	89.14	91.98	49.68	0.00	0.00	0.31	153589.84	153589.84	153589.84
3/ 40	22.26	0.04	89.14	92.67	50.02	0.00	0.68	0.34	153589.84	153589.84	153589.84
3/ 41	23.47	0.04	89.40	92.85	50.02	0.26	0.18	0.01	153589.84	153589.84	153589.84
3/ 42	23.83	0.04	89.40	92.85	50.02	0.01	0.00	0.00	153589.84	153589.84	153589.84
3/ 43	24.62	0.04	89.48	92.85	50.03	0.08	0.00	0.00	153589.84	153589.84	153589.84
3/ 44	25.32	0.04	91.22	92.86	50.08	1.74	0.01	0.05	153589.84	153589.84	153589.84

Le nombre de mode à prendre en considération est de 44 modes, car c'est à ce mode que le 90% de mobilisation de masse modale effective dans les deux directions sont atteints (Art 4.3.4 du RPA 2003)

VII-5-3 Spectre de réponse de calcul

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right)^{2/3} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) & T \geq 3,0s \end{cases}$$

Avec : - A : Coefficient d'accélération de zone.

- η : Coefficient de correction d'amortissement.
- Q : Facteur de qualité.
- T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.
- R : Coefficient de comportement globale de la structure.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \geq 0.7$$

- ζ : Pourcentage d'amortissement critique donnée par le tableau 4.2 (RPA99/version2003)

Dans notre cas, on a un portique en acier et un remplissage léger donc : $\xi = 4 \%$ → $\eta = 1.08$
..... Vérifié

$A = 0.15$ (tableau 4.1 RPA99/version2003).

$R = 4$ (ossature contreventé par palées triangulées en X - tableau 4.3 RPA99/version2003).

La structure à étudier est implantée dans un site de catégorie S3 (site meuble).

$T_1 = 0.15$ seconde et $T_2 = 0.5$ seconde (tableau 4.7 RPA99/version 2003)

V 4-5 Calcul de la force sismique totale

L'effort sismique total appliqué à la base de la structure est donné par la formule suivante.
(Voir RPA99/2003, §4.2.3) :

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

Avec :

- V : Effort tranchant à la base du bâtiment.
- A: coefficient d'accélération des zones.
- D: facteur d'amplification dynamique moyen.
- Q: facteur de qualité.
- R: coefficient de comportement global de la structure.
- W: poids de la structure

1. Coefficient d'accélération de zone A

Le coefficient "A" dépend du groupe d'usage de l'ouvrage et de la zone sismique, où il sera implanté.

- Groupe d'usage de l'ouvrage: **groupe 2.**
- Zone sismique: **Zone IIa.**

D'après le tableau 4.1 de RPA 99 version 2003

On obtient **A = 0.15**

2. Facteur d'amplification dynamique moyen D

Le facteur d'amplification dynamique moyen est donné en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

Chapitre VII : Etudes sismique

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

Avec :

- T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site
S3 : site meuble d'après le tableau 4-7 $\longrightarrow T_2=0.5$ (s)
- η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$$

Avec :

- ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. (tableau 4.2)

On a un portique en acier donc : $\xi = 4 \text{ ‰} \rightarrow \eta = 1$ Vérifié

Donc : $\eta = \sqrt{7/(2 + 4)} = 1.08 > 0.7$

On a $T = 0.34$ s ($T_{\text{analytique}}$ donné par le logiciel Robot)

Calcul de la période fondamentale à l'aide des formules empirique :

$$T = \min \left\{ C_T \times h^{3/4} \right. \\ \left. \left\{ 0.09 \frac{h}{\sqrt{L_x}} ; 0.09 \frac{h}{\sqrt{L_y}} \right. \right.$$

D'après le RPA 2003 pour l'estimation de la période fondamentale de la structure, postule que :

<< les valeurs de T calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celle estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30% >>.

Pour mieux interpréter cet article Taleb [] à proposé à ce que le choix de la période de calcul de l'effort tranchant à la base soit limité comme suite :

Condition sur T	Période choisie
$T_{\text{analytique}} < T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{empirique}}$
$T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} < 1.3 T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{analytique}}$
$1.3 T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}}$	$T = 1.3 T_{\text{empirique}}$

Chapitre VII : Etudes sismique

Calcul de $T_{\text{empirique}}$

$$T_{\text{emp}} = \min \left\{ \begin{array}{l} C_T \times h^{3/4} \\ 0.09 \frac{h}{\sqrt{L_x}} ; 0.09 \frac{h}{\sqrt{L_y}} \end{array} \right.$$

Avec $C_T = 0.085$ (Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie)

Et $h = 11.58\text{m}$, $L_x = 20.40\text{ m}$ et $L_y = 31.80\text{ m}$

$$\rightarrow T_{\text{emp}} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.085 \times 11.58^{3/4} \\ 0.09 \frac{11.58}{\sqrt{20.40}} ; 0.09 \frac{11.58}{\sqrt{31.80}} \end{array} \right.$$

$$T_{\text{emp}} = \min \{0.53 ; 0.23 ; 0.18\} = 0.18\text{ s}$$

On a $1.3 \times T_{\text{emp}} = 0.23\text{ s} \rightarrow 1.3 T_{\text{empirique}} = 0.23 < T_{\text{analytique}} = 0.34 \rightarrow T = 1.3 T_{\text{empirique}} = 0.23\text{ s}$

Donc : $0 < T=0.23 < T_2=0.5 \rightarrow D = 2.5 \eta$

$\rightarrow D = 2.7$

3. Facteur de qualité Q

D'après le tableau 4.4 de l'RPA on déduit la valeur du facteur de qualité comme suite :

Critère Q	Valeur de $p_q(x)$		Valeur de $p_q(y)$	
	Observation	Pénalités	Observation	Pénalités
Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

Donc : $Q_x = Q_y = 1+0.2 = 1.2$

4. Coefficient de comportement global de la structure R.

$R = 4$ (ossature contreventé par palées triangulées en X - tableau 4.3 RPA99/version2003). Et (Art. 8-4-2 RPA99 version2003)

5. Le poids de la structure W.

On a $W_i = \sum W_i$ avec $W_i = W_{Gi} = \beta W_{Qi}$

Avec $\beta = 0.4$ (cas 2 restaurant du tableau 4.5 du RPA 2003)

A l'aide de logiciel robot on peut déterminer directement le poids de la structure :

W = 1698.20 KN

La force sismique à la base de la structure est:

$$V_x = \frac{A \times D \times Q_x}{R} \times W = \frac{0.15 \times 2.7 \times 1.2}{4} \cdot 1698.20 = 206.33 \text{ KN}$$

$$80\% V_x = 165.06 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A \times D \times Q_y}{R} \times W = \frac{0.15 \times 2.7 \times 1.2}{4} \cdot 1698.20 = 206.33 \text{ KN}$$

$$80\% V_y = 165.06 \text{ KN}$$

Les valeurs de V_x dans le sens x et V_y dans le sens y obtenue par le logiciel comme suit :

$$V_x = 219.74 \text{ KN et } V_y = 207.28 \text{ KN}$$

Donc on a $V_x = 223.40 \text{ KN} > 80\% V = 165.06 \text{ KN}$ **condition vérifié**

$V_y = 208.19 \text{ KN} > 80\% V = 165.06 \text{ KN}$ **condition vérifié**

VII-6 Comparaison entre l'effort sismique et la force due au vent

A fin de déterminer l'effort le plus défavorable qui sollicite notre ouvrage en compare entre l'effort sismique et la force du vent au niveau du plancher et en tête des poteau dans les deux direction suivant X et Y.

VII-6-1 Distribution le l'effort sismique

On a la formule (4-11) de l'article 4.2.5 de l'RPA 99 version 2003

$$F_{ix} = \frac{(V_x - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum_{j=1}^n W_j \times h_j} \quad \text{et} \quad F_{iy} = \frac{(V_y - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum_{j=1}^n W_j \times h_j}$$

On a : si $T \leq 0.7 \rightarrow F_t = 0$ (L'article 4.2.5 de l'RPA 99 version 2003)

$$T > 0.7 \rightarrow F_t = 0.07 TV$$

On a $T = 0.34 < 0.7 \rightarrow F_t = 0$

Et on au niveau du plancher $W_1 = 177482.96 \text{ Kg}$

au niveau de la toiture $W_2 = 29369 \text{ Kg}$

1. Suivant le sens X

Au niveau du plancher

$$F_{1x} = \frac{223.4 \times 177482.96 \times 4.78}{177482.96 \times 4.78 + 29369 \times 9.54} = 167.94 \text{ KN}$$

En tête du poteau (poteau)

$$F_{2x} = \frac{223.4 \times 29369 \times 9.54}{177482.96 \times 4.78 + 29369 \times 9.54} = 55.46 \text{ KN}$$

2. Suivant le sens Y

Au niveau du plancher

$$F_{1y} = \frac{208.19 \times 177482.96 \times 4.78}{177482.96 \times 4.78 + 29369 \times 9.54} = 156.5 \text{ KN}$$

En tête du poteau (poteau)

$$F_{2y} = \frac{208.19 \times 29369 \times 9.54}{177482.96 \times 4.78 + 29369 \times 9.54} = 51.69 \text{ KN}$$

VII-6-2 Distribution de la force du vent

1. Suivant le sens X (face pignon)

➤ Au niveau du plancher

La surface d'influence $S_1 = 20.40 \times 4.77 = 97.308 \text{ m}^2$

$$V_{1x} = 121.94 \times 97.308 = 118.66 \text{ KN}$$

➤ En tête de poteau (poteau)

La surface d'influence $S_2 = 20.81 \times 20.40 \times 2.38 = 69.36 \text{ m}^2$

$$V_{2x} = 121.94 \times 69.36 = 84.58 \text{ KN}$$

2. Suivant le sens Y (face long pan)

➤ Au niveau du plancher

La surface d'influence $S_1 = 31.80 \times 4.77 = 151.69 \text{ m}^2$

$$V_{1y} = 121.94 \times 151.69 = 184.97 \text{ KN}$$

➤ En tête de poteau

La surface d'influence $S_2 = 31.8 \times 2.38 + 330.78 = 406.46 \text{ m}^2$

$$V_{2y} = 121.94 \times 406.46 = 495.63 \text{ KN}$$

VII-6-2 Conclusion

En comparons la distribution verticale de la force de la force sismique et la force equivalente du vent au niveau du plancher et en tête du poteau (toiture) suivant X et Y on constate que l'effort du vent domine l'effort sismique.

Pour cela on introduit les forces due au vent sur le logiciel ROBOT et les combinaisons à l'ELU et l'ELS pour la vérification des éléments.

Chapitre VIII :

Vérification des

éléments

Chapitre VIII :Vérification des éléments

VIII-1 Introduction

Le but de tous calculs de structures est de vérifier tous les éléments aux sollicitations afin d'assurer la stabilité globale de l'ossature.

La vérification de l'ossature nécessite au préalable l'évaluation de toutes les charges (permanentes, d'exploitations, séismiques et climatiques) qui lui seraient appliquées. Le calcul ce fait sous les combinaisons d'actions les plus défavorables auxquelles ils pourraient être soumis durant toute leur période d'exploitation de l'ouvrage.

Les sollicitations obtenues servent à la vérification des éléments (poteaux, poutres,...), elles servent également au calcul des assemblages, ainsi qu'à celui de l'infrastructure.

VIII-2 Méthode de travail

Après avoir pré dimensionné les éléments structuraux et secondaires de notre ouvrage, on passe à la vérification de ces éléments à l'aide de logiciel ROBOT.

On modélise notre structure sur ROBOT en utilisant les profilé déjà pré dimensionné puis on introduit les charge permanente, les surcharge d'exploitation et les combinaisons d'action puis on lance le calcul et on vérifier les éléments.

L'organigramme ci-dessous résume les étapes de travail:

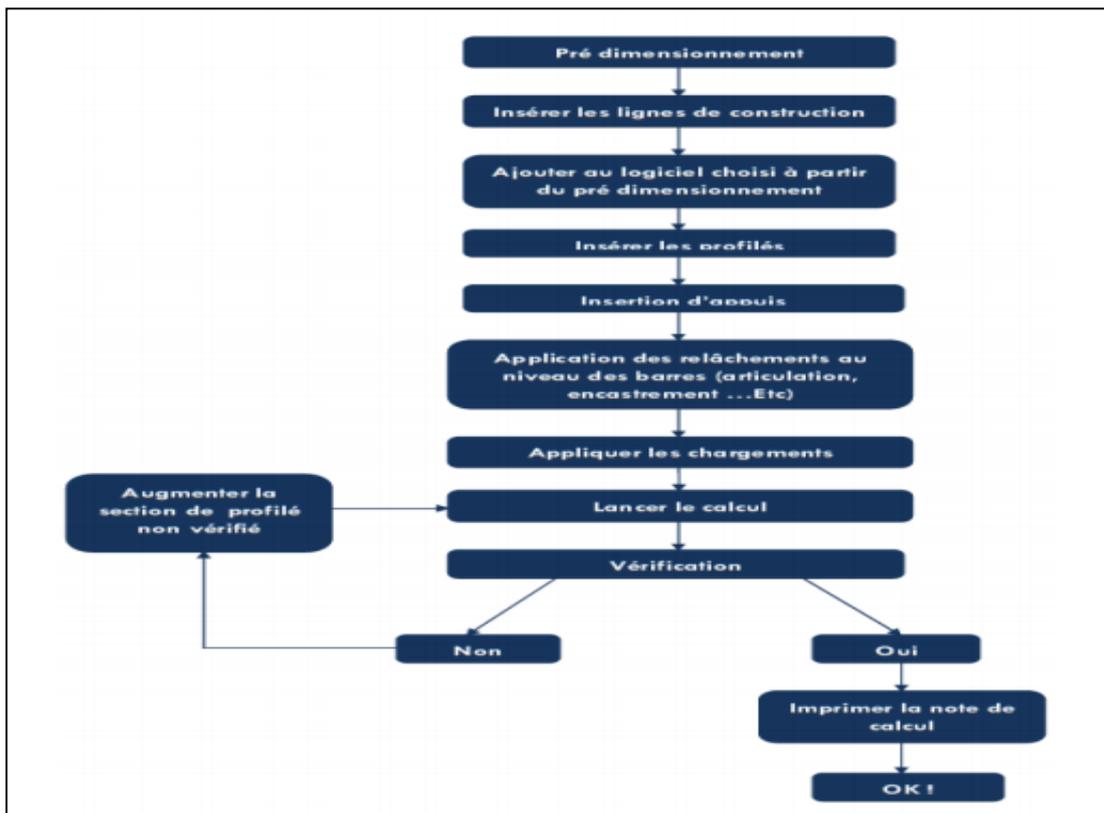


Figure VIII-1 : Etape de modélisation à l'aide de logiciel ROBOT

VIII-3 Etapes de modilisation

1. Materiaux utilisé

a. Acier

- La limite élastique de traction, $f_y=235$ Mpa.
- Module de YOUNG (module d'élasticité longitudinal) $E=210000$ Mpa.
- Module d'élasticité transversal $G=81000$ Mpa.
- La masse volumique de l'acier : $\rho = 7850$ Kg/m³
- Coefficient de poisson $\nu = 0.3$

b. Béton

- résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} =25$ Mpa
- La résistance caractéristique à la traction f_{t28} : donné par la formule suivante : $f_{t28}=0.6*0.06f_{c28}$ donc (BAEL/A2.1 ,12)

$$F_{t28}=0.6*0.06*25=2.1 \text{ Mpa}$$

- La masse volumique : $\rho = 2500$ Kg/m³.
- Le module d'élasticité longitudinale $E = 32164.2$ Mpa.
- Coefficient de poisson $\nu = 0$ à l'ELU

$$\nu = 0.2 \text{ à l'ELS}$$

2. Profilé

Pannes	IPE 140
Lisses de bardages	UPN 120
Potelets	IPE 220
Solives	IPE 200
Poutres maitresses	IPE 450
Traverses	IPE 400
Poteaux RDC	HEA 400
Poteaux étage	HEA 400
Poutres au vent	CAE 55X6
Palées de stabilité	CAE 55X6
Poutres palières	IPN 280
limons	UPN 300

3. Modélisation géométrique

Vue en 3D

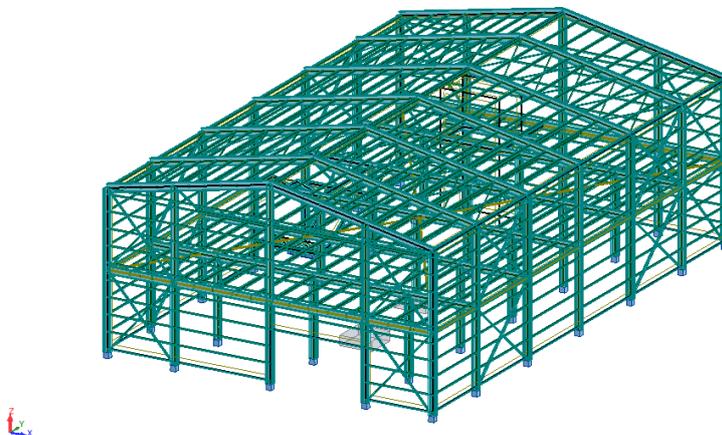


Figure VIII-2 : Vue en 3D de la structure

Vue en plan du plancher

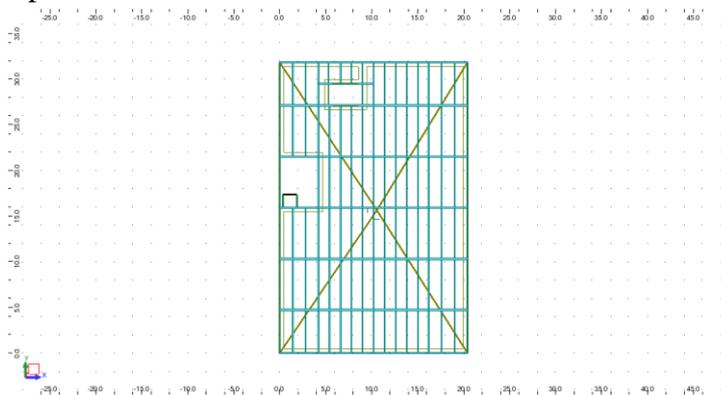


Figure VIII-3 : Vue en plan du plancher

Vue en élévation de la face long pan

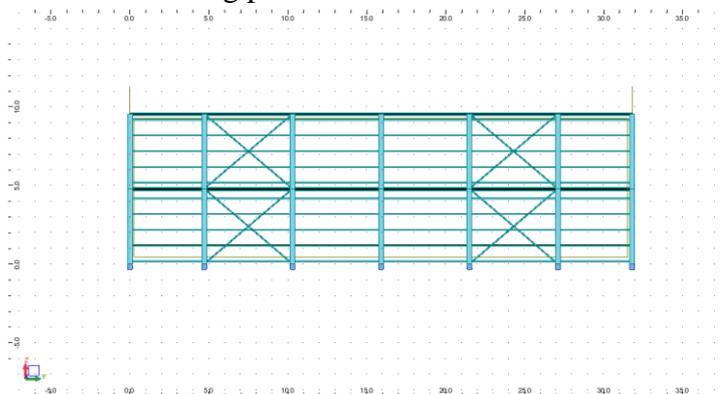


Figure VIII-4 : Vue en élévation de la face long pan

Vue en élévation de la face pignon

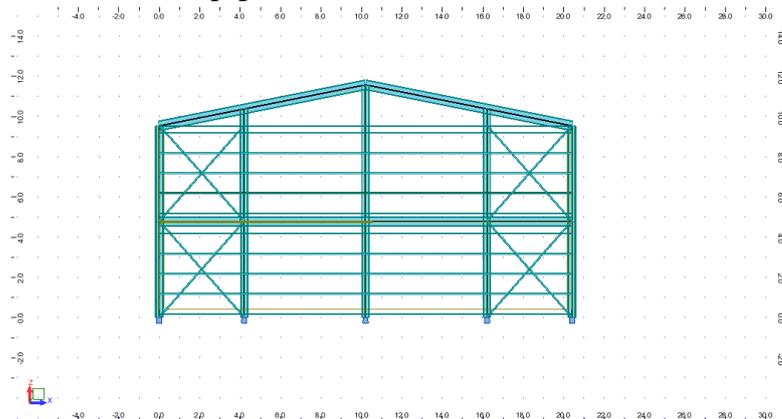


Figure VIII-5 : Vue en élévation de la face pignon

4. Chargements

➤ pour la toiture

La surcharge d'entretien $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

➤ pour le plancher

la charge permanente dues aux revêtement $G = 1.52 \text{ KN/m}^2$ (TN40 et dalle en BA est prise en considération lors de la modélisation du plancher).

la surcharge d'exploitation $Q = 5 \text{ KN/m}^2$

➤ pour l'escalier

la surcharge d'exploitation $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

5. Combinaison d'action

1. A'ELU

- $1.35G + 1.5Q$
- $1.35G + 1.35Q + 1.35VP$
- $1.35G + 1.35Q + 1.35VL$
- $1.35G + 1.5N$
- $1.35G + 1.35Q + 1.35N$
- $1.35G + 1.35Q + 1.35VP + 1.35N + 1.35VL$
- $1.35G + 1.5VP$
- $1.35G + 1.5VL$

2. A'ELS

- $G + Q$
- $G + 0.9Q + 0.9VP$
- $G + 0.9Q + 0.9VL$
- $G + Q$
- $G + 0.9Q + 0.9N$
- $G + 0.9VP$
- $G + 0.9VL$

Chapitre VIII : Vérification des éléments

VIII-4 Résultat des vérifications a l'aide du logiciel ROBOT

les résultats des vérification des éléments de notre ouvrage sont donnés comme suit :

VIII-4-1 Vérification des pannes

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 16 panne interm

PIECE: 1106 Barre_1106

POINT: 4

COORDONNEE: $x = 0.58 L =$

3.27 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 11 1.35G+1.35Q+1.35N (1+2+4)*1.35

MATERIAU:

ACIER E24-A80 $f_y = 235.00$ MPa

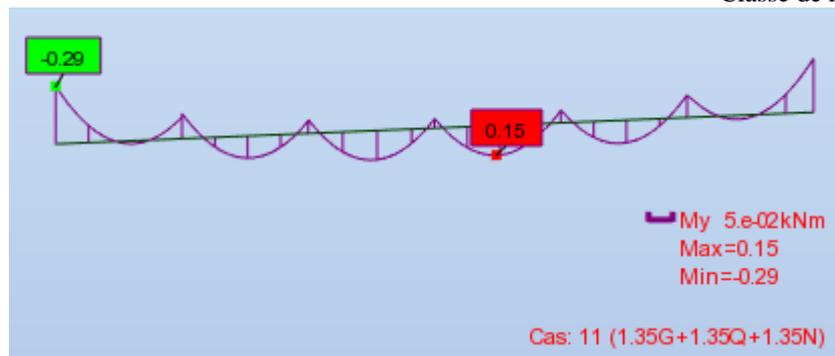


PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 140

$h=14.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=7.3$ cm	$A_y=11.16$ cm ²	$A_z=7.65$ cm ²	$A_x=16.43$ cm ²
$tw=0.5$ cm	$I_y=541.22$ cm ⁴	$I_z=44.92$ cm ⁴	$I_x=2.46$ cm ⁴
$tf=0.7$ cm	$W_{ply}=88.34$ cm ³	$W_{plz}=19.25$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 4.11$ kN	$M_{y,Ed} = 0.15$ kN*m	$M_{z,Ed} = 0.00$ kN*m	$V_{y,Ed} = 0.00$ kN
$N_{c,Rd} = 386.11$ kN	$M_{y,Ed,max} = -0.29$ kN*m	$M_{z,Ed,max} = -0.00$ kN*m	$V_{y,T,Rd} = 151.36$ kN
$N_{b,Rd} = 27.09$ kN	$M_{y,c,Rd} = 20.76$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 4.52$ kN*m	$V_{z,Ed} = -0.01$ kN
	$MN_{,y,Rd} = 20.76$ kN*m	$MN_{,z,Rd} = 4.52$ kN*m	$V_{z,T,Rd} = 103.74$ kN
			$Tt_{,Ed} = 0.00$ kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 5.60$ m	$Lam_y = 1.04$
$L_{cr,y} = 5.60$ m	$X_y = 0.64$
$L_{amy} = 97.57$	$kzy = 0.53$



en z:

$L_z = 5.60$ m	$Lam_z = 3.61$
$L_{cr,z} = 5.60$ m	$X_z = 0.07$
$L_{amz} = 338.68$	$kzz = 0.96$

Chapitre VIII : Vérification des éléments

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(\sigma_{yk}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(\sigma_{yk}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 97.57 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 338.68 > \lambda_{max} = 210.00 \quad \text{INSTABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.03 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.16 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

VIII-4-2 Vérification des lisses de bardages.

NORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 7 lisse de bardage

PIECE: 773 Barre_773

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 13 1.35G+1.5VP (1+6)*1.35

MATERIAU:

ACIER E24-A80 $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: UPN 120

h=12.0 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=5.5 cm

Ay=11.12 cm²

Az=8.54 cm²

Ax=17.00 cm²

tw=0.7 cm

Iy=368.00 cm⁴

Iz=43.20 cm⁴

Ix=4.15 cm⁴

tf=0.9 cm

Wely=61.33 cm³

Welz=11.11 cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N_{Ed} = 9.97 kN

M_{y,Ed} = 3.75 kN*m

M_{z,Ed} = -0.52 kN*m

V_{y,Ed} = -0.53 kN

N_{c,Rd} = 399.50 kN

M_{y,Ed,max} = 3.75 kN*m

M_{z,Ed,max} = -0.54 kN*m

V_{y,T,Rd} = 150.68 kN

N_{b,Rd} = 22.15 kN

M_{y,c,Rd} = 14.41 kN*m

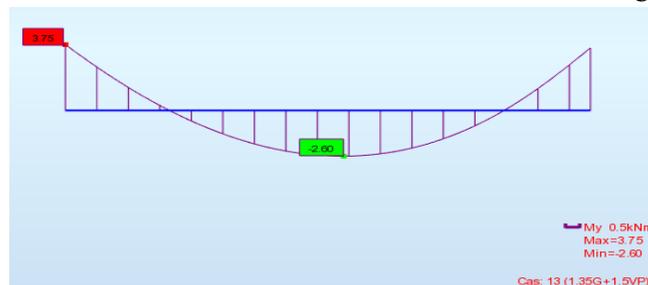
M_{z,c,Rd} = 2.61 kN*m

V_{z,Ed} = -3.66 kN

V_{z,T,Rd} = 115.75 kN

T_{t,Ed} = -0.00 kN*m

Classe de la section = 3



Chapitre VIII : Vérification des éléments



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 6.00 m Lam_y = 1.37
Lcr,y = 6.00 m Xy = 0.36
Lamy = 128.96 kzy = 0.63



en z:

Lz = 6.00 m Lam_z = 4.01
Lcr,z = 6.00 m Xz = 0.06
Lamz = 376.39 kzz = 0.74

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.48 < 1.00$ (6.2.1(7))
 $\sqrt{(\text{Sig}_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\text{Tau}_{y,Ed} + \text{Tau}_{ty,Ed})^2} / (f_y/gM0) = 0.45 < 1.00$ (6.2.1.(5))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.03 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\text{Tau}_{ty,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $\text{Tau}_{tz,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\text{Lambda}_y = 128.96 < \text{Lambda}_{max} = 210.00$ $\text{Lambda}_z = 376.39 > \text{Lambda}_{max} = 210.00$ **INSTABLE**
 $N_{Ed} / (X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max} / (XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max} / (M_{z,Rk}/gM1) = 0.57 < 1.00$
 (6.3.3.(4))
 $N_{Ed} / (X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max} / (XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max} / (M_{z,Rk}/gM1) = 0.77 < 1.00$
 (6.3.3.(4))

Profil correct !!!

