

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université A. MIRA-Bejaia
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

En vue de l'obtention du diplôme Master en Génie Civil
Option : Structures

Thème

**ETUDE D'UN HANGAR EN CHARPENTE
METALLIQUE A USAGE COMMERCIAL**



Présenté par

- ATTOUCHE Celina
- KENOUCHE Dyhia

Promoteur

Mr. BANOUNE.B

Membre de jury

-Mr. GUECHARI.L

Président

-Mr. MEZIANI.B

Examineur

PROMOTION : 2019/2020

Remerciement

Remerciements

Avant tout, nous tenons à remercier Dieu le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener a terme ce travail.

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragé et soutenu durant toutes nos études.

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre promoteur Mr BANOUNE. Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de juger ce travail.

Notre sincère gratitude va vers tous ceux qui ont participé de près ou de loin à ce travail.

Dédicaces

Dédicaces

C'est grâce a Allah seul que j'ai pu achever ce travail je le dédie à :

Au premier lieu à mes chers parents

Au plus beau et merveilleux papa au monde, mon très chère papa **SADEK** qui m'a toujours poussé pour aller de l'avant avec ses conseils tantôt avec patience et tantôt sévèrement mais qui ont toujours servi et qui m'ont mené la où je ne croyais jamais pouvoir arriver.

♥merci papa et je t'aime très fort♥

A ma maman chérie **SAMIA** qui m'a comblée d'amour et de tendresse et qui a rendu les choses les plus difficiles semblé bien plus simple que je ne le croyais.

♥ Je t'aime ma maman♥

A mes sœurs **Wafa, Malak, Maissa** et ma très chère petite sœur **Amira** et qui je leurs souhaitent pleins de succès et de réussites dans la vie.

A mes grands parents qui m'ont aidé avec leurs prières et que DIEU les gardes pour nous, comme je le dédie à la mémoire de mon défunt grand-père que DIEU la comble de sa Prospérité.

A tous les membres de ma famille qui ont partagé la joie de ce petit succès dans ma vie.

A vous mes amis je vous remercie pour tous ce que vous avez fait pour moi et pour votre présence à mes cotés et je ne vous souhaite que du meilleur.

A ma très cher binôme **CELINA** et sa familles.

A mes camarades de la promo et surtout pour mon groupe **G6** pour les choses qu'on a partagé ensemble.

Je dédie ainsi cet humble travail à mon promoteur Mr **BANOUNE** pour son aide et son soutien et sa disponibilité.

DYHIA.K

Dédicaces

Dédicaces

C'est grâce a Allah seul que j'ai pu achever ce travail je le dédie à :

Au premier lieu à mes chers parents

Au plus beau et merveilleux papa au monde, mon très chère papa **MUSTAPHA** qui m'a toujours poussé pour aller de l'avant avec ses conseils tantôt avec patience et tantôt sévèrement mais qui ont toujours servi et qui m'ont mené la où je ne croyais jamais pouvoir arriver.

♥Merci papa et je t'aime très fort♥

A ma maman chérie **FARIDA** qui m'a comblée d'amour et de tendresse et qui a rendu les choses les plus difficiles semblé bien plus simple que je ne le croyais, les mots et les phrase ne peux pas d'écrire tous se que ta fait pour moi pour arrivé la ou je suis.

♥ Merci maman et Je t'aime très fort♥

A mon très cher et unique frère **CHOUKRI** que je remercie jamais asses d'être partie de ma vie dans la vie je lui souhaite plein de réussite et de succès.

A mes grands parents qui m'ont aidé avec leurs prières et que DIEU les gardes pour nous.

A tous les membres de ma famille qui ont partagé la joie de ce petit succès dans ma vie.

A vous mes amis **IBTISSAM, LYNDA**, et ma cousine la bien aime **CYLIA**, je vous remercie pour tous ce que vous avez fait pour moi et pour votre présence à mes cotés et je ne vous souhaite que du meilleur.

A ma très cher binôme **DYHIA** et sa familles.

A mon très cher **MASSINISSA** et toute sa famille je vous remercie du fond du cœur pour tous.

A mes camarades de la promo et surtout pour mon groupe **G3** pour les choses qu'on a partagé ensemble.

Je dédie ainsi cet humble travail à mon promoteur **Mr BANOUNE** pour son aide et son soutienne et sa disponibilité.

CELINA.A

Résumé

Résumé

L'objet de ce travail est l'étude d'un hangar à usage commercial à "Ain Oussara" dans la wilaya "Djelfa" qui est classé en zone I. Dans ce projet de fin d'étude, les principaux axes de l'étude sont la conception et le dimensionnement d'un hangar à ossature métallique.

Un travail de conception doit être fait, à partir des plans d'architecte. Il faut définir un filaire, une géométrie de portique, étudié la stabilité des structures, faire des choix en ce qui concerne l'enveloppe du bâtiment et la toiture.

Ce projet est élaboré en plusieurs étapes, en premier lieu l'évaluation des actions climatiques (neige et vent) selon le règlement Algérien « **RNV 99 V2013** »,

Ensuite le dimensionnements des différents éléments (secondaires et porteurs), après l'étude dynamique de l'ouvrage selon le règlement parasismique Algérien « **RPA 99V 2003** », puis l'étude des assemblages selon le « **ECO3** », et enfin l'étude de l'infrastructure selon le « **BAEL 91** », et comme logiciel nous avons utilisé le « **SAP2000 V14** ».

MOT clef : charpente métallique, dimensionnements, assemblage, **SAP2000V14**, **ECO3**, **RPA99V2013**, **BAEL91**

Summary

The object of this work is the study of a shed for commercial use at "Ain Oussara" in the wilaya "Djelfa" which is classified in zone I. In this end-of-study project, the main axes of the study are the design and dimensioning of a metal-framed shed. A design work must be done, based on the architectural plans. We must define a wireframe, gantry geometry, study the stability of structures, make choices in terms of Concerns the building envelope and the roof.

This project is developed in several stages, firstly the evaluation of climatic actions (snow and wind) according to the Algerian regulation "**RNV 99 V2013**",

then the sizing of the various elements (secondary and load-bearing), after the dynamic study of the structure according to the Algerian earthquake regulation "**RPA 99V 2003**", then the study of assemblies according to the "**ECO3**", and finally the study of the infrastructure according to "**BAEL 91**", and as software we used "**SAP2000 V14**".

Key word: metal framework, sizing, assembly, **SAP2000V14**, **ECO3**, **RPA99V2013**, **BAEL91**.

ملخص

موضوع هذه الأطروحة هو تصميم وتحجيم حظيرة ب "عين أوسارة" بولاية "الجلفة" للاستخدام التجاري المصنفة في المنطقة الأولى. وفي نهاية مشروع الدراسة هذه المحاور الرئيسية الدراسة هي تصميم وتحجيم حظيرة الإطار المعدني. يجب أن يتم عمل التصميم بناءً على المخططات المعمارية، ويجب تحديد إطار سلكي، هندسة عملاقة، يدرس استقرار الهياكل، يتخذ قرارات بشأنه تتعلق بغلاف المبنى والسقف.

تم تطوير هذا المشروع على عدة مراحل، أولاً تقييم الأحداث المناخية (الثلج والرياح) حسب اللائحة الجزائرية " **RNV 99 V2013** "،

ثم تحجيم العناصر المختلفة (الثانوية والحاملة)، بعد ذلك الدراسة الديناميكية للهيكल حسب لائحة الزلازل الجزائرية " **RPA 99V 2003** "، ثم دراسة التجمعات حسب " **ECO3** "، وأخيراً دراسة

البنية التحتية حسب " **BAEL 91** " وكبرمجيات استخدمنا " **SAP 14 V2000** ".

الكلمة الأساسية: الإطار المعدني، التحجيم، التجميع، **SAP2000V14**، **RPA V99 2013**، **ECO3**، **BAE**.

Sommaire

INTRODUCTION GENERLE	P1
CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE	P2
I-1-Introduction	P3
I-2-Présentation de l'ouvrage	P3
I-3-Les données géométriques du site	P3
I-4-Les données concernant le site	P3
I-5- L'étude géotechnique du site	P4
I-6-Règlements utilisées	P4
I-7-Logiciels utilisées	P4
I-8-Matériaux utilisées	P5
I-9-Conception structurelle	P6
I-10-Les états limites	P6
CHAPITRE II : ETUDE CLIMATIQUE	P8
II-1-Introduction	P9
II-2- Charge de neige	P9
II-3- Etude au vent	P11
II-4- Force de frottement	P22
II-5- effet de la température	P23
II- 6- actions d'ensemble sur la structure	P24
II-7- Conclusion	P25
CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE	P26
III-1-Introduction	P27
III-2-Les pannes	P27
III-2-1- déterminations des sollicitations	P28
III-2-2-Pré-dimensionnement	P31
III -3- Etude de l'échantignolle	P37
III-3-2-Dimensionnement de l'échantignolle	P37
III-4- Étude des lisses de bardages	P39
III-4-1- Vérification de la lisse de long pan	P39
III-4-2- dimensionnement des lisses de pignon	P46
III-5-les potelets	P53
III-6- Etude de plancher	P58
III-7-Escalier	P69
III-8-Calcul de la poutre maitresse	P76
III-9-Calcul des fermes	P79
III-10-Pré dimensionnement des poteaux	P86
III-11-Contreventement	P88
III-12-Pré dimensionnement de la poutre sablière	P96
III-13-Conclusion	P98
CHAPITRE IV : ETUDES SISMIQUE ET ANNALYSE DYNAMIQUE	P99
IV-1-introduction	P100
IV-2-principe de la méthode	P100
IV-3-Analyse de la structure	P101
IV-4-Analyse des résultats	P107
IV-5- conclusion	P108
CHAPITRE V : VERIFICATION DES ELEMENTS STRUCTURAUX	P109
V-1- Introduction	P110
V-2-Vérifications des poteaux HEA220	P110
V-3- vérification de contreventement	P112

Sommaire

V-4- vérification des fermes	P113
V-5-Conclusion	P114
CHAPITRE VI : ETUDES DES ASSEMBLAGES	P115
VI-1-introdoction	P116
VI-2-calcul des différents assemblages	P116
VI-2-1-Assemblage de poteau(HEA220)-poutre maitresse(IPE330)	P116
VI-2-2-Assemblage Poutre (IPE330)-solive (IPE180)	P118
VI-2-3-Assemblage Poutre sablière (HEA200) – poteau(HEA220)	P120
VI-2-4-Assemblage contreventement en X (160*160*15)	P121
VI-2-5-Assemblage échantignole	P122
VI-2-6-1-Assemblage poteau - ferme (HEA220-2L 60*60*6)	P125
VI-2-6-2-Assemblage des éléments de la ferme	P126
VI-2-7-Pied de poteaux	P127
VI-2-8-pied de potelets	P131
VI-9-conclusion	P132
CHAPITRE VII : CALCUL DES FONDATIONS	P133
VII-1-introduction	P134
VII-2- calcul des fondations sous poteaux	P134
VII-3-Fondation sous potelet	P137
VII-4- Calcul des longrines	P139
VII-5-Calcul des futs :	P141
Conclusion	P143
Conclusion général	P144
Références bibliographiques	
ANNEXE	

Liste des tableaux

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE	P2
CHAPITRE II : ETUDE CLIMATIQUE	P8
Tableau II-1: valeurs de la pression dynamique de référence	P12
Tableau II-2 : définition de la catégorie de terrain	P14
Tableau II-3 : valeur du coefficient d'exposition C_e	P15
Tableau II-4 : les valeurs de la pression dynamique q_{dyn}	P16
Tableau II-5 : C_{pe} pour chaque zone des parois verticales	P17
Tableau II-6 : C_{pe} correspondant à chaque zone de la toiture	P18
Tableau II-7 : C_{pe} pour chaque zone de parois verticale direction V_2	P19
Tableau II-8 : C_{pe} correspondant à chaque zone de la toiture direction V_2	P20
Tableaux II-9 : action verticales sens V_2	P21
Tableau II-10 : action toitures sens V_2	P21
Tableau II-11 : action toiture sens V_1	P21
Tableau II-12 : action parois verticales sens V_1	P22
Tableau II-13 : valeur de la force de frottement sens V_1	P23
Tableau II-14 : valeur de force de pression sens V_2	P23
CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE	P26
Tableau III-1 : les charge est surcharge appliquées.	P31
Tableau III-2: caractéristiques d'IPE140.	P37
Tableau III-3: Caractéristiques de l'IPE 160.	P45
Tableau III-4 : Caractéristiques de l'IPE 300.	P51
Tableau III-5- caractéristiques de HEA 300.	P58
Tableau III-6: caractéristique et dimension de L*45*45*4.	P72
Tableau III-7 : caractéristique et dimension d'UPN160	P74
Tableau III-8- : Les efforts max dans les éléments de la ferme	P82
Tableau III-9: les valeurs de F_i	P90
CHAPITRE IV : ETUDES SISMIQUE ET ANALYSE DYNAMIQUE	P99
Tableau IV-1 : valeurs des pénalités P_q	P103
Tableau IV-2: pourcentage de participation de masse	P105
Tableau IV-3 : Combinaisons de calcul	P107
Tableau IV-4: Vérification de l'effort tranchant à la base	P108
Tableau IV-5: Déplacements relatifs dans le sens (x-x)	P108
Tableau IV-6: Déplacements relatifs dans le sens (y-y)	P108
CHAPITRE V : VERIFICATION DES ELEMENTS STRUCTURAUX	P109
Tableau V-1 : sollicitations sur le poteau HEA220	P110
Tableau V-2 : efforts dans les éléments de contreventements	P113
Tableau V-3 : efforts dans les éléments de contreventements	P113
Tableau V-4 : efforts dans les éléments de la ferme	P113
CHAPITRE VI : ETUDES DES ASSEMBLAGES	P115
Tableau VI-1 : effort dans les éléments de la ferme	P124
Tableau VI-2: épaisseur du gousset en fonction de l'effort applique	P124
CHAPITRE VII : CALCUL DES FONDATIONS	P133
Tableau VII-1 : les sollicitations à la base des poteaux HEA220	P135
Tableau VII-2: les sollicitations a la base du potelet HEA300	P138

Liste des notations

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE	P 02
Figure I-1 : Vue en 3D de la structure	P 03
Figure I-2 : localisation du site du projet	P 04
Figure I-3 : diagramme contrainte déformation de l'acier (essai de traction).	P 05
CHAPITRE II : ETUDE CLIMATIQUE	P 08
Figure II-1 : représentation du versant de la toiture	P 10
Figure II-2 : chargement de la neige sur la toiture	P 11
Figure II-3 : les directions principales du vent	P 10
Figure II-4 : paramètre pour la détermination de $C_{t(z)}$ aux alentours des falaises et escarpement	P 13
Figure II-5 : hauteur de référence Z_e et profil correspondant de la pression dynamique	P 13
Figure II-6 : figure de catégorie de terrain (DTR2-4.7ANNEX4)	P14
Figure II-7 : vue en élévation paroi vertical direction V_1	P16
Figure II -8: vue en plan parois vertical direction V_1	P 17
Figure II – 9 : légende pour les parois verticales	P 17
Figure II –10 : représentation des pentes	P 17
Figure II–11 : Legendre pour les toitures a deux versants	P 18
Figure II-12 : vue en plan des parois verticales direction V_2	P 18
Figure II –13 : légende pour les parois verticales directions V_2	P 19
Figure II-14 : Légende pour la toiture direction V_2	P 19
Figure II-15 : coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans face dominante	P20
Figure II-16 : action sur zones ABCDE	P 24
Figure II-17 : action sur les zones FGHDE	P 24
Figure II-18 : action sur les zones ABCDE	P 25
Figure II-19 : action sur les zones GHIDE	P 25
Figure II-20: action sur les zones FGHDE	P 25
CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE	P 26
Figure III-1 : disposition de la panne sur la toiture	P 27
Figure -III-2 : espacement entre panne	P 27
Figure III-3 : la pente de calcul.	P 28
Figure III-4 : détails de panneau sandwich couverture	P 29
Figure III-5 : détails de panneau sandwich couverture	P 29
Figure III-6: charge du vent sur les pannes	P 30
Figure III-7 : charge de la neige sur les pannes	P 28
Figure III-8 : Vue en 3D de l'échantignolle	P 37
Figure III -9 : l'excentricité de l'échantignolle	P 37
Figure III-10 : La répartition des charges sur les lisses de long pan	P 41
Figure III -11: Schéma statique de la lisse avec suspente	P 41
Figure III-12: Efforts dans les liernes de long-pan	P 46
Figure III -13 : la répartition des charges sur les lisses de pignon	P 47
Figure III -14 : Disposition des potelets et les lisses sur le pignon	P 47
Figure III-15 : effort dans les liernes	P 52
Figure III-16 : la disposition des deux potelets	P 53
Figure III -17 : plancher collaborant	P 58
Figure III-18 : espacement entre solive.	P 59
Figure III-19 : dimension de la tôle HI-BOND 55-750	P 59
Figure III-20 : largeur de la dalle effective	P 62
Figure III-21 : diagrammes des contraintes de flexion simple	P 64

Liste des notations

Figure III-22 : diagramme de contraintes dues a la flexion simple	P 65
Figure III-23 : diagramme de contraintes dues au retrait	P 67
Figure III-24 : diagramme des contraintes finales	P 68
Figure III -25 : goujon a tête soude avec profile	P 68
Figure III – 26 : caractéristique du connecteur	P 69
Figure III-27 : présentation de l’escalier	P 70
Figure III-28 : vue en plan de l’escalier.	P 70
Figure III -29 : distribution des charges sur limon	P 74
Figure III -30 : Sommier sous charge répartie	P 77
Figure-III-31 : Schéma statique de la ferme.	P 80
Figure III-32 : Surface afférente des nœuds	P 80
Figure III-33 :isolation du nœud 12	P 81
Figure III-34 : doubles cornières	P 83
Figure III-35 : schéma statique de la poutre ou vent	P 89
Figure III-36 : valeur de réaction et de force	P 90
Figure III-37 : isolation du nœud 1	P 90
Figure III-38 : schéma statique de la palé de stabilité de rive	P 94
Figure III-39 : schéma statique de la palé de stabilité intermédiaire	P 95
Figure III-40 : schéma statique de la poutre sablière	P 96
CHAPITRE III : ETUDES SISMIQUE ET ANNALYSE DYNAMIQUE	P 99
Figure IV-1 : vue en plans XY de la disposition de contreventements	P103
Figure IV-2 : vue en plan YZ de contreventements sur le long-pan	P103
Figure IV-3 : vue en plan XZ de contentements sur le pignon	P103
Figure IV-4 : spectre de réponse suivant X et Y	P 104
Figure IV-5 : Mode de déformation (1).	P 106
Figure IV-6 : Mode de déformation (2).	P 106
Figure IV-7 : Mode de déformation (3).	P 107
CHAPITRE V : VERIFICATION DES ELEMENTS STRUCTURAUX	P 109
Figure V-1 : contreventement de L100*10.	P 112
CHAPITRE VI : ETUDES DES ASSEMBLAGES	P 115
Figure-VI-1 : assemblage poteau poutre principale	P 118
Figure-VI-2 : assemblage poutre-solive	P 119
Figure VI-3 : assemblage de contreventement en X(160*160*15)	P122
Figure VI-4 :assemblage des éléments de la ferme	P127
Figure VI-3 : Tige d’ancrage du pied du poteau	P 128
Figure VI-4 : Vérification de la section 1-1	P 130
Figure VI-5 : vérification dans la section 2-2	P 130
Figure VI-6 : vérification dans la section 3-3	P 131
CHAPITRE VII : CALCUL DES FONDATIONS	P 133
Figure VII-1 : dimensionnement de la semelle	P 135
Figure VII-2 : semelle isolée	P 136
Figure VII-3 : ferrailages des semelles isolées	P 137
Figure VII-4 : ferrailages des semelles sous potelet	P 139
Figure VII-5 : Ferrailages des semelles isolées	P 141
Figure VII-6 : la section de fut à ferrailer	P 141
Figure VII-7 : Schéma de ferrailage des futs	P 143

Liste des notations

LISTE DE NOTATION

Les principales notations utilisées sont les suivantes

q_p : Pression dynamique de pointe.

q_{ref} : Pression dynamique moyen de référence.