VIII-4-3 Vérification des potelets

NORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: *Vérification des familles*

FAMILLE: *6 potelets*

PIECE: *506*

POINT: *1*

COORDONNEE: *x = 0.70 L = 4.76 m*

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: *10 1.35G+1.5Q 1*1.35+4*1.50*

MATERIAU:

ACIER E24 fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 220

h=22.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=11.0 cm	Ay=22.89 cm ²	Az=15.88 cm ²	Ax=33.37 cm ²
tw=0.6 cm	Iy=2771.84 cm ⁴	Iz=204.89 cm ⁴	Ix=9.11 cm ⁴
tf=0.9 cm	Wply=285.41 cm ³	Wplz=58.11 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = 91.81 kN	M _{y,Ed} = 0.03 kN*m	M _{z,Ed} = 0.14 kN*m	V _{y,Ed} = -0.07 kN
N _{c,Rd} = 917.67 kN	M _{y,Ed,max} = -3.39 kN*m	M _{z,Ed,max} = -0.73 kN*m	V _{y,T,Rd} = 363.44 kN
N _{b,Rd} = 82.68 kN	M _{y,c,Rd} = 78.49 kN*m	M _{z,c,Rd} = 15.98 kN*m	V _{z,Ed} = 0.02 kN
	MN _{y,Rd} = 78.49 kN*m	MN _{z,Rd} = 15.98 kN*m	V _{z,T,Rd} = 252.14 kN
			Tt,Ed = 0.00 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

Chapitre VIII : Vérification des éléments

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 6.80 m
Lcr,y = 6.80 m
Lamy = 74.61

Lam_y = 0.86
Xy = 0.76
kyy = 1.11



en z:

Lz = 6.80 m
Lcr,z = 6.80 m
Lamz = 274.43

Lam_z = 3.16
Xz = 0.09
kyz = 443.75

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.10 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd}) = 0.01 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{xy,Ed}/(\sqrt{3} \cdot g_{M0}) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{xz,Ed}/(\sqrt{3} \cdot g_{M0}) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{y} = 74.61 < \lambda_{max} = 210.00$ $\lambda_{z} = 274.43 > \lambda_{max} = 210.00$ **INSTABLE**
 $N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 20.48 > 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 1.12 > 1.00$ (6.3.3.(4))

Profil incorrect !!!

Remarque :

Le profilé choisit IPE 220 n'est pas vérifié, le logiciel robot nous propose d'autres profilés qui peuvent vérifier la condition de stabilité et pour des raisons économiques on a choisi la plus petite section permettant de vérifier les conditions de résistance (IPE 400)

NORME: [NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014](#), [Eurocode 3: Design of steel structures](#).

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 6 potelets

PIECE: 503
0.00 m

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 8 1.35G+1.35Q+1.35VP (1+2+6)*1.35

MATERIAU:

ACIER E24-A80 fy = 235.00 MPa



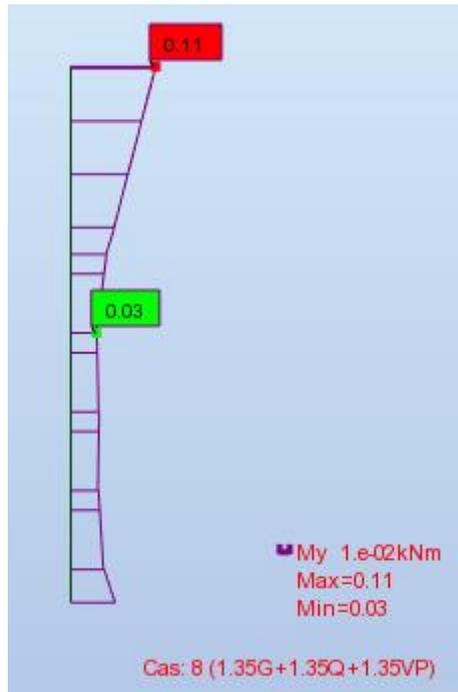
PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 400

h=40.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=18.0 cm	Ay=55.99 cm ²	Az=42.69 cm ²	Ax=84.46 cm ²
tw=0.9 cm	Iy=23128.40 cm ⁴	Iz=1317.82 cm ⁴	Ix=51.33 cm ⁴
tf=1.4 cm	Wply=1307.15 cm ³	Wplz=229.00 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = 81.45 kN	M _{y,Ed} = 0.06 kN*m	M _{z,Ed} = -37.55 kN*m	V _{y,Ed} = -32.91 kN
N _{c,Rd} = 1984.81 kN	M _{y,Ed,max} = 0.11 kN*m	M _{z,Ed,max} = -37.55 kN*m	V _{y,T,Rd} = 759.59 kN
N _{b,Rd} = 484.71 kN	M _{y,c,Rd} = 307.18 kN*m	M _{z,c,Rd} = 53.82 kN*m	V _{z,Ed} = -0.03 kN
	M _{N,y,Rd} = 307.18 kN*m	M _{N,z,Rd} = 53.82 kN*m	V _{z,T,Rd} = 579.16 kN
			T _{t,Ed} = -0.00 kN*m
			Classe de la section = 1

Chapitre VIII : Vérification des éléments



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 6.80 \text{ m}$ $\lambda_{m,y} = 0.44$
 $L_{cr,y} = 6.80 \text{ m}$ $X_y = 0.94$
 $L_{m,y} = 41.09$ $k_{zy} = 0.53$



en z:

$L_z = 6.80 \text{ m}$ $\lambda_{m,z} = 1.83$
 $L_{cr,z} = 6.80 \text{ m}$ $X_z = 0.24$
 $L_{m,z} = 172.15$ $k_{zz} = 1.00$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.70 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(\sigma_{fy}/(\sqrt{3}) * g_{M0}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(\sigma_{fy}/(\sqrt{3}) * g_{M0}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{m,y} = 41.09 < \lambda_{m,max} = 210.00 \quad \lambda_{m,z} = 172.15 < \lambda_{m,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_y * N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.59 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z * N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.86 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

Chapitre VIII :Vérification des éléments

VIII-4-4 Vérification des solives

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.
TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 9 solives

PIECE: 79
2.38 m

POINT: 1

COORDONNEE: $x = 0.51 L =$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 11 1.35G+1.35Q+1.35N (1+2+4)*1.35

MATERIAU:

ACIER E24-A80 $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 200

$h=20.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=10.0$ cm	$A_y=19.58$ cm ²	$A_z=14.00$ cm ²	$A_x=28.48$ cm ²
$t_w=0.6$ cm	$I_y=1943.17$ cm ⁴	$I_z=142.37$ cm ⁴	$I_x=7.02$ cm ⁴
$t_f=0.9$ cm	$W_{ply}=220.64$ cm ³	$W_{plz}=44.61$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$M_{y,Ed} = 43.55$ kN*m

$M_{y,pl,Rd} = 51.85$ kN*m

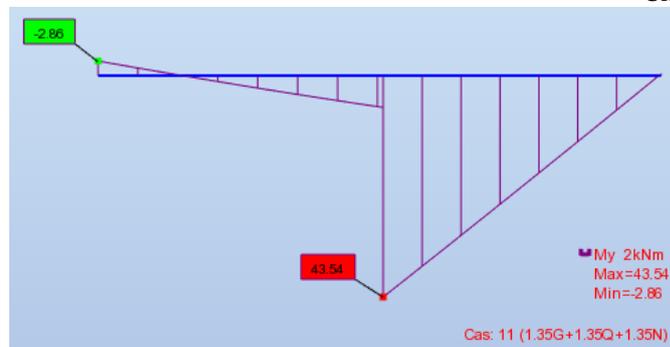
$M_{y,c,Rd} = 51.85$ kN*m

$V_{z,Ed} = -18.58$ kN

$V_{z,T,Rd} = 189.86$ kN

$T_{t,Ed} = -0.00$ kN*m

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.84 < 1.00$ (6.2.5.(1))

$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.10 < 1.00$ (6.2.6-7)

$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Profil correct !!!

Chapitre VIII : Vérification des éléments

VIII-4-5 Vérification des poutres maitresse

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 10 poutre maitresse

PIECE: 975

POINT: 1

COORDONNEE: $x = 0.79 L =$

4.76 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 14 1.35G+1.5VL 1*1.35+5*1.50

MATERIAU:

ACIER E24-A80 $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 450

$h=45.0$ cm

$gM0=1.00$

$gM1=1.00$

$b=19.0$ cm

$A_y=63.21$ cm²

$A_z=50.84$ cm²

$A_x=98.82$ cm²

$tw=0.9$ cm

$I_y=33742.90$ cm⁴

$I_z=1675.86$ cm⁴

$I_x=67.18$ cm⁴

$tf=1.5$ cm

$W_{ply}=1701.79$ cm³

$W_{plz}=276.38$ cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 0.00$ kN

$M_{y,Ed} = 79.53$ kN*m

$M_{z,Ed} = -0.00$ kN*m

$V_{y,Ed} = -0.00$ kN

$N_{c,Rd} = 2322.27$ kN

$M_{y,Ed,max} = 79.53$ kN*m

$M_{z,Ed,max} = -0.00$ kN*m

$V_{y,T,Rd} = 589.79$ kN

$N_{b,Rd} = 752.37$ kN

$M_{y,c,Rd} = 399.92$ kN*m

$M_{z,c,Rd} = 64.95$ kN*m

$V_{z,Ed} = -90.92$ kN

$MN_{,y,Rd} = 399.92$ kN*m

$MN_{,z,Rd} = 64.95$ kN*m

$V_{z,T,Rd} = 560.70$ kN

$Tt_{,Ed} = -4.11$ kN*m

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$k_{zy} = 0.44$



en z:

$L_z = 6.00$ m

$L_{cr,z} = 6.00$ m

$\lambda_{mz} = 145.70$

$\lambda_{mz} = 1.55$

$X_z = 0.32$

$k_{zz} = 1.00$

Chapitre VIII : Vérification des éléments

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd}) = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.16 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(\sigma_{yk}/\sqrt{3}) = 0.66 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(\sigma_{yk}/\sqrt{3}) = 0.42 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{z} = 145.70 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_{z} \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.09 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

VIII-4-6 Vérification des traverses

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 4 traverses

PIECE: 9
10.40 m

POINT: 7

COORDONNEE: x = 1.00 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 13 1.35G+1.5VP (1+6)*1.35

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 400

h=40.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=18.0 cm	Ay=55.99 cm ²	Az=42.69 cm ²	Ax=84.46 cm ²
tw=0.9 cm	Iy=23128.40 cm ⁴	Iz=1317.82 cm ⁴	Ix=51.33 cm ⁴
tf=1.4 cm	Wply=1307.15 cm ³	Wplz=229.00 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = 232.05 kN	M _{y,Ed} = 7.01 kN*m	M _{z,Ed} = -14.98 kN*m	V _{y,Ed} = 86.05 kN
N _{c,Rd} = 2322.65 kN	M _{y,Ed,max} = 7.01 kN*m	M _{z,Ed,max} = -14.98 kN*m	V _{y,T,Rd} = 843.94 kN
N _{b,Rd} = 226.19 kN	M _{y,c,Rd} = 359.47 kN*m	M _{z,c,Rd} = 62.98 kN*m	V _{z,Ed} = 74.36 kN
	M _{N,y,Rd} = 359.47 kN*m	M _{N,z,Rd} = 62.98 kN*m	V _{z,T,Rd} = 656.12 kN
			T _{t,Ed} = 0.75 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$$k_{zy} = 0.10$$



en z:

$$L_z = 10.40 \text{ m}$$

$$L_{cr,z} = 10.40 \text{ m}$$

$$\lambda_{mz} = 263.34$$

$$\lambda_{mz} = 3.03$$

$$X_z = 0.10$$

$$k_{zz} = 1.15$$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

Chapitre VIII : Vérification des éléments

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.10 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^2 = 0.24 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.10 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.11 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{ty,Ed}/(\sigma_{fy}/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.12 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{tz,Ed}/(\sigma_{fy}/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.08 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{z} = 263.34 > \lambda_{z,max} = 210.00$ INSTABLE
 $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 1.30 > 1.00$
 (6.3.3.(4))

Profil incorrect !!!

Remarque

Le profilé de la traverse IPE400 ne vérifie pas la condition de stabilité donc il y a lieu d'augmenter la section du profilé, ou on prendra un IPE450

Vérification du profilé IPE450

NORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TYPE D'ANALYSE: Dimensionnement des familles

FAMILLE: 4 traverses

PIECE: 9
10.40 m

POINT: 7

COORDONNEE: x = 1.00 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 13 1.35G+1.5VP (1+6)*1.35

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 450

h=45.0 cm	$g_{M0}=1.00$	$g_{M1}=1.00$	
b=19.0 cm	$A_y=63.21$ cm ²	$A_z=50.84$ cm ²	$A_x=98.82$ cm ²
tw=0.9 cm	$I_y=33742.90$ cm ⁴	$I_z=1675.86$ cm ⁴	$I_x=67.18$ cm ⁴
tf=1.5 cm	$W_{ply}=1701.79$ cm ³	$W_{plz}=276.38$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = 232.05$ kN	$M_{y,Ed} = 7.01$ kN*m	$M_{z,Ed} = -14.98$ kN*m	$V_{y,Ed} = 86.05$ kN
$N_{c,Rd} = 2717.55$ kN	$M_{y,Ed,max} = 7.01$ kN*m	$M_{z,Ed,max} = -14.98$ kN*m	$V_{y,T,Rd} = 961.77$ kN
$N_{b,Rd} = 286.20$ kN	$M_{y,c,Rd} = 467.99$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 76.00$ kN*m	$V_{z,Ed} = 74.36$ kN
	$M_{N,y,Rd} = 467.99$ kN*m	$M_{N,z,Rd} = 76.00$ kN*m	$V_{z,T,Rd} = 785.75$ kN
			$T_{t,Ed} = 0.75$ kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$k_{zy} = 0.33$



en z:

$L_z = 10.40$ m

$L_{cr,z} = 10.40$ m

$\lambda_{mz} = 252.59$

$\lambda_{mz} = 2.91$

$X_z = 0.11$

$k_{zz} = 1.07$

Chapitre VIII : Vérification des éléments

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.09 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd}) = 0.20 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.09 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.09 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.10 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.07 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{z} = 252.59 > \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{INSTABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 1.03 > 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil incorrect !!!

Remarque

Ce profilé aussi n'est pas vérifié donc on passe à un IPE500

Vérification du profilé IPE500

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 14 traverse intermid

PIECE: 34

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 11 1.35G+1.35Q+1.35N (1+2+4)*1.35

MATERIAU:

ACIER E24-A80 $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 500

h=50.0 cm

$g_{M0}=1.00$

$g_{M1}=1.00$

b=20.0 cm

$A_y=72.07$ cm²

$A_z=59.87$ cm²

$A_x=115.52$ cm²

tw=1.0 cm

$I_y=48198.50$ cm⁴

$I_z=2141.69$ cm⁴

$I_x=89.66$ cm⁴

tf=1.6 cm

$W_{ply}=2194.12$ cm³

$W_{plz}=335.88$ cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = 24.05$ kN

$M_{y,Ed} = -78.98$ kN*m

$M_{z,Ed} = 0.31$ kN*m

$V_{y,Ed} = 3.59$ kN

$N_{c,Rd} = 2714.72$ kN

$M_{y,Ed,max} = -78.98$ kN*m

$M_{z,Ed,max} = 0.31$ kN*m

$V_{y,T,Rd} = 977.74$ kN

$N_{b,Rd} = 359.70$ kN

$M_{y,c,Rd} = 515.62$ kN*m

$M_{z,c,Rd} = 78.93$ kN*m

$V_{z,Ed} = 90.05$ kN

$M_{N,y,Rd} = 515.62$ kN*m

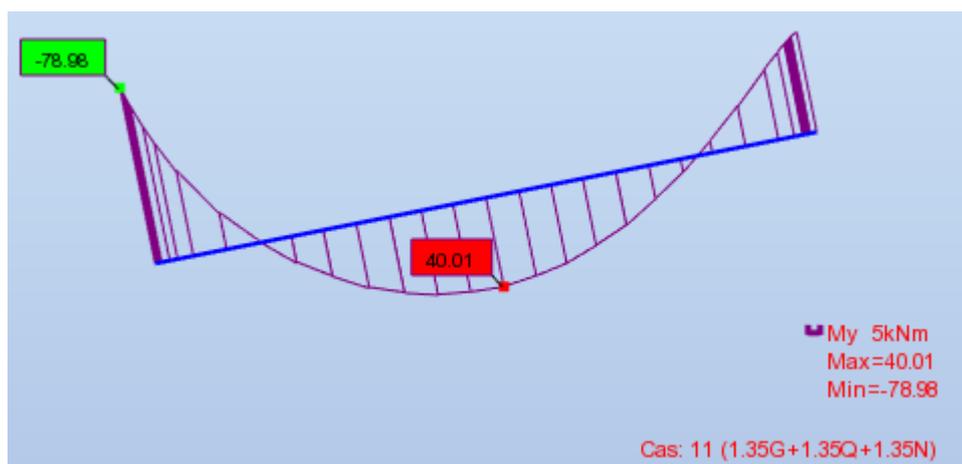
$M_{N,z,Rd} = 78.93$ kN*m

$V_{z,T,Rd} = 812.30$ kN

$T_{t,Ed} = 0.00$ kN*m

Classe de la section = 1

Chapitre VIII : Vérification des éléments



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$$kzy = 0.47$$



en z:

$$Lz = 10.40 \text{ m}$$

$$Lcr,z = 10.40 \text{ m}$$

$$Lamz = 241.58$$

$$Lam_z = 2.57$$

$$Xz = 0.13$$

$$kzz = 0.84$$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.11 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{z} = 241.58 > \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{INSTABLE}$$

$$N_{Ed}/(Xz \cdot N_{Rk}/gM1) + kzy \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + kzz \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.14 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

VIII-4-7 Vérification des poteaux de l'étage

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 3 poteau etage

PIECE: 41

POINT: 7

COORDONNEE: x = 1.00 L =

4.76 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 11 1.35G+1.35Q+1.35N (1+2+4)*1.35

MATERIAU:

ACIER E24-A80 $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 400

$$h = 39.0 \text{ cm}$$

$$gM0 = 1.00$$

$$gM1 = 1.00$$

$$b = 30.0 \text{ cm}$$

$$A_y = 126.20 \text{ cm}^2$$

$$A_z = 57.33 \text{ cm}^2$$

$$A_x = 158.98 \text{ cm}^2$$

Chapitre VIII : Vérification des éléments

tw=1.1 cm
tf=1.9 cm

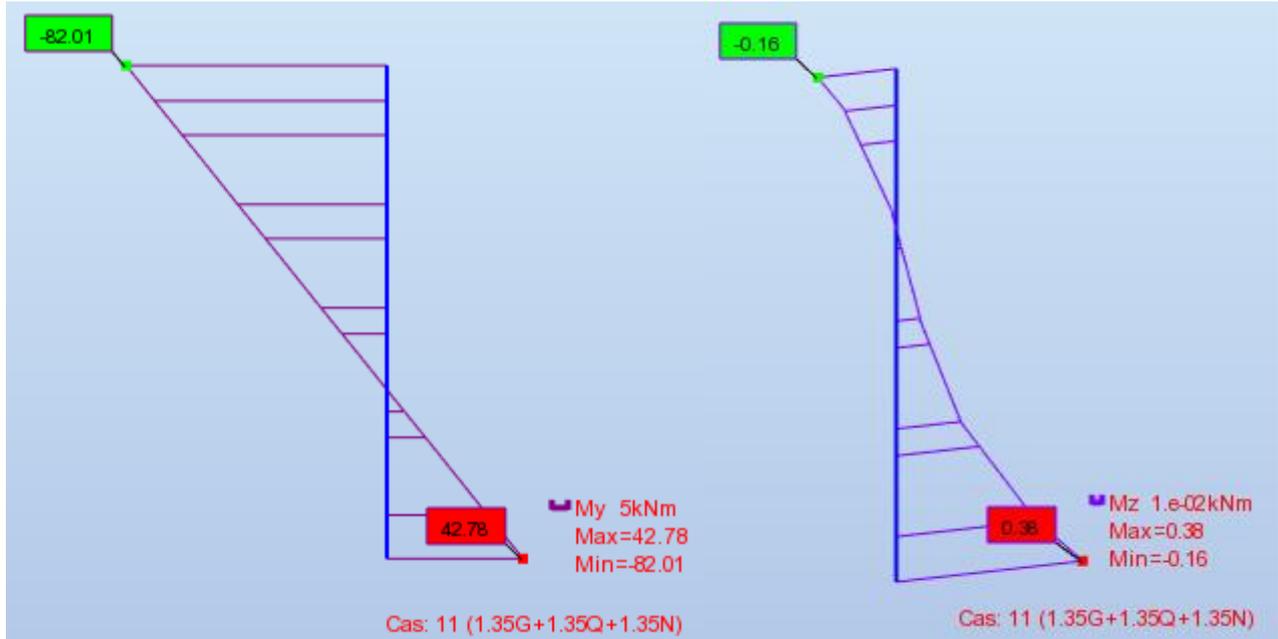
Iy=45069.40 cm⁴
Wply=2561.80 cm³

Iz=8563.83 cm⁴
Wplz=872.86 cm³

Ix=189.76 cm⁴

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 65.48 kN	My,Ed = -82.01 kN*m	Mz,Ed = -0.16 kN*m	Vy,Ed = 0.17 kN
Nc,Rd = 3736.03 kN	My,Ed,max = -82.01 kN*m		Mz,Ed,max = 0.38 kN*m
	Vy,T,Rd = 1712.24 kN		
Nb,Rd = 2947.73 kN	My,c,Rd = 602.02 kN*m	Mz,c,Rd = 205.12 kN*m	Vz,Ed = -26.22 kN
	MN,y,Rd = 602.02 kN*m	MN,z,Rd = 205.12 kN*m	Vz,T,Rd = 777.84 kN
			Tt,Ed = -0.00 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$$k_{zy} = 0.35$$



en z:

$$L_z = 4.76 \text{ m}$$

$$L_{cr,z} = 4.76 \text{ m}$$

$$\lambda_{mz} = 64.86$$

$$\lambda_{mz} = 0.69$$

$$X_z = 0.79$$

$$k_{zz} = 0.69$$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(\tau_{fy}/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(\tau_{fz}/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{mz} = 64.86 < \lambda_{mz,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.07 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

Chapitre VIII : Vérification des éléments

VIII-4-8 Vérification des poteaux du RDC

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 2 poteau RDC

PIECE: 97

POINT: 7

COORDONNEE: $x = 1.00 L =$

4.78 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 11 1.35G+1.35Q+1.35N (1+2+4)*1.35

MATERIAU:

ACIER E24-A80 $f_y = 235.00$ MPa

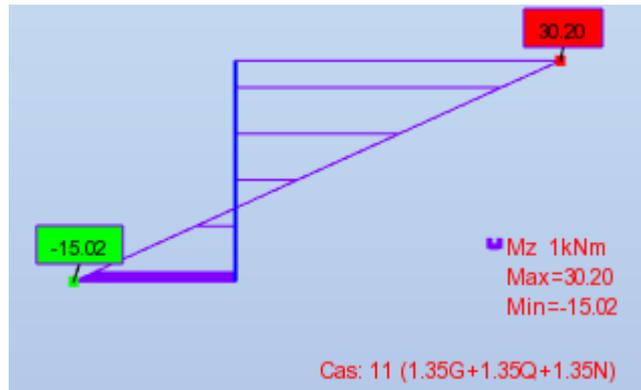
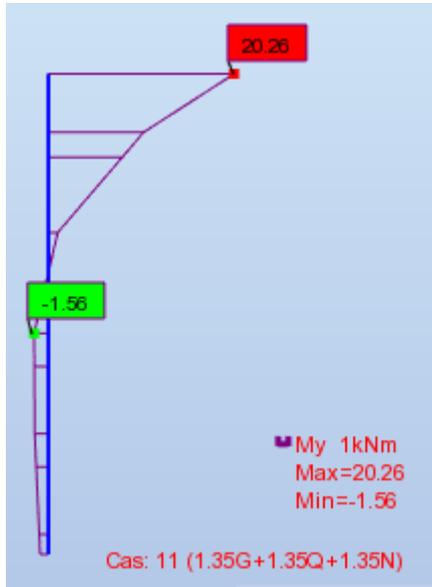


PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 400

$h=39.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=30.0$ cm	$A_y=126.20$ cm ²	$A_z=57.33$ cm ²	$A_x=158.98$ cm ²
$tw=1.1$ cm	$I_y=45069.40$ cm ⁴	$I_z=8563.83$ cm ⁴	$I_x=189.76$ cm ⁴
$tf=1.9$ cm	$W_{ply}=2561.80$ cm ³	$W_{plz}=872.86$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 346.53$ kN	$M_{y,Ed} = 20.25$ kN*m	$M_{z,Ed} = 30.20$ kN*m	$V_{y,Ed} = -9.49$ kN
$N_{c,Rd} = 3736.03$ kN	$M_{y,Ed,max} = 20.25$ kN*m	$M_{z,Ed,max} = 30.20$ kN*m	$V_{y,T,Rd} = 1710.70$ kN
$N_{b,Rd} = 2941.66$ kN	$M_{y,c,Rd} = 602.02$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 205.12$ kN*m	$V_{z,Ed} = 16.97$ kN
	$MN_{,y,Rd} = 602.02$ kN*m	$MN_{,z,Rd} = 205.12$ kN*m	$V_{z,T,Rd} = 777.43$ kN
			$Tt_{,Ed} = -0.03$ kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$$k_{zy} = 0.40$$



en z:

$$L_z = 4.78$$
 m

$$L_{cr,z} = 4.78$$
 m

$$\lambda_{mz} = 65.13$$

$$\lambda_{mz} = 0.69$$

$$X_z = 0.79$$

$$k_{zz} = 0.65$$

FORMULES DE VERIFICATION:

Chapitre VIII : Vérification des éléments

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.09 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^2 = 0.15 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(\sigma_{yk}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(\sigma_{yk}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{z} = 65.13 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.23 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

VIII-4-9 Vérification des poutre au vent

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 5 poutre au vent

PIECE: 1189 Barre_1189

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.96 L =

5.71 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 11 1.35G+1.35Q+1.35N (1+2+4)*1.35

MATERIAU:

ACIER E24-A80 $f_y = 235.00$ MPa

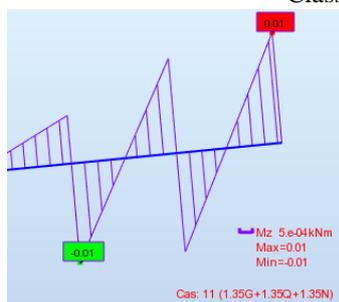
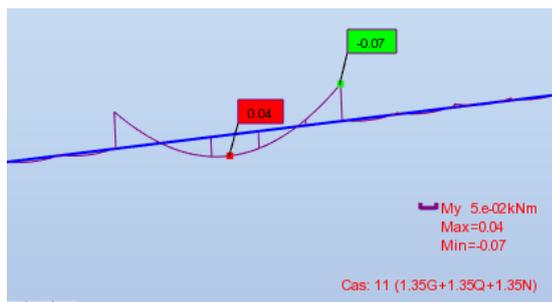


PARAMETRES DE LA SECTION: CAE 55x6

h=5.5 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=5.5 cm	Ay=3.30 cm ²	Az=3.30 cm ²	Ax=6.29 cm ²
tw=0.6 cm	Iy=17.40 cm ⁴	Iz=17.40 cm ⁴	Ix=0.75 cm ⁴
tf=0.6 cm	Wely=4.43 cm ³	Welz=4.43 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = 2.49 kN	M _{y,Ed} = -0.00 kN*m	M _{z,Ed} = -0.01 kN*m	V _{y,Ed} = -0.10 kN
N _{c,Rd} = 147.81 kN	M _{y,Ed,max} = -0.07 kN*m	M _{z,Ed,max} = 0.01 kN*m	V _{y,T,Rd} = 44.76 kN
N _{b,Rd} = 9.31 kN	M _{y,c,Rd} = 1.04 kN*m	M _{z,c,Rd} = 1.04 kN*m	V _{z,Ed} = 0.11 kN
			V _{z,T,Rd} = 44.76 kN
			T _{t,Ed} = 0.00 kN*m
			Classe de la section = 3



Chapitre VIII : Vérification des éléments



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 5.96 \text{ m}$ $\lambda_{m,y} = 3.82$
 $L_{cr,y} = 5.96 \text{ m}$ $X_y = 0.06$
 $\lambda_{m,y} = 358.33$ $k_{yy} = 0.77$



en z:

$L_z = 5.96 \text{ m}$ $\lambda_{m,z} = 3.82$
 $L_{cr,z} = 5.96 \text{ m}$ $X_z = 0.06$
 $\lambda_{m,z} = 358.33$ $k_{zz} = 0.77$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot g_{M0}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot g_{M0}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{m,y} = 358.33 > \lambda_{m,max} = 210.00 \quad \lambda_{m,z} = 358.33 > \lambda_{m,max} = 210.00 \quad \text{INSTABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.29 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.29 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

VIII-4-10 Vérification des palées de stabilité

NORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 8 stabilité

PIECE: 1261 Barre_1261

POINT: 3

COORDONNEE: x = 0.33 L =

2.12 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 9 1.35G+1.35Q+1.35VL (1+2+5)*1.35

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: 2 CAE 55x6

$h = 5.5 \text{ cm}$	$g_{M0} = 1.00$	$g_{M1} = 1.00$	
$b = 13.0 \text{ cm}$	$A_y = 6.60 \text{ cm}^2$	$A_z = 5.94 \text{ cm}^2$	$A_x = 12.58 \text{ cm}^2$
$t_w = 0.6 \text{ cm}$	$I_y = 34.80 \text{ cm}^4$	$I_z = 117.89 \text{ cm}^4$	$I_x = 1.50 \text{ cm}^4$
$t_f = 0.6 \text{ cm}$	$W_{ely} = 8.85 \text{ cm}^3$	$W_{elz} = 18.14 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = 17.88 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = 0.09 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_{z,Ed} = 0.12 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$V_{y,Ed} = 0.06 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 345.95 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = -0.30 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_{z,Ed,max} = 0.24 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$V_{y,T,Rd} = 104.79 \text{ kN}$
$N_{b,Rd} = 16.61 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 2.44 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 4.99 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$V_{z,Ed} = 0.09 \text{ kN}$
			$V_{z,T,Rd} = 94.31 \text{ kN}$
			$T_{t,Ed} = -0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$
			Classe de la section = 3

Chapitre VIII : Vérification des éléments



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 6.35 m Lam_y = 4.40
 Lcr,y = 6.35 m Xy = 0.05
 Lamy = 381.67 kzy = 207.02



en z:

Lz = 6.35 m Lam_z = 2.39
 Lcr,z = 6.35 m Xz = 0.15
 Lamz = 207.37 kzz = 0.74

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.09 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\text{Sig}_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\text{Tau}_{y,Ed})^2} / (f_y / g_{M0}) = 0.11 < 1.00 \quad (6.2.1(5))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 381.67 > \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 207.37 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{INSTABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 1.09 > 1.00 \quad (6.3.3(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 24.96 > 1.00 \quad (6.3.3(4))$$

Profil incorrect !!!

Remarque

La double cornière (55x55x6) ne vérifie pas la condition de stabilité c'est pour cette raison, il ya lieu d'augmenter leur sections, et on opte pour une double cornière (70x70x7)

Vérification du double cornier 70x70x7

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 8 stabilité

PIECE: 1259 Barre_1259
4.33 m

POINT: 5

COORDONNEE: x = 0.68 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 12 1.35G+1.35Q+1.35VP+1.35S+1.35VL (1+2+4+5+6)*1.35

MATERIAU:

ACIER E24 fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: 2 CAE 70x7

h=7.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=24.0 cm	Ay=9.80 cm ²	Az=8.82 cm ²	Ax=18.80 cm ²
tw=0.7 cm	Iy=84.60 cm ⁴	Iz=997.92 cm ⁴	Ix=3.04 cm ⁴
tf=0.7 cm	Wely=16.82 cm ³	Welz=83.16 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = 43.25 kN	M _{y,Ed} = 0.14 kN*m	M _{z,Ed} = -0.38 kN*m	V _{y,Ed} = -0.28 kN
N _{c,Rd} = 517.00 kN	M _{y,Ed,max} = -0.42 kN*m	M _{z,Ed,max} = 0.94 kN*m	V _{y,T,Rd} = 155.60 kN
N _{b,Rd} = 39.36 kN	M _{y,c,Rd} = 4.63 kN*m	M _{z,c,Rd} = 22.87 kN*m	V _{z,Ed} = -0.14 kN
			V _{z,T,Rd} = 140.04 kN
			T _{t,Ed} = -0.00 kN*m

Chapitre VIII : Vérification des éléments

Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 6.36$ m $\lambda_{m,y} = 3.46$
 $L_{cr,y} = 6.36$ m $X_y = 0.08$
 $\lambda_{m,y} = 299.96$ $k_{zy} = 236.67$



en z:

$L_z = 6.36$ m $\lambda_{m,z} = 1.01$
 $L_{cr,z} = 6.36$ m $X_z = 0.59$
 $\lambda_{m,z} = 87.34$ $k_{zz} = 0.99$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.12 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3(\tau_{y,Ed})^2} / (f_y/g_{M0}) = 0.13 < 1.00 \quad (6.2.1(5))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{m,y} = 299.96 > \lambda_{m,max} = 210.00 \quad \lambda_{m,z} = 87.34 < \lambda_{m,max} = 210.00 \quad \text{INSTABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 1.11 > 1.00 \quad (6.3.3(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 21.31 > 1.00 \quad (6.3.3(4))$$

Profil incorrect!!!

Remarque

Cette cornière aussi ne vérifie pas les conditions donc on continue à augmenter cette section et on opte pour une double cornière de 80x80x8

Vérification du double cornière 80x80x8

NORME: [NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014](#), [Eurocode 3: Design of steel structures](#).

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 15 palée stab

PIECE: 1263 Barre_1263
0.27 m

POINT: 7

COORDONNEE: x = 0.04 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 14 1.35G+1.5VL 1*1.35+5*1.50

MATERIAU:

ACIER E24-A80 $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: 2 CAE 80x8

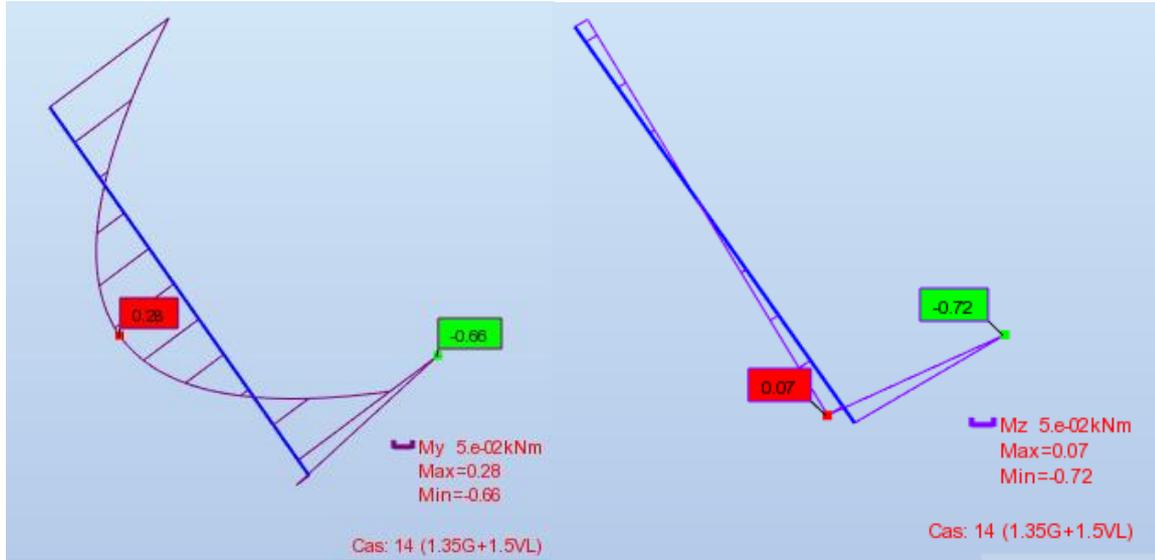
$h = 8.0$ cm	$g_{M0} = 1.00$	$g_{M1} = 1.00$	
$b = 18.0$ cm	$A_y = 12.80$ cm ²	$A_z = 11.52$ cm ²	$A_x = 24.54$ cm ²
$t_w = 0.8$ cm	$I_y = 144.50$ cm ⁴	$I_z = 405.30$ cm ⁴	$I_x = 5.19$ cm ⁴
$t_f = 0.8$ cm	$W_{ely} = 25.17$ cm ³	$W_{elz} = 45.03$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = 58.26$ kN	$M_{y,Ed} = -0.66$ kN*m	$M_{z,Ed} = 0.07$ kN*m	$V_{y,Ed} = -2.98$ kN
$N_{c,Rd} = 576.69$ kN	$M_{y,Ed,max} = -0.66$ kN*m	$M_{z,Ed,max} = -0.72$ kN*m	$V_{y,T,Rd} = 173.67$ kN
$N_{b,Rd} = 65.60$ kN	$M_{y,c,Rd} = 5.92$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 10.58$ kN*m	$V_{z,Ed} = -2.74$ kN
			$V_{z,T,Rd} = 156.30$ kN

Chapitre VIII : Vérification des éléments

Tt,Ed = -0.00 kN*m
Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 6.36 m
Lcr,y = 6.36 m
Lamy = 262.22

Lam_y = 2.79
Xy = 0.11
kyy = 0.46



en z:

Lz = 6.36 m
Lcr,z = 6.36 m
Lamz = 156.57

Lam_z = 1.67
Xz = 0.29
kyz = 0.24

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.15 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{xy,Ed})^2} / (f_y / \gamma_{M0}) = 0.15 < 1.00 \quad (6.2.1(5))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 262.22 > \lambda_{\max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 156.57 < \lambda_{\max} = 210.00 \quad \text{INSTABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,\max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,\max}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.92 < 1.00 \quad (6.3.3(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,\max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,\max}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.47 < 1.00 \quad (6.3.3(4))$$

Profil correct !!!

VIII-4-11 Vérification de la poutre palière

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 12 poutre palière

PIECE: 977

POINT: 7

COORDONNEE: x = 0.08 L =

0.33 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 9 1.35G+1.35Q+1.35VL (1+2+5)*1.35

MATERIAU:

ACIER E24-A80 fy = 235.00 MPa

Chapitre VIII : Vérification des éléments

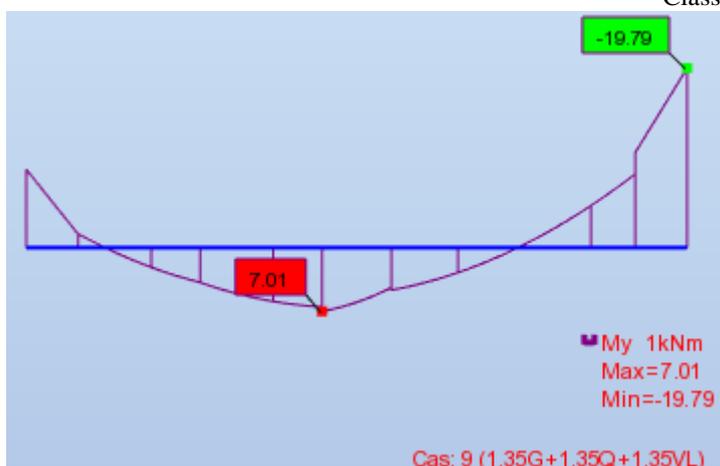


PARAMETRES DE LA SECTION: IPN 280

h=28.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=11.9 cm	Ay=37.83 cm ²	Az=29.43 cm ²	Ax=61.00 cm ²
tw=1.0 cm	Iy=7590.00 cm ⁴	Iz=364.00 cm ⁴	Ix=44.20 cm ⁴
tf=1.5 cm	Wply=632.00 cm ³	Wplz=103.00 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 20.79 kN	My,Ed = -1.51 kN*m	Mz,Ed = -5.77 kN*m	Vy,Ed = 29.66 kN
Nc,Rd = 1433.50 kN	My,Ed,max = -19.80 kN*m		Mz,Ed,max = -5.77 kN*m
	Vy,T,Rd = 509.95 kN		
Nb,Rd = 350.84 kN	My,c,Rd = 148.52 kN*m	Mz,c,Rd = 24.21 kN*m	Vz,Ed = 21.49 kN
	MN,y,Rd = 148.52 kN*m	MN,z,Rd = 24.21 kN*m	Vz,T,Rd = 397.58 kN
			Tt,Ed = 0.06 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

		en y:				en z:	
L _y = 4.20 m		Lam _y = 0.40		L _z = 4.20 m		Lam _z = 1.83	
L _{cr,y} = 4.20 m		X _y = 0.95		L _{cr,z} = 4.20 m		X _z = 0.24	
Lam _y = 37.65		k _{zy} = 0.53		Lam _z = 171.93		k _{zz} = 0.99	

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.24 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 37.65 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 171.93 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.32 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.37 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

Chapitre VIII : Vérification des éléments

VIII-4-12 Vérification des limons

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 17 limon 280

PIECE: 990 Barre_990
1.68 m

POINT: 1

COORDONNEE: $x = 0.67 L =$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 7 1.35G+1.5Q 1*1.35+2*1.50

MATERIAU:

ACIER E24-A80 $f_y = 235.00$ MPa

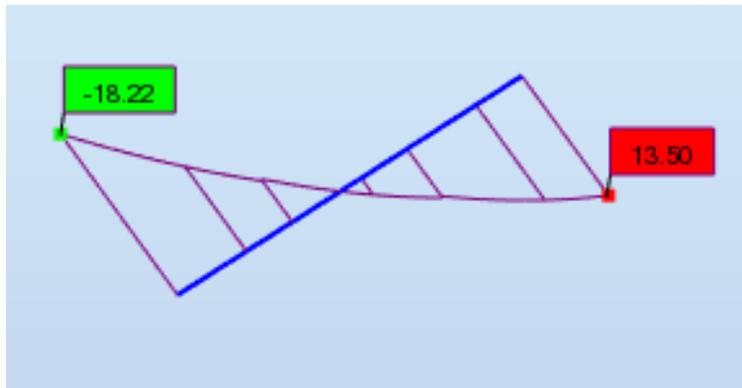


PARAMETRES DE LA SECTION: UPN 280

h=28.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=9.5 cm	Ay=31.40 cm ²	Az=28.65 cm ²	Ax=53.40 cm ²
tw=1.0 cm	Iy=6280.00 cm ⁴	Iz=399.00 cm ⁴	Ix=31.00 cm ⁴
tf=1.5 cm	Wely=448.57 cm ³	Welz=57.25 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 53.87 kN	My,Ed = 5.32 kN*m	Mz,Ed = 0.33 kN*m	Vy,Ed = 1.15 kN
Nc,Rd = 1254.90 kN	My,Ed,max = -18.22 kN*m		Mz,Ed,max = -0.64 kN*m
	Vy,T,Rd = 425.26 kN		
Nb,Rd = 693.07 kN	My,c,Rd = 105.41 kN*m	Mz,c,Rd = 13.45 kN*m	Vz,Ed = 12.32 kN
			Vz,T,Rd = 388.25 kN
			Tt,Ed = 0.01 kN*m
			Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 2.51 m	Lam_y = 0.25
Lcr,y = 2.51 m	Xy = 0.98
Lamy = 23.17	kzy = 0.98



en z:

Lz = 2.51 m	Lam_z = 0.98
Lcr,z = 2.51 m	Xz = 0.55
Lamz = 91.93	kzz = 0.98

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N,Ed/Nc,Rd + My,Ed/My,c,Rd + Mz,Ed/Mz,c,Rd = 0.10 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\text{Sig},x,Ed^2 + 3*(\text{Tau},z,Ed + \text{Tau},tz,Ed)^2)/(f_y/gM0)} = 0.10 < 1.00 \quad (6.2.1(5))$$

$$Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\text{Tau},ty,Ed/(f_y/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Chapitre VIII : Vérification des éléments

$$\tau_{t,z,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot g_{M0}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 23.17 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 91.93 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.26 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.29 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

VIII-5 Conclusion

Après avoir terminé les différentes vérifications permettant de satisfaire les différentes conditions de stabilité et de résistance, on représente ci-dessous un tableau récapitulatif des différents éléments adoptés :

Pannes	IPE 140
Lisses de bardages	UPN 120
Potelets	IPE 400
Solives	IPE 200
Poutres maitresses	IPE 450
Traverses	IPE 500
Poteaux RDC	HEA 400
Poteaux étage	HEA 400
Poutres au vent	CAE 55X6
Palées de stabilité	CAE 80X8
Poutres palières	IPN 280
limons	UPN 280

Chapitre IX:

Calcul des assemblages

Chapitre IX: Calcul des assemblages

IX-1 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

Nous dans notre cas on utilise des assemblages par boulonnage

Le logiciel ROBOT nous permet de calculé automatiquement les différent assemblages et les résultats des calculs sont comme suites :

IX-2 Assemblage des poutre maitresse –poteau au niveau des pignon de rive

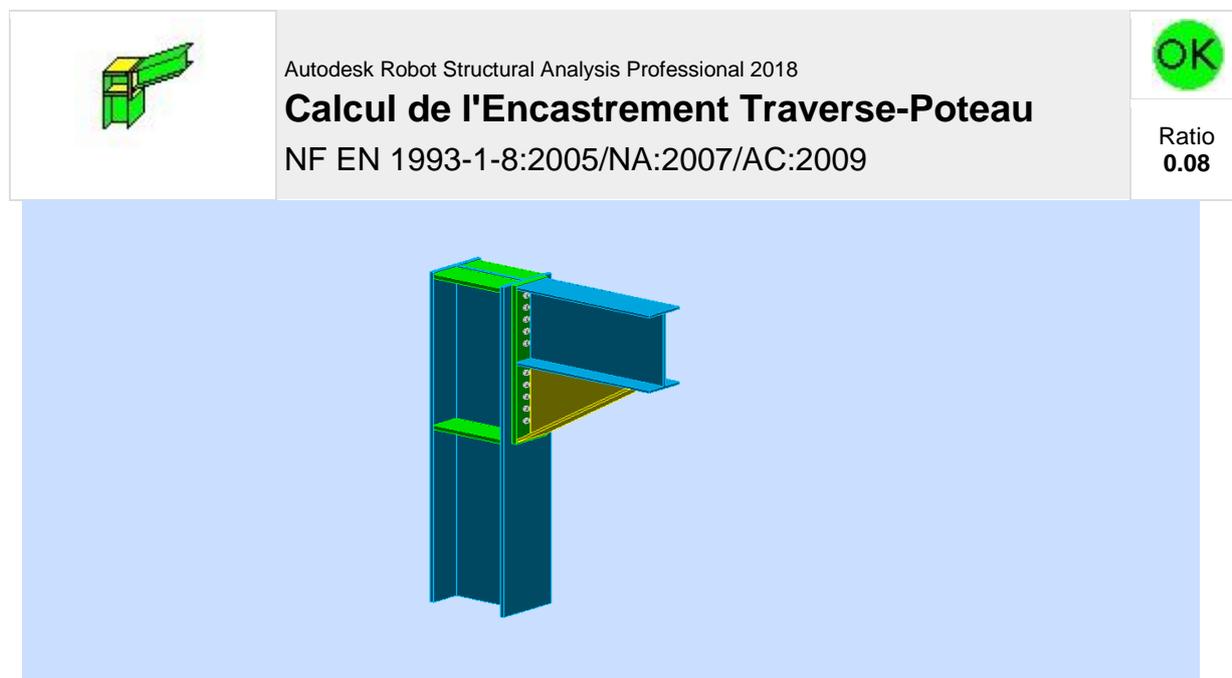


Figure IX-1 : Vue 3D de l'assemblage poteau poutre de rive

Chapitre IX: Calcul des assemblages

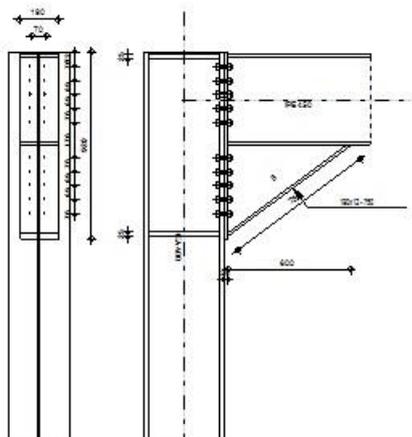


Figure IX-2 : Détail sur l'assemblage poteau poutre de rive

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 400
Barre N°: 53
a = -90.0 [Deg] Angle d'inclinaison
Matériau: ACIER E24-A80
 $f_{yc} = 235.00$ [MPa] Résistance

POUTRE

Profilé: IPE 450
Barre N°: 62
a = 0.0 [Deg] Angle d'inclinaison
Matériau: ACIER E24-A80
 $f_{yb} = 235.00$ [MPa] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

d = 16 [mm] Diamètre du boulon
Classe = 10.9 Classe du boulon
 $F_{tRd} = 113.04$ [kN] Résistance du boulon à la traction
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 10$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 72$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i = 70$ [mm]
Entraxe $p_i = 70;69;69;70;170;70;69;69;70$ [mm]

Chapitre IX: Calcul des assemblages

PLATINE

$h_p =$	920	[mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	190	[mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	20	[mm]	Epaisseur de la platine
Matériau:	ACIER E24T		
$f_{yp} =$	235.00	[MPa]	Résistance

JARRET INFERIEUR

$w_d =$	190	[mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	12	[mm]	Epaisseur de l'aile
$h_d =$	450	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	8	[mm]	Epaisseur de l'âme
$l_d =$	600	[mm]	Longueur de la platine
$a =$	36.9	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	ACIER E24T		
$f_{ybu} =$	235.00	[MPa]	Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} =$	352	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	145	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	25	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau:	ACIER E24T		
$f_{ysu} =$	235.00	[MPa]	Résistance

Inférieur

$h_{sd} =$	352	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	145	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	25	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau:	ACIER E24T		
$f_{ysu} =$	235.00	[MPa]	Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w =$	7	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	11	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	7	[mm]	Soudure du raidisseur
$a_{fd} =$	5	[mm]	Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$g_{M0} =$	1.00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$g_{M1} =$	1.00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$g_{M2} =$	1.25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$g_{M3} =$	1.10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Chapitre IX: Calcul des assemblages

Etat limite: ultime

Cas: 14: 1.35G+1.5VL 1*1.35+5*1.50

$M_{b1,Ed} = -22.69$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$V_{b1,Ed} = -7.26$ [kN] Effort tranchant dans la poutre droite

$N_{b1,Ed} = -0.00$ [kN] Effort axial dans la poutre droite

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

$N_{cb,Rd} = 2322.27$ [kN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

$V_{cb,Rd} = 1178.28$ [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ 0.01 < 1.00 **vérifié** (0.01)

$M_{b,pl,Rd} = 399.9$ [kN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{cb,Rd} = 852.6$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$F_{c,fb,Rd} = 963.2$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,wb,Rd,low} = 494.6$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

= 0

RESISTANCES DU POTEAU

$V_{wp,Ed} = -23.11$ [kN] Panneau d'âme en cisaillement [5.3.(3)]

$V_{wp,Rd} = 729.14$ [kN] Résistance du panneau d'âme au cisaillement [6.2.6.1]

$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$ 0.03 < 1.00 **vérifié** (0.03)

$F_{c,wc,Rd} = 2275.64$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

$F_{c,wc,Rd,upp} = 2275.35$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$N_{j,Rd} = 989.20$ [kN] Résistance de l'assemblage à la compression [6.2]

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ 0.00 < 1.00 **vérifié** (0.00)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	781	127.56	226.08	127.56	226.08	310.63	226.08	501.97
2	711	76.20	226.08	127.56	226.08	310.63	226.08	501.97
3	642	68.81	226.08	127.56	226.08	310.63	226.08	501.97
4	573	61.41	226.08	127.56	226.08	310.63	226.08	501.97
5	503	53.90	226.08	127.56	226.08	310.63	226.08	501.97
6	333	35.67	226.08	127.56	226.08	310.63	226.08	501.97

Chapitre IX: Calcul des assemblages

N r	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
7	263	28.17	226.08	127.56	226.08	310.63	226.08	501.97
8	194	20.77	226.08	127.56	226.08	310.63	226.08	501.97
9	125	13.37	226.08	127.56	226.08	310.63	226.08	501.97
10	55	5.87	226.08	127.56	226.08	310.63	226.08	501.97

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 285.44 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0.08 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.08)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$$V_{j,Rd} = 1616.83 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0.00 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.00)$$

RESISTANCE DES SOUDURES

$$\ddot{O}[s_{\max}^2 + 3*(t_{\max}^2)] \leq f_u/(b_w * g_{M2}) \quad 10.66 < 365.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.03)$$

$$\ddot{O}[s^2 + 3*(t^2 + t_{II}^2)] \leq f_u/(b_w * g_{M2}) \quad 10.34 < 365.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.03)$$

$$s^{\wedge} \leq 0.9*f_u/g_{M2} \quad 5.33 < 262.80 \quad \text{vérifié} \quad (0.02)$$

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$$S_{j,ini} = 140648.07 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 140648.07 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 134971.60 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 8435.73 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini} \geq 3 S_{j,rig} \quad \text{RIGIDE}$$

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AME DU POTEAU EN TRACTION

REMARQUES

Pince du boulon trop grande.