W : Pression aérodynamique.

S : Charge caractéristique de la neige.

S_k : Charge de la neige sur le sol.

G : Action permanente.

Q : Action d'exploitation.

g : Charge permanente uniformément répartie.

q : Charge d'exploitation uniformément répartie.

E : Module d'élasticité longitudinale de l'acier ($E = 210\,000\text{ MPa}$).

G : Module d'élasticité transversale de l'acier.

M : Moment sollicitant, en général.

M_{cr} : Moment critique élastique.

M_{el} : Moment élastique.

M_{pl} : Moment plastique.

M_R : Moment résistant.

N_R : Effort normal résistant.

N_{PL} : Effort normal de plastification.

N_U : Effort normal ultime.

V : Effort tranchant sollicitant.

V_{PL} : Effort tranchant de plastification.

N_{pl} : Effort normal de plastification.

N_u : Effort normal ultime.

V_u : Effort tranchant ultime.

f (ou δ) : Flèche d'une poutre.

Liste des notations

f_{ub} : Contrainte de rupture d'un boulon.

f_u : Contrainte de rupture d'une pièce.

f_y : Limite d'élasticité d'un acier.

ϵ (epsilon) : Déformation linéaire unitaire.

σ : (sigma) Contrainte normale.

A : Section brute d'une pièce (cm^2).

A_{net} : Section nette d'une pièce (cm^2).

A_v : Aire de cisaillement (cm^2).

A_w : Section de l'âme d'une pièce (cm^2).

I_t : Moment d'inertie de torsion (cm^4).

I_w : Facteur de gauchissement d'une section (cm^4).

I_y : Moment d'inertie de flexion maximal (cm^4).

I_z : Moment d'inertie de flexion minimal (cm^4).

W_{EL} : Module de résistance élastique (cm^3).

W_{PL} : Module de résistance plastique (cm^3).

a : Epaisseur utile (ou gorge) d'un cordon de soudure (mm).

b : Largeur d'une semelle de poutre (cm).

d_0 : Diamètre nominal des tiges des boulons (cm).

h : hauteur d'une pièces en général (mm , cm).

l : Longueur en général ou portée d'une poutre (mm , cm , m).

l_f : Longueur de flambement (mm , cm , m).

l_K : Longueur de flambement d'une poutre (mm , cm , m).

t : Epaisseur d'une pièce ou d'une tôle (mm , cm).

t_f : Epaisseur d'une semelle de poutre (mm , cm).

t_w : Epaisseur d'une âme de poutre (mm , cm).

\emptyset : Diamètre d'une section transversale (cm^2 , mm^2).

Liste des notations

C_{pe} : coefficient de pression extérieur.

C_{pi} : coefficient de pression intérieur.

K : Coefficient d'encastrement ou de rigidité poteau/poutre.

k_s : Coefficient de dimension des trous perçage pour boulons.

k_y et k_z : Coefficients de flambement flexion.

$n = N / N_{pl}$: ou nombre de boulons.

β_M : Facteur de moment uniforme équivalent (flambement).

β_w : Facteur de corrélation (soudures).

η : (eta) Facteur de distribution de rigidités (flambement).

λ : (lambda) Elancement.

λ_{cr} : Elancement critique d'Euler.

$\bar{\lambda}$: Elancement réduit.

$\bar{\lambda}_{LT}$: Élancement de déversement.

μ : (mu) Coefficient de frottement.

ρ : (rho) Rendement d'une section.

χ : (chi) Coefficient de réduction de flambement.

χ_{LT} : Coefficient de réduction de déversement.

ψ : (psi) Coefficient de distribution de contraintes.

Introduction générale

INTRODUCTION GENEERLE

Peu importe le projet de construction, il existe divers procédés de conception et de réalisation selon les besoins et les capacités : construction en béton armé, en précontraintes, charpente en bois ou charpente métallique.

Pour notre mémoire, on a choisi la construction métallique, également connue sous le nom de structure en acier, cette technique est largement répandue dans des nombreux pays. Et plus particulièrement en Europe, les constructions en acier prennent de l'importance. Cette méthode possède incontestablement de nombreux atouts. Elle est aujourd'hui synonyme d'économie, d'intelligence dans la construction, d'élégance et de modernité. Les particuliers sont désormais de plus en plus nombreux à choisir l'ossature métallique pour les constructions.

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier un hangar en charpente métallique a usage commercial, il se situe a "DJELFA ".

Dans le présent mémoire, nous allons essayer d'appliquer toutes les connaissances acquises durant notre cursus sur un projet réel. L'objectif principal sera de comprendre et de compléter les informations déjà acquises dans le cours charpente métallique, ensuite, viendra le second but qui est de présenter un travail satisfaisant en vue d'obtenir le diplôme master 2.

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I-1-Introduction

Durant notre formation nous avons réussi à étudier des différents projets et être confronté à des situations professionnelles, et ce projet de fin d'étude nous permet de compléter tout ce que nous avons acquis dans notre parcours.

Le projet que l'on veut étudier consiste à dimensionner les éléments d'un hangar en construction métallique de forme rectangulaire à un seul versant, avec un plancher mixte acier-béton à usage commercial, dans ce chapitre nous ferons une présentation de toutes les données relatives au projet.

I-2-Présentation de l'ouvrage

Le projet qui nous a été confié est un hangar à usage commercial qui se situe à la commune "Aine Oussara" wilaya de "Djelfa", qui est en zone I {comme zone de faible sismicité}, et consiste comme un ouvrage courant d'importance moyenne "GROUPE D'USAGE2" puisque sa hauteur ne dépasse pas 48 m et cela d'après la classification de L'RPA 2003.

I-3-Les données géométriques du site

L'ouvrage a une forme en plan rectangulaire caractérisé par les dimensions comme suit :

- La hauteur totale de l'ouvrage = **11,9 m**
- La hauteur de RDC et 1 étage = **4 m ; 4,5m**
- La longueur de l'ouvrage (long - pane) = **116,36 m**
- La largeur de l'ouvrage (pignon) = **30,45 m**



Figure I-1 : Vue en 3D de la structure

I-4-Les données concernant le site

Ce projet est implanté à AINE OUSSARA wilaya de DJELFA les données du site sont :

- Altitude : **688 m.**

- Zone sismique : zone 1 "groupe d'usage 2"



figure I-2 :localisation du site du projet

I-5- L'étude géotechnique du site

Le site étudié est limité du **Nord** par une décharge de gravats et du **Sud** par une route vers TIARET et de l'**Est** par une route ver Alger et a l'**Ouest** par le reste du terrain.

La construction sera implantée sur un **sol ferme de classe S2**"d'après le **DTR BC 2-48** et **L'RPA 99 révisé en 2003**" avec une **contrainte admissible de 3 bars** et de **profondeur d'ancrage de 1.5m.** (**Rapport de sol ANNEX4**)

I-6-Règlements utilisées

Les règlements utilisés pour la réalisation de cette étude sont :

- ✓ Règles de conception et de calculs des structures en acier (**CCM97**), document technique réglementaire **D.T.R-B.C-2.44.**
- ✓ Règle parasismique algériennes (**RPA99 VERSION 2003**) **D.T.R-B.C-2.48.**
- ✓ Règles neige et vent (**RNVA2013**) **D.T.R-C2.47.**
- ✓ **Eurocode3**
- ✓ Règles de calcul des fondations superficielles **D.T.R-B.C-2.33.**

I-7-Logiciels utilisés

Le logiciel **Auto CAD V2009** pour l'élaboration des différents plans et figure, et logiciel **SAP 2000 V14** et **V19.**

I-8-Matériaux utilisés :

I-8-1-Acier de construction

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

- Nuance d'acier utilisée: **S235**.
- La limite d'élasticité : **$F_y=235\text{MPa}$** .
- La résistance à la traction : **$F_u=360\text{MPa}$** .
- La masse volumique : **$\rho=7850\text{ kg/m}^3$** .
- Module d'élasticité longitudinal : **$E=210000\text{MPa}$** .
- Module d'élasticité transversal : **$G=81000\text{MPa}$** .

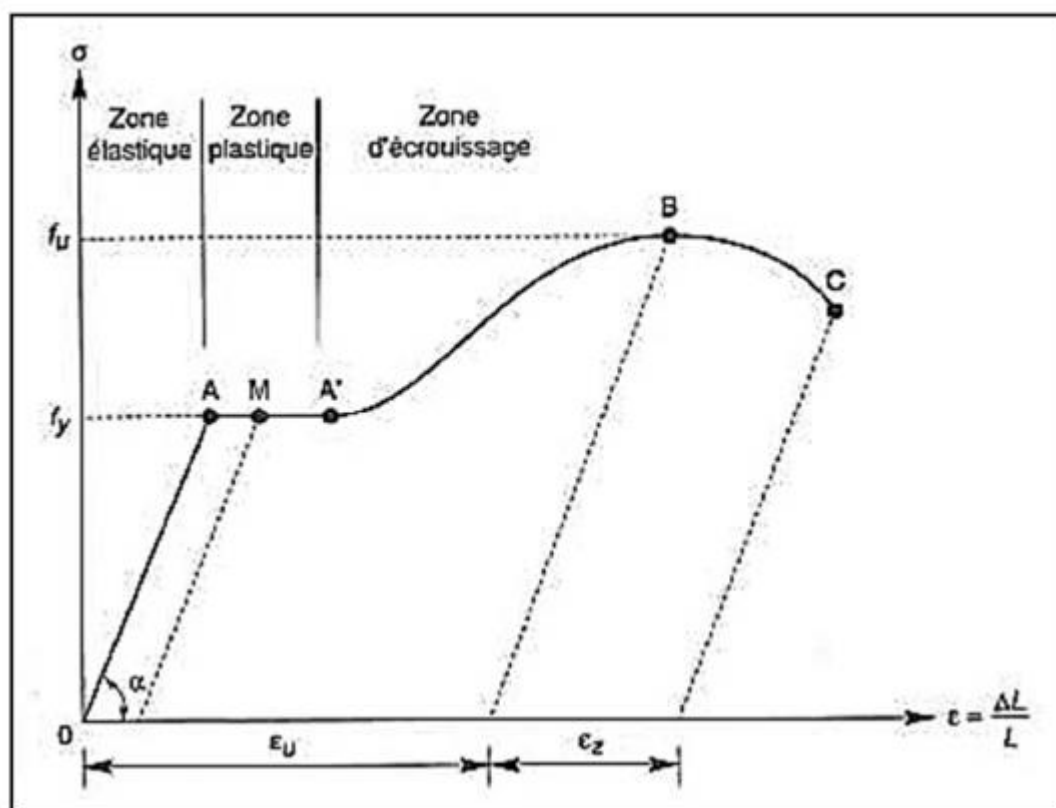


Figure I-3 : diagramme contrainte déformation de l'acier (essai de traction)

I-8-2-Béton

C'est un matériau constitué par le mélange de ciment avec granulats et de l'eau, on utilise ce matériau à cause de sa résistance à la compression mieux qu'à l'effort de traction.

- La résistance à la compression à 28 jours : **$f_{c28}=25\text{MPa}$** .
- La résistance à la traction à 28 jours : **$f_{t28}= 2.1\text{MPa}$** .
- La densité volumique : **$\rho=25\text{KN/ m}^3$** .
- Coefficient de retrait : **$\epsilon= 4.10^{-6}$** .

I-9-Conception structurelle

La conception de ce hangar a été faite de façon à satisfaire les critères suivants :

- L'économie.
- La faisabilité.
- Assurer la stabilité d'ensembles de la structure.
- Assurer une résistance vis-à-vis des phénomènes d'instabilités.

I-9-1-partie horizontale

- **Toiture :**

La toiture est en charpente métallique sous forme de voute, elle est constituée de bac de couverture en panneaux sandwichs reposant sur des pannes, et de poutres au vent.

Les panneaux sandwichs nous offres plusieurs avantages on site :

- ✓ L'isolation et l'étanchéité.
- ✓ Une bonne capacité portante.
- ✓ Un gain de temps appréciable au montage.
- ✓ La rapidité d'exécution.

- **Plancher :**

La structure comporte un plancher collaborant constitués de :

- ✓ Une dalle en béton armé.
- ✓ Armatures.
- ✓ Une tôle nervurée.
- ✓ Des solives.
- ✓ Des goujons connecteurs.

I-9-2-Partie vertical (les façades)

Un bardage utilisé maintenant en place a l'aide des lisses.

I-10-Les états limites

Un ouvrage doit être conçu et calculer de manière à présenter durant toute sa durée

D'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis : sa ruine totale ou partielle.

D'un comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son

Aspect, ou encore le confort des usagers.

Les états limites sont classés en deux catégories :

- ✓ **Etat limite ultime (ELU)**

Correspond à la ruine de l'ouvrage ou de l'un de ces éléments par perte d'équilibre statique, rupture, flambement. C'est-à-dire :

Etat limite ultime d'équilibre statique non renversement de la structure.

Etat limite ultime de résistance pour les matériaux constitués béton ou acier.

✓ **Etat limite de service(ELS)**

Au-delà de quels ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité (ouvertures des fissures, déformation, excessives des éléments porteurs).

CHAPITRE II : ETUDE CLIMATIQUE

II-1-Introduction

Les ossatures métalliques doivent être dimensionné pour supporter les effets maximaux des forces qui leur sont appliquées.

Pour cela on procédera à une étude climatique qui nous donnera les effets exercées par la neige et le vent.

La sollicitation due aux effets climatiques peut s'avérer plus défavorable que le séisme, le règlement utilisé est le «**RNV-2013**».

II-2- Charge de neige

L'accumulation de la neige sur la toiture produit une surcharge qu'il faut prendre en compte pour la vérification des éléments des structures.

Le règlement «**RNV-2013**» s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situent à une altitude inférieure à 2000 mètre.

Le calcul des charges de neige se fait conformément a la réglementation en vigueur «**D.T.R-B.C-2-47 RNV 2013**».

La charge caractéristique de la neige par unité de surface est donnée par la formule (3.1.1 DTR 2-47 2013) suivante :

$$S = \mu * S_k \quad \text{Unité [KN/m}^2\text{]}$$

S : charge caractéristique de neige par unité de surface.

μ : coefficient d'ajustement des charges (coefficient de forme).

S_k : La charge de neige sur le sol.

II-2-1-Calcul de la charge de neige S_k

D'après l'annexe 1 de RNV2013 (P37) Djelfa et classer en zone C

$$\text{ZONE C : } S_k = \frac{0.0325H}{100}$$

H : l'altitude par rapport au niveau de la mer (H= +688).

$$\text{Donc : } S_k = \frac{0.0325*688}{100} \Rightarrow S_k = 0.224 \text{ KN/m}^2.$$

II-2-2-Calcul de coefficient de forme μ

Dans ce projet la toiture a une forme d'une voute qui a la même pente pour les deux coté, le calcul des coefficients de forme se fait comme suit :

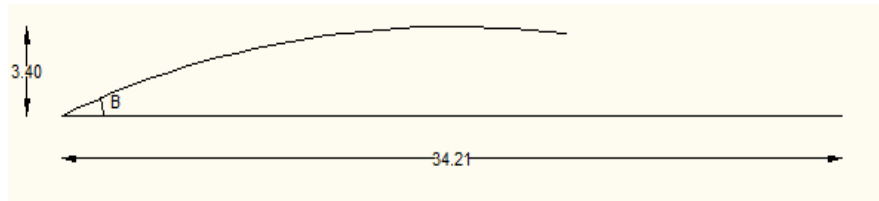


Figure II-1 : représentation du versant de la toiture

Les coefficients de forme se calculent comme suit (§6.3 RNV2013) :

On a : $\beta = 11.24^\circ < 60^\circ$.

$$\mu_1 = 0.8$$

$$\mu_2 = 0,2 + 10 * \frac{h}{l}$$

$$\mu_3 = 0,5 \mu_2$$

h : la naissance de la voute (h=3,4).

l : la longueur de la toiture (l=34.21).

$$\text{Donc : } \mu_2 = 0,2 + 10 * \frac{3,4}{34,21} \Rightarrow \mu_2 = 1,194.$$

$$\mu_3 = 0,5 * 1,194 \Rightarrow \mu_3 = 0,597$$

D'où :

$$S_1 = \mu_1 * S_k = 0,179 \text{ KN/m}^2.$$

$$S_2 = \mu_2 * S_k = 0.267 \text{ KN/m}^2.$$

$$S_3 = \mu_3 * S_k = 0.133 \text{ KN/m}^2.$$

La charge de la neige à retenir : **S = S₂ = 0.267 KN/m².**

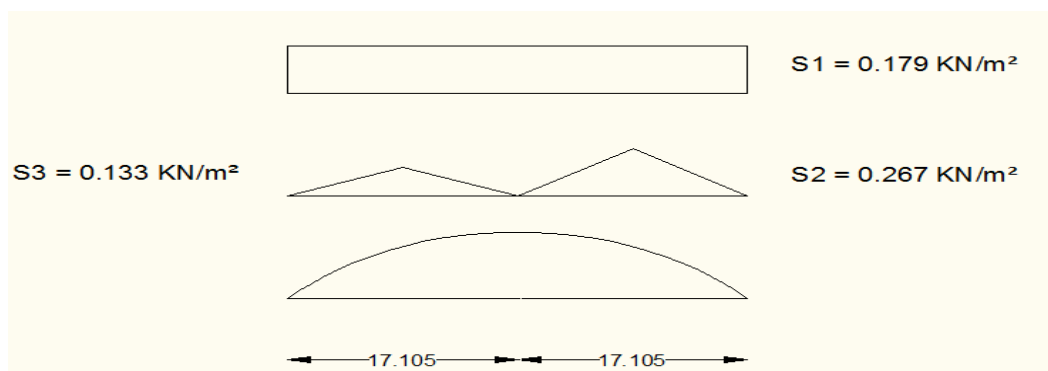


Figure II-2 : chargement de la neige sur la toiture

II-3- Etude au vent

II-3-1- Introduction

Scientifiquement, le vent est un phénomène naturel qui résulte du mouvement de l'air d'une zone à pression élevée à une zone à faible pression.