122 [mm] > 120
[mm]

Epaisseur de l'âme de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'âme de la poutre

8 [mm] < 9 [mm]

Chapitre IX: Calcul des assemblages

REMARQUES

Pince du boulon trop grande.

122 [mm] > 120
[mm]

Epaisseur de l'aile de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'aile de la poutre

12 [mm] < 15 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0.08

Conclusion :

La vérification automatique le logiciel ROBOT de l'assemblage poutre maitresse-poteau est satisfait, ou son détail est schématiser à la figure (figure IX-2)

IX-3 Assemblage poutre-poteau

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018</p> <p>Calcul de l'Encastrement Poutre-Poteau</p> <p>NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009</p>	
		<p>Ratio 0.13</p>

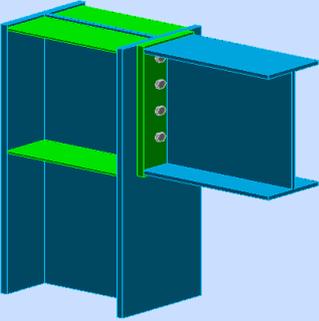


Figure IX-3 : Vue 3D de l'assemblage poteau poutre

Chapitre IX: Calcul des assemblages

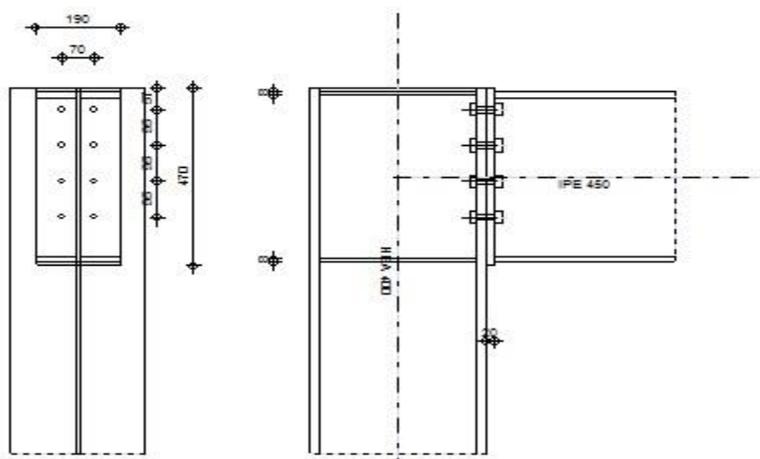


Figure IX-4 : Détail sur l'assemblage poteau poutre

Général

Assemblage N°:	2
Nom de l'assemblage :	Angle de portique
Noeud de la structure:	18
Barres de la structure:	16, 26

Géométrie

Poteau

Profilé:	HEA 400
Barre N°:	71

$\alpha = -90.0$ [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER E24-A80

$f_{yc} = 235.00$ [MPa] Résistance

Poutre

Profilé: IPE 450

Barre N°: 77

$\alpha = 0.0$ [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER E24-A80

$f_{yb} = 235.00$ [MPa] Résistance

Boulons

Chapitre IX: Calcul des assemblages

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon

Classe = 10.9 Classe du boulon

$F_{TRd} = 113.04$ [kN] Résistance du boulon à la traction

$n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons

$n_v = 4$ Nombre de rangées des boulons

$h_1 = 57$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

Ecartement $e_i = 70$ [mm]

Entraxe $p_i = 95; 95; 95$ [mm]

Platine

$h_p = 470$ [mm] Hauteur de la platine

$b_p = 190$ [mm] Largeur de la platine

$t_p = 20$ [mm] Epaisseur de la platine

Matériau: ACIER E24T

$f_{yp} = 235.00$ [MPa] Résistance

Raidisseur poteau

Supérieur

$h_{su} = 352$ [mm] Hauteur du raidisseur

$b_{su} = 145$ [mm] Largeur du raidisseur

$t_{hu} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER E24T

$f_{ysu} = 235.00$ [MPa] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 352$ [mm] Hauteur du raidisseur

$b_{sd} = 145$ [mm] Largeur du raidisseur

$t_{hd} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER E24T

$f_{ysu} = 235.00$ [MPa] Résistance

Soudures d'angle

$a_w = 7$ [mm] Soudure âme

$a_r = 11$ [mm] Soudure semelle

Chapitre IX: Calcul des assemblages

Soudures d'angle

$a_w = 7$ [mm] Soudure âme

$a_s = 7$ [mm] Soudure du raidisseur

Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} = 1.00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M1} = 1.00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M2} = 1.25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M3} = 1.10$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

Efforts

Etat limite: ultime

Cas: 11: $1.35G+1.35Q+1.35N (1+2+4) *1.35$

$M_{b1,Ed} = 29.96$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$V_{b1,Ed} = 12.02$ [kN] Effort tranchant dans la poutre droite

$N_{b1,Ed} = 0.00$ [kN] Effort axial dans la poutre droite

Résultats

Résistances de la poutre

$N_{tb,Rd} = 2322.27$ [kN] Résistance de calcul de la section à la traction EN1993-1-1:[6.2.3]

$V_{cb,Rd} = 689.84$ [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0.02 < 1.00$ **vérifié** (0.02)

$M_{b,pl,Rd} = 399.92$ [kN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{cb,Rd} = 399.92$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$F_{c,fb,Rd} = 918.51$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

Résistances du poteau

$V_{wp,Ed} = -120.33$ [kN] Panneau d'âme en cisaillement [5.3.(3)]

$V_{wp,Rd} = 733.95$ [kN] Résistance du panneau d'âme au cisaillement [6.2.6.1]

Chapitre IX: Calcul des assemblages

$$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0 \quad 0.16 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.16)$$

$$F_{c,wc,Rd} = 1158.93 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance de l'assemblage à la traction

$$F_{t,Rd} = 113.04 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 250.99 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{tb,Rd}, n_v n_h F_{t,Rd}, n_v n_h B_{p,Rd})$$

$$N_{j,Rd} = 904.32 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'assemblage à la traction} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0.00 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.00)$$

Résistance de l'assemblage à la flexion

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	396	127.56	226.08	127.56	226.08	310.63	226.08	501.97
2	301	127.56	226.08	127.56	226.08	310.63	226.08	501.97
3	206	127.56	226.08	127.56	226.08	310.63	226.08	501.97
4	111	127.56	226.08	127.56	226.08	310.63	226.08	501.97

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 129.40 \quad [\text{kN*m}] \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0.23 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.23)$$

Chapitre IX: Calcul des assemblages

Résistance de l'assemblage au cisaillement

$V_{j,Rd} = 690.18$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement

[Tableau 3.4]

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$ $0.02 < 1.00$ **vérifié** (0.02)

Résistance des soudures

$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3^*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$ $45.35 < 365.00$ **vérifié** (0.12)

$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$ $42.10 < 365.00$ **vérifié** (0.12)

$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$ $22.67 < 262.80$ **vérifié** (0.09)

Rigidité de l'assemblage

$S_{j,ini} = 33489.68$ [kN*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]

$S_j = 33489.68$ [kN*m] Rigidité en rotation finale [6.3.1.(4)]

Classification de l'assemblage par rigidité.

$S_{j,rig} = 94480.12$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,pin} = 5905.01$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]

$S_{j,pin} \leq S_{j,ini} < S_{j,rig}$ SEMI-RIGIDE

Composant le plus faible:

AME DU POTEAU EN TRACTION

Remarques

Pince du boulon trop grande. 128 [mm] > 120 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0.23

Conclusion

Chapitre IX: Calcul des assemblages

La vérification automatique le logiciel ROBOT de l'assemblage poutre-poteau est satisfaite, ou son détail est schématiser à la figure (figure IX-4)

IX-4 Assemblage poteau traverse

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018	
	Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	

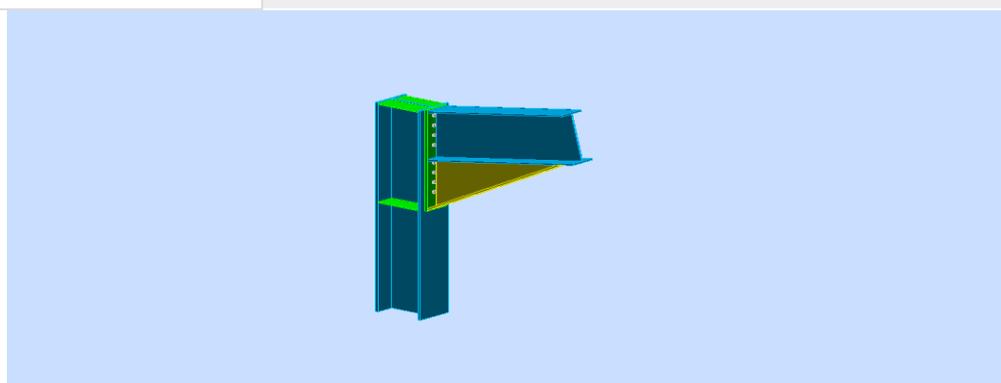


Figure IX-5 : Vue 3D de l'assemblage poteau traverse

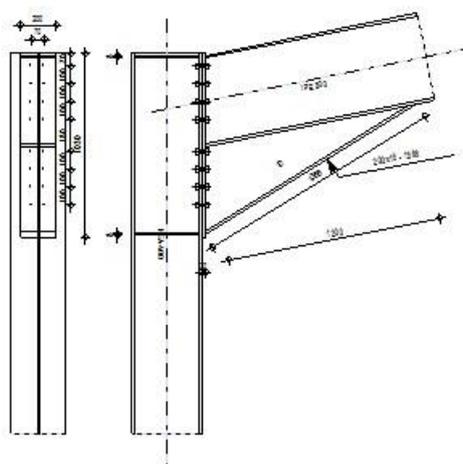


Figure IX-6 : Détail de l'assemblage poteau traverse

Général

Assemblage N°: 41

Nom de l'assemblage : Angle de portique

Noeud de la structure: 55

Barres de la structure: 54, 60

Chapitre IX: Calcul des assemblages

Assemblage N°: 41

Géométrie

Poteau

Profilé: HEA 400

Barre N°: 54

$\alpha = -90.0$ [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER E24-A80

$f_{yc} = 235.00$ [MPa] Résistance

Poutre

Profilé: IPE 500

Barre N°: 60

$\alpha = 11.3$ [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER E28

$f_{yb} = 275.00$ [MPa] Résistance

Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon

Classe = 10.9 Classe du boulon

$F_{tRd} = 113.04$ [kN] Résistance du boulon à la traction

$n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons

$n_v = 8$ Nombre de rangées des boulons

$h_1 = 70$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

Ecartement $e_1 = 70$ [mm]

Entraxe $p_i = 100;100;100;180;100;100;100$ [mm]

Chapitre IX: Calcul des assemblages

Platine

$h_p = 1030$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_p = 200$ [mm] Largeur de la platine
 $t_p = 20$ [mm] Epaisseur de la platine
Matériau: ACIER E24T
 $f_{yp} = 235.00$ [MPa] Résistance

Jarret inférieur

$w_d = 200$ [mm] Largeur de la platine
 $t_{fd} = 16$ [mm] Epaisseur de l'aile
 $h_d = 500$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{wd} = 10$ [mm] Epaisseur de l'âme
 $l_d = 1200$ [mm] Longueur de la platine
 $a = 32.0$ [Deg] Angle d'inclinaison
Matériau: ACIER E24T
 $f_{ybu} = 235.00$ [MPa] Résistance

Raidisseur poteau

Supérieur

$h_{su} = 352$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{su} = 145$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hu} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur
Matériau: ACIER E24T
 $f_{ysu} = 235.00$ [MPa] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 352$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{sd} = 145$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hd} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur
Matériau: ACIER E24T

Chapitre IX: Calcul des assemblages

$f_{ysu} = 235.00$ [MPa] Résistance

Soudures d'angle

$a_w = 8$ [mm] Soudure âme
 $a_f = 12$ [mm] Soudure semelle
 $a_s = 8$ [mm] Soudure du raidisseur
 $a_{fd} = 5$ [mm] Soudure horizontale

Coefficients de matériau

$g_{M0} = 1.00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $g_{M1} = 1.00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $g_{M2} = 1.25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $g_{M3} = 1.10$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

Efforts

Etat limite: ultime

Cas: 11: $1.35G+1.35Q+1.35N (1+2+4)*1.35$

$M_{b1,Ed} = 79.12$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite
 $V_{b1,Ed} = 90.69$ [kN] Effort tranchant dans la poutre droite
 $N_{b1,Ed} = -6.31$ [kN] Effort axial dans la poutre droite

Résultats

Résistances de la poutre

$N_{cb,Rd} = 3176.80$ [kN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]
 $V_{cb,Rd} = 1760.33$ [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
 $V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0.05 < 1.00$ **vérifié** (0.05)
 $M_{b,p1,Rd} = 603.38$ [kN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
 $M_{cb,Rd} = 1383.10$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]
 $F_{c,fb,Rd} = 1393.82$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

Chapitre IX: Calcul des assemblages

$M_{b,pl,Rd} = 603.38$ [kN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$F_{c,wb,Rd,low} = 1100.00$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Résistances du poteau

$V_{wp,Ed} = 76.58$ [kN] Panneau d'âme en cisaillement [5.3.(3)]

$V_{wp,Rd} = 715.01$ [kN] Résistance du panneau d'âme au cisaillement [6.2.6.1]

$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$	0.11 < 1.00	vérifié	(0.11)
----------------------------------	-------------	---------	--------

$F_{c,wc,Rd} = 1063.84$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

$F_{c,wc,Rd,upp} = 1062.34$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Résistance de l'assemblage à la compression

$N_{j,Rd} = 2124.68$ [kN] Résistance de l'assemblage à la compression [6.2]

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$	0.00 < 1.00	vérifié	(0.00)
---------------------------------	-------------	---------	--------

Résistance de l'assemblage à la flexion

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	940	127.56	226.08	127.56	226.08	367.45	226.08	501.97
2	840	114.00	226.08	127.56	226.08	367.45	226.08	501.97
3	740	100.43	226.08	127.56	226.08	367.45	226.08	501.97
4	640	86.87	226.08	127.56	226.08	367.45	226.08	501.97
5	460	62.46	226.08	127.56	226.08	367.45	226.08	501.97
6	360	48.89	226.08	127.56	226.08	367.45	226.08	501.97
7	260	35.33	226.08	127.56	226.08	367.45	226.08	501.97

Chapitre IX: Calcul des assemblages

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
8	160	21.77	226.08	127.56	226.08	367.45	226.08	501.97

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 404.87 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0.20 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.20)$$

Résistance de l'assemblage au cisaillement

$$V_{j,Rd} = 1227.61 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0.07 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.07)$$

Résistance des soudures

$$\ddot{O}[s^{\wedge}_{\max^2} + 3*(t^{\wedge}_{\max^2})] \leq f_u/(b_w * g_{M2}) \quad 27.25 < 365.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.07)$$

$$\ddot{O}[s^{\wedge^2} + 3*(t^{\wedge^2} + t_{II}^{\wedge^2})] \leq f_u/(b_w * g_{M2}) \quad 28.87 < 365.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.08)$$

$$s^{\wedge} \leq 0.9 * f_u / g_{M2} \quad 13.63 < 262.80 \quad \text{vérifié} \quad (0.05)$$

Rigidité de l'assemblage

$$S_{j,ini} = 182853.50 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 182853.50 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Chapitre IX: Calcul des assemblages

Classification de l'assemblage par rigidité.

$S_{j,rig} = 77844.15$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,pin} = 4865.26$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RIGIDE

Composant le plus faible:

AME DU POTEAU EN TRACTION

Remarques

Pince du boulon trop grande. 180 [mm] > 120 [mm]

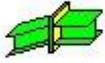
Epaisseur de l'âme de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'âme de la poutre 10 [mm] < 10 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0.20

Conclusion

La vérification automatique le logiciel ROBOT de l'assemblage poteau-traverse est satisfaite, ou son détail est schématiser à la figure (figure IX-6).

IX-5 Assemblage des deux traverse au niveau de faitage

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018 Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	
		Ratio 0.13

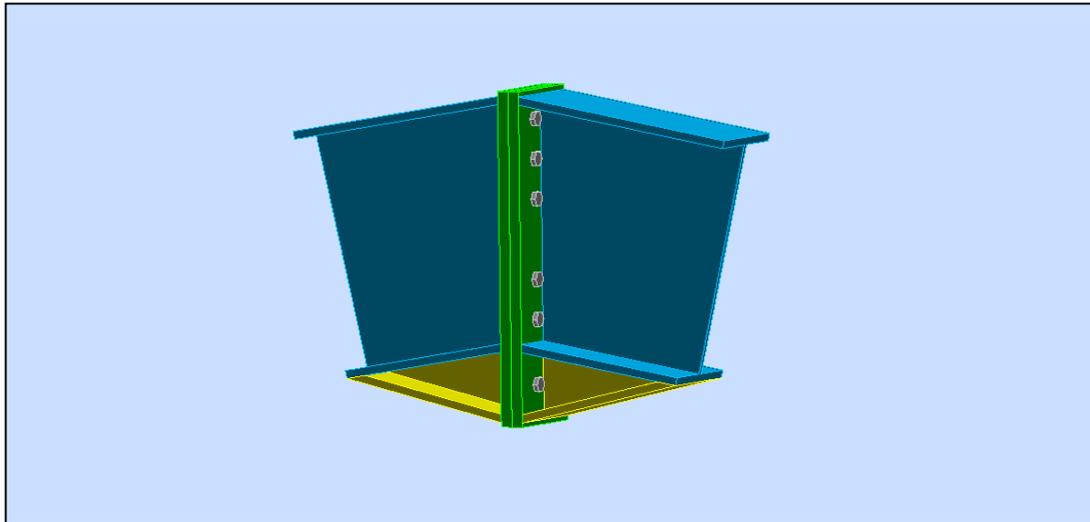


Figure IX-7 : Vue 3D de l'assemblage au niveau de faitage

Chapitre IX: Calcul des assemblages

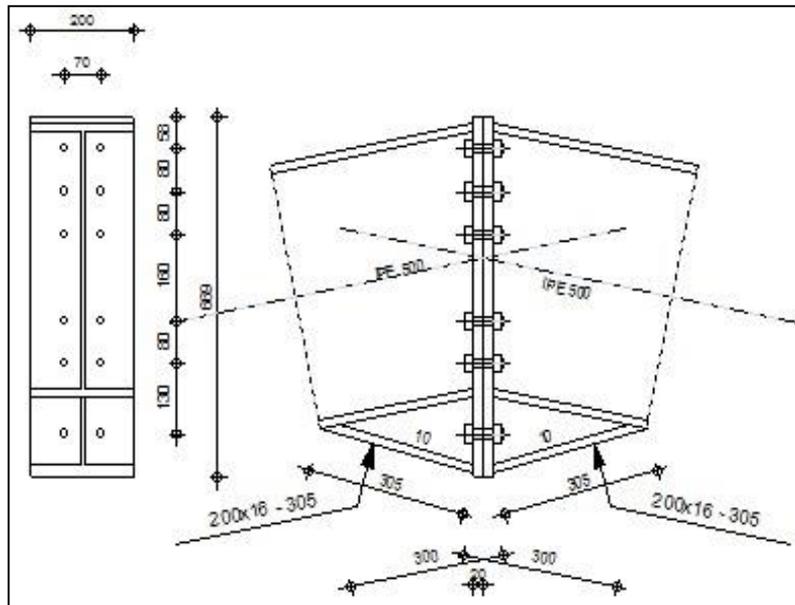


Figure IX-8 : Détail de l'assemblage au niveau de faitage

Géométrie

Gauche

Poutre

Profilé: IPE 500

Barre N°: 73

$\alpha = -168.7$ [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER E28

$f_{yb} = 275.00$ [MPa] Résistance

Droite

Poutre

Profilé: IPE 500

Barre N°: 74

$\alpha = -11.3$ [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER E28

$f_{yb} = 275.00$ [MPa] Résistance

Boulons

Chapitre IX: Calcul des assemblages

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon

Classe = 10.9 Classe du boulon

$F_{TRd} = 113.04$ [kN] Résistance du boulon à la traction

$n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons

$n_v = 6$ Nombre de rangées des boulons

$h_1 = 58$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

Ecartement $e_i = 70$ [mm]

Entraxe $p_i = 80; 80; 160; 80; 130$ [mm]

Platine

$h_{pr} = 669$ [mm] Hauteur de la platine

$b_{pr} = 200$ [mm] Largeur de la platine

$t_{pr} = 20$ [mm] Epaisseur de la platine

Matériau: ACIER E24T

$f_{ypr} = 235.00$ [MPa] Résistance

Jarret inférieur

$w_{rd} = 200$ [mm] Largeur de la platine

$t_{frd} = 16$ [mm] Epaisseur de l'aile

$h_{rd} = 140$ [mm] Hauteur de la platine

$t_{wrd} = 10$ [mm] Epaisseur de l'âme

$l_{rd} = 300$ [mm] Longueur de la platine

$\alpha_d = 15.4$ [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER E24T

$f_{ybu} = 235.00$ [MPa] Résistance

Soudures d'angle

$a_w = 8$ [mm] Soudure âme

$a_r = 12$ [mm] Soudure semelle

$a_{rd} = 5$ [mm] Soudure horizontale

Chapitre IX: Calcul des assemblages

Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} =$	1.00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1.00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1.25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1.10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

Efforts

Etat limite: ultime

Cas: 11: $1.35G+1.35Q+1.35N (1+2+4) *1.35$

$M_{b1,Ed} =$	43.78	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	8.98	[kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	-16.23	[kN]	Effort axial dans la poutre droite

Résultats

Résistances de la poutre

$N_{cb,Rd} =$	3176.80	[kN] Résistance de calcul de la section à la compression	EN1993-1-1:[6.2.4]
$V_{cb,Rd} =$	1172.88	[kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	0.01 < 1.00	vérifié	(0.01)
$M_{b,p,Rd} =$	603.38	[kN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{cb,Rd} =$	744.17	[kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$F_{c,fb,Rd} =$	1174.80	[kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,wb,Rd,low} =$	1028.18	[kN] Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]

Résistance de l'assemblage à la compression

$N_{j,Rd} =$ 2056.37 [kN] Résistance de l'assemblage à la compression [6.2]

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$	0.01 < 1.00	vérifié	(0.01)
---------------------------------	-------------	---------	--------

Résistance de l'assemblage à la flexion

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	594	226.08	-	-	226.08	367.45	226.08	528.39

Chapitre IX: Calcul des assemblages

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
2	514	195.61	-	-	226.08	367.45	226.08	528.39
3	434	165.14	-	-	226.08	367.45	226.08	528.39
4	274	104.20	-	-	226.08	367.45	226.08	528.39
5	194	73.74	-	-	226.08	367.45	226.08	528.39
6	64	24.22	-	-	226.08	367.45	226.08	528.39

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 350.60 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0.12 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.12)$$

Résistance de l'assemblage au cisaillement

$$V_{j,Rd} = 1007.52 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0.01 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.01)$$

Résistance des soudures

$$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3^*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 30.63 < 365.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.08)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 29.27 < 365.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.08)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 15.31 < 262.80 \quad \text{vérifié} \quad (0.06)$$

Rigidité de l'assemblage

$$S_{j,ini} = 759264.98 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 759264.98 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

Chapitre IX: Calcul des assemblages

$S_{j,rig} = 77844.15$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,pin} = 4865.26$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RIGIDE

Composant le plus faible:

RUPTURE DES BOULONS

Remarques

Epaisseur de l'âme de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'âme de la poutre

10 [mm]

< 10

[mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0.12

Conclusion

La vérification automatique le logiciel ROBOT de l'assemblage traverse-traverse est satisfaite, ou son détail est schématiser à la figure (figure IX-8).

IX-6 Encastrement en pieds de poteau

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018</p> <h3>Calcul du Pied de Poteau encastré</h3> <p>Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete</p>	
		Ratio 0.48

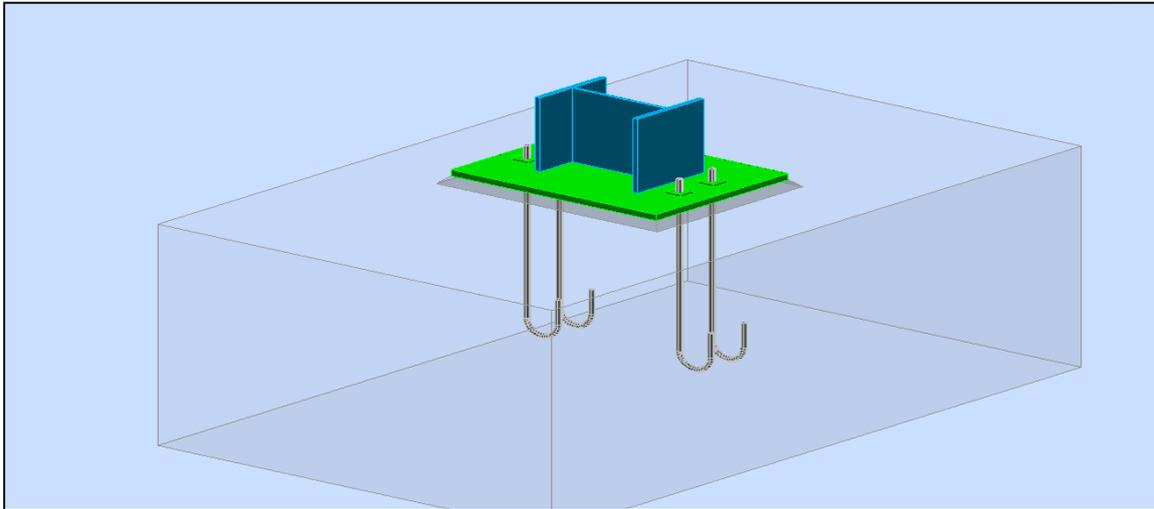


Figure IX-9 : Vue 3D de l'assemblage au niveau de pied de poteau

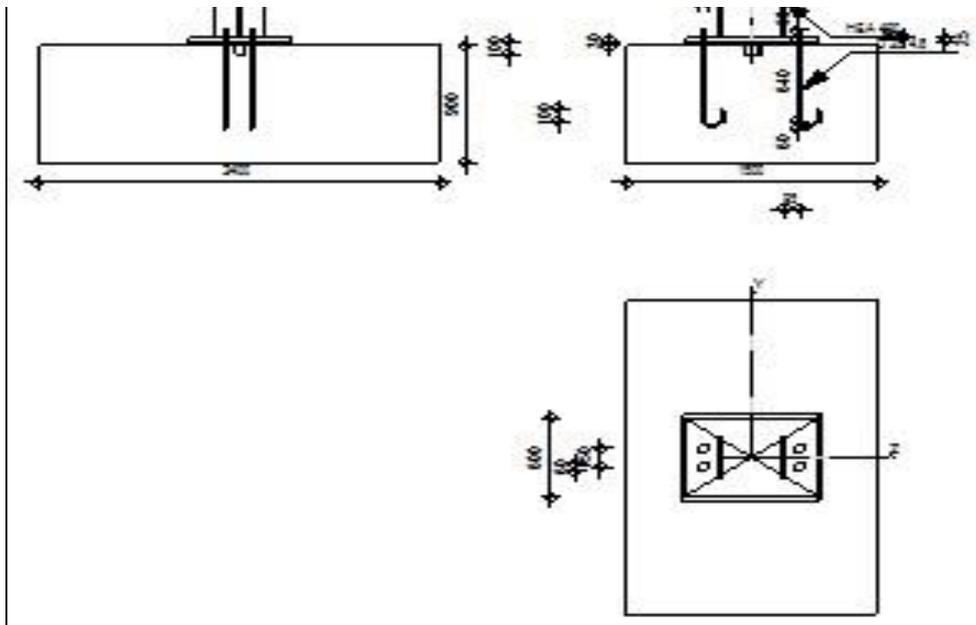


Figure IX-10 : Détail de l'assemblage au niveau de pied de poteau

Géométrie
Poteau

Chapitre IX: Calcul des assemblages

Profilé: HEA 400

Barre N°: 46

$L_c = 4.78$ [m] Longueur du poteau

Matériau: ACIER E24-A80

Platine de prescelllement

$l_{pd} = 780$ [mm] Longueur

$b_{pd} = 600$ [mm] Largeur

$t_{pd} = 25$ [mm] Epaisseur

Matériau: ACIER E24T

$f_{ypd} = 235.00$ [MPa] Résistance

$f_{upd} = 365.00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

Ancrage

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.6 Classe de tiges d'ancrage

$f_{yb} = 240.00$ [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon

$f_{ub} = 400.00$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction

$d = 20$ [mm] Diamètre du boulon

$n_H = 2$ Nombre de colonnes des boulons

$n_V = 2$ Nombre de rangées des boulons

Ecartement $e_{Hi} = 580$ [mm]

Entraxe $e_{Vi} = 150$ [mm]

Bêche

Profilé: IPE 100

$l_w = 100$ [mm] Longueur

Matériau: ACIER E24T

$f_{yw} = 235.00$ [MPa] Résistance

Chapitre IX: Calcul des assemblages

Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} =$	1.00	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_{M2} =$	1.25	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_C =$	1.50	Coefficient de sécurité partiel

Semelle isolée

$L =$	1500	[mm]	Longueur de la semelle
$B =$	2400	[mm]	Largeur de la semelle
$H =$	900	[mm]	Hauteur de la semelle

Béton

Classe BETON20

$f_{ck} =$ 20.00 [MPa] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g =$ 30 [mm] Epaisseur du mortier de calage

$f_{ck,g} =$ 12.00 [MPa] Résistance caractéristique à la compression

$C_{f,d} =$ 0.30 Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

Soudures

$a_p =$ 7 [mm] Plaque principale du pied de poteau

$a_w =$ 4 [mm] Bêche

Efforts

Cas: 12: 1.35G+1.35Q+1.35VP+1.35S+1.35VL (1+2+4+5+6)*1.35

$N_{j,Ed} =$ -17.21 [kN] Effort axial

$V_{j,Ed,y} =$ 1.13 [kN] Effort tranchant

$V_{j,Ed,z} =$ -9.17 [kN] Effort tranchant

$M_{j,Ed,y} =$ 23.48 [kN*m] Moment fléchissant

$M_{j,Ed,z} =$ 3.51 [kN*m] Moment fléchissant

Chapitre IX: Calcul des assemblages

Résultats

Zone comprimée

COMPRESSION DU BETON

$c =$	50	[mm]	Largeur de l'appui additionnelle	[6.2.5.(4)]
$f_{jd} =$	26.67	[MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint	[6.2.5.(7)]
$F_{c,Rd,n} =$	3292.09	[kN]	Résistance du béton à la compression	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} =$	1272.64	[kN]	Résistance du béton à la flexion M_y	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,z} =$	1272.64	[kN]	Résistance du béton à la flexion M_z	[6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$M_{c,Rd,y} =$	602.02	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y} =$	371	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} =$	1622.70	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
$M_{c,Rd,z} =$	205.12	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,z} =$	200	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,z} =$	1025.00	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$				
$N_{j,Rd} =$	3292.09	[kN]	Résistance de la semelle à l'effort axial	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$				
$F_{c,Rd,y} =$	1272.64	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]
$F_{c,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$				
$F_{c,Rd,z} =$	1025.00	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]

Zone tendue

RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

$F_{t,Rd,s1} =$	59.98	[kN]	Résistance du boulon à la rupture	[Tableau 3.4]
$F_{t,Rd,s2} =$	49.00	[kN]	Résistance du boulon à la rupture	CEB [9.2.2]

Chapitre IX: Calcul des assemblages

$$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$$

$$F_{t,Rd,s} = 49.00 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du boulon à la rupture}$$

ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

$$F_{t,Rd,p} = 93.33 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de calc. pour le soulèvement} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

$$N_{Rk,c}^0 = 543.0 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de calc. pour le soulèvement} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$
$$= \frac{543.0}{6} \quad [\text{kN}]$$

$$F_{t,Rd,c} = 127.2 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de calcul du boulon d'ancrage à l'arrachement du cône de} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$
$$= \frac{127.2}{8} \quad [\text{kN}] \quad \text{béton}$$

FENDAGE DU BETON

$$N_{Rk,c}^0 = 543.06 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de calc. pour le soulèvement} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

$$F_{t,Rd,sp} = 146.79 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du béton} \quad \text{CEB [9.2.5]}$$

RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$$

$$F_{t,Rd} = 49.00 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du boulon d'ancrage à traction}$$

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

$$F_{t,pl,Rd,y} = 98.00 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de la dalle pour le mode à la traction} \quad [6.2.4]$$

$$F_{t,pl,Rd,z} = 98.00 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de la dalle pour le mode à la traction} \quad [6.2.4]$$

RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$$

$$F_{T,Rd,y} = 98.00 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de la semelle dans la zone tendue} \quad [6.2.8.3]$$

$$F_{T,Rd,z} = F_{t,pl,Rd,z}$$

$$F_{T,Rd,z} = 98.00 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de la semelle dans la zone tendue} \quad [6.2.8.3]$$

Chapitre IX: Calcul des assemblages

Contrôle de la résistance de l'assemblage

$$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \text{ (6.24)} \quad 0.01 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.01)$$

$$M_{j,Rd,y} = 53.93 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2.8.3]$$

$$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0 \text{ (6.23)} \quad 0.44 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.44)$$

$$M_{j,Rd,z} = 33.65 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2.8.3]$$

$$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0 \text{ (6.23)} \quad 0.10 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.10)$$

$$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0.54 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.54)$$

Cisaillement

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

$$F_{1,vb,Rd,y} = 365.00 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$F_{1,vb,Rd,z} = 365.00 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise} \quad [6.2.2.(7)]$$

CISAILEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$$F_{2,vb,Rd} = 37.00 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$F_{v,Rd,sm} = 4.92 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$$F_{v,Rd,cp} = 254.56 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du béton à l'effet de levier} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

$$F_{v,Rd,c,y} = 185.99 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du béton pour l'écrasement du bord} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$F_{v,Rd,c,z} = 346.98 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du béton pour l'écrasement du bord} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

Chapitre IX: Calcul des assemblages

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$F_{f,Rd} = 5.16$ [kN] Résistance au glissement [6.2.2.(6)]

CONTACT DE LA CALE D'ARRET AVEC BETON

$F_{v,Rd,wg,y} = 186.67$ [kN] Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton

$F_{v,Rd,wg,z} = 102.67$ [kN] Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,y} = 211.51$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$ $0.01 < 1.00$ **vérifié** (0.01)

$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,z} = 127.51$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$ $0.07 < 1.00$ **vérifié** (0.07)

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$ $0.08 < 1.00$ **vérifié** (0.08)

Soudures entre le poteau et la plaque d'assise

$\sigma_{\perp} = 16.80$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 16.80$ [MPa] Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]

$\tau_{y||} = 0.14$ [MPa] Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$ [4.5.3.(7)]

$\tau_{z||} = -1.86$ [MPa] Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$ [4.5.3.(7)]

$\beta_w = 0.85$ Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1) $0.06 < 1.00$ **vérifié** (0.06)

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{y||}^2 + \tau_{z||}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0.10 < 1.00$ **vérifié** (0.10)

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{z||}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0.06 < 1.00$ **vérifié** (0.06)

Rigidité de l'assemblage

Chapitre IX: Calcul des assemblages

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$k_{13,y} =$	24	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$k_{15,y} =$	6	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} =$	2	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0.30		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	66809.48	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	594010.92	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$			SEMI-RIGIDE	[5.2.2.5.(2)]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$k_{13,z} =$	24	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$k_{15,z} =$	4	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$k_{16,z} =$	2	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,z} =$	0.69		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} =$	13093.09	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} =$	112870.56	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} < S_{j,rig,z}$			SEMI-RIGIDE	[5.2.2.5.(2)]

Composant le plus faible:

BOULON D'ANCRAGE A LA RUPTURE

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Conclusion

La vérification automatique le logiciel ROBOT de l'assemblage pieds de poteau est satisfaite, ou son détail est schématiser à la figure (figure IX-10).

IX-7 Assemblage gousset

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018	
	Calcul de l'assemblage au gousset NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	

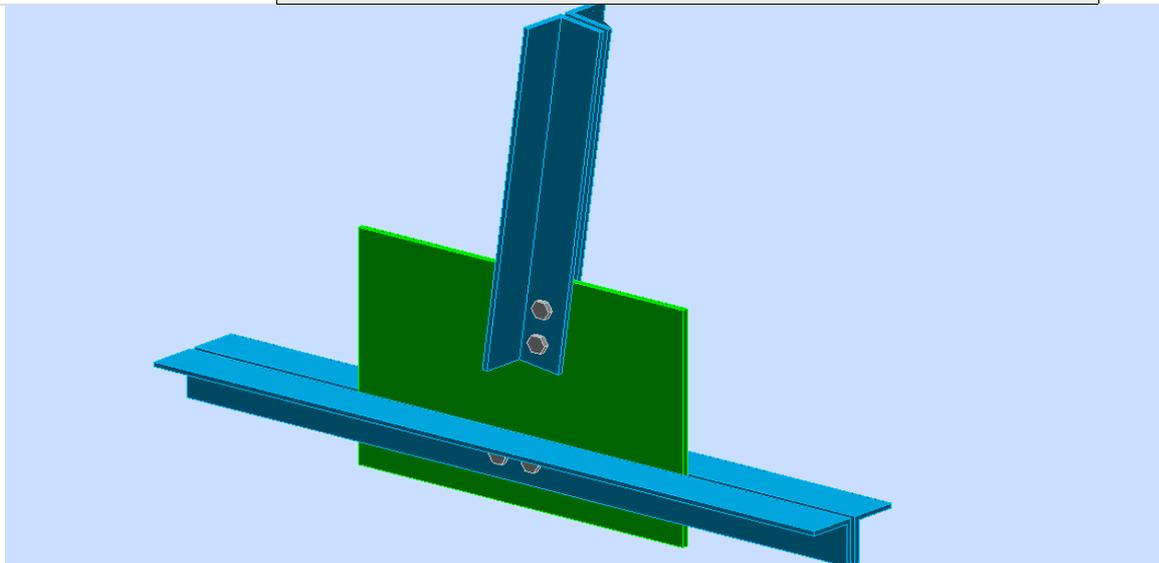


Figure IX-11 : Vue en 3D de l'assemblage au gousset

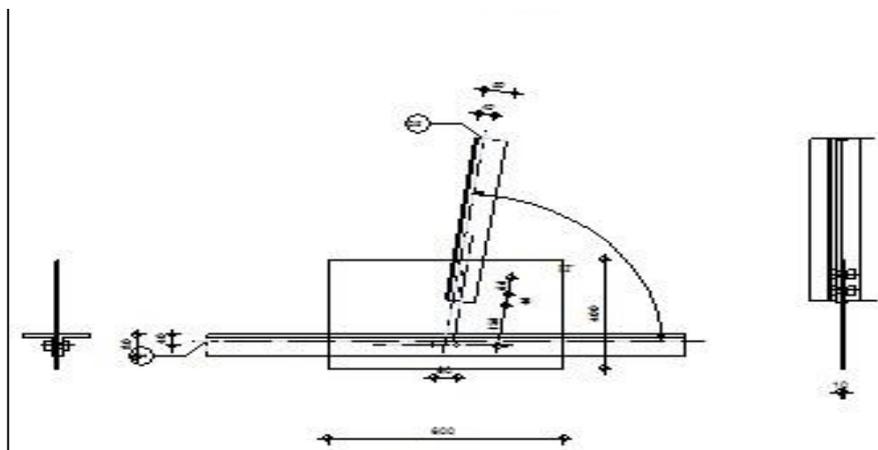


Figure IX-12 : Détail de l'assemblage au gousset

Géométrie

Barres

	Barre 1-2	Barre 5			
Barre N° :	1259	1277			
Profilé :	2 CAE 80x8	2 CAE 80x8			

Chapitre IX: Calcul des assemblages

Barres

		Barre 1-2		Barre 5			
Matériau:		ACIER E24-A80		ACIER E28			
	f_y	235.00		275.00			MPa
	f_u	365.00		405.00			MPa
Angle	α	-0.0		82.6			Deg
Longueur	l	6.36		3.18			M

Boulons

Barre 1-2

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.8 Classe du boulon

d = 16 [mm] Diamètre du boulon

d₀ = 18 [mm] Diamètre du trou de boulon

f_{yb} = 280.00 [MPa] Limite de plasticité

f_{ub} = 400.00 [MPa] Résistance du boulon à la traction

n = 2 Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 60 [mm]

e₂ = 40 [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre

Barre 5

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.8 Classe du boulon

d = 16 [mm] Diamètre du boulon

d₀ = 18 [mm] Diamètre du trou de boulon

f_{yb} = 280.00 [MPa] Limite de plasticité

f_{ub} = 400.00 [MPa] Résistance du boulon à la traction

n = 2 Nombre de colonnes des boulons

Chapitre IX: Calcul des assemblages

Espacement des boulons 60 [mm]

$e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre

$e_2 = 40$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre

$e_c = 150$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Gousset

$l_p = 600$ [mm] Longueur de la platine

$h_p = 400$ [mm] Hauteur de la platine

$t_p = 10$ [mm] Epaisseur de la platine

Paramètres

$h_1 = 0$ [mm] Grugeage

$v_1 = 0$ [mm] Grugeage

$h_2 = 0$ [mm] Grugeage

$v_2 = 0$ [mm] Grugeage

$h_3 = 0$ [mm] Grugeage

$v_3 = 0$ [mm] Grugeage

$h_4 = 0$ [mm] Grugeage

$v_4 = 0$ [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (0;100)

$e_v = 100$ [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

$e_H = 300$ [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

$e_0 = 0$ [mm] Distance axe membrure hor.

Matériau: ACIER E24T

$f_y = 235.00$ [MPa] Résistance

Coefficients de matériau

Chapitre IX: Calcul des assemblages

$$\gamma_{M0} = 1.00 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad [2.2]$$

$$\gamma_{M2} = 1.25 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad [2.2]$$

Efforts

Cas: $14: 1.35G+1.5VL \quad 1*1.35+5*1.50$

$$N_{b1,Ed} = -55.28 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort axial}$$

$$N_{b2,Ed} = -55.70 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort axial}$$

$$N_{b5,Ed} = 48.14 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort axial}$$

Résultats

Barre 1-2

Vérification de l'assemblage pour les efforts agissant sur les boulons

$$F_{x,Ed} = 0.21 \quad [\text{kN}] \quad \text{Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial}$$

$$F_{z,Ed} = 0.12 \quad [\text{kN}] \quad \text{Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant}$$

$$F_{Ed} = 0.24 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort tranchant résultant dans le boulon}$$

$$F_{Rdx} = 100.58 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance résultante de calcul du boulon} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{Rdz} = 116.80 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance résultante de calcul du boulon} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx} \quad 0.21 < 100.58 \quad \text{vérifié} \quad (0.00)$$

$$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz} \quad 0.12 < 116.80 \quad \text{vérifié} \quad (0.00)$$

$$F_{Ed} \leq F_{VRd} \quad 0.24 < 77.21 \quad \text{vérifié} \quad (0.00)$$

Vérification de la section de la poutre affaiblie par les trous

$$N_{u,Rd} = 158.12 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de calcul de la section nette} \quad [3.10.3]$$

$$N_{pl,Rd} = 259.51 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de calcul plastique de la section brute} \quad [3.10.3]$$

$$|0.5*N_{b1,Ed}| \leq N_{u,Rd} \quad 0.21 < 158.12 \quad \text{vérifié} \quad (0.00)$$

$$|0.5*N_{b1,Ed}| \leq N_{pl,Rd} \quad 0.21 < 259.51 \quad \text{vérifié} \quad (0.00)$$

Vérification de la barre pour le cisaillement de bloc

$$V_{effRd} = 115.44 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous} \quad [3.10.2 (3)]$$

$$|0.5*N_{b1,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |0.21| < 115.44 \quad \text{vérifié} \quad (0.00)$$

Barre 5

Chapitre IX: Calcul des assemblages

Vérification de l'assemblage pour les efforts agissant sur les boulons

$F_{x,Ed} = 24.07$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial

$F_{z,Ed} = 14.00$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant

$F_{Ed} = 27.84$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon

$F_{Rdx} = 100.58$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon [Tableau 3.4]

$F_{Rdz} = 115.36$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon [Tableau 3.4]

$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$24.07 < 100.58$	vérifié	(0.24)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$14.00 < 115.36$	vérifié	(0.12)
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$	$27.84 < 77.21$	vérifié	(0.36)

Vérification de la section de la poutre affaiblie par les trous

$N_{u,Rd} = 175.45$ [kN] Résistance de calcul de la section nette [3.10.3]

$N_{pl,Rd} = 303.68$ [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute [3.10.3]

$ 0.5 \cdot N_{b5,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$24.07 < 175.45$	vérifié	(0.14)
$ 0.5 \cdot N_{b5,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$24.07 < 303.68$	vérifié	(0.08)

Vérification de la barre pour le cisaillement de bloc

$V_{effRd} = 132.90$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous [3.10.2 (3)]

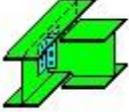
$ 0.5 \cdot N_{b5,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 24.07 < 132.90$	vérifié	(0.18)
--	--------------------	---------	--------

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Conclusion

La vérification automatique le logiciel ROBOT de l'assemblage gousset est satisfaite, ou son détail est schématiser à la figure (figure IX-12).

IX-8 Assemblage solive-poutre maitresse.

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018	
	Calculs de l'assemblage poutre-poutre (âme) NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	

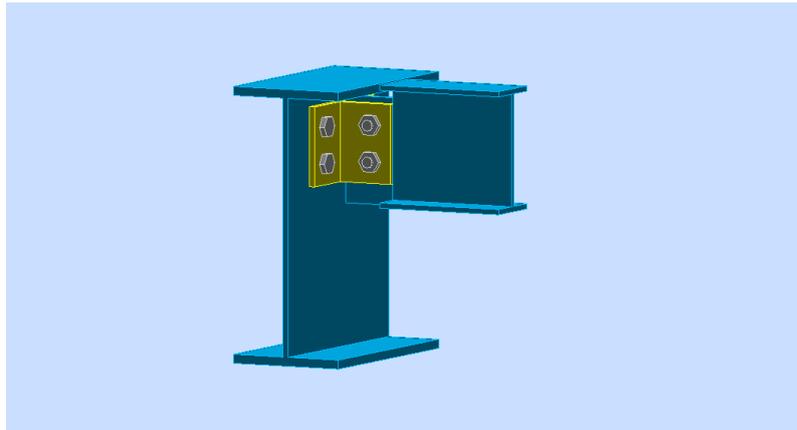


Figure IX-13 : Vue en 3D de l'assemblage solive-poutre maitresse

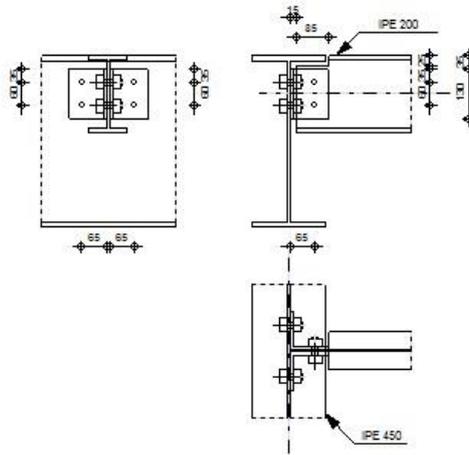


Figure IX-14 : Détail de l'assemblage solive-poutre maitresse

Chapitre IX: Calcul des assemblages

Poutre principale

Profilé: IPE 450

Barre N°: 51

Matériau: ACIER E24-A80

$f_{yg} = 235.00$ [MPa] Résistance de calcul

Poutre

Profilé: IPE 200

Barre N°: 954

Matériau: ACIER E24-A80

$f_{db} = 235.00$ [MPa] Résistance de calcul

Encoche de la poutre

$h_1 = 25$ [mm] Encoche supérieur

$h_2 = 0$ [mm] Encoche inférieure

$l = 85$ [mm] Longueur de l'encoche

Cornière

Profilé: CAE 100x10

Matériau: ACIER E24-A80

$f_{dk} = 235.00$ [MPa] Résistance de calcul

Boulons

Boulons assemblant la cornière à la poutre principale

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9 Classe du boulon

$d = 18$ [mm] Diamètre du boulon

$k = 1$ Nombre de colonnes des boulons

$w = 2$ Nombre de rangées des boulons

Boulons assemblant la cornière à la poutre

Chapitre IX: Calcul des assemblages

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9	Classe du boulon
d = 18 [mm]	Diamètre du boulon
k = 1	Nombre de colonnes des boulons
w = 2	Nombre de rangées des boulons

Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} = 1.00$	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} = 1.25$	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

Efforts

Cas: 11: $1.35G+1.35Q+1.35N (1+2+4) * 1.35$

$N_{b,Ed} = 0.00$ [kN]	Effort axial
$V_{b,Ed} = 0.85$ [kN]	Effort tranchant
$M_{b,Ed} = 0.83$ [kN*m]	Moment fléchissant

Résultats

Boulons assemblant la cornière à la poutre principale

Forces agissant sur les boulons dans l'assemblage poutre principale - cornière

$F_{x,Ed} = 0.48$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	
$F_{z,Ed} = 0.21$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	
$F_{Ed} = 0.52$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	
$F_{Rdx} = 76.65$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon	[Tableau 3.4]
$F_{Rdz} = 76.65$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon	[Tableau 3.4]

$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$0.48 < 76.65$	vérifié	(0.01)
$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$0.21 < 76.65$	vérifié	(0.00)
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$	$0.21 < 146.57$	vérifié	(0.00)

Chapitre IX: Calcul des assemblages

$$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx} \quad 0.48 < 76.65 \quad \text{vérifié} \quad (0.01)$$

Traction des boulons

$$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd} \quad 7.40 < 165.89 \quad \text{vérifié} \quad (0.04)$$

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$$F_{v,Ed} = 0.52 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant résultant dans le boulon} \quad F_{v,Ed} = \sqrt{[F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2]}$$

$$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/(1.4 \cdot F_{t,Rd}) \leq 1.0 \quad 0.04 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.04)$$

Boulons assemblant la cornière à la poutre

Forces agissant sur les boulons dans l'assemblage cornière - poutre

$$F_{x,Ed} = 14.80 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x}$$

$$F_{z,Ed} = 0.42 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z}$$

$$F_{Ed} = 14.80 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant résultant dans le boulon}$$

$$F_{Rdx} = 61.32 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance résultante de calcul du boulon} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{Rdz} = 55.19 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance résultante de calcul du boulon} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx} \quad 14.80 < 61.32 \quad \text{vérifié} \quad (0.24)$$

$$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz} \quad 0.42 < 55.19 \quad \text{vérifié} \quad (0.01)$$

$$F_{Ed} \leq F_{v,Rd} \quad 0.42 < 293.15 \quad \text{vérifié} \quad (0.05)$$

Vérification de la section pour le cisaillement de bloc (effort transversal)

Cornière

$$V_{effRd} = 124.69 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous} \quad [3.10.2 (3)]$$

$$|0.5 \cdot V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |0.42| < 124.69 \quad \text{vérifié} \quad (0.00)$$

Poutre

$$V_{effRd} = 89.69 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous} \quad [3.10.2 (3)]$$

$$|V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |0.85| < 89.69 \quad \text{vérifié} \quad (0.01)$$

Chapitre IX: Calcul des assemblages

Vérification de la résistance de la section de la cornière affaiblie par les trous

$0.9 \cdot (A_t/A_{t,net}) \leq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$	$0.01 > 0.01$	vérifié	
$(f_y/f_u) \cdot A_v \leq A_{v,net}$	$13.00 > 9.00$		
$V_{pl,Rd} = 176.38$ [kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement		[6.2.6 (2)]
$ 0.5 \cdot V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$	$ 0.42 < 176.38$	vérifié	(0.00)

Vérification de la résistance de la section de la poutre affaiblie par les trous

$A_t = 4.90$ [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute		
$A_{t,net} = 3.78$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction		
$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$	$0.69 < 0.80$		
$W_{net} = 26.62$ [cm ³]	Facteur élastique de la section		
$M_{c,Rdnet} = 6.26$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion		$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$	$ 0.89 < 6.26$	vérifié	(0.14)
$A_v = 9.80$ [cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement		
$A_{v,net} = 7.56$ [cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement		$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$
$V_{pl,Rd} = 132.96$ [kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement		$V_{pl,Rd} = (A_{v,net} \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$
$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$	$ 0.85 < 132.96$	vérifié	(0.01)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Chapitre X :
Dimensionnement
des fondations

Chapitre X : Dimensionnement des fondations

X-1 INTRODUCTION :

Les Fondations sont les éléments plus résistants de la structure, tel qu'elles transmettent les charges de la superstructure.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ; soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Le choix du type de fondation dépend essentiellement :

- La valeur de la contrainte admissible du sol.
- La distance entre axes des poutres.
- La charge transmise au sol.
- La raison économique.