Il exerce sur les structures des actions extérieures (compression et traction), et intérieur (surpression et dépression). Il agit perpendiculairement aux parois considérées.

II-3-2- action de vent sur la construction

Les actions du vent sont des valeurs caractéristiques calculées à partir de valeur de référence de la vitesse ou de la pression dynamique.

Les actions du vent appliquées aux parois dépend de :

- La région
- La direction
- Le site d'implantation de la structure et leur environnement
- La forme géométrique et les ouvertures qui sont contenues dans la structure

Selon le règlement neige et vent algérien (**RNV2013**)

Le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différents parois de l'ouvrage

V_1 : Perpendiculaire au pignon.

V_2 : Perpendiculaire au long pan.

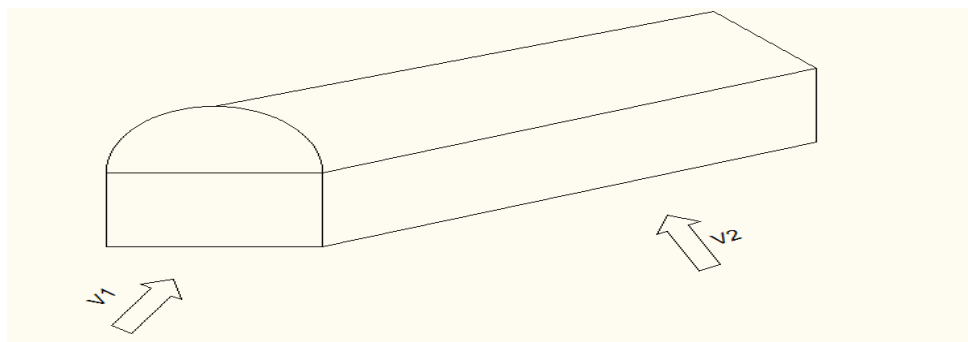


Figure II-3 : les directions principales du vent

II-3-3- détermination de la pression dynamique de pointe

Pression dynamique de pointe $q_{p(z_e)}$ est donnée par la **formule 2.1 de RNV2013** comme suit :

$$q_{p(z_e)} = q_{ref} * C_{e(z_e)} \quad [N/m^2].$$

q_{ref} [N/m²] : la pression dynamique de référence donnée par le **tableau 2.2 de RNV2013** en fonction de la zone de vent (**ANNEXE 1RNV2013**).

II-3-4- pression dynamique de référence

Zone	q_{ref} (N/m ²)
I	375
II	435
III	500
IV	575

Tableau II-1: valeurs de la pression dynamique de référence (**tableau 2.2 RNV2013**)

Notre projet est situé **Djelfa** ⇒ **ZONE III** ⇒ $q_{ref} = 500\text{N/m}^2$, et $V_{ref} = 29$ m/s (**voir tableaux A1ANNEXE A1 de RNV 2013**).

II-3-5 - calcul de coefficient C_d

C_d : Est donné en fonction des dimensions de la structure (la hauteur est largeur) ainsi que du matériau de construction de la structure.

La structure du bâtiment étant une structure métallique dont la hauteur est inférieure à 15m ($h=11,9$)

On prend $C_d = 1$ (§.3.2 RNV2013).

On a : $C_d = 1 < 1,2$

Donc : la structure est peu sensible aux excitations dynamique.

II-3-6- Coefficient topographie $C_{t(z)}$:

$C_{t(z)}$ Est définie selon le **RNV 2013 chapitre 2 formule 2.4** comme suite :

$$\begin{cases} C_{t(z)} = 1 & \text{pour } \phi < 0,05 \\ C_{t(z)} = 1 + S_{max} * \left(1 - \frac{|X|}{K_{red} * L}\right) * e^{-\alpha\left(\frac{z}{l}\right)} & \text{pour } \phi \geq 0,05 \end{cases}$$

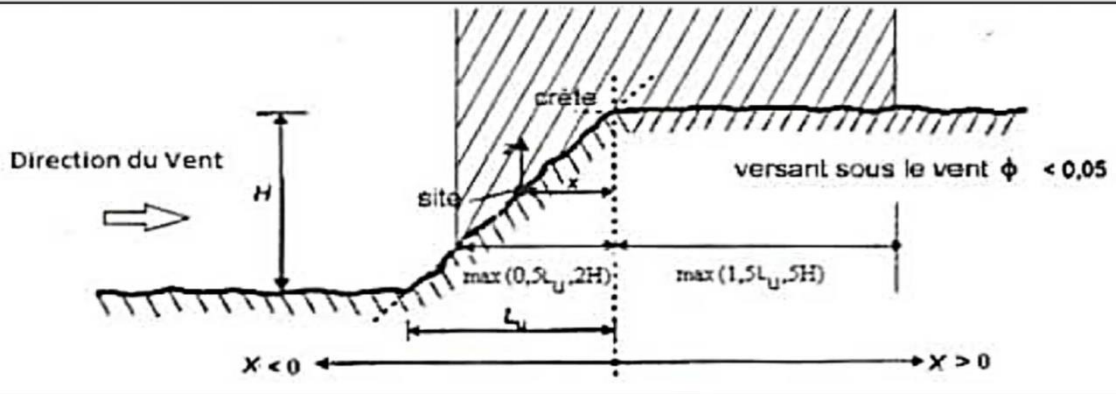


Figure II-4 : paramètre pour la détermination de $C_{t(z)}$ aux alentours des falaises et escarpement (RNV 2013 Chapitre 2, figure 2.3)

Comme la structure est implante dans un site totalement plan, ($H=0$) pour toutes les directions du vent

$\phi = 0 \Rightarrow \phi < 0,05 \Rightarrow C_t = 1.$

II-3-7- hauteur de référence Z_e

Pour les murs sautant des bâtiments à parois verticaux, Z_e est déterminé comme indiqué par la figure 2.1 de RNVA2013;

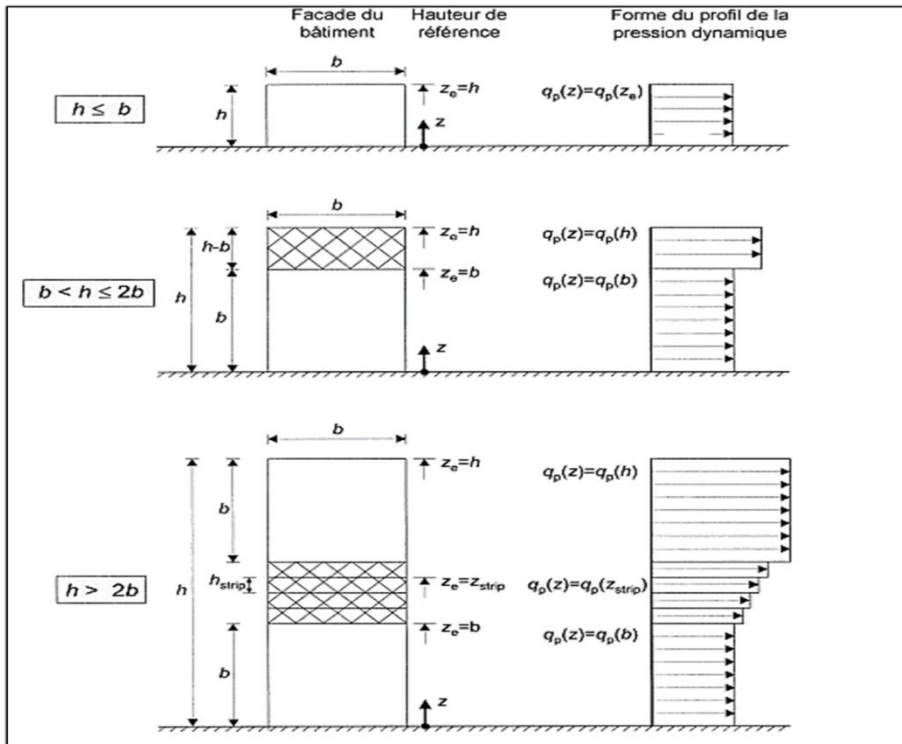


Figure II-5 : hauteur de référence Z_e et profil correspondant de la pression dynamique

Comme notre cas la hauteur des parois $h=8,5m$ et la largeur $b=30,45m \Rightarrow h \leq b$

$\Rightarrow Z_e = h = 8.5m$

Pour les toitures Z_e est pris égale à la hauteur maximale des bâtiments (Selon RNV2013 article 2.3.2)

$$\Rightarrow Z_e = h = 11.9 \text{ m.}$$

II-3-8- coefficient de rugosité C_r

Le coefficient de rugosité $C_{r(z)}$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent, il est donné par la relation (2.4.4- chapitre 2 .RNV 2013)

$$\begin{cases} C_{r(z)} = K_t * \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) & \text{pour } Z_{\min} \leq Z < 200 \text{ m} \\ C_{r(z)} = K_t * \ln\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right) & \text{pour } Z \leq Z_{\min} \end{cases}$$

Avec :

Z_0 : Le paramètre de rugosité.

Z_{\min} : La hauteur minimale.

D'après le Tableau 2.4 RNV2013 on a :



Catégorie II

Figure II-6 : Figure de catégorie de terrain (DTR 2-4.7 ANNEX4)

Catégorie de terrain	K_t	Z_0 (m)	Z_{\min} (m)	ϵ
Catégorie II	0,19	0,05	2	0,52

Tableau II-2 : définition de la catégorie de terrain (RNV2013 Tableau 2.4)

K_t : Facteur de terrain.

ϵ : utilisé pour le calcul de coefficient dynamique.

➤ Dans la toiture

$$Z=11,9\text{m} \Rightarrow Z_{\min}=2\text{m} \leq Z < 200\text{m}$$

$$C_r(11,9) = 0,19 * \ln\left(\frac{11,9}{0,05}\right) = 1,04$$

➤ **Dans les parois verticales**

$$Z=8,5\text{m} \Rightarrow Z_{\min}=2\text{m} \leq Z < 200\text{m}$$

$$C_r(8,5) = 0,19 * \ln\left(\frac{8,5}{0,05}\right) = 0,97$$

II-3-9 – calcul de coefficient d'exposition C_e

Dans notre cas, la structure est peu sensible aux excitations car $C_d = 1 < 1,2$

Et C_e se calcule par la formule suivante :

$$C_e = C_{t(z)}^{2*} C_{r(z)}^2 [1 + 7 * I_{v(z)}] \quad (\text{RNV 2013 formule 2.2})$$

Avec :

$$I_{v(z)} = \frac{1}{C_{t(z)} * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{pour } Z > Z_{\min}$$

$$I_{v(z)} = \frac{1}{C_{t(z)} * \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right)} \quad \text{pour } Z \leq Z_{\min}$$

➤ **Parois verticale :**

$$Z=8,5\text{m} > Z_{\min}=2\text{m}$$

$$I_v(8,5) = \frac{1}{1 * \ln\left(\frac{8,5}{0,05}\right)} = 0,195$$

➤ **Toiture :**

$$Z=11,9\text{m} > Z_{\min}=2\text{m}$$

$$I_v(11,9) = \frac{1}{1 * \ln\left(\frac{11,9}{0,05}\right)} = 0,183$$

Donc on peut déterminer la pression d'exposition $C_{e(z)}$ donné par le tableau si dessus :

Niveau	$C_{t(z)}$	$C_{r(z)}$	$C_{t(z)}^2$	$C_{r(z)}^2$	C_e
Parois	1	0,97	1	0,941	2,22
Toiture	1	1,04	1	1,082	2,47

Tableau II-3 : valeur du coefficient d'exposition C_e

II-3-10– détermination de la pression dynamique de pointe q_{dyn}

$$q_{p(ze)} = q_{ref} * C_{e(ze)} \quad [N/m^2] \text{ (Chapitre 2 RNVA 2013 Formule 2.1).}$$

Les valeurs de la pression de pointe sont présentées par le tableau ci-dessus :

Niveau	q_{ref} (N/m ²)	$C_{e(ze)}$	$q_{dyn(ze)}$ (N/m ²)
parois	500	2,22	1110
Toiture	500	2,47	1235

Tableau II –4 : les valeurs de la pression dynamique q_{dyn}

II-3-11- détermination de la pression aérodynamique

La valeur de la pression aérodynamique est déterminée à l'aide de **RNVA2013** par la **formule 2.6**

$$W_{(zj)} = q_{p(ze)} * [C_{pe} - C_{pi}] \quad [N/m^2]$$

$q_{p(ze)}$: est la pression dynamique de pointe en N/m².

C_{pe} : Coefficient de pression extérieure.

C_{pi} : Coefficient de pression intérieure.

II-3-11-1 – détermination des coefficients extérieure C_{pe}

A) Cas de vent perpendiculaire au pignon (sens V_1)

➤ parois verticales

$$d = 116.36m \quad b = 30,45m \quad h = 8,5m$$

$$e = \min [b, 2h] \Rightarrow e = \min (30,45 ; 17) \Rightarrow e = 17$$

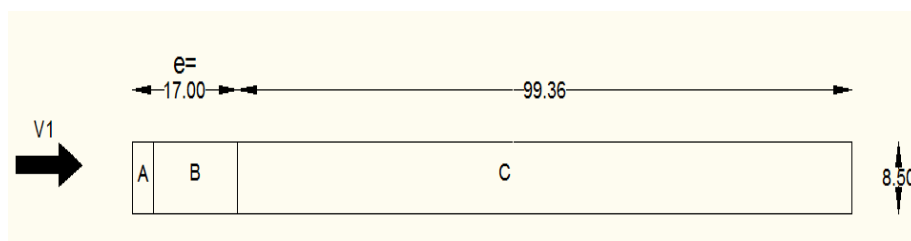


Figure II-7: vue en élévation paroi vertical direction V_1

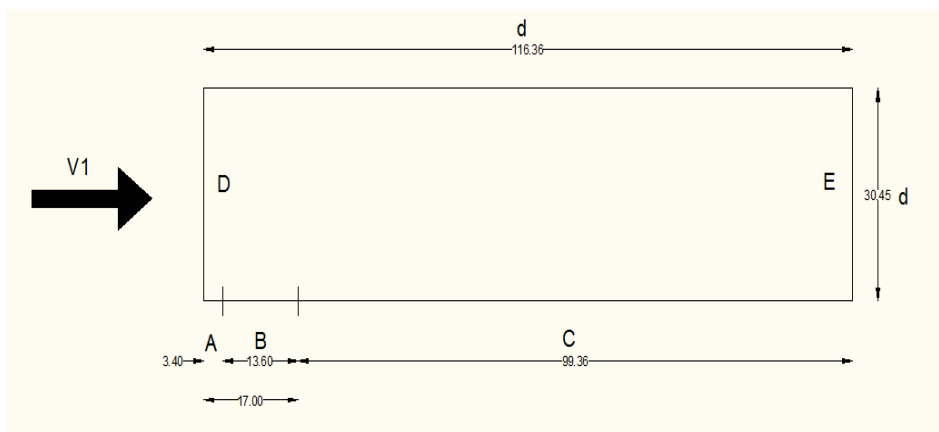


Figure II -8: vue en plan parois vertical direction V_1

Les valeurs de C_{pe} pour les parois verticales sont représentées dans le tableau ci dessus :

Zone	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3

Tableau II-5 : C_{pe} pour chaque zone des parois verticales

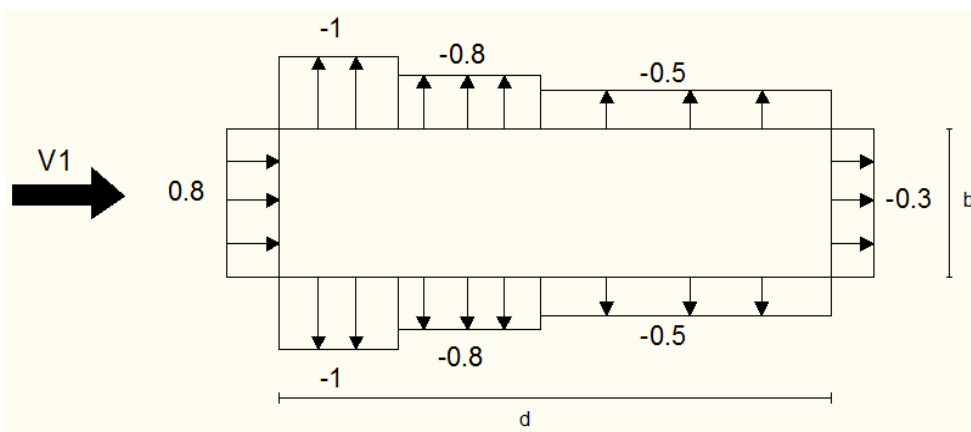


Figure II – 9 : légende pour les parois verticales

➤ **Toiture**

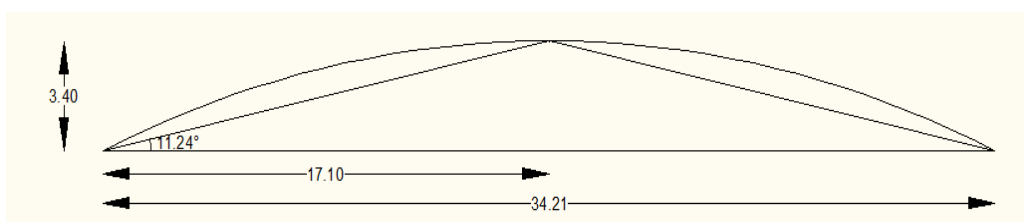


Figure II –10 : représentation des pentes

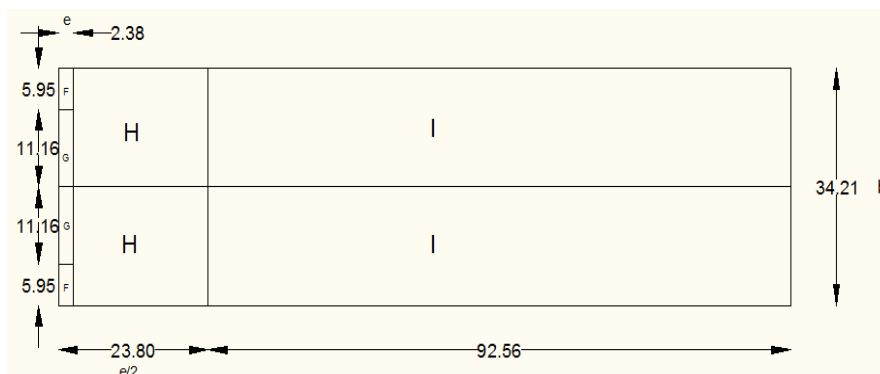


Figure II-11 : Légende pour les toitures à deux versants

On a : $h = 11,90\text{m}$; $b = 34,21\text{m}$; $d = 116,36\text{m}$; $e = \min(b ; 2h)$

$e = 23,8\text{m}$

La valeur de $\alpha = 11,24^\circ$ n'existe pas dans le tableau **5.4 RNVA2013**, les valeurs de C_{pe} s'obtiennent par interpolation linéaire entre les valeurs de $\alpha = 5^\circ$ et celle de $\alpha = 15^\circ$

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont données sur le tableau – ci-dessus ;

Zone	F	G	H	I
C_{pe}	-1,4	-1,3	-0,6	-0,5

Tableau-II-6 : C_{pe} correspondant à chaque zone de la toiture

B) Cas perpendiculaire au long pan (sens V_2)

➤ Parois verticales

$d = 30,45\text{m}$; $h = 8,5\text{m}$; $b = 116,36\text{m}$; $e = 17\text{m}$

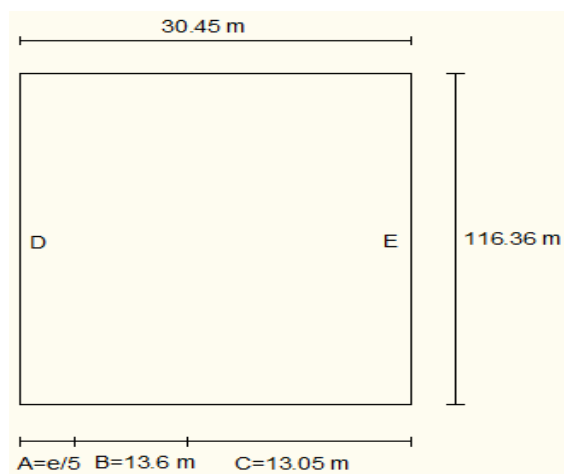


Figure II-12 : vue en plan des parois verticales direction V_2

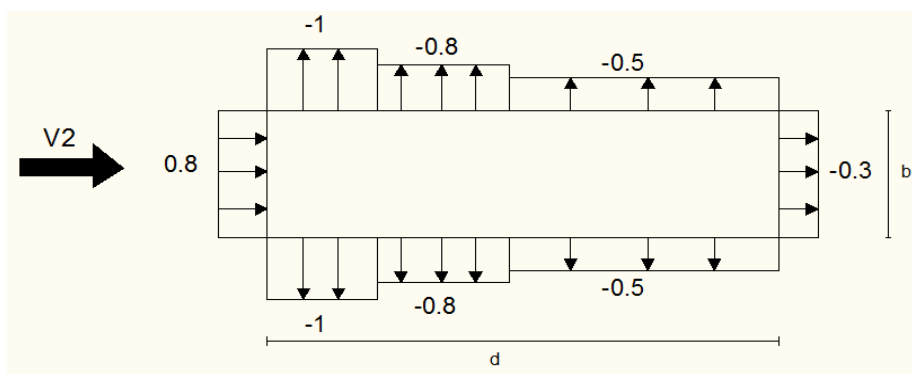


Figure II-13 : Légende pour les parois verticales direction V_2

Les valeurs de C_{pe} sont représentées dans le tableau ci dessus :

Zone	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3

Tableau II -7 : C_{pe} pour chaque zone de parois verticale direction V_2

➤ Toiture

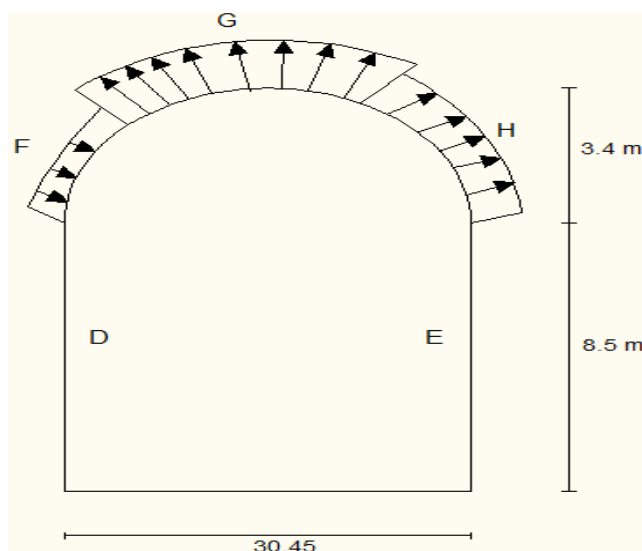


Figure II -14 : Légende pour la toiture direction V_2

h : hauteur de la paroi verticale.

f : naissance de la voute.

d : la largeur de la salle.

$h/d = 0.28 \leq 0,5 \Rightarrow$ on obtient la valeur de C_{pe} par interpolation linéaire de la **figure 5.8.RNV2013**.

On a : $f/d = 0.11$, les valeurs de C_{pe} sans représenté dans le tableau ci dessus ;

Zone	F	G	H
C _{pe}	0,2	-0,8	-0,4

Tableau II-8 : C_{pe} correspondant à chaque zone de la toiture direction V₂

II-3-11-2 – détermination de coefficient intérieure C_{pi} :

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} est déterminé à partir de la **figure 5.14 RNVA2013**

h : hauteur du bâtiment **d** : profondeur

μ_p : Indice de perméabilité donné par :

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

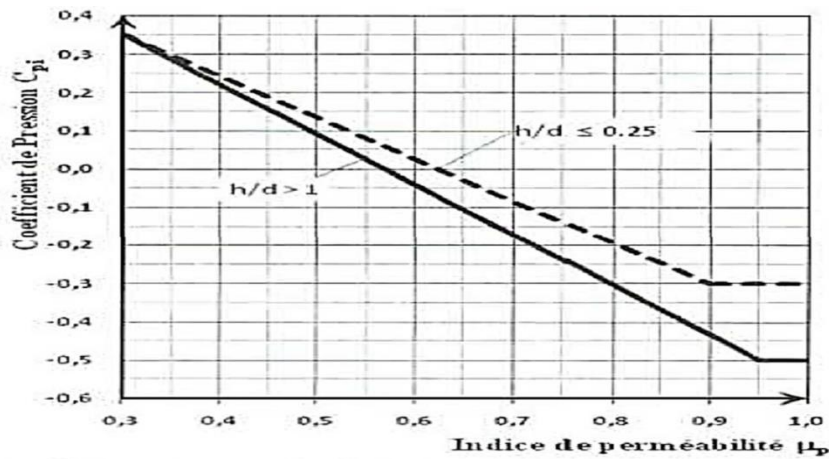


Figure II-15 : coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans face dominante, (figure 5.14 de RNVA2013)

La structure se composé de plusieurs ouvertures :

{ un portail pour chaque pignon de type p4 de dimension (6 * 6)m²
 6 portail de type p1 de dimonssion (2,6 * 3,8)m² et de 15 portail de type p2 de dimonssion (3 * 4)m² pour chaque cote de long pan .

{ 2 fenetre pour chaque pignon de type f4 de dimonssion (5 * 6)m²
 6 fenetres pour de type f1 de dimmension (2,6 * 1,5)m² et de 15 fenetres de type F2 de dimmension (3 * 1,5)m² pour chaque cote de log pan .

A) Cas perpendiculaire au long pan (V₂)

H = 11,9m ; d = 30,45 ⇒ h/d = 0,39 > 0,25

Le rapport (h/d) et compris entre h/d ≤ 0,25 et h/d > 1 on utilise interpolation lineaire pour déterminé les valeurs de C_{pi} selon notre figure 5.14 de RNVA2013.

Donc : $\mu_p = \frac{431,28}{852,36} \Rightarrow \mu_p = 0,50$

➤ Cas de dépression :

➤ $\mu_p = 0,5 \Rightarrow C_{pi} = 0,14 + \frac{0,09-0,14}{1-0,25} * (0,5-0,25) \Rightarrow C_{pi} = 0,12$

Les valeurs de la pression dynamique perpendiculaire au long pan sens V_2 sont représentées dans les tableaux ci dessus :

➤ **Parois verticales :**

Zone	C_d	q_{ref}	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	W(N/m ²)	Q (N/m ²)
A	1	1110	-1	0,12	-1,12	-1234,2	-1234,2
B	1	1110	-0,8	0,12	-0,92	-1021,2	-1021,2
C	1	1110	-0,5	0,12	-0,62	-688,2	-688,2
D	1	1110	0,8	0,12	0,68	754,8	754,8
E	1	1110	-0,3	0,12	-0,42	-466,2	-466,2

Tableaux II-9 : cas de dépression parois verticales sens V_2

➤ **Toitures :**

Zone	C_d	q_{ref}	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	W (N/m ²)	Q (N/m ²)
F	1	1235	0,2	0,12	0,08	98,8	98,8
G	1	1235	-0,8	0,12	-0,92	-1136,2	-1136,2
H	1	1235	-0,4	0,12	-0,52	-642,2	-642,2

Tableau II-10 : cas de dépression toitures sens V_2

B) Cas perpendiculaire ou pignon V_1

On a : $h = 11,9$; $d = 116,36 \Rightarrow h/d = 0,102 \leq 0,25$

Les valeurs de C_{pi} utilisées sont celle qui correspond à ($h/d \leq 0,25$)

➤ Cas de dépression : $\mu_p = 0,89 \Rightarrow C_{pi} = -0,3$.

Les valeurs de la pression aérodynamique perpendiculaire ou pignon (suppression et dépression) sont représentés dans les tableaux si dessus :

➤ **Toiture :**

Zone	C_d	q_{ref}	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	W(N/m ²)	Q (N/m ²)
F	1	1235	-1,4	-0,3	-1,1	-1358,5	-1358,5
G	1	1235	-1,3	-0,3	-1	-1235	-1235
H	1	1235	-0,6	-0,3	-0,3	-370,5	-370,5
I	1	1235	-0,5	-0,3	-0,2	-247	-247

Tableau II-11 : cas de dépression toiture sens V_1

➤ **Paroi verticales :**

Zone	C _d	q _{ref}	C _{pe}	C _{pi}	C _{pe} - C _{pi}	W(N/m ²)	Q (N/m ²)
A	1	1110	-1	-0,3	-0,7	-777	-777
B	1	1110	-0,8	-0,3	-0,5	-555	-555
C	1	1110	-0,5	-0,3	-0,2	-222	-222
D	1	1110	0,8	-0,3	1,1	1221	1221
E	1	1110	-0,3	-0,3	0	0	0

Tableau II-12 : cas de suppression parois verticales sens V₁

II-4- Force de frottement

Les constructions pour lesquelles le frottement doivent être calculées sont celles pour lesquelles soit le rapport : $d/b \geq 3$ ou le rapport $d/h \geq 3$.

d : la dimension de la construction parallèle au vent.

b : la dimension de la construction perpendiculaire au vent

h : et la hauteur de la construction

La force de frottement est donné par :

$$F_{fr} = \sum C_{fr} * q_{p(ze)} * A_{fr} \quad (\text{\S 2.6.2 RNV2013}).$$

j : élément de surface parallèle à la direction du vent.

Z_j : Hauteur du centre de l'élément j (m).

q_{dyn} : Pression dynamique du vent (N/m²).

S_{frj} : Aire de l'élément de surface j (m²).

➤ **Direction V1**

$$d = 116,36\text{m} \quad ; \quad b = 30,45\text{m} \quad ; \quad h = 8,5\text{m}$$

On a : $d/b = 3,82 \geq 3$ et $d/h = 3,58 \geq 3$.

Paroi verticale :

$$A_{frj} = d * h = 116,36 * 8,5 = 989,06\text{m}^2.$$

Toiture (forme de voute) :

$$A_{fr} = (\text{longueur de l'arc}) * d \quad (\text{tableau 2.9 RNVA2013}).$$

$$A_{fr} = 33,32 * 116,36$$

$$A_{fr} = 3877,11m^2$$

C_{frj} : Coefficient de frottement pour l'élément de surface j (tableau 2.8 RNVA2013).

C_{frj} Parois = 0,01 (ondulation parallèle au vent).

C_{frj} Toiture = 0,04 (ondulation perpendiculaire au vent).

Le tableau suivant donne les valeurs de force de frottement pour les parois et la toiture :

Direction de vent	Paroi			Toiture		
	d/b	d/h	F_{fr} (KN)	d/b	d/h	F_{fr} (KN)
V_1	3,82	3,58	10,97	3,82	9,77	191,53

Tableau II-13 : valeur de la force de frottement sens V_1

➤ Direction V_2

$$d = 30,45m \quad ; \quad b = 116,36m$$

$$\text{On a : } d/b = 0,26 < 3 \quad \text{et} \quad d/h = 3,58 \geq 3,58$$

Paroi vertical:

$$A_{fr} = 258,82m^2$$

Toiture :

$$A_{fr} = 1014,59m^2$$

C_{frj} Paroi = 0,01 (ondulation parallèle au vent).

C_{frj} Toiture = 0,01 (ondulation parallèle au vent).

Le tableau suivant donne les valeurs de force de frottement pour les parois et la toiture :

Direction du vent	Paroi			Toiture		
	d/b	d/h	F_{fr} (KN)	d/b	d/h	F_{fr} (KN)
V_2	0,26	3,58	2,87	0,26	2,58	12,53

Tableau II-14 : valeur de force de pression sens V_2

II-5- effet de la température

On doit tenir compte des effets de la dilatation thermique chaque fois qu'ils risquent d'engendrer des efforts parasites dans les éléments de la charpente métallique et de produire des désordres au niveau des appuis, ainsi que les éléments exposés à l'air libre (variation plus élevée du gradient thermique).

Selon l'article 2.2.3.1 du CCM97 la variation de la température des constructions situées à l'air libre au nord de l'Algérie, une variation uniforme de température qui est de $35^\circ C$ à $15^\circ C$.

La température de montage est prise égale à 20°C.

Donc le gradient de température est :

$$\Delta T_1 = 35 - 20 = 15^\circ\text{C}.$$

$$\Delta T_2 = 15 + 20 = 35^\circ\text{C}.$$

$$\Delta T = \max(\Delta T_1, \Delta T_2) = 35^\circ\text{C}.$$

II- 6- actions d'ensemble sur la structure

A) Vent perpendiculaire au long pan V₂

➤ Cas C_{pi} = 0,12.

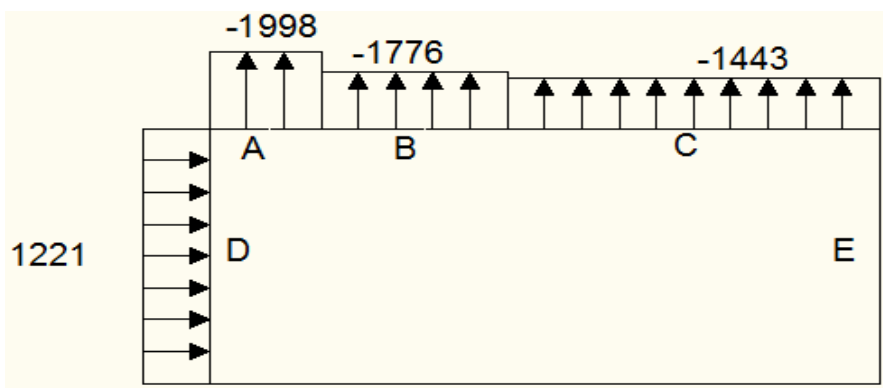


Figure II-16 : action sur les zones ABCDE

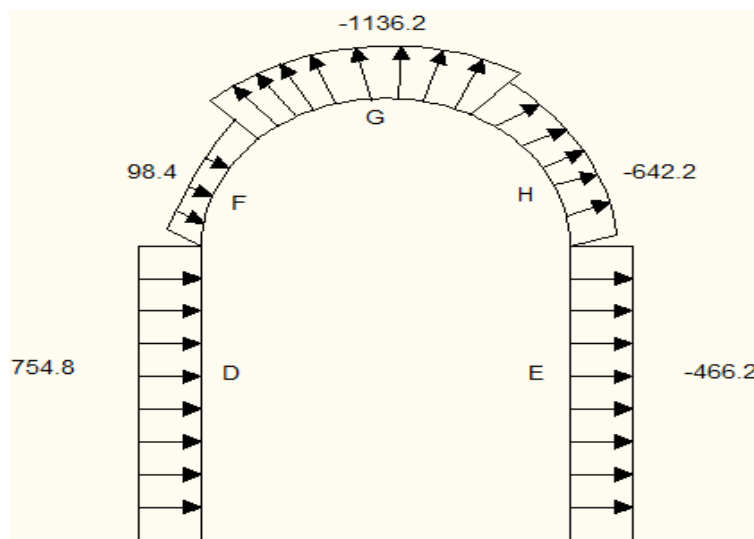


Figure II-17 : action sur les zones FGHDE

B) Vent perpendiculaire au pignon V₁

➤ C_{pi} = -0,3.