D'après le rapport géotechnique, on a les résultats suivants :

- La contrainte admissible du sol est estimée à 1.6 bars.

X-2 Choix du mode de fondation :

On choisit des semelles isolées comme type de fondation et l'étude sera comme suite :

X-3 Etude des semelles isolées :

Les résultats des sollicitations concernant les semelles isolées sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau X-1 : Les différents sollicitations des semelles isolées.

SEMELLES		ELU		ELS	
		N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)
S1	central	24.35	0.63	18.02	0.48
S2	intérmidiare	195.03	22.66	144.41	16.78
S3	rive	339.45	15.06	237.62	11.19

Chapitre X : Dimensionnement des fondations

X-3-1 Pré dimensionnement des semelles isolées :

Remarque : a titre d'exemple en faite l'étude sur la semelle de rive (S3).

❖ La semelle (S3) :

D'après le règlement **BAEL91 modifié 99** :

$$e_{0ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{11.19}{237.62} = 0.047m.$$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \Rightarrow A = \frac{39}{30}.B \Rightarrow A = 1,3B.$$

Tant que B est supérieur à : $6 \times e_{0ser} = 0.282m.$,

donc que $e_0 < \frac{B}{6}$ (le calcul est fait à l'ELS) :

$$A.B \geq \left(1 + 3 \cdot \frac{e_0}{B}\right) \cdot \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\left(1 + 3 \cdot \frac{e_0}{B}\right) \cdot \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$
$$\Rightarrow B \geq 1.13m.$$

On prend : $B = 1.20 \text{ m}$

Et on prend : $A = 1,3B = 1.60m.$

Les hauteurs utiles sont :

On prend : $h_t = 0.5m.$

Poids propre = $0.5 \times 1.2 \times 1.6 \times 25 = 24KN$

$\Rightarrow P_{ser} = 237.62 + 24 = 261.62KN.$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{11.19}{261.62} = 0.043m.$$

X-3-2 Vérification de résistance du sol :

❖ La semelle (S3) :

D'après le règlement **BAEL91 modifié 99** :

On a :

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{11.19}{261.62} = 0.043m. < \frac{B}{6} = 0.2m$$

\Rightarrow Donc la répartition est trapézoïdale, la contrainte au sol varie de σ_m a σ_M avec :

Chapitre X : Dimensionnement des fondations

$$\sigma_1 = \left(1 - 6 \cdot \frac{e_0}{B}\right) \cdot \frac{N}{A \cdot B} = 106.96 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Et } \sigma_2 = \left(1 + 6 \cdot \frac{e_0}{B}\right) \cdot \frac{N}{A \cdot B} = 165.55 \text{ KN/m}^2.$$

- Calcul de la contrainte $\sigma_{3/4}$:

$$\sigma_{3/4} = \frac{\sigma_1 + 3 \cdot \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol} \quad \Rightarrow$$

$$\sigma_{3/4} = \frac{106.96 + 3 \times 165.55}{4} = 150.9 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 160 \text{ KN/m}^2 \dots\dots \text{CV.}$$

X-3-3 Calcul du ferrailage :

❖ La semelle (S1) :

- D'après le règlement **BAEL91 modifié99**:

On a :

$$M_u = 15.06 \text{ KN.m} \text{ Et } N_u = 339.45 \text{ KN.}$$

$$\Rightarrow P_u = N_u + 1.35 \times (p \cdot propre) \Rightarrow P_u = 339.45 + 1.35 \times 24 = 371.85 \text{ KN.}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{P_u} = 0.04 \text{ m} < \frac{B}{24} = 0.05 \text{ m} .$$

$$< \frac{B}{18} = 0.06 \text{ m}$$

$$N_f = N \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot e}{B}\right) = 409.035 \text{ KN}$$

$$A_{st} \geq \frac{N_f (B - b)}{8 \cdot d \cdot \sigma_{st}} \Rightarrow A_{st} \geq 3.31 \text{ cm}^2$$

On choisit : $A_{st} = 6T12 = 6.79 \text{ cm}^2$.

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot \left(\frac{f_{tj}}{f_e}\right) \cdot B \cdot d = 0.23 \cdot \left(\frac{2.1}{400}\right) \cdot 1.2 \cdot 0.4 = 5.8 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 5.8 \text{ cm}^2 < A_s = 6.79 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

- Diamètre des armatures transversal :

$$\phi_t \leq \left(\frac{h}{3}, \frac{b}{10}, \phi_{t \min}\right)$$

$$\phi_t \leq 12 \text{ mm}$$

on choisit $\phi_t = 10 \text{ mm}$

Chapitre X : Dimensionnement des fondations

- Espacement :

➤ Zone Nodal :

$$st \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l\right)$$

$$St = 10 \text{ cm}$$

➤ Zone courante :

$$St \leq \frac{h}{2}$$

$$St = 20 \text{ cm}$$

❖ Les autres semelles :

De la même manière nous avons pré dimensionné les autres semelles

X-4 Etude des longrines :

La fin des poteaux doit être solidarisiées par un réseau bidirectionnel de longrines qui s'oppose au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal.

Suivant RPA2003, il faut dimensionnée la longrine de tel façon quant dépassé la section minimale sera (25,30) cm²

Dans notre étude on prendre une section de (30,30) cm²

On calcule le ferrailage des Longrines par la relation suivante :

$$F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20 \text{ KN}.$$

Tel que :

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée
 $\alpha = 12$ (site S3, zone IIa).

N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisiés ($N = 339.45 \text{ KN}$).

$$\implies F = 28.29 > 20$$

Calcul ferrailage longitudinal :

$$A_{st} = F/\sigma_{st} = 28.29 \cdot 10^3 / 348 = 0.81 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.6 \% \cdot (30^2) = 5.4 \text{ cm}^2 > A_{st}$$

$$\implies A_{st} = A_{min} = 6T12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

✓ Condition de non fragilité :

Chapitre X : Dimensionnement des fondations

$$A_{st} > (B^2 * f_{tj}) / f_e = 4.725 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

✓ Ferrailage transversal:

D'après RPA2003 on choisit des armatures de diamètre $\varnothing 8$.

✓ Espacement :

D'après le **RPA2003** :

$$S_t \leq \min(20\text{cm}; 15\phi_t).$$

$$S_t \leq \min(20\text{cm}; 24\text{cm}).$$

On prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

X-5 Conclusion

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau X-2 : Ferrailage de la semelle isolée.

<i>Semelle isolée</i>							
Aciers inférieurs				Aciers supérieurs			
Sens X	Section	Sens Y	Section	Sens X	Section	Sens Y	Section
6 HA12	6.79cm ²	6 HA12	6.79cm ²	-	-	-	-

Tableau X-3 : Ferrailage des longrines.

<i>Longrine</i>			
Armature longitudinale		Armature transversale	
Armature	Section	Armatures	Section
6 HA12	6.79 cm ²	4 HA8	2.01 cm ²

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude est une phase très importante dans le cycle de formation de l'ingénieur, il nous a permis de me familiariser avec les différentes normes et règlement régissant le domaine de la construction métallique tel que les Eurocodes, le CCM97, le RNVA2013, le RPA2003,... et aussi les différent logiciels de calcul et du dessin (ROBOT, TEKLA, AUTOCAD).

La complexité et la variabilité de l'ouvrage étudié nous ont permis d'avoir une approche globale sur la façon de faire la conception et le dimensionnement d'une structure métallique y compris la partie : la structure mixte, les assemblages et les fondations.

Notre projet de fin d'études nous a permis d'avoir un aperçu sur la construction métallique et surtout d'appliquer les connaissances acquises durant notre cursus sur un projet réel.

Enfin, notre objectif final lors de cette étude est l'obtention d'un ouvrage résistant et garantissant la sécurité des vies humaines et de leurs biens, nous souhaitons que ce travail serve comme support pour nos futurs étudiants qui seront intéressés par cette voie.

Référence

Bibliographique

Référence bibliographique

- Règlement neige et vent version 2013.
- Calcul des éléments de construction Métallique de Lahlou DAHMANI. Selon l'Eurocode 3, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, 2012.
- Eurocode3, les normes Européennes de conception, de dimensionnement et de justification des structures de bâtiment et de génie civil.
- Calcul des constructions mixtes acier-béton d'après l'Eurocode 04.
- Manuel de calcul des poutres et dalles mixtes qui c'est inspire de l'Eurocode 1994-1-1.
- MELLAK Hachemi, DTR B.C. 2.2 Charges permanentes et charges d'exploitations, Éditions : CGS, Alger, 2004.
- Document technique réglementaire DTR B.C. 2.44.
- Centre national de recherche appliquée en génie parasismique C.G.S.<< Document technique réglementaire DTR B.C. 2.48- Règles parasismique algériennes RPA 99/ version 2003>>. Alger
- Jean-Pierre Mougou, Béton armé « BAEL 91 Modifié 99 », Editions Eyrolles, Paris, Deuxième tirage 2002.
- Jean Morel, « Calcul Des Structures Métalliques Selon l'Eurocode 3 », Edition Eyrolles, Paris, Sixième tirage 2005.
- Rafik. TALEB.<< Règles parasismiques algériennes RPA 99-version 2003 pour les structures en béton Armé : Interprétations et proposition >>. Journal of materials and Engineering structures. 2017,p.140-3

Annexes

Tableau des armatures

Φ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

Section en cm² de N armatures de diamètre Φ (mm)

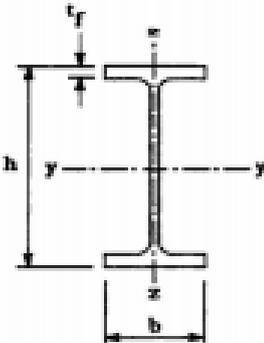
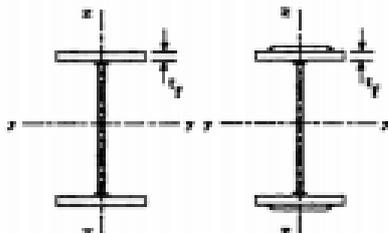
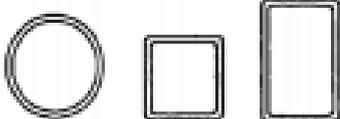
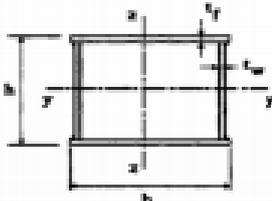
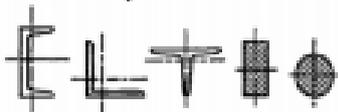
Annexe : catégories de terrain

Catégorie de terrain	K_T	$h_0 (m)$	$h_{min} (m)$	ε
I En bord de mer, au bord d'un plan d'eau offrant au moins 5 km de longueur au vent, régions lisses et sans obstacles.	0.17	0.01	2	0.11
II Région de culture avec haies et avec quelques petites fermes, maisons ou arbres.	0.19	0.05	4	0.26
III Zones industrielles ou suburbaines, forêt, zones urbaines ne rentrant pas dans la catégorie de terrain IV.	0.22	0.3	8	0.37
IV Zones urbaines dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0.24	1	16	0.46

Valeur de χ en fonction de $\bar{\lambda}$

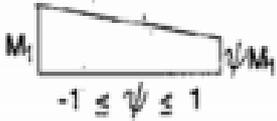
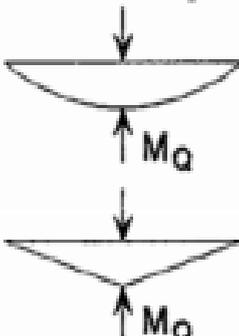
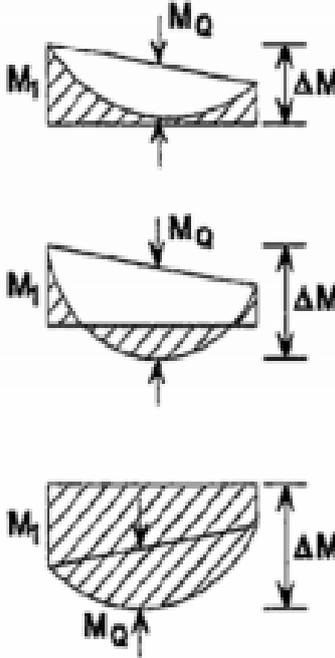
Coefficients de réduction				
$\bar{\lambda}$	Valeurs de χ pour la courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section

Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z	c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant f_{yb} *)	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant f_{ys} *)	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	y - y z - z	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

Facteurs de moment uniforme équivalent β_M

Diagramme des moments	Facteur de moment uniforme équivalent β_M
<p>Moments d'extrémité</p>  <p>$-1 \leq \psi \leq 1$</p>	$\beta_{M,\psi} = 1,3 - 0,7\psi$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan</p> 	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan et des moments d'extrémité</p> 	$\beta_M = \beta_{m,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q = \text{Max}M $ dû aux charges transversales seulement $\Delta M = \begin{cases} \max M & \text{pour diagrammes de moment sans changement de signe} \\ \max M + \min M & \text{pour diagrammes de moment avec changement de signe} \end{cases}$

	M 12	M 16	M 20	M 24	M 27
Diamètre tige d (mm)	12	16	20	24	27
Diamètre Trou d (mm)	14	18	22	26	30
Section Tige A (mm ²)	113	201	314	452	573
Section Résistance A_s	84	157	245	353	459

Caractéristique des boulons

Boulons	Valeurs usuelles (mm)			Valeurs minimales (mm)		
	P_1, P_2	e_1	e_2	P_1, P_2	e_1	e_2
M 12	40	25	20	35	20	15
M 16	50	35	25	40	25	20
M 20	60	40	30	45	30	25
M 24	70	50	40	55	35	30
M 27	80	55	45	65	40	35

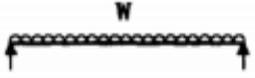
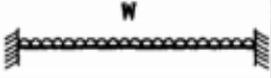
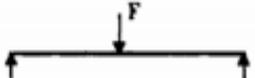
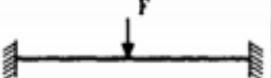
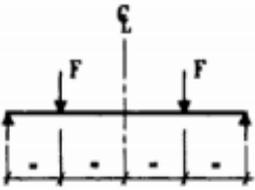
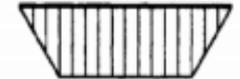
Tableau : entraxe des boulons et pines

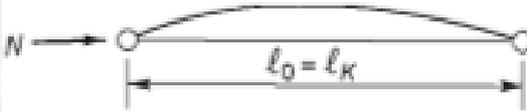
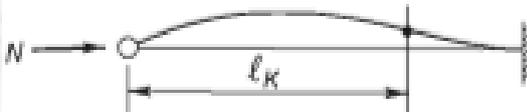
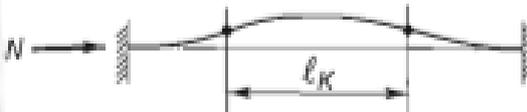
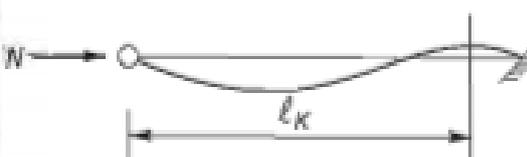
Diamètre nominal d_b (mm)	Aire nominale A (mm ²)	Aire résistante A_s (mm ²)
14	154	115
16	201	157
18	254	192
22	314	245
22	380	303
24	452	353

Les Dimensions des différents boulons

Tableau F.1.2

Coefficients C_1 , C_2 et C_3 , pour différentes valeurs de k , dans le cas de charges transversales

Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients		
			C_1	C_2	C_3
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

Conditions d'appuis	m	ℓ_K
<ul style="list-style-type: none"> Sans déplacements des extrémités 	1	ℓ_0
	2	$0,7 \ell_0$
	4	$0,5 \ell_0$
	$1 < m < 2$	$> 0,7 \ell_0$
<ul style="list-style-type: none"> Avec liberté de déplacements aux extrémités 	$\frac{1}{4}$	$2 \ell_0$
	1	ℓ_0
	$m < \frac{1}{4}$	$> 2 \ell_0$

Valeur de longueur de flambement en fonction de longueur d'appuis

Coefficient de topographie

Site	C_t
Site plat	1
Site aux alentours des vallées et oueds sans effet d'entonnoir	1
Site aux alentours des vallées avec effet d'entonnoir	1.3
Site aux alentours des plateaux	1.15
Site aux alentours des collines	1.15
Site montagneux	1.5

Coefficient de pression extérieure pour les parois verticales

A		B		C		D		E	
$C_{e,10}$	$C_{e,1}$								
-1.0	-1.3	-0.8	-1.0	-0.5		+0.8	1.0	-0.3	

Coefficient de pression extérieure pour toiture à deux versants

Pente α	Zone pour vent de direction $\theta = 0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$
5°	-1.7	-2.5	-1.2	-2.0	-0.6		-0.3		-0.3	
15°	-0.9	-2.0	-0.8	-1.5	-0.3		-0.4		-1.0	-1.5
	+0.2		+0.2		+0.2					
30°	-0.5	-1.5	-0.5	-1.5	-0.2		-0.4		-0.5	
	+0.7		+0.7		+0.4					
45°	+0.7		+0.7		+0.6		-0.2		-0.3	
60°	+0.7		+0.7		+0.7		-0.2		-0.3	
75°	+0.8		+0.8		+0.8		-0.2		-0.3	

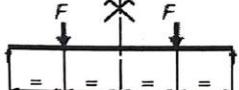
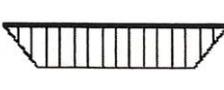
Pente α	Zone pour vent de direction $\theta = 90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$	$C_{e,10}$	$C_{e,1}$
5°	-1.6	-2.2	-1.3	-2.0	-0.7	-1.2	-0.5	
15°	-1.3	-2.0	-1.3	-2.0	-0.6	-1.2	-0.5	
30°	-1.1	-1.5	-1.4	-2.0	-0.8	-1.2	-0.5	
45°	-1.1	-1.5	-1.4	-2.0	-0.9	-1.2	-0.5	
60°	-1.1	-1.5	-1.2	-2.0	-0.8	-1.0	-0.5	
75°	-1.1	-1.5	-1.2	-2.0	-0.8	-1.0	-0.5	

(α) pente du versant (en $^\circ$)	$0 \leq \alpha \leq 15$	$15 < \alpha \leq 30$	$30 < \alpha < 60$	$\alpha \geq 60$
Coefficient μ_1	0.8	0.8	$0.8 \left(\frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0
Coefficient μ_2	0.8	$0.8 + 0.6 \left(\frac{\alpha - 15}{30} \right)$	$1.1 \left(\frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0

Valeurs de coefficient de forme en fonction de la pente de versant

Pour une toiture simple à deux versants sans obstacles de retenue

Tableau 5: Calcul du coefficient C_1 en fonction des conditions de chargement et d'encastrement.

Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients
			C_1
		1,0 0,5	1,132 0,972
		1,0 0,5	1,285 0,712
		1,0 0,5	1,365 1,070
		1,0 0,5	1,565 0,938
		1,0 0,5	1,046 1,010

Valeurs de la section de résistance A_s des boulons à la traction

Diamètre nominale du boulon $d(mm)$	14	16	18	20	22	24	27	30
Section résistante $A_s(mm^2)$	115	157	192	245	303	353	459	561

Caractéristique mécanique des boulons selon leur classe d'acier

Valeur de la limite d'élasticité f_{yb} et de la résistance à la traction f_{ub} des boulons							
Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
$f_{yb} (N/mm^2)$	240	320	300	400	480	640	900
$f_{ub} (N/mm^2)$	400	400	500	500	600	800	1000

Caractéristique mécanique des boulons HR

Appellation	$f_{ub} (N/mm^2)$	$f_{yb} (N/mm^2)$
HR 10.9	1000	900
HR 8.8	800	640

Rapports largeur/épaisseur maximaux pour âmes (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)

(a) Âmes : (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)

Classe	Âme fléchée	Âme comprimée	Âme en flexion composée	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
1	$d/t_w \leq 72 \epsilon$	$d/t_w \leq 33 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 396 \epsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 36 \epsilon / \alpha$	
2	$d/t_w \leq 83 \epsilon$	$d/t_w \leq 38 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 456 \epsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 41,5 \epsilon / \alpha$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
3	$d/t_w \leq 124 \epsilon$	$d/t_w \leq 42 \epsilon$	Quand $\psi > -1$: $d/t_w \leq 42 \epsilon / (0,67 + 0,33\psi)$ Quand $\psi \leq -1$: $d/t_w \leq 62 \epsilon (1 - \psi) / (1 - \psi)$	
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$	f_y (N/mm ²)	235	275	355
	ϵ	1	0,92	0,81

Rapports largeur/épaisseur maximaux pour parois internes de semelles (parallèles à l'axe de flexion)

(b) parois internes de semelles : (parois internes parallèles à l'axe de flexion)

Classe		Type	Section fléchie	Section comprimée	
Distribution de contraintes dans la paroi et sur la hauteur de la section (compression positive)					
1	Sections creuses laminées		$(b - 3t_f)/t_f \leq 33 \epsilon$	$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \epsilon$	
	Autres		$b/t_f \leq 33 \epsilon$	$b/t_f \leq 42 \epsilon$	
2	Sections creuses laminées		$(b - 3t_f)/t_f \leq 38 \epsilon$	$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \epsilon$	
	Autres		$b/t_f \leq 38 \epsilon$	$b/t_f \leq 42 \epsilon$	
Distribution de contraintes dans la paroi et sur la hauteur de la section (compression positive)					
3	Sections creuses laminées		$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \epsilon$	$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \epsilon$	
	Autres		$b/t_f \leq 42 \epsilon$	$b/t_f \leq 42 \epsilon$	
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$		f_y (N/mm ²)	235	275	355
		ϵ	1	0,92	0,81

Prédimensionnement des pieds de poteau articulés sous compression axiale (Acier S235/Béton C25/30):

Profils IPE

Compression		$(N_{Sd} / N_{pl,Rd}) = 0.25$								$(N_{Sd} / N_{pl,Rd}) = 0.5$							
Profil Poteau	Résistance	Effort Axial N_{Sd} (kN)	Platine (mm)				Fondation (mm)			Effort Axial N_{Sd} (kN)	Platine (mm)				Fondation (mm)		
	$N_{pl,Rd}$ (kN)		h_p	b_p	t_p	Proj.	h_r	b_r	d_r		h_p	b_p	t_p	Proj.	h_r	b_r	d_r
IPE80	180	45	95	60	8	C	145	90	100	90	105	75	8	E	160	115	100
IPE100	243	61	115	70	8	C	175	105	100	121	130	85	8	E	195	130	100
IPE120	310	78	135	80	8	C	205	120	100	155	150	95	8	E	225	145	100
IPE140	386	97	155	90	8	C	235	135	100	193	175	105	8	E	265	160	100
IPE160	472	118	175	100	8	C	265	150	100	236	195	120	8	E	295	180	100
IPE180	563	141	200	110	8	C	300	165	100	261	220	130	10	E	330	195	110
IPE200	669	167	220	120	8	C	330	180	110	335	240	140	10	E	360	210	120
IPE220	784	196	240	130	8	C	360	195	120	392	265	155	10	E	400	235	135
IPE240	919	230	260	140	8	C	390	210	130	460	290	170	12	E	435	255	145
IPE270	1080	270	295	160	8	C	445	240	150	540	295	160	18	C	445	240	150
IPE300	1265	316	325	175	8	C	490	265	165	632	325	175	20	C	490	265	165
IPE330	1471	368	355	185	8	C	535	280	180	736	355	185	20	C	535	280	180
IPE360	1709	427	390	200	8	C	585	300	195	855	390	200	22	C	585	300	195
IPE400	1985	496	430	210	8	C	645	315	215	992	430	210	22	C	645	315	215
IPE450	2322	581	480	220	8	C	720	330	240	1161	480	220	24	C	720	330	240
IPE500	2715	679	535	235	8	C	805	355	270	1357	535	235	26	C	805	355	270
IPE550	3159	790	585	245	8	C	880	370	295	1579	585	245	28	C	880	370	295
IPE600	3666	916	640	260	10	C	960	390	320	1833	640	260	28	C	960	390	320

Profils HEA

Compression		$(N_{Sd} / N_{pl,Rd}) = 0.25$								$(N_{Sd} / N_{pl,Rd}) = 0.5$							
Profil Poteau	Résistance	Effort Axial N_{Sd} (kN)	Platine (mm)				Fondation (mm)			Effort Axial N_{Sd} (kN)	Platine (mm)				Fondation (mm)		
	$N_{pl,Rd}$ (kN)		h_p	b_p	t_p	Proj.	h_r	b_r	d_r		h_p	b_p	t_p	Proj.	h_r	b_r	d_r
HEA100	499	125	115	120	8	C	175	180	100	250	140	140	10	E	210	210	100
HEA120	595	149	130	140	8	C	195	210	100	298	155	160	10	E	235	240	100
HEA140	738	185	150	160	8	C	225	240	100	369	180	185	10	E	270	280	100
HEA160	911	228	170	180	8	C	255	270	100	456	200	210	12	E	300	315	100
HEA180	1063	266	190	200	8	C	285	300	100	532	220	230	12	E	330	345	110
HEA200	1265	316	210	220	8	C	315	330	105	633	245	255	12	E	370	385	125
HEA220	1512	378	235	245	8	C	355	370	120	756	270	280	14	E	405	420	135
HEA240	1806	451	255	265	8	C	385	400	130	903	295	305	16	E	445	460	150
HEA260	2040	510	275	285	8	C	415	430	140	1020	315	325	16	E	475	490	160
HEA280	2286	571	300	310	8	C	450	465	150	1143	300	310	28	C	450	465	150
HEA300	2644	661	320	330	8	C	480	495	160	1322	320	330	30	C	480	495	160
HEA320	2923	731	345	335	10	C	520	505	175	1461	390	380	18	E	585	570	195
HEA340	3127	784	365	335	10	C	550	505	185	1568	415	385	20	E	625	580	210
HEA360	3355	839	385	335	10	C	580	505	195	1677	435	385	20	E	655	580	220
HEA400	3736	934	430	340	10	C	645	510	215	1868	485	395	22	E	730	595	245
HEA450	4184	1046	485	345	10	C	730	520	245	2092	540	400	24	E	810	600	270
HEA500	4642	1161	540	350	12	C	810	525	270	2321	595	405	24	E	895	610	300
HEA550	4976	1244	590	350	12	C	885	525	295	2488	590	350	38	C	885	525	295
HEA600	5322	1330	640	350	12	C	960	525	320	2661	640	350	38	C	960	525	320
HEA650	5678	1420	695	355	12	C	1045	535	350	2839	695	355	38	C	1045	535	350
HEA700	6121	1530	745	355	12	C	1120	535	375	3061	745	355	40	C	1120	535	375
HEA800	6717	1679	850	360	12	C	1275	540	425	3358	850	360	38	C	1275	540	425
HEA900	7532	1883	950	360	12	C	1425	550	475	3766	950	360	40	C	1425	540	475

Valeurs du coefficient de réduction χ (ksi):
Courbe de flambement d:

Reduction factors χ for buckling curve d ($\alpha = 0,76$)											
λ	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09	
0.00	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.00
0.10	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.10
0.20	1.0000	0.9921	0.9843	0.9765	0.9688	0.9611	0.9535	0.9459	0.9384	0.9309	0.20
0.30	0.9235	0.9160	0.9086	0.9013	0.8939	0.8866	0.8793	0.8721	0.8648	0.8576	0.30
0.40	0.8504	0.8432	0.8360	0.8289	0.8218	0.8146	0.8075	0.8005	0.7934	0.7864	0.40
0.50	0.7793	0.7723	0.7653	0.7583	0.7514	0.7444	0.7375	0.7306	0.7237	0.7169	0.50
0.60	0.7100	0.7032	0.6964	0.6897	0.6829	0.6762	0.6695	0.6629	0.6563	0.6497	0.60
0.70	0.6431	0.6366	0.6301	0.6237	0.6173	0.6109	0.6046	0.5983	0.5921	0.5859	0.70
0.80	0.5797	0.5736	0.5675	0.5615	0.5556	0.5496	0.5438	0.5379	0.5322	0.5265	0.80
0.90	0.5208	0.5152	0.5096	0.5041	0.4987	0.4933	0.4879	0.4825	0.4774	0.4722	0.90
1.00	0.4671	0.4620	0.4570	0.4521	0.4472	0.4423	0.4375	0.4328	0.4281	0.4235	1.00
1.10	0.4189	0.4144	0.4099	0.4055	0.4012	0.3969	0.3926	0.3884	0.3843	0.3802	1.10
1.20	0.3762	0.3722	0.3683	0.3644	0.3605	0.3568	0.3530	0.3493	0.3457	0.3421	1.20
1.30	0.3385	0.3350	0.3316	0.3282	0.3248	0.3215	0.3182	0.3150	0.3118	0.3086	1.30
1.40	0.3055	0.3024	0.2994	0.2964	0.2935	0.2906	0.2877	0.2849	0.2821	0.2793	1.40
1.50	0.2766	0.2739	0.2712	0.2686	0.2660	0.2635	0.2609	0.2585	0.2560	0.2536	1.50
1.60	0.2512	0.2488	0.2465	0.2442	0.2419	0.2397	0.2375	0.2353	0.2331	0.2310	1.60
1.70	0.2289	0.2268	0.2246	0.2228	0.2208	0.2188	0.2168	0.2149	0.2130	0.2112	1.70
1.80	0.2093	0.2075	0.2057	0.2039	0.2021	0.2004	0.1987	0.1970	0.1953	0.1936	1.80
1.90	0.1920	0.1904	0.1888	0.1872	0.1856	0.1841	0.1826	0.1810	0.1796	0.1781	1.90
2.00	0.1766	0.1752	0.1738	0.1724	0.1710	0.1696	0.1683	0.1669	0.1656	0.1643	2.00
2.10	0.1630	0.1617	0.1604	0.1592	0.1580	0.1567	0.1555	0.1543	0.1532	0.1520	2.10
2.20	0.1508	0.1497	0.1486	0.1474	0.1463	0.1452	0.1442	0.1431	0.1420	0.1410	2.20
2.30	0.1399	0.1389	0.1379	0.1369	0.1359	0.1349	0.1340	0.1330	0.1320	0.1311	2.30
2.40	0.1302	0.1292	0.1283	0.1274	0.1265	0.1257	0.1248	0.1239	0.1231	0.1222	2.40
2.50	0.1214	0.1205	0.1197	0.1189	0.1181	0.1173	0.1165	0.1157	0.1149	0.1142	2.50
2.60	0.1134	0.1127	0.1119	0.1112	0.1104	0.1097	0.1090	0.1083	0.1076	0.1069	2.60
2.70	0.1062	0.1055	0.1048	0.1042	0.1035	0.1029	0.1022	0.1016	0.1009	0.1003	2.70
2.80	0.0997	0.0990	0.0984	0.0978	0.0972	0.0966	0.0960	0.0954	0.0948	0.0943	2.80
2.90	0.0937	0.0931	0.0926	0.0920	0.0914	0.0909	0.0904	0.0898	0.0893	0.0888	2.90
3.00	0.0882	0.0877	0.0872	0.0867	0.0862	0.0857	0.0852	0.0847	0.0842	0.0837	3.00
3.10	0.0832	0.0828	0.0823	0.0818	0.0814	0.0809	0.0804	0.0800	0.0795	0.0791	3.10
3.20	0.0786	0.0782	0.0778	0.0773	0.0769	0.0765	0.0761	0.0757	0.0752	0.0748	3.20
3.30	0.0744	0.0740	0.0736	0.0732	0.0728	0.0724	0.0721	0.0717	0.0713	0.0709	3.30
3.40	0.0705	0.0702	0.0698	0.0694	0.0691	0.0687	0.0683	0.0680	0.0676	0.0673	3.40
3.50	0.0669	0.0666	0.0663	0.0659	0.0656	0.0652	0.0649	0.0646	0.0643	0.0639	3.50
3.60	0.0636	0.0633	0.0630	0.0627	0.0624	0.0620	0.0617	0.0614	0.0611	0.0606	3.60

Valeurs du coefficient de réduction χ (ksi):
 Courbe de flambement c:

Reduction factors χ for buckling curve c ($\alpha = 0.49$)											
λ	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09	
0.00	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.00
0.10	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.10
0.20	1.0000	0.9949	0.9896	0.9847	0.9797	0.9746	0.9695	0.9644	0.9593	0.9542	0.20
0.30	0.9491	0.9440	0.9389	0.9338	0.9286	0.9235	0.9183	0.9131	0.9078	0.9026	0.30
0.40	0.8973	0.8920	0.8867	0.8813	0.8760	0.8705	0.8651	0.8596	0.8541	0.8486	0.40
0.50	0.8430	0.8374	0.8317	0.8261	0.8204	0.8146	0.8088	0.8030	0.7972	0.7913	0.50
0.60	0.7854	0.7794	0.7735	0.7675	0.7614	0.7554	0.7493	0.7432	0.7370	0.7308	0.60
0.70	0.7247	0.7185	0.7123	0.7060	0.6998	0.6935	0.6873	0.6810	0.6747	0.6684	0.70
0.80	0.6622	0.6559	0.6496	0.6433	0.6371	0.6308	0.6246	0.6184	0.6122	0.6060	0.80
0.90	0.5998	0.5937	0.5876	0.5815	0.5755	0.5695	0.5635	0.5575	0.5515	0.5456	0.90
1.00	0.5399	0.5342	0.5284	0.5227	0.5171	0.5115	0.5059	0.5004	0.4950	0.4896	1.00
1.10	0.4642	0.4790	0.4737	0.4685	0.4634	0.4583	0.4533	0.4483	0.4434	0.4386	1.10
1.20	0.4338	0.4290	0.4243	0.4197	0.4151	0.4106	0.4061	0.4017	0.3974	0.3931	1.20
1.30	0.3888	0.3846	0.3805	0.3764	0.3724	0.3684	0.3644	0.3606	0.3567	0.3529	1.30
1.40	0.3492	0.3455	0.3419	0.3383	0.3348	0.3313	0.3279	0.3245	0.3211	0.3176	1.40
1.50	0.3145	0.3113	0.3081	0.3050	0.3019	0.2989	0.2959	0.2929	0.2900	0.2871	1.50
1.60	0.2842	0.2814	0.2786	0.2759	0.2732	0.2705	0.2679	0.2653	0.2627	0.2602	1.60
1.70	0.2577	0.2553	0.2528	0.2504	0.2481	0.2457	0.2434	0.2412	0.2389	0.2367	1.70
1.80	0.2345	0.2324	0.2302	0.2281	0.2260	0.2240	0.2220	0.2200	0.2180	0.2161	1.80
1.90	0.2141	0.2122	0.2104	0.2085	0.2067	0.2049	0.2031	0.2013	0.1996	0.1979	1.90
2.00	0.1962	0.1945	0.1929	0.1912	0.1896	0.1880	0.1864	0.1849	0.1833	0.1816	2.00
2.10	0.1803	0.1788	0.1774	0.1759	0.1745	0.1731	0.1717	0.1703	0.1689	0.1676	2.10
2.20	0.1662	0.1649	0.1636	0.1623	0.1611	0.1598	0.1585	0.1573	0.1561	0.1549	2.20
2.30	0.1537	0.1525	0.1514	0.1502	0.1491	0.1480	0.1468	0.1457	0.1446	0.1436	2.30
2.40	0.1425	0.1415	0.1404	0.1394	0.1384	0.1374	0.1364	0.1354	0.1344	0.1334	2.40
2.50	0.1325	0.1315	0.1306	0.1297	0.1287	0.1278	0.1269	0.1260	0.1252	0.1243	2.50
2.60	0.1234	0.1226	0.1217	0.1209	0.1201	0.1193	0.1184	0.1176	0.1168	0.1161	2.60
2.70	0.1153	0.1145	0.1137	0.1130	0.1122	0.1115	0.1108	0.1100	0.1093	0.1086	2.70
2.80	0.1079	0.1072	0.1065	0.1058	0.1051	0.1045	0.1038	0.1031	0.1025	0.1018	2.80
2.90	0.1012	0.1006	0.0999	0.0993	0.0987	0.0981	0.0975	0.0969	0.0963	0.0957	2.90
3.00	0.0951	0.0945	0.0939	0.0934	0.0928	0.0922	0.0917	0.0911	0.0906	0.0901	3.00
3.10	0.0895	0.0890	0.0885	0.0879	0.0874	0.0869	0.0864	0.0859	0.0854	0.0849	3.10
3.20	0.0844	0.0839	0.0835	0.0830	0.0825	0.0820	0.0816	0.0811	0.0806	0.0802	3.20
3.30	0.0797	0.0793	0.0789	0.0784	0.0780	0.0775	0.0771	0.0767	0.0763	0.0759	3.30
3.40	0.0754	0.0750	0.0746	0.0742	0.0738	0.0734	0.0730	0.0726	0.0722	0.0719	3.40
3.50	0.0715	0.0711	0.0707	0.0703	0.0700	0.0696	0.0692	0.0689	0.0685	0.0682	3.50
3.60	0.0678	0.0675	0.0671	0.0668	0.0664	0.0661	0.0657	0.0654	0.0651	0.0647	3.60

Valeurs du coefficient de réduction χ (ksi):

Courbe de flambement b:

Reduction factors χ for Buckling curve b ($\alpha = 0,34$)											
$\bar{\lambda}$	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	
0,00	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	0,00
0,10	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	0,10
0,20	1,0000	0,9965	0,9929	0,9894	0,9858	0,9822	0,9786	0,9750	0,9714	0,9678	0,20
0,30	0,9641	0,9604	0,9567	0,9530	0,9492	0,9455	0,9417	0,9378	0,9339	0,9300	0,30
0,40	0,9261	0,9221	0,9181	0,9140	0,9099	0,9057	0,9015	0,8973	0,8930	0,8886	0,40
0,50	0,8842	0,8798	0,8752	0,8707	0,8661	0,8614	0,8566	0,8518	0,8470	0,8420	0,50
0,60	0,8371	0,8320	0,8269	0,8217	0,8165	0,8112	0,8058	0,8004	0,7949	0,7893	0,60
0,70	0,7837	0,7780	0,7723	0,7665	0,7606	0,7547	0,7488	0,7428	0,7367	0,7306	0,70
0,80	0,7245	0,7183	0,7120	0,7058	0,6995	0,6931	0,6868	0,6804	0,6740	0,6676	0,80
0,90	0,6612	0,6547	0,6483	0,6419	0,6354	0,6290	0,6225	0,6162	0,6098	0,6034	0,90
1,00	0,5970	0,5907	0,5844	0,5781	0,5719	0,5657	0,5595	0,5534	0,5473	0,5412	1,00
1,10	0,5352	0,5293	0,5234	0,5175	0,5117	0,5060	0,5003	0,4947	0,4891	0,4836	1,10
1,20	0,4781	0,4727	0,4674	0,4621	0,4569	0,4517	0,4466	0,4416	0,4366	0,4317	1,20
1,30	0,4269	0,4221	0,4174	0,4127	0,4081	0,4035	0,3991	0,3946	0,3903	0,3860	1,30
1,40	0,3817	0,3775	0,3734	0,3693	0,3653	0,3613	0,3574	0,3535	0,3497	0,3459	1,40
1,50	0,3422	0,3386	0,3350	0,3314	0,3279	0,3245	0,3211	0,3177	0,3144	0,3111	1,50
1,60	0,3079	0,3047	0,3016	0,2985	0,2955	0,2925	0,2895	0,2866	0,2837	0,2809	1,60
1,70	0,2761	0,2733	0,2706	0,2679	0,2652	0,2626	0,2600	0,2575	0,2550	0,2525	1,70
1,80	0,2521	0,2496	0,2473	0,2449	0,2425	0,2403	0,2381	0,2359	0,2337	0,2315	1,80
1,90	0,2294	0,2272	0,2252	0,2231	0,2211	0,2191	0,2171	0,2152	0,2132	0,2113	1,90
2,00	0,2095	0,2076	0,2058	0,2040	0,2022	0,2004	0,1987	0,1970	0,1953	0,1936	2,00
2,10	0,1920	0,1903	0,1887	0,1871	0,1855	0,1840	0,1825	0,1809	0,1794	0,1780	2,10
2,20	0,1765	0,1751	0,1736	0,1722	0,1708	0,1694	0,1681	0,1667	0,1654	0,1641	2,20
2,30	0,1628	0,1615	0,1602	0,1590	0,1577	0,1565	0,1553	0,1541	0,1529	0,1517	2,30
2,40	0,1505	0,1494	0,1483	0,1472	0,1461	0,1450	0,1439	0,1428	0,1418	0,1407	2,40
2,50	0,1397	0,1387	0,1376	0,1366	0,1356	0,1347	0,1337	0,1327	0,1316	0,1308	2,50
2,60	0,1299	0,1290	0,1281	0,1272	0,1263	0,1254	0,1245	0,1237	0,1228	0,1219	2,60
2,70	0,1211	0,1203	0,1195	0,1186	0,1178	0,1170	0,1162	0,1155	0,1147	0,1139	2,70
2,80	0,1132	0,1124	0,1117	0,1109	0,1102	0,1095	0,1088	0,1081	0,1074	0,1067	2,80
2,90	0,1060	0,1053	0,1046	0,1039	0,1033	0,1026	0,1020	0,1013	0,1007	0,1001	2,90
3,00	0,0994	0,0988	0,0982	0,0976	0,0970	0,0964	0,0958	0,0952	0,0946	0,0940	3,00
3,10	0,0935	0,0929	0,0924	0,0918	0,0912	0,0907	0,0902	0,0896	0,0891	0,0886	3,10
3,20	0,0880	0,0875	0,0870	0,0865	0,0860	0,0855	0,0850	0,0845	0,0840	0,0835	3,20
3,30	0,0831	0,0826	0,0821	0,0816	0,0812	0,0807	0,0803	0,0798	0,0794	0,0789	3,30
3,40	0,0785	0,0781	0,0776	0,0772	0,0768	0,0763	0,0759	0,0755	0,0751	0,0747	3,40
3,50	0,0743	0,0739	0,0735	0,0731	0,0727	0,0723	0,0719	0,0715	0,0712	0,0708	3,50
3,60	0,0704	0,0700	0,0697	0,0693	0,0689	0,0686	0,0682	0,0679	0,0675	0,0672	3,60

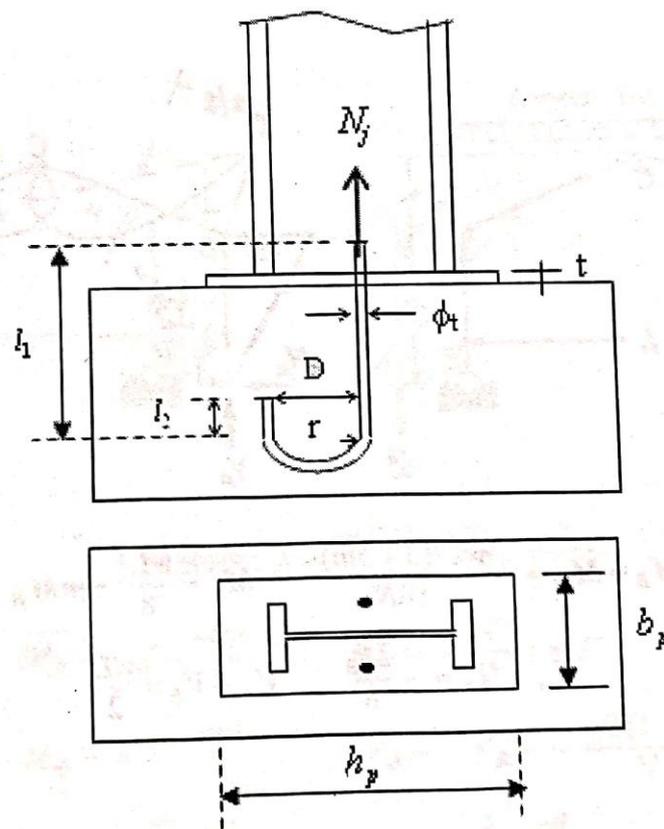
**Valeurs du coefficient de réduction χ (ksi):
 Courbe de flambement a:**

Reduction factors χ for buckling curve a ($\alpha = 0.21$)											
$\bar{\lambda}$	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09	
0.00	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.00
0.10	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.10
0.20	1.0000	0.9978	0.9956	0.9934	0.9912	0.9889	0.9867	0.9844	0.9821	0.9798	0.20
0.30	0.9775	0.9751	0.9728	0.9704	0.9680	0.9655	0.9630	0.9605	0.9580	0.9554	0.30
0.40	0.9528	0.9501	0.9474	0.9447	0.9419	0.9391	0.9363	0.9333	0.9304	0.9273	0.40
0.50	0.9243	0.9211	0.9179	0.9147	0.9114	0.9080	0.9045	0.9010	0.8974	0.8937	0.50
0.60	0.8900	0.8862	0.8823	0.8783	0.8742	0.8700	0.8657	0.8614	0.8569	0.8524	0.60
0.70	0.8477	0.8430	0.8382	0.8332	0.8282	0.8230	0.8178	0.8124	0.8069	0.8014	0.70
0.80	0.7957	0.7899	0.7841	0.7781	0.7721	0.7659	0.7597	0.7534	0.7470	0.7405	0.80
0.90	0.7339	0.7273	0.7206	0.7139	0.7071	0.7003	0.6934	0.6865	0.6795	0.6726	0.90
1.00	0.6556	0.6505	0.6451	0.6396	0.6340	0.6283	0.6226	0.6167	0.6108	0.6049	1.00
1.10	0.5960	0.5892	0.5824	0.5757	0.5690	0.5623	0.5557	0.5492	0.5427	0.5363	1.10
1.20	0.5300	0.5237	0.5175	0.5114	0.5053	0.4993	0.4934	0.4875	0.4817	0.4760	1.20
1.30	0.4703	0.4648	0.4593	0.4538	0.4485	0.4432	0.4380	0.4329	0.4278	0.4228	1.30
1.40	0.4179	0.4130	0.4083	0.4036	0.3989	0.3943	0.3896	0.3854	0.3810	0.3767	1.40
1.50	0.3724	0.3682	0.3641	0.3601	0.3561	0.3521	0.3482	0.3444	0.3406	0.3369	1.50
1.60	0.3332	0.3296	0.3261	0.3226	0.3191	0.3157	0.3124	0.3091	0.3058	0.3026	1.60
1.70	0.2994	0.2963	0.2933	0.2902	0.2872	0.2843	0.2814	0.2786	0.2757	0.2730	1.70
1.80	0.2702	0.2675	0.2649	0.2623	0.2597	0.2571	0.2546	0.2522	0.2497	0.2473	1.80
1.90	0.2449	0.2426	0.2403	0.2380	0.2358	0.2335	0.2314	0.2292	0.2271	0.2250	1.90
2.00	0.2229	0.2209	0.2188	0.2168	0.2149	0.2129	0.2110	0.2091	0.2073	0.2054	2.00
2.10	0.2036	0.2018	0.2001	0.1983	0.1966	0.1949	0.1932	0.1916	0.1899	0.1883	2.10
2.20	0.1867	0.1851	0.1836	0.1820	0.1805	0.1790	0.1776	0.1760	0.1746	0.1732	2.20
2.30	0.1717	0.1704	0.1690	0.1676	0.1663	0.1649	0.1636	0.1623	0.1610	0.1598	2.30
2.40	0.1585	0.1573	0.1560	0.1548	0.1536	0.1524	0.1513	0.1501	0.1490	0.1478	2.40
2.50	0.1467	0.1456	0.1445	0.1434	0.1424	0.1413	0.1403	0.1392	0.1382	0.1372	2.50
2.60	0.1362	0.1352	0.1342	0.1332	0.1323	0.1313	0.1304	0.1295	0.1285	0.1276	2.60
2.70	0.1267	0.1258	0.1250	0.1241	0.1232	0.1224	0.1215	0.1207	0.1198	0.1190	2.70
2.80	0.1182	0.1174	0.1166	0.1158	0.1150	0.1143	0.1135	0.1128	0.1120	0.1113	2.80
2.90	0.1105	0.1098	0.1091	0.1084	0.1077	0.1070	0.1063	0.1056	0.1049	0.1042	2.90
3.00	0.1036	0.1029	0.1022	0.1016	0.1010	0.1003	0.0997	0.0991	0.0985	0.0978	3.00
3.10	0.0972	0.0966	0.0960	0.0954	0.0949	0.0943	0.0937	0.0931	0.0926	0.0920	3.10
3.20	0.0915	0.0909	0.0904	0.0898	0.0893	0.0888	0.0882	0.0877	0.0872	0.0867	3.20
3.30	0.0862	0.0857	0.0852	0.0847	0.0842	0.0837	0.0832	0.0828	0.0823	0.0818	3.30
3.40	0.0814	0.0809	0.0804	0.0800	0.0795	0.0791	0.0786	0.0782	0.0778	0.0773	3.40
3.50	0.0769	0.0765	0.0761	0.0757	0.0752	0.0748	0.0744	0.0740	0.0736	0.0732	3.50
3.60	0.0728	0.0724	0.0721	0.0717	0.0713	0.0709	0.0705	0.0702	0.0698	0.0694	3.60

Valeurs des efforts normaux admissibles, N_j^{\max} (daN) par tige d'ancrage et leurs diamètres donnés en fonction des caractéristiques de la tige et de la profondeur d'ancrage:

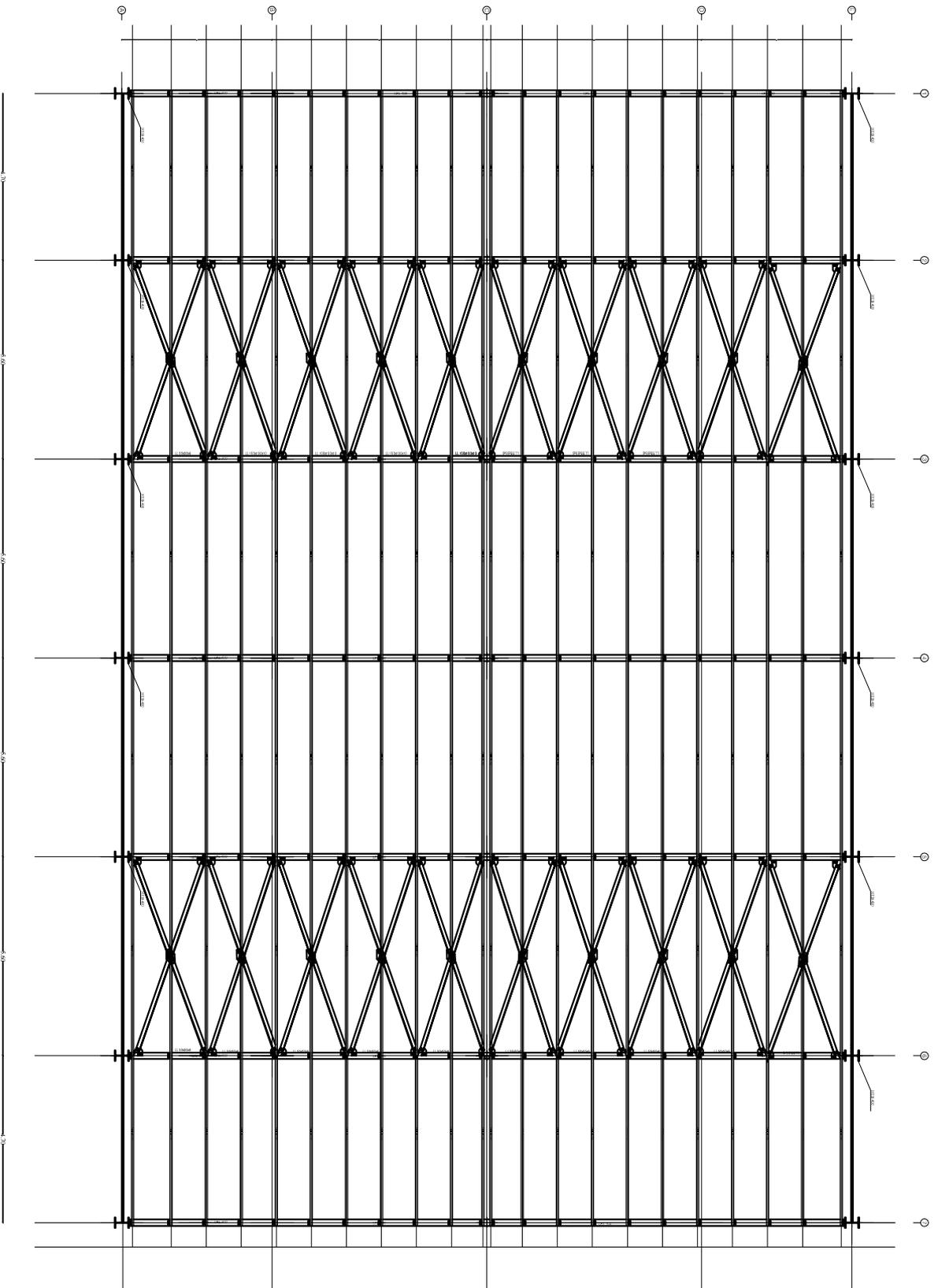
ϕ_t	D	l_1	l_2	l_f	N_j^{\max}
16	40	280	25	120	2170
20	50	280	32	120	3040
20	50	480	32	120	4420
24	70	500	40	160	6070
30	90	500	50	160	8580
33	100	700	55	160	12260

l_f : longueur filetée.