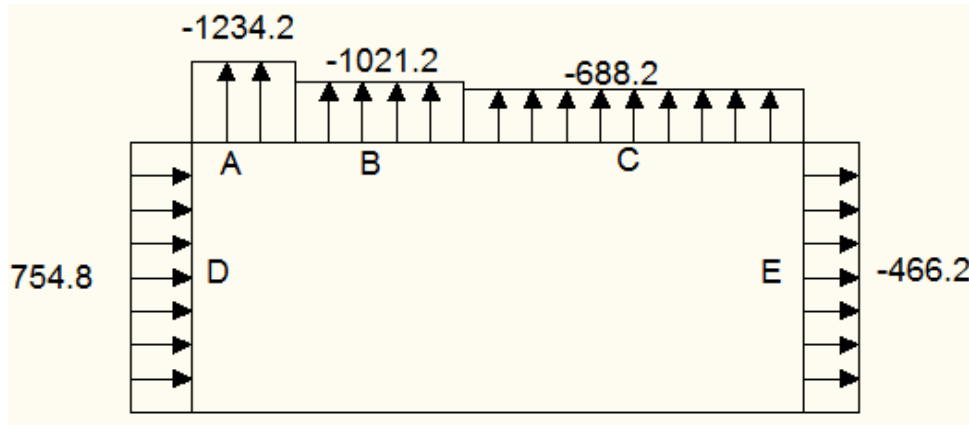


Figure II-18 : action sur les zones ABCDE

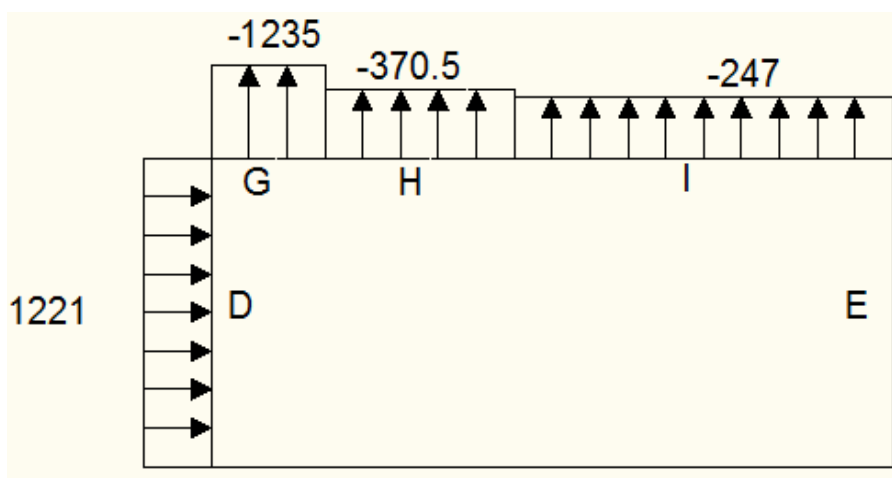


Figure II-19: action sur les zones GHIDE

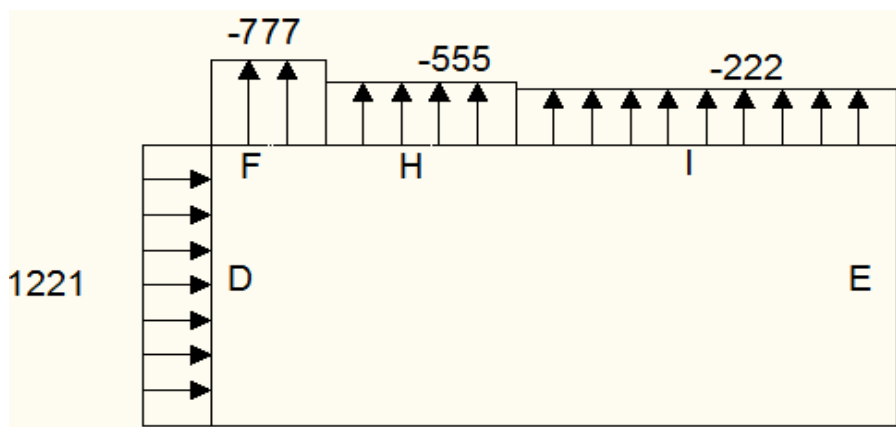


Figure II-20 : action sur les zones FHIDE

II-7- Conclusion

Dans ce chapitre nous avons déterminés les différents charges qui seront appliquées dans le chapitre suivant qui est le dimensionnement des éléments de la structure.

Chapitre III : ETUDE DES ELEMENT DE LA STRUCTURE

III-1-Introduction

Dans ce chapitre on va faire un dimensionnement des éléments de façon à avoir une approximation des éléments composantes la structure, qui seront vérifiés lors des chapitres suivants. On verra leur dimension augmentée ou diminuée.

Les éléments de la structure qui seront dimensionnés dans ce chapitre sont :

Les pannes, échantignole, lisses de bardages, potelets, plancher mixte, escalier, contreventement, poteaux, poutre maîtresse, fermes.

III-2-Les pannes

Les pannes sont des pièces horizontales reliant les fermes ou travers et leur transmettent les charges reçues de la toiture. Les pannes sont calculées à la flexion déviée sous l'effet des charges permanentes, d'exploitations et climatiques.

Une charpente compte au moins une panne intermédiaire, une panne faîtière située au sommet de la charpente et des sablières situées en partie basse de chaque versant.

Les pannes sont réalisées soit en profil forme à chaud ou en profil forme à froid, dans notre cas nous utilisons des profils forme à chaud en (I).

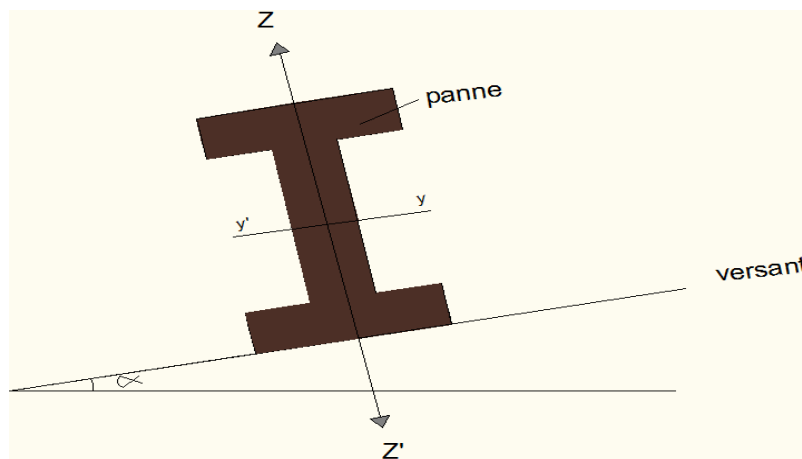


Figure III-1- : disposition de la panne sur la toiture

On prend l'espacement entre pannes de 1,4m (12 fois) et de 0,3 m aux deux extrémités du versant, ce dernier est incliné d'un angle de $11,24^\circ$ avec une portée de 5 m.

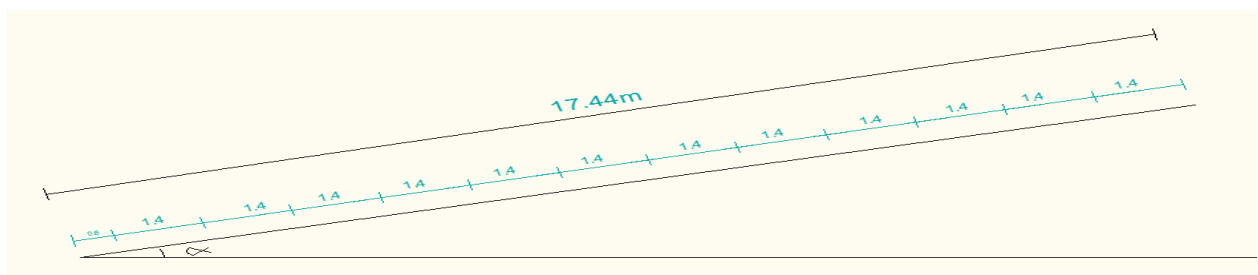


Figure -III-2 : espacement entre panne

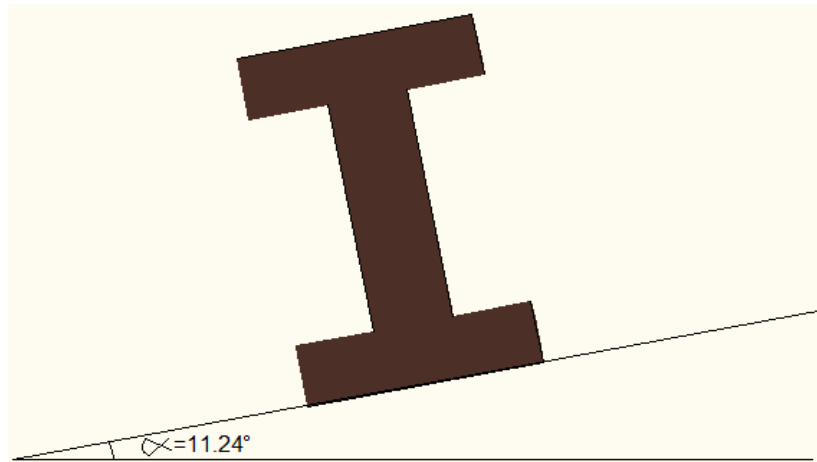


Figure III-3 : la pente de calcul

III-2-1- déterminations des sollicitations

III-2-1-1-Evaluation de charges et surcharges

➤ Charges permanentes G

Suivant la fiche technique insérée en annexe, on a optés pour ce type de panneau sandwich :

1) Dimensionnement des panneaux de couverture

- Principe de choix d'un panneau sandwich

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

- Panneaux couverture

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

Dans notre cas, la charge maximale du vent est égale $-1358,5(N/m^2)$

Suivant une fiche technique on va choisi l'épaisseur de panneau couverture pour déterminer leur entraxe maximal et le poids propre m^2 :

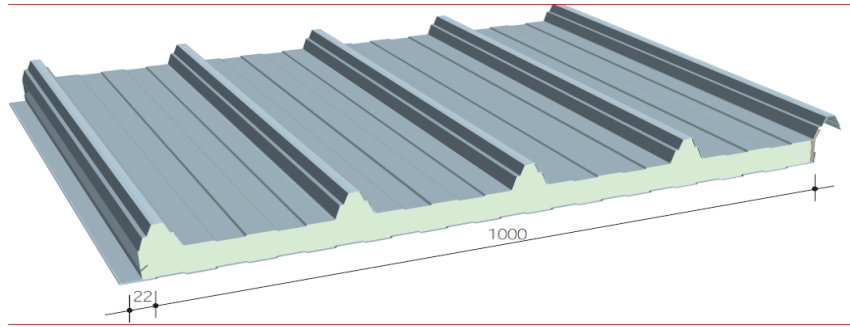


Figure III-4- détails de panneau sandwich couverture

- Poids propre de la couverture (panneau sandwich).....**9,65 Kg/m².**
- Poids propre d'accessoire d'attache**3 Kg/m².**
- Poids de la panne (estime)**16 Kg/m².**

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

e : espacement entre panne (e=1,4).

$$G = (9,65 + 3) * 1,4 + 16 \Rightarrow G = 33,71 \text{ Kg/m}$$

$$G = 0,337 \text{ Kg/ml.}$$

➤ **Charge d'exploitation Q**

Est égale aux poids d'un ouvrier et son matériaux, elle est équivalent à deux charges concentrées de 100 Kg chacune situées au 1/3 et 2/3 de la portée de la panne.

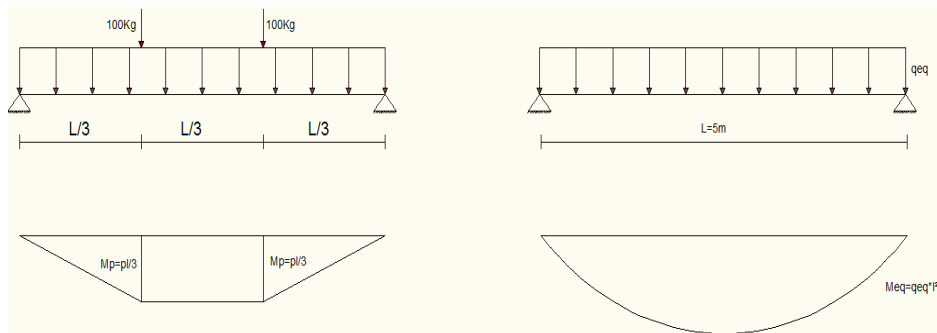


Figure III-5-schéma statique des surcharges d'entretien sur les pannes

$$M_{\text{max}} = \frac{p'l^2}{3} = \frac{Ql^2}{8} \Rightarrow Q = \frac{8 * p'}{3 * l} = \frac{8 * 100}{3 * 5}$$

$$Q = 53,33 \text{ Kg/ml} \Rightarrow Q = 0,533 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Surcharge climatique du vent W**

La sollicitation extrême et dans le cas du vent sur pignon avec $C_{pi} = -0,3$

$$W = -1358.5 \text{ N/m}^2 \Rightarrow W = -1,3585 \text{ KN/m}^2.$$

La surcharge linéaire du vent est :

$$W = -1,3585 \cdot 1,4 \Rightarrow W = -1,902 \text{ KN/ml.}$$

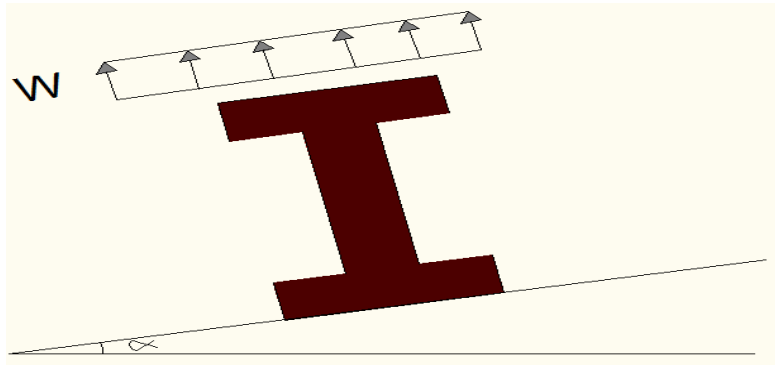


Figure III-6: charge du vent sur les pannes

➤ **La surcharge climatique de la neige S**

La neige sur la toiture est $S = 0,267 \text{ KN/m}^2$.

La charge linéaire de la neige sur la toiture est :

$$S = 0,267 \cdot 1,4 \Rightarrow S = 0,374 \text{ KN/ml.}$$

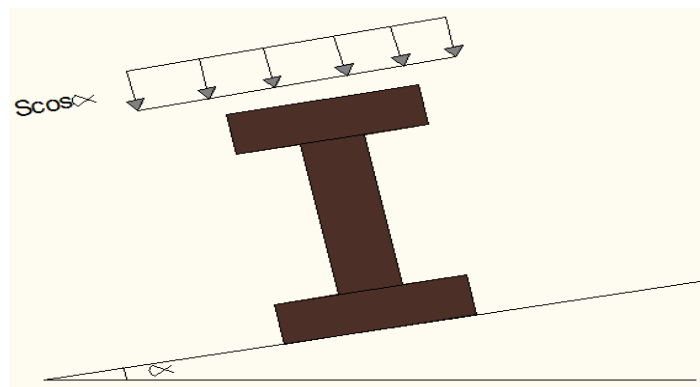


Figure III-7 : charge de la neige sur les pannes

III-2-1-2- les charges et surcharge appliquées

$G = 0,337 \text{ KN/ml.}$

$Q = 0,553 \text{ KN/ml.}$

$W = -1,902 \text{ KN/ml.}$

$S = 0,374 \text{ KN/ml.}$

Decomposition:

YY'(KN/ml)	ZZ'(KN/ml)
$G_{yy} = G \sin \alpha = 0,066$	$G_{zz} = G \cos \alpha = 0,330$
$Q_{yy} = Q \sin \alpha = 0,104$	$Q_{zz} = Q \cos \alpha = 0,523$
$W = 0$	$w_{zz} = W = -1,902$
$S_{yy} = S \sin \alpha = 0,073$	$S_{zz} = S \cos \alpha = 0,367$

Tableau III-1 : les charge est surcharge appliquées

III-2-1-3- combinaisons d'actions

- **Etat limite ultime**

Selon l'axe ZZ

$$1,35G + 1,5Q = 1,35 \cdot 0,33 + 1,5 \cdot 0,523 = 1,23 \text{ KN/ml.}$$

$$1,35G + 1,5S = 1,35 \cdot 0,33 + 1,5 \cdot 0,367 = 0,996 \text{ KN/ml.}$$

$$G + 1,5W = 0,33 + 1,5 \cdot (-1,902) = -2,523 \text{ KN/ml.}$$

Selon l'axe YY

$$1,35G + 1,5Q = 1,35 \cdot 0,066 + 1,5 \cdot 0,104 = 0,245 \text{ KN/ml.}$$

$$1,35G + 1,5S = 1,35 \cdot 0,066 + 1,5 \cdot 0,073 = 0,198 \text{ KN/ml.}$$

$$1,35G + 0W = 1,35 \cdot 0,33 = 0,4485 \text{ KN/ml.}$$

- **Etat limite service**

Selon l'axe ZZ

$$G + Q = 0,33 + 0,523 = 0,853 \text{ KN/ml.}$$

$$G + S = 0,33 + 0,367 = 0,697 \text{ KN/ml.}$$

$$G + W = 0,33 - 1,902 = -1,572 \text{ KN/ml.}$$

Salon l'axe YY

$$G + Q = 0,066 + 0,104 = 0,17 \text{ KN/ml.}$$

$$G + S = 0,066 + 0,073 = 0,139 \text{ KN/ml.}$$

$$G + 0W = 0,33 \text{ KN/ml.}$$

III-2-2-Pré-dimensionnement

Les pannes sont sollicitées à la flexion déviée (flexion bi axiale).

Elles doivent satisfaire les deux conditions suivantes :

- ✓ Condition de la flèche (**I'ELS**)
- ✓ Condition de la résistance (**I'ELU**)

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

❖ Vérification a l'ELS

La flèche à l'état limite de service se fait avec les charges et surcharges de service (non pondère) :

$$f \leq f_{adm}$$

Pour une poutre sur deux appuis uniformément charge (axe ZZ)

$$f_z = \frac{5 \cdot q_z \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} \cdot f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{500}{200} = 2,5 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5 \cdot q_z \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \Rightarrow I_y \geq \frac{5 \cdot q_{zs} \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot f_z} ; \text{ Avec } q_{zs} = G + W = 0,33 - 1,902 = -1,572 \text{ KN/ml.}$$

$$D'où : I_y \geq \frac{5 \cdot 1,572 \cdot 500^4 \cdot 10^{-2}}{384 \cdot 21000 \cdot 2,5} \Rightarrow I_y \geq \mathbf{243,67 \text{ cm}^4} .$$

Ce qui correspond à un IPE 120 avec : $I_y = 317,8 \text{ cm}^4$; $G = 10,4 \text{ Kg/ml}$; $I_z = 27,67 \text{ cm}^4$

On recalcule la condition de la flèche avec le poids réel :

$$G = (P_{\text{couverture}} + P_{\text{accessoire}}) \cdot e + P_{\text{panne}}$$

$$G = (9,65 + 3) \cdot 1,4 + 10,4 \Rightarrow G = \mathbf{0,281 \text{ KN/ml.}}$$

$$G_{zz} = G \cos \alpha = 0,276 \text{ KN/ml.}$$

$$G_{yy} = G \sin \alpha = 0,055 \text{ KN/ml.}$$

Les combinaisons les plus défavorables deviennent :

- **ELS**

Selon l'axe zz : $G + W = \mathbf{0,276 - 1,902 = -1,626 \text{ KN/ml.}}$

Selon l'axe yy : $G + Q = \mathbf{0,055 + 0,104 = 0,159 \text{ KN/ml}}$

- **ELU**

Selon l'axe zz : $G + 1,5W = \mathbf{0,276 + 1,5 \cdot (-1,902) = -2,577 \text{ KN/ml}}$

Selon l'axe yy : $\mathbf{1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 1,35 \cdot 0,055 + 1,5 \cdot 0,104 = 0,230 \text{ KN/ml.}}$

III-2-3- Dimensionnement des pannes

III-2-3-1- condition de la Fleche

Vérification de la Fleche suivant l'axe YY

$$f_y = \frac{5 \cdot q_{ys} \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_z} \leq f_{adm} = \frac{l}{200}$$

$$f_y = \frac{5 \cdot 0,159 \cdot 500^4 \cdot 10^{-2}}{384 \cdot 21000 \cdot 27,67} = 2,23 \text{ cm} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = 2,5 \text{ cm.}$$

La condition de la Flèche est vérifiée suivant l'axe YY.

Donc la condition de la flèche est vérifiée selon les deux axes alors on opte pour un **IPE 120**.

III-2-3-2- condition de la résistance l'ELU

À l'ELU il faut faire les vérifications suivant :

A) Vérification a la flexion déviée

Détermination de la classe de profile :

- Ame

$$d / t_w \leq 72\varepsilon ; \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1. \text{ (Tableau 5.3.1 ; feuille 1 ECO3).}$$

$$93,4/4,4 = 21,22 \leq 72 \cdot 1 = 72 \Rightarrow \text{Ame de classe 1.}$$

- Semelle

$$c / t_f = (b/2) / t_f \leq 10\varepsilon ; \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1. \text{ (Tableau 5.3.1 ; feuille 3 ECO3).}$$

$$(64/2)/6,3 = 5,08 \leq 10 \cdot 1 = 10 \Rightarrow \text{semelle de classe 1.}$$

Donc le profile est de classe 1.

Classe1 : section transversales pouvant former une rotule plastique avec la capacité de rotation requise pour une analyse plastique.

$\gamma_{mo} = 1$ (acier agréé).

La condition à vérifier est la suivant :

$$\left(\frac{M_y}{M_{pl,y}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{pl,z}} \right)^\beta \leq 1 \dots\dots\dots [\text{ECO 3 5.4.8(11) formule (5.35)}].$$

Section I : $\alpha = 2$ et $\beta = 5n \geq 1$; avec $n = N / N_{pl} = 0 \Rightarrow \beta = 1$ ($N = 0$, pas d'effort normal).

$$M_{sd} = \frac{Ql^2}{8} \dots [KN .m] .$$

$$\text{Selon zz: } M_{sdy} = \frac{Qz l^2}{8} = \frac{2,577 \cdot 5^2}{8} \Rightarrow M_{sdy} = 8,05 \text{ KN.ml.}$$

$$\text{Selon yy: } M_{sdz} = \frac{Qy l^2}{8} = \frac{0,23 \cdot 5^2}{8} \Rightarrow M_{sdz} = 0,72 \text{ KN/ml.}$$

Section transversales de classe 1 $M_{pl} = w_{pl} * f_y / \gamma_{m0}$ [KN.ml]..... [ECO3 5.4.5.2].

$$M_{ply} = w_{ply} * f_y / \gamma_{m0} = 60,73 * 23,5 / 1 = 14,27 \text{ KN.ml.}$$

$$M_{plz} = w_{plz} * f_y / \gamma_{m0} = 13,58 * 23,5 / 1 = 3,19 \text{ KN.ml.}$$

$$\left(\frac{M_y}{M_{pl,y}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{pl,z}} \right)^\beta \leq 1 \Rightarrow \left(\frac{8,05}{14,27} \right)^2 + \left(\frac{0,72}{3,19} \right)^1 = 0,54 \leq 1.$$

La flexion bi axiale est vérifiée.

B) Vérification au cisaillement

$V_{sd} \leq V_{plrd}$ (KN) [ECO3 5.4.6 formule (5.20)].

V_{plrd} : Est l'effort résistance plastique au cisaillement donne par :

$$V_{plrd} = A_v * f_y / (\gamma_{m0} * \sqrt{3}).$$

A_v est l'aire de cisaillement.

Profils en I: $A_{vz} = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$.

$$V_{sdy} = q_{uy} * \frac{1}{2} = 0,23 * \frac{5}{2} \Rightarrow V_{sdy} = 0,575 \text{ KN.}$$

$$V_{sdz} = q_{zs} * \frac{1}{2} = 2,577 * \frac{5}{2} \Rightarrow V_{sdz} = 6,44 \text{ KN.}$$

$$A_{vz} = 13,2 - (2 * 6,4 * 0,63) + (0,44 + 2 * 0,7) * 0,63 \Rightarrow A_{vz} = 6,3 \text{ cm}^2.$$

$$A_{vy} = A - A_{vz} = 6,9 \text{ cm}^2.$$

$$V_{plrdy} = 6,9 * 23,5 / (1 * \sqrt{3}) \Rightarrow V_{plrdy} = 93,62 \text{ KN.}$$

$$V_{plrdz} = 6,3 * 23,5 / (1 * \sqrt{3}) \Rightarrow V_{plrdz} = 85,48 \text{ KN.}$$

$$V_{sdz} = 6,44 \text{ KN} \leq V_{plrdz} = 85,48 \text{ KN} \text{ et } V_{sdy} = 0,575 \text{ KN} \leq V_{plrdy} = 93,62 \text{ KN.}$$

$$V_{sdy} = 0,575 \text{ KN} \leq 0,5 V_{plrdz} = 42,74 \text{ KN} \text{ et } V_{sdz} = 6,44 \text{ KN} \leq 0,5 V_{plrdy} = 46,81 \text{ KN.}$$

La résistance de la panne au cisaillement est vérifiée.

C) Vérification au diversement

$$M_{sd} \leq M_{brd}$$

$$M_{sdy} = 8,05 \text{ KN.ml, avec:}$$

$$G + 1,5W = -2,577 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{brd} = \chi_{it} * \beta_w * w_{ply} * f_y / \gamma_{m1} \text{ [KN.ml]} \dots \dots \dots \text{ [ECO3 5.5.2, formule (5.48)].}$$

$\beta_w = 1$: section de classe 1.

$$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{\beta_w \cdot W_{ply} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0,5} \dots \dots \dots [\text{ECO3 5.5.2(5)}].$$

M_{cr} : Moment critique élastique de déversement est donne par la formule suivant :

$$M_{cr} = \frac{C_1 \pi^2 E I_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 \cdot Z_g)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g) \right\} \dots \dots [\text{EC3Art F.1.3(1)}].$$

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.

K e K_w : les facteurs de longueur effectif avec :

Appuis simple : $K = 1$ (tableau f.1.2).

$K_w = 1$ (pas d'encastrement a l'extrémité).

C_1, C_2, C_3 : Facteur dépend des conditions de charge et d'encastrement ($K=1$).

$C_1 = 1,132$; $C_2 = 0,459$; $C_3 = 0,525$.

L : longueur de maintien latéral $L = 500\text{cm}$.

$I_t = 1,74\text{cm}^4$; $I_w = 890\text{cm}^6$; $I_z = 27,67\text{cm}^4$; $G = 0,4E$

G : module d'élasticité transversal

E : module d'élasticité longitudinal = $21000M_{pa}$.

$Z_a = -6\text{cm}$ sous le vent.

$Z_a = 6\text{cm}$ sous la charge verticale.

$Z_s = 0$ section doublement symétrique **ECO3 figure 1,1**.

$Z_j = 0$ section doublement symétrique **ECO3 art F1.1**.

$Z_g = Z_a - Z_s = \pm 6\text{ cm}$

$$M_{cr} = \frac{1,132 \pi^2 21000 \cdot 27,67}{(1 \cdot 500)^2} \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \cdot \frac{890}{27,67} + \frac{(1 \cdot 500)^2 \cdot 0,4 \cdot 1,74}{\pi^2 \cdot 27,67} + (0,459 \cdot 6)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0,459 \cdot (-6)) \right\}$$

$M_{cr} = 7,47\text{ Kn.ml}$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \cdot W_{ply} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1 \cdot 60,73 \cdot 23,5}{7,47}} \Rightarrow \overline{\lambda}_{LT} = 1,38$$

$1,38 > 0,4 \Rightarrow$ il ya risqué de diversement.

Courbe **a** $\Rightarrow \alpha = 0,21$ (**tableau 5.5.1 ECO3**).

Par interpolation linéaire on obtient la valeur de χ_{lt} dans le **tableau 5.5.2 ECO3**.

$$\chi_{lt} = 0,4703 + \frac{0,4179 - 0,4703}{1,4 - 1,3} * (1,38 - 1,3) \Rightarrow \chi_{lt} = 0,42838.$$

$$M_{brd} = 0,42838 * 1 * 60,73 * 23,5 / 1,1 \Rightarrow M_{brd} = 5,557 \text{ KN/ml.}$$

$M_{sd} = 8,05 \text{ KN.ml} > M_{brd} = 5,557 \text{ KN.ml}$, donc la stabilité de déversement des pannes avec IPE 120 n'est pas vérifiée on doit augmenter la section à IPE 140.

- La charge permanente $G = (9,65 + 3) * 1,4 + 12,9 = 0,3061 \text{ KN/ml}$.
 $G \cos \alpha = 0,3 \text{ KN/ml}$.
- La combinaison : $G + 1,5W = 0,3 * 1,5(-1,902) = -2,553 \text{ KN/ml}$.

$$M_{sdy} = q_z * l^2 / 8 \Rightarrow M_{sdy} = 7,98 \text{ KN.ml.}$$

$$I_t = 2,45 \text{ cm}^2 ; I_w = 1980 \text{ cm}^6 ; I_z = 44,92 \text{ cm}^4$$

$$Z_a = -7 \text{ cm sous le vent.}$$

$$Z_a = 7 \text{ cm sous la charge verticale}$$

$$Z_g = Z_a - Z_s = \pm 6 \text{ cm}$$

$$M_{cr} = \frac{1,132 \pi^2 21000 * 44,92}{(1 * 500)^2} \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \cdot \frac{1980}{44,92} + \frac{(1 * 500)^2 \cdot 0,4 * 2,45}{\pi^2 * 44,92} + (0,459 * 7)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0,459 * (-7)) \right\}$$

$$M_{cr} = 11,74 \text{ Kn.ml}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \cdot W_{ply} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1 * 88,34 * 23,5}{11,74}} \Rightarrow \overline{\lambda}_{LT} = 1,33.$$

$$\text{Interpolation linéaire : } \chi_{lt} = 0,4703 + \frac{0,4179 - 0,4703}{1,4 - 1,3} * (1,33 - 1,3) \Rightarrow \chi_{lt} = 0,45458.$$

$$M_{brd} = 0,45458 * 1 * 88,34 * 23,5 / 1,1 \Rightarrow M_{brd} = 8,58 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{sdy} = 7,98 \text{ KN/ml} \leq M_{brd} = 8,58 \text{ KN/ml}$$

Ce n'est pas vérifié pour IPE 120 Donc on augmente vers un IPE 140

Les propriétés de l'IPE 140 :

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P		A	H	b	t _f	t _w	d	I _y	I _z	W _{pl-y}	W _{pl-z}	i _y
	Kg/m	cm ²	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm
IPE140	12,9	16,4	140	73	6,9	4,7	112,2	541,2	44,92	88,34	19,25	5,74	1,65

Tableau III-2 : caractéristiques d'IPE140

III -3- Etude de l'échantignolle

III- 3-1 Définition

L'échantignolle est un dispositif de fixation Permettent d'attacher les pannes aux fermes ou aux traverses des portiques. Le principal effort de résistance de l'échantignolle est le moment de déversement dû au chargement (surtout sous l'action de soulèvement du vent).

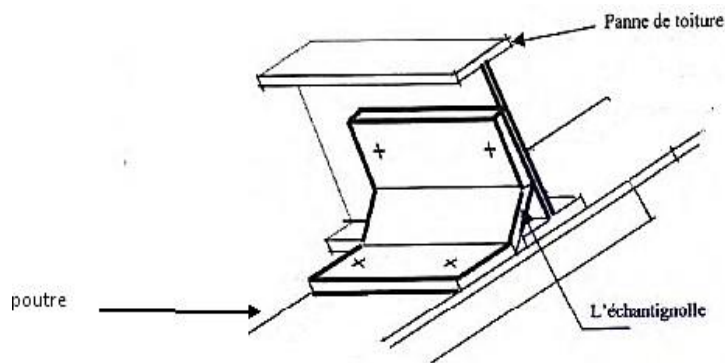


Figure III-8 : Vue en 3D de l'échantignolle

III-3-2-Dimensionnement de l'échantignolle

a. L'excentrement « t » :

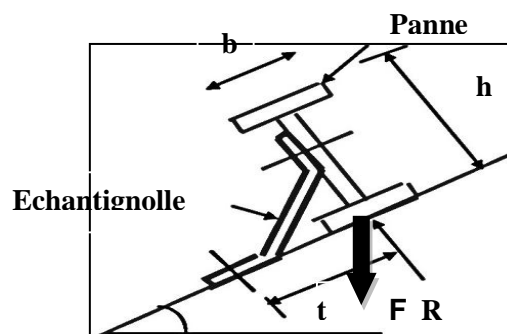


Figure III -9 : l'excentricité de l'échantignolle

L'excentrement « t » est limité par la condition suivante :

$$2 * \left(\frac{b}{2}\right) \leq t \leq 3 * \left(\frac{b}{2}\right)$$

Pour un IPE140 :

$$b=7,3 \text{ cm} \quad h=14 \text{ cm}$$

$$2 * \left(\frac{7,3}{2}\right) \leq t \leq 3 * \left(\frac{7,3}{2}\right)$$

$$7,3 \leq t \leq 10,95$$

Donc on prend $t = 9 \text{ cm}$.

Sous la combinaison $G_z+1.5W_z$ (soulèvement du vent) :

$$G=0,306 \text{ KN/m}$$

$$W=-1,901 \text{ KN/m}$$

$$G_{zz}=G\cos 11,24$$

$$G_{yy}=G\sin 11,24$$

$$q_{uz} = (G_z + 1,5W_z)$$

$$q_{uz} = 0,3 + 1,5 * (-1,901) = -2,551 \text{ KN/m}$$

$$q_{uy} = (1,35G_y + 1,5W_y) \quad W_y = 0$$

$$q_{uy} = (1,35 * 0,06) = 0,081 \text{ KN/m}$$

III-3-3- Calcul de réaction

L'effort **R** revenant à l'échantignolle n'est rien que la réaction d'appui des pannes. On prendra l'effort

Maximal correspondant à l'échantignolle intermédiaire (et non l'échantignolle de rive).

$$R_z = \frac{q_z * l}{2} = \frac{-2,551 * 5}{2} = -6,377 \text{ KN}$$

$$R_z = -6,377 \text{ KN}$$

$$R_y = \frac{0,375 * q_y * l}{2} = 0,375 * 0,081 * \frac{5}{2} = 0,075 \text{ KN}$$

$$R_y = 0,075 \text{ KN}$$

$$F_z = 2R_z = -12,75 \text{ KN}$$

$$F_y = 2R_y = 0,15 \text{ KN}$$

III-3-4- Calcul du moment de renversement

L'effort **R** risque de provoquer le pliage de l'échantignolle. Pour prévenir ce risque, il faut vérifier

Que le moment de renversement M_r ne dépasse pas le moment de pliage M_{pliage} .

$$M_r \leq M_{\text{pliage}}$$

$$M_r = F_y * \left(\frac{h}{2}\right) + F_z * t$$

$$M_r = 0,15 * \left(\frac{14}{2}\right) + 12,75 * 9 = 115,8 \text{ KN/m}$$

M_{pliage} : est le moment résistant au pliage de l'échantignolle. Généralement les échantignolles sont des éléments formés à froid. La classe de la section est au moins de classe 3.

Avec le calcul élastique on aura :

$$M_{\text{pliage}} = \frac{W_{\text{ely}} * f_y}{\gamma_{m0}} \geq M_r$$

$$W_{\text{ely}} \geq \frac{M_r * \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{115,8 * 1,1}{23,5} = 5,42 \text{ cm}^2 .$$

III-3-5- Epaisseur de l'échantignolle

Pour une section rectangulaire :

$$W_{\text{ely}} = \frac{b * e^2}{6}$$

$$I = \frac{b e^3}{12} y = \frac{e}{2}$$

$$W_{\text{el}} = \frac{I}{y} = \frac{\frac{b e^3}{12}}{\frac{e}{2}} = \frac{b e^2}{6}$$

$$\frac{b e^2}{6} \geq 5,42$$

On prend $b=20\text{cm}$

$$e \geq \frac{\sqrt{5,42 * 6}}{20}$$

$$e \geq 1,27 \text{ cm}$$

Soit :

$$e = 15 \text{ mm.}$$

III-4- Étude des lisses de bardages

Les lisses de bardage sont constituées de poutrelles (IPE, UAP) ou des profils minces plies disposées horizontalement, elles sont portées par les poteaux de portique ou éventuellement par les potelets intermédiaires. Les lisses sont destinées à reprendre les efforts du vent sur le bardage.

III-4-1- Vérification de la lisse de long pan

III-4-1-1-Evaluation des charges

➤ **Charges permanentes (G)**

Poids propre de bardage (panneaux sandwichs).....12,5Kg/m².

Poids propre d'accessoire d'attache.....3Kg/m².

Poids propre de l'IPE 140 (estimé)..... 12,9Kg/ml.

L'entre axe des lisses $e = 2\text{m}$

Les lisses sont simplement appuyées sur deux poteaux de portée $L = 5\text{m}$.

Nombre des lisses pour chaque paroi ($n=4$)

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

$$G = (12,9 + 3) * 2 + 12,9$$

$$G = 0,439 \text{KN/m}$$

➤ **Charge due au vent maximale sur les parois verticales (W)**

Calcul de la charge équivalente :

$$W_q = \frac{W(A) * L_a + W(B) * L_b}{L}$$

Avec : $L_b = L - L_a$

L : la longueur de la panne

L_a : La longueur de la zone A

L_b : La longueur de la zone B

$W(A)$: Charge de vent sur la zone A

$W(B)$: Charge de vent sur la zone B

W_q : Charge équivalente répartie sur la panne

$$L_b = 5 - 3,4 = 1,6\text{m}$$

$$W_q = \frac{-1,2342 * 3,4 + 1,0212 * 1,6}{5} = -1,166 \text{KN/m}^2$$

$$W = -1,166 * 2 = -2,332 \text{KN/m}$$

- L'état limite ultime (ELU) :
Sur l'axe z-z : $q_{uz} = 1,5 * (-2,332) = -3,498 \text{KN/m}$
Sur l'axe y-y : $q_{uy} = 1,35 * (0,439) = 0,592 \text{KN/m}$
- L'état limite service (ELS) :
Sur l'axe z-z : $q_{sz} = V = -2,332 \text{KN/m}$
Sur l'axe y-y : $q_{sy} = G = 0,439 \text{KN/m}$

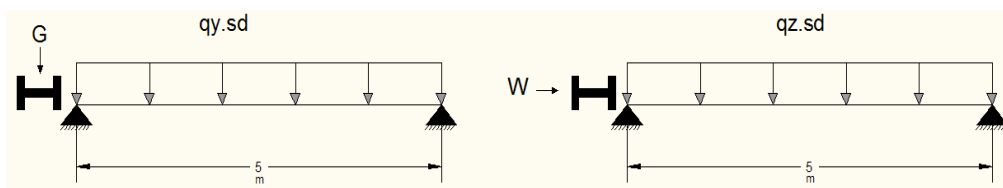


Figure III-10 : La répartition des charges sur les lisses de long pan

III-4-1-2- Condition de la flèche

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

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

$$f_z \leq \frac{1}{200} \quad \text{Avec } f_z = \frac{5 \cdot q_z \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y}; \quad \text{et } \frac{1}{200} = \frac{500}{200} = 2,5 \text{ cm.}$$

$$I_y \geq \frac{5 \cdot q_z \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot 2,5} \Rightarrow I_y \geq \frac{5 \cdot 2,332 \cdot 10^{-2} \cdot 500^4}{384 \cdot 21000 \cdot 2,5} \Rightarrow I_y \geq 361,4 \text{ cm}^4$$

D'après le tableau des profils des IPE on adopte IPE140 avec $I_y = 541 \text{ cm}^4$

Et leur poids propre = 12,9 kg/m

- **Vérification de la condition de la flèche**

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

$$f_z = \frac{5 \cdot q_z \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \cdot 2,332 \cdot 10^{-2} \cdot 500^4}{384 \cdot 21000 \cdot 541} = 1,67 \text{ cm} \leq f_{adm} = \frac{1}{200} = \frac{500}{200} = 2,5 \text{ cm}$$

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

$$f_y = \frac{5 \cdot q_y \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_z} = \frac{5 \cdot 0,439 \cdot 10^{-2} \cdot 500^4}{384 \cdot 21000 \cdot 44,9} = 3,78 \text{ cm} \geq f_{adm} = \frac{1}{200} = \frac{500}{200} = 2,5 \text{ cm}$$

La condition de flèche n'est pas vérifiée suivant yy

On utilise les suspentes à mi-travée de la lisse pour réduire la flèche.

$$f_y = \frac{5 \cdot q_y \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_z} = \frac{5 \cdot 0,439 \cdot 10^{-2} \cdot \left(\frac{500}{2}\right)^4}{384 \cdot 21000 \cdot 44,9} = 0,23 \text{ cm} \leq f_{adm} = \frac{1}{200} = \frac{500}{200} = 1,25 \text{ cm}$$

La flèche elle est vérifiée suivant l'axe yy.