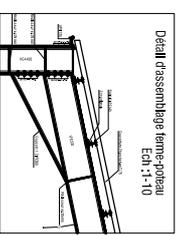
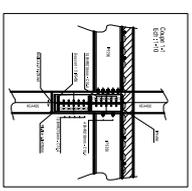
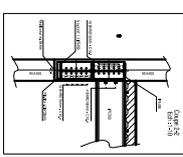
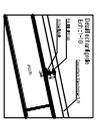
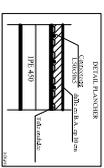
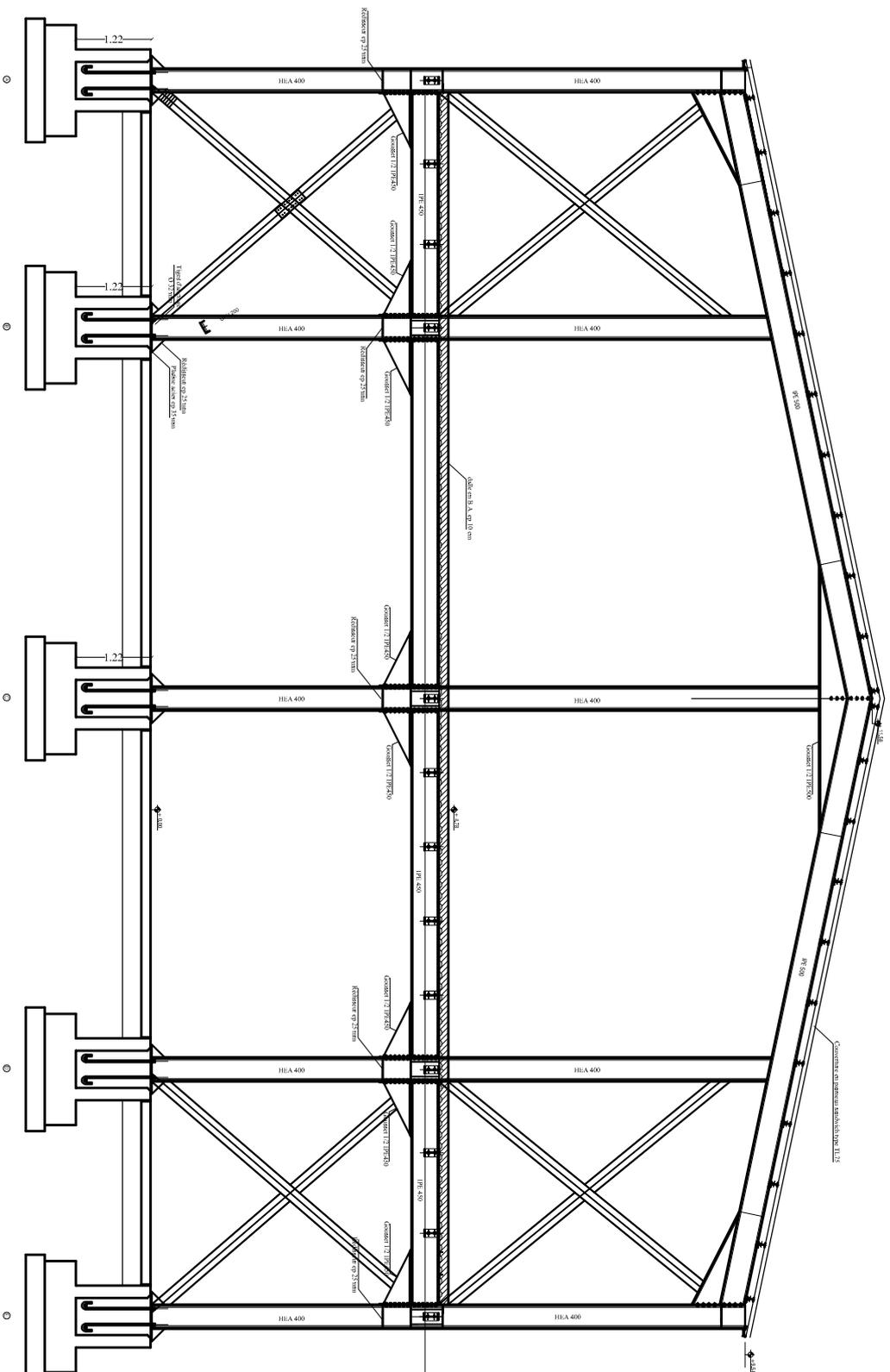
Poteau articulé

PLAN BARDAGE SOUS TOITURE



<p>PROJET DE BARDAGE SOUS TOITURE</p> <p>MAÎTRE D'ŒUVRE: M. [Nom]</p> <p>DATE: [Date]</p>	
<p>PROJETANT: M. [Nom]</p> <p>DATE: [Date]</p>	<p>PROJETANT: M. [Nom]</p> <p>DATE: [Date]</p>

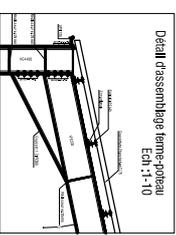
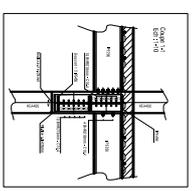
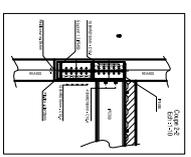
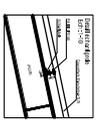
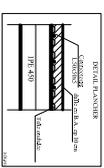
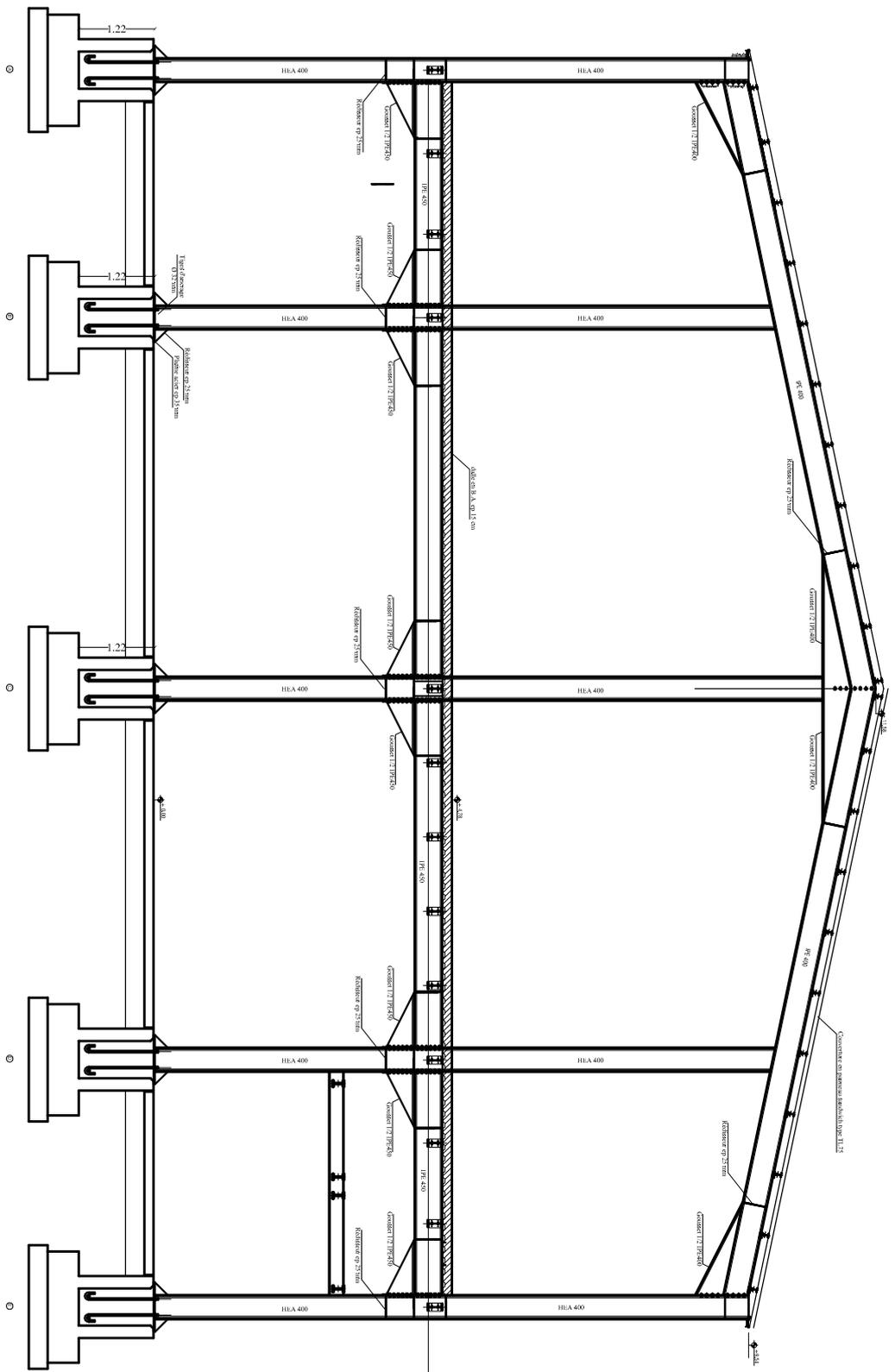
PLAN PORTIQUE PIGNON AXE 1



Détail d'assemblage ferme-poutre
Ech: 1-10

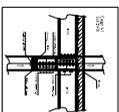
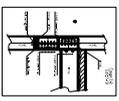
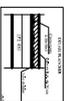
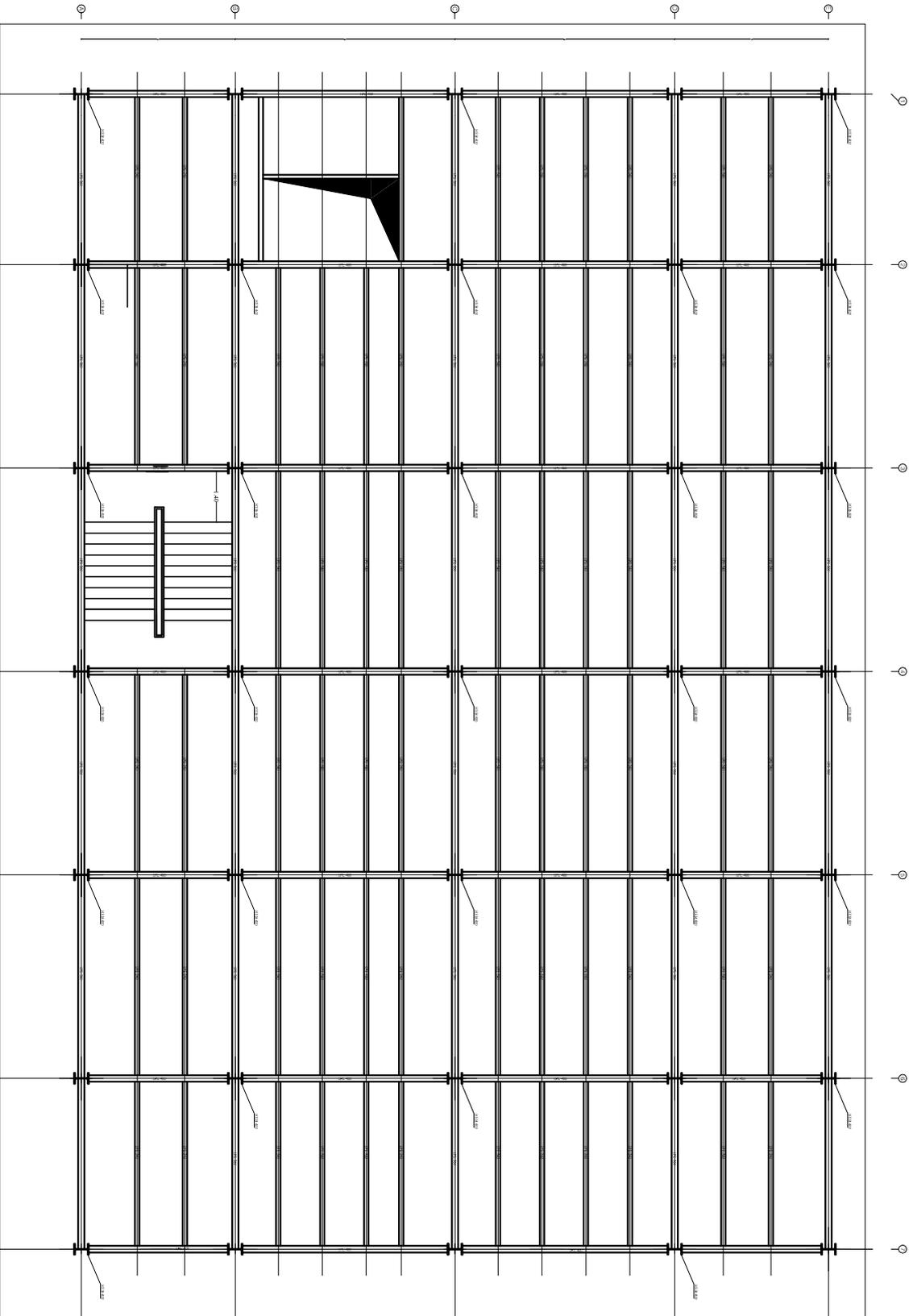
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI TRASKOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		TITRE: PLAN PORTIQUE PIGNON AXE 1	
ALLOUACHE MOHERRECHER DJEMAL MOURAD SALEM PROJETION 2016/2018	ALLOUACHE MOHERRECHER DJEMAL MOURAD SALEM PROJETION 2016/2018	PLANCHÉ N° 04	ESCALE: 1/50

PLAN PORTIQUE PIGNON AXE 3



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI TIKOZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		TITRE : PLAN PORTIQUE PIGNON AXE 3	
ALLOUABAZ 06/10/2020/2021	ALLOUABAZ 06/10/2020/2021	PLANCHÉ N° 06	ÉCHELLE 1/50

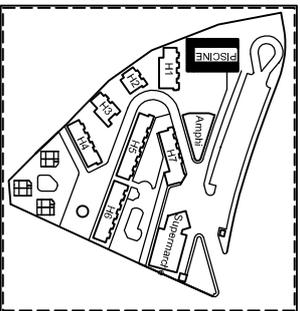
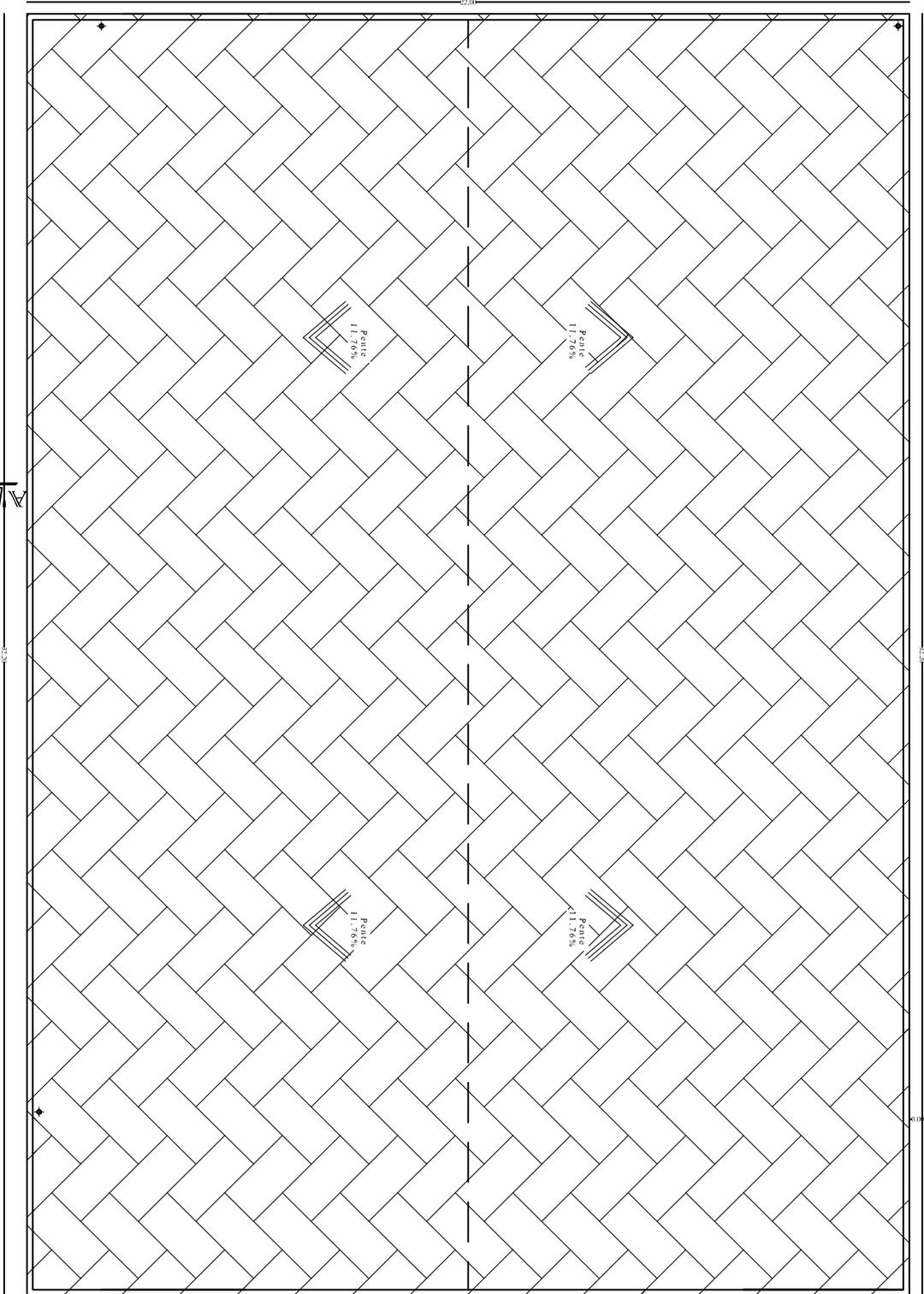
PLAN PLANCHER NIVEAU + 4.78



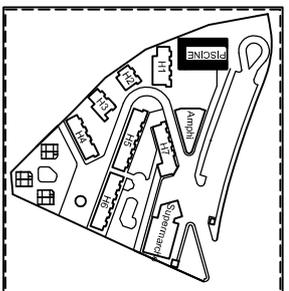
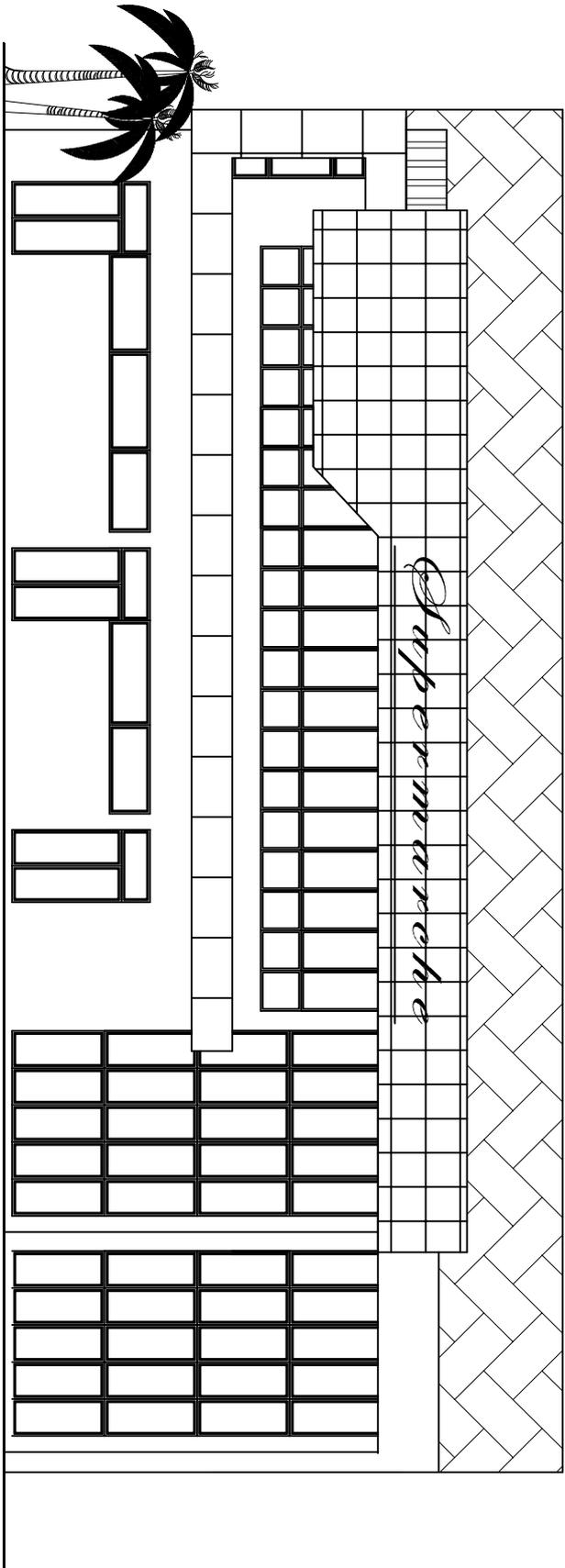
TRAVAUX NEUFS
 SOCIÉTÉ D'INGÉNIEURIE ET D'ARCHITECTURE
 1000, RUE DE LA SAISON, MONTRÉAL, QUÉBEC H3G 1Z4
 TEL: 514 392-1111
 WWW.TNSA.COM

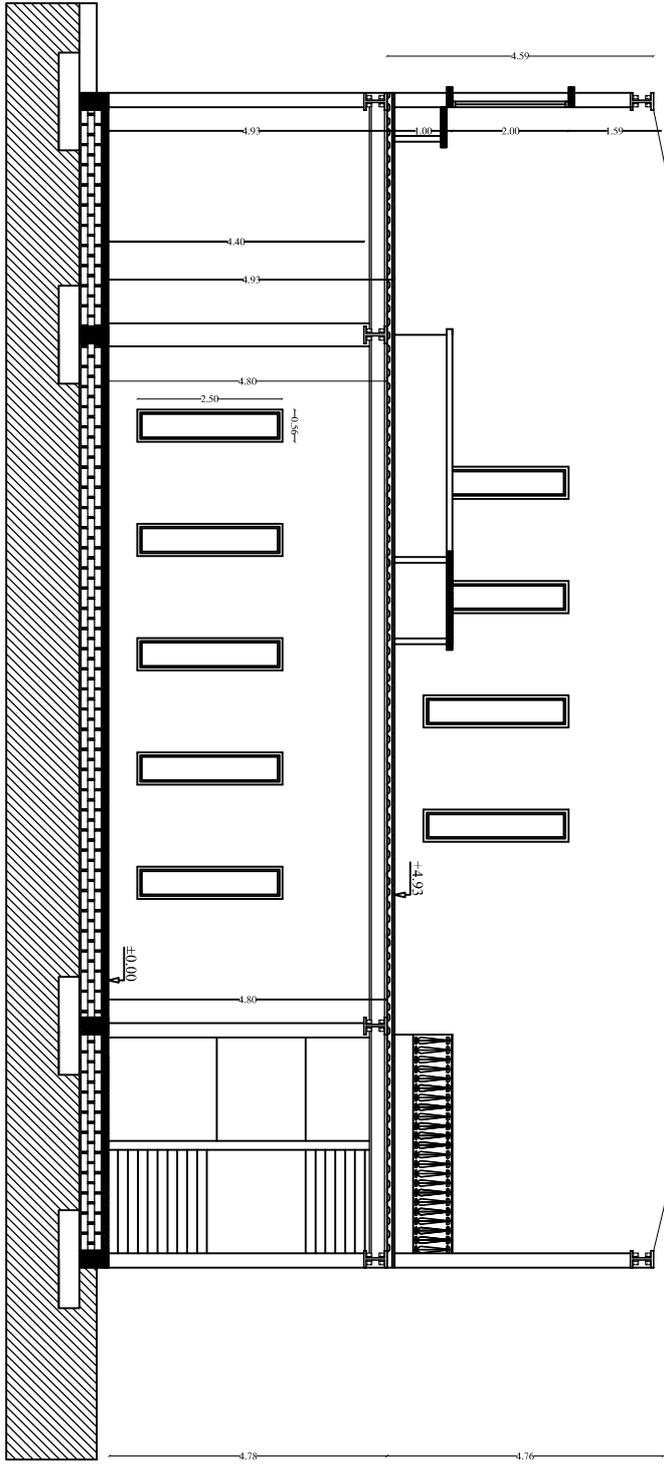
PROJET	PLANCHER NIVEAU + 4.78
DATE	2023-10-27
ÉLÉMENT	PLAN DE FONDATION
ÉCHELLE	1/50

PLAN DE TOIT TERRASSE



FAÇADIE PRINCIPALE





COUPE A'-A'