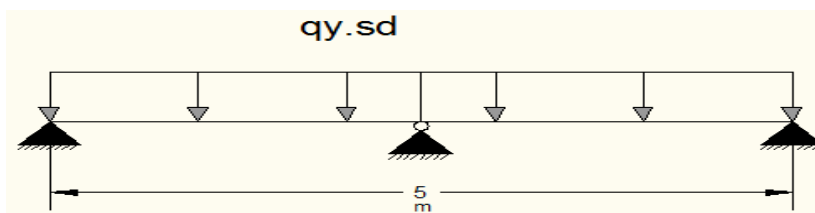


Figure III -11: Schéma statique de la lisse avec suspente

III-4-1-3- Condition de la résistance (ELU)

Sur l'axe z-z : $q_{uz} = 1,5W = 1,5 \cdot (-2,332) = -3,498 \text{ kN/m}$

Sur l'axe y-y : $q_{uy} = 1,35 \cdot (0,439) = 0,592 \text{ kN/m}$

a) **Vérification de la résistance (ELU)**

Sur l'axe z-z

$$M_{y,sd} = \frac{q_z^u l^2}{8} = \frac{3,498 \cdot 5^2}{8} = 10,93 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

Sur l'axe y-y :

$$M_{z,sd} = \frac{q_y^u l^2}{8} = \frac{0,592 \cdot (5/2)^2}{8} = 0,462 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

- Détermination de la classe des profilés

$$\text{Ame: } \frac{d}{tw} = \frac{112}{4,7} = 23,87 \leq 72\varepsilon = 72 \Rightarrow \text{Ame de classe 1}$$

$$\text{Semelle: } \frac{c}{t_f} = \frac{b}{t_f} = \frac{73}{6,9} = 5,28 \leq 10\varepsilon = 10$$

$$\text{Avec } \varepsilon = \sqrt{235/f_y} = \sqrt{235/235} = 1 \Rightarrow \varepsilon = 1$$

Donc la section est de classe 1 \Rightarrow calculé plastique

$$M_{pl,y,rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{88,3 \cdot 23,5 \cdot 10^{-2}}{1} = 20,75 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,z,rd} = \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{10,3 \cdot 23,5 \cdot 10^{-2}}{1} = 2,56 \text{ KN.m}$$

$$\text{Et la condition sera: } \left(\frac{M_y}{M_{pl,y}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{pl,z}} \right)^\beta < 1$$

$$\left(\frac{10,93}{20,75} \right)^2 + \left(\frac{0,462}{2,56} \right)^1 = 0,457 < 1$$

La flexion bi axiale est vérifiée.

b) Vérification au cisaillement

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{z,sd} \leq V_{plz,rd}$$

$$V_{y,sd} \leq V_{ply,rd}$$

$$V_{z,sd} = \frac{q_{z,sd} \cdot l}{2} = \frac{3,498 \cdot 5}{2} = 8,745 \text{ KN}$$

$$V_{y,sd} = 0,625 q_y \cdot \frac{l}{2} = 0,625 \cdot 0,592 \cdot \left(\frac{5}{2} \right) = 0,925 \text{ KN}$$

$$V_{plz,rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{mo}} = \frac{7,64 \cdot 23,5 / \sqrt{3}}{1} = 103,65 \text{ KN}$$

$$V_{ply,rd} = \frac{A_{vy} \cdot f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{mo}} = \frac{8,76 \cdot 23,5 / \sqrt{3}}{1} = 118,71 \text{ KN}$$

$$V_{z,sd} = 8,745 \text{ KN} \leq V_{plz,rd} = 103,65 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$V_{y,sd} = 0,925 \text{ KN} \leq V_{ply,rd} = 118,71 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

c) Vérification au déversement

$$M_{y,sd} \leq M_{b,rd}$$

$$M_{y,sd} = 10,93 \text{ KN.m}$$

d) Calcul du moment résistant au déversement

$$M_{b,rd} = X_{LT} * \beta_w \frac{W_{ply} * f_y}{\gamma_{m1}} ;$$

$$\beta_w = 1 \Rightarrow \text{Section de classe 1}$$

X_{LT} : coefficient de réduction en fonction de $\overline{\lambda}_{LT}$.

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w * W_{ply} * f_y}{M_{cr}}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0,5}$$

M_{cr} : est le moment critique de déversement.

e) Calcul de moment critique

$$M_{cr} = \frac{C_1 \pi^2 E I_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 \cdot Z_g)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g) \right\} \dots \text{EC3 Art F.1.2(1)}$$

$$G=0,4E \quad I_t = 2,45 \text{ cm}^4 \quad I_w = 1980 \text{ cm}^4 \quad I_z = 44,92 \text{ cm}^4 \quad (\text{correspondant IPE140})$$

G : module d'élasticité transversale

E = 210000 MPA : module d'élasticité longitudinal

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

$KEtK_w$: les facteurs de longueur effective avec :

$K=1$ appui simple (tableau F.1.2 EC03)

$K_w=1$ (pas d'encastrement aux extrémités) ; $L = 5\text{m}$

C_1, C_2, C_3 : Facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement ($K=1$).

$$C_1 = 1,132 \quad C_2 = 0,459 \quad (\text{tableau F.1.2 EC03})$$

L = longueur de maintien latéral = 500 cm.

$$Z_g = Z_a - Z_s$$

Z_g : est la distance du point d'application de la charge au centre de torsion de la section (Z_g est positif si la charge agit vers le centre de torsion et négatif dans le cas contraire)

Z_a : Coordonnée du point d'application de la charge

Z_s : Coordonnée du centre de cisaillement

$Z_a = -7\text{cm}$ Sous l'action du vent

$Z_s = 0$

$Z_j = 0$

$Z_g = Z_a - Z_s = -6\text{cm}$

$$M_{cr} = \frac{1,132\pi^2 2,1 * 10^4 * 44,92}{(500)^2} \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \cdot \frac{1980}{44,92} + \frac{(500 * 1)^2 * 0,4 * 2,45}{\pi^2 44,92} + (0,459 * 7)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0,459 * (-7)) \right\}$$

Donc : $M_{cr} = 11,73 \text{ KN.m} \Rightarrow \overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{ply}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{20,75}{11,73}} = 1,33$

$\overline{\lambda}_{LT} = 1,33 > 0,4$ donc il ya risque de diversement

Profilé laminé ; $\alpha = 0,21$; Courbe(a) $\Rightarrow X_{LT} \cong 0,4546$

On tire X_{LT} à partir du tableau 5.5.2 de L'EC03:

$M_{sdy} = 11,57 \text{ KN.m}$

$$M_{b,rd} = X_{LT} * \beta_w \frac{W_{ply} * f_y}{\gamma_{m1}} = 0,4546 * 1 \frac{88,3 * 23,5}{1,1} \Rightarrow M_{b,rd} = 8,57 \text{ KN.m}$$

$M_{sdy} = 11,57 \text{ KN.m} > M_{b,rd} = 8,57 \text{ KN.m}$

Donc la stabilité au déversement n'est vérifiée avec IPE140 on augmente la section

On prend IPE 160

$I_t = 3,6\text{cm}^4$ $I_w = 3960\text{cm}^4$ $I_z = 68,31 \text{ cm}^4$ (Correspondant IPE160)

$$M_{cr} = \frac{1,132\pi^2 2,1 * 10^4 * 68,3}{(500)^2} \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \cdot \frac{1980}{44,92} + \frac{(500 * 1)^2 * 0,4 * 3,6}{\pi^2 68,3} + (0,459 * 8)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0,459 * (-8)) \right\}$$

$M_{cr} = 17,81 \text{ KN.m}$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{ply}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{124 * 23,5 * 10^{-2}}{17,81}} = 1,27$$

$X_{LT} \cong 0,4882$

$$M_{b,rd} = X_{LT} * \beta_w \frac{W_{ply} * f_y}{\gamma_{m1}} = 0,4882 * 1 \frac{124 * 23,5}{1,1} \Rightarrow M_{b,rd} = 12,93 \text{ KN}$$

$M_{sdy} = 11,57 \text{ KN.m} < M_{b,rd} = 12,93 \text{ KN.m}$

Donc la stabilité au déversement est vérifiée avec IPE160.

Les propriétés de l'IPE160

Profile	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	H Mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE160	15,8	20,1	160	82	7,4	5	127,2	869,3	68,31	123,9	26,10	6,58	1,84

Tableau III-3: Caractéristiques de l'IPE 160

III-4-1-4- Calculs des liernes de long-pan

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

La réaction **R** au niveau du lierne :

$$R = 1,25(1.35G) \cdot \frac{1}{2} = 1,25 (1,35 \times 0,439) \times 2,5 = 1,85 \text{ KN}$$

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

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{1,85}{2} = 0,926 \text{ KN}$$

Effort de traction dans le tronçon L2.

$$T_n = R + T_{n-1}$$

$$T_2 = R + T_1$$

$$T_2 = 1,85 + 0,926 = 2,776 \text{ KN}$$

Effort de traction dans le tronçon L3

$$T_3 = R + T_2 = 1,85 + 2,776 = 4,626 \text{ KN}$$

Effort dans les diagonales L4

$$2T_4 \sin \theta = T_3$$

$$T_4 = \frac{T_3}{2 \sin \theta} = \frac{4,626}{2 \sin 39,8} = 3,61 \text{ KN} \quad \theta = \arctg \frac{2,5}{3}$$

$$T_4 = 3,61 \text{ KN}$$

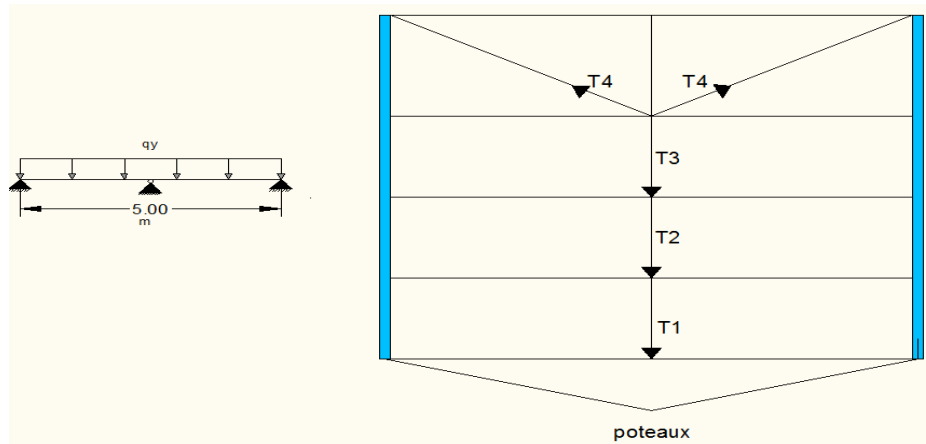


Figure III-12: Efforts dans les liernes de long-pan

2. Calcul de la section des liernes

Le tronçon le plus sollicité est L3

$$T_3 = N_{sd} = 4,626 \text{ KN}$$

Les liernes travaillent en traction $N_{sd} \leq N_{pl,rd}$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A \geq \frac{(N_{sd} \cdot \gamma_{m0})}{f_y} = \frac{4,626}{23,5} = 0,196 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \cdot \emptyset^2}{4} \geq 0,196 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset = \sqrt{\frac{0,196 \cdot 4}{\pi}} = 0,5 \text{ cm}$$

On prend $\emptyset = 10 \text{ mm}$, Pour des raisons sécuritaires et pratiques, on opte pour une barre ronde de diamètre $\emptyset = 10 \text{ mm}$

III-4-2- dimensionnement des lisses de pignon

III-4-2-1- Evaluation des charges

➤ Charges permanentes (G)

- Poids propre de bardage (panneaux sandwichs).....**12,5kg/ m²**
- Poids propre d'accessoire d'attache.....**3kg/m²**
- Poids propre de lisse (estimé).....**12,9kg/m²**

Les lisses de pignon les plus sollicités sont appuyées sur un poteau et un potelet espace entre eux est de 10,15m, elles sont soumises à la flexion bi axiale (voir **la figure III.**).

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

e : espacement entre les lisses (e=2m)

$$G = (12,9+3)*2+12,9$$

$$G = 0,439 \text{ KN/m}$$

➤ **Charge due au vent maximal sur le pignon (W)**

$$W = 1,221 * 2 = 2,442 \text{ KN/m}$$

- L'état limite ultime (ELU) :
 Sur l'axe z-z : $q_{uz} = 1,5 * (2,442) = 3,663 \text{ KN/m}$
 Sur l'axe y-y : $q_{uy} = 1,35 * (0,439) = 0,592 \text{ KN/m}$
- L'état limite service (ELS) :
 Sur l'axe z-z : $q_{sz} = V = 2,442 \text{ KN/m}$
 Sur l'axe y-y : $q_{sy} = G = 0,439 \text{ KN/m}$

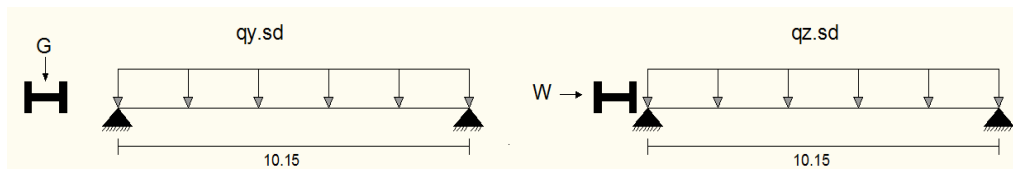


Figure III -13 : la répartition des charges sur les lisses de pignon

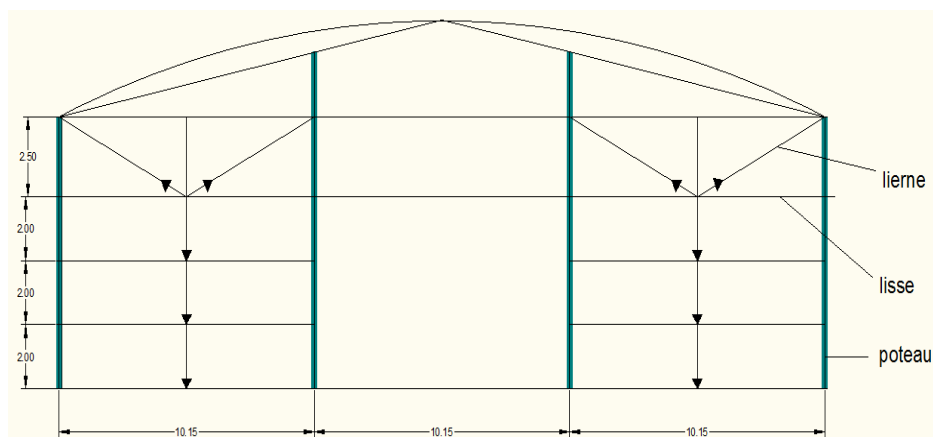


Figure III -14 : Disposition des potelets et les lisses sur le pignon

III-4-2-2- Condition de la flèche

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

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

$$f_z \leq \frac{l}{200} \quad \text{Avec} \quad f_z = \frac{5 * q_z * l^4}{384 * E * I_y} ; \text{ et } \frac{l}{200} = \frac{1015}{200} = 5,075 \text{ cm.}$$

$$I_y \geq \frac{5q_z * l^4}{384 * E * 5,075} \Rightarrow I_y \geq \frac{5 * 2,442 * 10^{-2} * 1015^4}{384 * 21000 * 5,075} \Rightarrow I_y \geq 3140 \text{ cm}^4$$

D'après le tableau des profils des IPE on adopte IPE240 avec $I_y=3892 \text{ cm}^4$

Et leur poids propre /ml=30,7 kg/m

$$G = (12,5 + 3) * 2 + (30,7) = \text{Kg/ml}$$

$$q_{sy} = 0,617 \text{ KN/m}$$

$$q_{sz} = -2,442 \text{ KN/m}$$

$$q_{uy} = 1,35 * q_{sy} = 0,833 \text{ KN/m}$$

$$q_{uz} = 1,5 * q_{sz} = 3,663 \text{ KN/m}$$

Vérification de la flèche pour l'IPE 240 avec $L=762 \text{ cm}$:

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

$$f_z = \frac{5 * q_z * l^4}{384 * E * I_y} = \frac{5 * 2,442 * 10^{-2} * 1015^4}{384 * 21000 * 3892} = 4,13 \text{ cm} \leq \frac{l}{200} = \frac{1015}{200} = 5,075 \text{ cm}$$

La flèche selon l'axe zz elle est vérifiée.

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

$$f_y = \frac{5 * q_y * l^4}{384 * E * I_z} = \frac{5 * 0,616 * 10^{-2} * 1015^4}{384 * 21000 * 284} = 14,27 \text{ cm} > \frac{l}{200} = \frac{1015}{200} = 5,075 \text{ cm}$$

La condition de flèche est non vérifiée suivant l'axe yy. On utilise les suspentes à mi-travée de la lisse pour réduire la flèche.

$$f_y = \frac{5 * q_y * l^4}{384 * E * I_z} = \frac{5 * 0,616 * 10^{-2} * \left(\frac{1015}{2}\right)^4}{384 * 21000 * 284} = 0,892 < \frac{l}{200} = \frac{\left(\frac{1015}{2}\right)}{200} = 2,53 \text{ cm}$$

III-4-2-3- Condition de la résistance (ELU)

Sur l'axe z-z : $q_{uz} = 1,5 * w = 1,5 * (-2,442) = -3,663 \text{ KN/m}$

Sur l'axe y-y : $q_{uy} = 1,35 * G = 1,35 * (0,617) = 0,833 \text{ KN /ml}$.

a) Vérification de la résistance (ELU)

Sur l'axe z-z :

$$M_{ys, d} = \frac{q_{z*1}^u}{8} = \frac{3,663 * 10,15^2}{8} = 47,17 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

Sur l'axe y-y :

$$M_{z,s,d} = \frac{q_y^u l^2}{8} = \frac{0,833 * (10,15/2)^2}{8} = 2,68 \frac{KN}{m}$$

Donc la section est de classe 1

Le profilé est de classe 1 donc $\gamma_{m0}=1$.

$$M_{pl,y,rd} = \frac{W_{ply} * f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{367 * 23,5 * 10^{-2}}{1} = 86,24 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,z,rd} = \frac{W_{plz} * f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{73,9 * 23,5 * 10^{-2}}{1} = 17,36 \text{ KN.m}$$

Et la condition sera : $\left(\frac{M_y}{M_{pl,y}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{pl,z}}\right)^\beta \leq 1$

$$\left(\frac{47,17}{86,24}\right)^2 + \left(\frac{2,68}{17,36}\right)^1 = 0,45 \leq 1$$

⇒ Condition de flexion bi axiale elle est vérifiée pour les lisses de pignon.

b) Vérification au cisaillement

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{z,sd} \leq V_{plz,rd}$$

$$V_{y,sd} \leq V_{ply,rd}$$

$$V_{z,sd} = \frac{q_{z,sd} * l}{2} = \frac{3,663 * 10,15}{2} = 18,58 \text{ KN}$$

$$V_{y,sd} = 0,625 q_y * \frac{l}{2} = 0,625 * 0,833 * \left(\frac{10,15}{2}\right) = 2,64 \text{ KN}$$

$$V_{plz,rd} = \frac{A_{vz} * f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{m0}} = \frac{19,1 * 23,5 / \sqrt{3}}{1} = 259,14 \text{ KN}$$

$$V_{ply,rd} = \frac{A_{vy} * f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{m0}} = \frac{20 * 23,5 / \sqrt{3}}{1} = 271,35 \text{ KN}$$

$$V_{z,sd} = 18,58 \text{ KN} \leq V_{plz,rd} = 259,14 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$V_{y,sd} = 2,64 \text{ KN} \leq V_{ply,rd} = 271,35 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc la résistance des lisses (IPE240) au cisaillement est vérifiée.

c) Vérification au déversement

$$M_{y,sd} \leq M_{b,rd}$$

f) Calcul du moment sollicité

$$M_{y,sd} = \frac{q_z^u l^2}{8} = \frac{3,663 * 10,15^2}{8} = 47,17 \text{ KN.m}$$

g) Calcul du moment résistant au déversement

$$M_{b,rd} = X_{LT} * \beta_w \frac{W_{ply} * f_y}{\gamma_{m1}} ;$$

$$\beta_w = 1 \Rightarrow \text{Section de classe 1}$$

X_{LT} : Coefficient de réduction en fonction de $\overline{\lambda}_{LT}$.

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w * W_{ply} * f_y}{M_{cr}}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0,5}$$

M_{cr} : est le moment critique de déversement.

h) Calcul de moment critique

$$M_{cr} = \frac{C_1 \pi^2 E I_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 \cdot Z_g)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g) \right\} \dots \text{EC3 Art F.1.2(1)}$$

Pour $L=1015\text{cm}$ de IPE 240 avec :

$$G=0,4E \quad I_t = 12,88\text{cm}^4 \quad I_w = 3739\text{cm}^4 \quad I_z = 44,92 \text{ cm}^4 \quad (\text{correspondant IPE240})$$

$$C_1=1,132 ; \quad C_2 = 0,459 ; \quad Z_g = -\frac{h}{2} = -12 \text{ cm}$$

$$M_{cr} = \frac{1,132 \pi^2 2,1 * 10^4 * 284}{(1015)^2} \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \cdot \frac{3739}{284} + \frac{(1015 * 1)^2 * 0,4 * 12,88}{\pi^2 284} + (0,459 * 12)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0,459 * (-12)) \right\}$$

$$M_{cr} = 32 \text{ KN.m}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{ply}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{367 * 23,5 * 10^{-2}}{32}} = 1,64$$

$\overline{\lambda}_{LT} = 1,64 > 0,4$ donc il ya risque de diversement

Profilé laminé ; $\alpha = 0,21$; Courbe(a) $\Rightarrow X_{LT} \approx 0,3196$

On tire X_{LT} à partir du **tableau 5.5.2 de L'EC03**:

$$M_{sdy} = 47,17 \text{ KN.m}$$

$$M_{b,rd} = X_{LT} * \beta_w \frac{W_{ply} * f_y}{\gamma_{m1}} = 0,3196 * 1 \frac{367 * 23,5}{1,1} \Rightarrow M_{b,rd} = 25,05 \text{ KN}$$

$$M_{sdy} = 47,17 \text{ KN.m} > M_{b,rd} = 25,05 \text{ KN.m}$$

Donc la stabilité au déversement n'est vérifiée avec IPE240, IPE270 on augmente la section

On prend IPE 300

$$I_t = 20,20 \text{ cm}^4 \quad I_w = 12590 \text{ cm}^4 \quad I_z = 604 \text{ cm}^4 (\text{Correspondant IPE300})$$

$$M_{cr} = \frac{1,132\pi^2 2,1 * 10^4 * 604}{(1015)^2} \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \cdot \frac{12590}{604} + \frac{(1015 * 1)^2 * 0,4 * 20,20}{\pi^2 604} \right. \right. \\ \left. \left. + (0,459 * 15)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0,459 * (-15)) \right\}$$

$$M_{cr} = 62,13 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{ply}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{6285 * 23,5 * 10^{-2}}{62,13}} = 1,54$$

$$X_{LT} \cong 0,3567$$

$$M_{b,rd} = X_{LT} * \beta_w \frac{W_{ply} * f_y}{\gamma_{m1}} = 0,3567 * 1 \frac{628,4 * 23,5}{1,1} \Rightarrow M_{b,rd} = 47,88 \text{ KN}$$

$$M_{sdy} = 47,17 \text{ KN.m} \leq M_{b,rd} = 47,88 \text{ KN.m.}$$

Donc la stabilité au déversement est vérifiée avec IPE300.

Les prospérités de l'IPE300

Profile	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	H Mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE300	42,2	53,8	300	150	10,7	7,1	248,6	3356	603,8	628,4	125,2	12,46	3,35

Tableau III-4 : Caractéristiques de l'IPE 300

III-4-2-4- Calculs des liernes de pignon

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

La Réaction **R** au niveau du lierne :

$$R = 1,25(1,35G) * \frac{1}{2} = 1,25 (1,35 * 0,732) * \frac{10,15}{2} = 6,26 \text{ KN}$$

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

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{6,26}{2} = 3,13 \text{ KN}$$

Effort de traction dans le tronçon L2.

$$T_n = R + T_{n-1}$$

$$T_2 = R + T_1$$

$$T_2 = 6,26 + 3,13 = 9,39 \text{ KN}$$

Effort de traction dans le tronçon L3

$$T_3 = R + T_2 = 15,65 \text{ KN}$$

Effort dans les diagonales L4

$$2T_4 \sin \theta = T_3$$

$$T_4 = \frac{T_3}{2 \sin \theta} = 32,73 \text{ KN} \quad \theta = \arctg \frac{2,5}{10,15} = 13,83$$

$$T_4 = 32,73 \text{ KN}$$

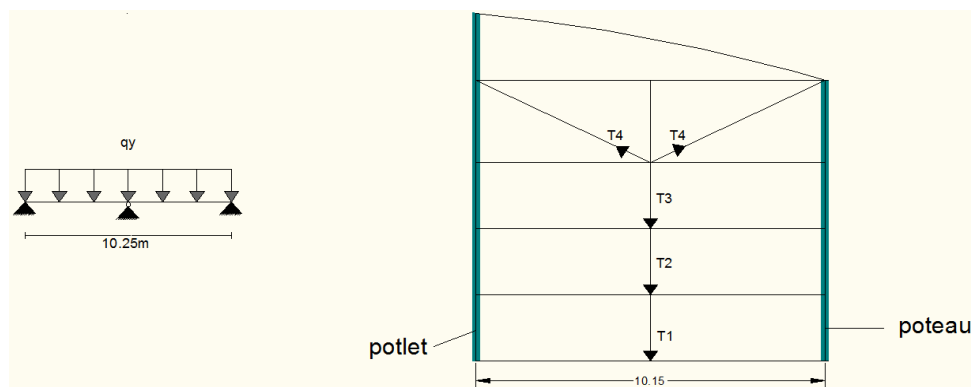


Figure III-15 : effort dans les liernes

2. Calcul de la section des liernes

Le tronçon le plus sollicité est L3

$$T_3 = N_{sd} = 15,65 \text{ KN}$$

Les liernes travaillent en traction $N_{sd} \leq N_{pl,rd}$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A \geq \frac{(N_{sd} \cdot \gamma_{m0})}{f_y} = \frac{15,65}{23,5} = 0,66 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \cdot \emptyset^2}{4} \geq 0,666 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset = \sqrt{\frac{0,666 \cdot 4}{\pi}} = 0,92 \text{ cm}$$

On prend $\varnothing = 10 \text{ mm}$

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

III-5-les potelets

Ce sont des éléments secondaires souvent des profilés en **I** ou en **H** prévus sur le pignon pour réduire la porte entre les poteaux et diminuer la porte des lisses supportant le bardage isolant . Ils sont sollicités en flexion composée :

- Une flexion sous l'action du vent sur les parois du pignon
- Une compression sous l'action des charges permanent dues au poids propre des lisses, bardage, et celui du potelet lui-même.

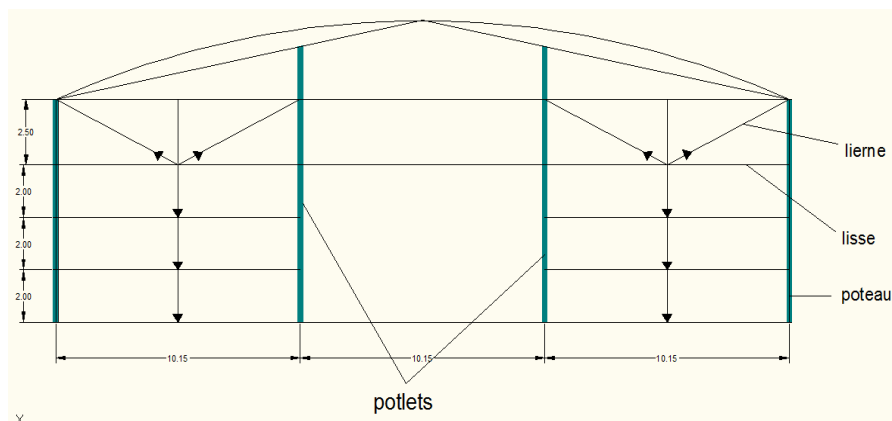


Figure III-16 : la disposition des deux potelets

III-5-1-Condition de la Fleche

La condition de la fleche sous le vent :

$$W = 1,221 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow W = 1,221 * 10,15 = 12,39 \text{ KN/ml.}$$

$$f_z = \frac{5 * q_z * l^4}{384 * E * I_y} \leq \frac{l}{200} = \frac{1051,7}{200} = 5,25 \text{ cm.}$$

$$I_y \geq \frac{512,39 * 10^{-2} * (1051,7)^4}{384 * 21000 * 5,25} \Rightarrow I_y \geq 17901,89 \text{ cm}^4.$$

Donc on opte pour un HEA 300.

$$I_y = 18260 \text{ cm}^4; I_z = 6310 \text{ cm}^4; G = 88,3 \text{ Kg/ml.}$$

III-5-2-détermination de sollicitation

➤ **Charge permanent (G) :**

- Poids propre de la lisse (IPE300) :**42,2Kg/ml**
- Poids propre de bardage :**12Kg/ml**
- Poids d'Accessoire de pose :**3Kg/ml**

- Poids propre du potelet (HEA300) : **88,3Kg/ml**
- L'entre axe des potelets : **10, 15m**
- Longueur des lisses : **10,15m**
- Hauteur du potelet : **10, 517m**

$$G = (P_{\text{lisse}} * L_{\text{lisse}} * N_{\text{lisse}}) + (P_{\text{bardage}} + P_{\text{accessoire}}) * (e * H_{\text{potlet}}) + (P_{\text{potlet}} * H_{\text{potlet}}).$$

$$G = (42,2 * 10,15 * 4) + (12+3) * (10,15 * 10,517) + (88,3 * 10,517)$$

$$G = 42,43 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Charge variable de vent(W)**

$$W = 1,221 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad W = 1,221 * 10,15 = 12,39 \text{ KN/ml.}$$

III-5-3- vérification de la stabilité de potelet

a) Vérification de l'effort axial

On vérifie la formule suivant :

$$N_{sd} \leq \text{Min} \left(0,25 * N_{plrd} ; 0,5 * \frac{A_w * f_y}{\gamma_{mo}} \right)$$

$$N_{sd} = 1,35 * G \Rightarrow N_{sd} = 1,35 * 42,43 \Rightarrow N_{sd} = 57,28 \text{ KN.}$$

$$A_w = A - 2bt_f.$$

$$A_w = 112,5 - 2 * 30 * 1,4 = 28,5 \text{ Cm}^2.$$

$$N_{plrd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{mo}} \text{ (KN) [ECO3 5.4.4 (a)].}$$

$$N_{plrd} = \frac{112,5 * 23,5}{1} \Rightarrow N_{plrd} = 2644 \text{ KN.}$$

$$0,25 * N_{plrd} = 660,93 \text{ KN.}$$

$$\frac{28,5 * 23,5}{1} = 669,75 \text{ KN} \Rightarrow 0,5 * \frac{A_w * f_y}{\gamma_{mo}} = 334,87 \text{ Kn.}$$

$$N_{sd} = 57,28 \leq \text{min} (660,93 \text{ KN}; 334,87 \text{ KN}) \Rightarrow N_{sd} = 57,28 \text{ KN} \leq 334,87 \text{ KN.}$$

Donc la condition est vérifiée.

b) Vérification de l'effort tranchant

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{plrd}$$

$$V_{sd} = \frac{1,5 * 12,39 * 10,517}{2} \Rightarrow V_{sd} = 97,73 \text{ KN.}$$

$$V_{plrd} = \frac{37,28 * 23,5}{1 * \sqrt{3}} \Rightarrow V_{plrd} = 505,80 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = 97,73 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 505,80 \text{ KN.}$$

Donc la condition est vérifiée.

c) Vérification a la flexion

Pour cette vérification en utilise la formule suivante :

$$M_{sd} \leq M_{plrd}$$

$$M_{sd} = \frac{12,39 \cdot 10,517^2}{8} \Rightarrow M_{sd} = 256,95 \text{ KN.m.}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow M_{plrd} = 325,00 \text{ KN.m.}$$

$$M_{sd} = 256,95 \text{ KN.m} \leq M_{plrd} = 325 \text{ KN.m.}$$

Donc la condition est vérifiée.

d) Calcul au déversement sous N_{sd} et M_{pl}

Pour la section de classe 2 on va vérifier le déversement avec cette condition :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot \left(A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}} \right)} + \frac{K_y \cdot M_{ysd}}{\chi_{lt} \cdot \frac{W_{PLY} \cdot f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{k_z \cdot M_{zsd}}{\frac{W_{PLZ} \cdot f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1 \dots \dots \dots \text{ [ECO3 5.5.4(1) formule (5.52)].}$$

Avec:

$$N_{ysd} = 57,28 \text{ KN.}$$

$$M_{ysd} = 256,95 \text{ KN.m}$$

i) Calcul de longueur de flambement

La longueur de flambement c'est : $I_{ky} = 10,517 \text{ m}$

La longueur de flambement c'est $I_{kz} = 2 \text{ m}$

j) Calcul les élancements

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_y = \frac{I_{ky}}{i_y} = \frac{1051,7}{12,47} = 84,34 \\ \lambda_z = \frac{I_{kz}}{i_z} = \frac{200}{7,49} = 26,70 \end{array} \right.$$

k) Calcul de l'élancement critique

Acier S 235:

$$\varepsilon = \left(\frac{235}{f_y} \right)^{0,5} = 1$$

$$\lambda_{cr} = 93,9 \varepsilon \Rightarrow \lambda_{cr} = 93,9$$

l) Classe de la section

Classe de l'âme (flexion composée) **tableau 5.3.1 (feuille1) ECO3:**

$$\alpha = \frac{1}{d} * \frac{d+d_c}{2} \leq 1$$

$$d_c = N_{sd}/t_w * f_y = 57,28/8,5 * 23,5 \Rightarrow 2,87 \text{ cm}; d = 20,8 \text{ cm.}$$

$$\alpha = \frac{1}{20,8} * \frac{20,8+2,87}{2} = 0,57 \leq 1$$

$$d/t_w = \frac{20,8}{0,85} = 24,47 \leq \frac{396\varepsilon}{13*\alpha-1} = 61,77 \Rightarrow \text{âme de classe 1.}$$

Classe de la semelle (comprime) **tableau 5.3.1 (feuille 3) Eco3 :**

$$c/t_f = b/2 * t_f = 300/2 * 14 = 10,71 \leq 11\varepsilon \Rightarrow \text{âme de classe 2}$$

La section HEA 300 est de classe 2.

Classe 2 : section transversales pouvant développer leur moment de résistance plastique, mais avec une capacité de rotation limitée.

m) Calcul de l'élancement critique

$$\bar{\lambda}_y = (\lambda_y / \lambda_{cr}) * \sqrt{\beta_w} = (84,34/93,9) * \sqrt{1} = 0,89 \approx 0,9 > 0,2, \text{ il ya risque de flambement.}$$

$$\bar{\lambda}_z = (\lambda_z / \lambda_{cr}) * \sqrt{\beta_w} = (26,70/93,9) * \sqrt{1} = 0,28 > 0,2, \text{ il ya risque de flambement.}$$

n) Calcul de coefficient de réduction

$$\chi = \min(\chi_y, \chi_z).$$

Choix de courbe de flambement **tableau 5.5.3 ECO3**

Pour HEA 300: h = 290mm; b = 300mm; t_f = 14mm.

$$h/b = 290/300 = 0,96 \leq 1,2.$$

$$t_f = 14\text{mm} \leq 100\text{mm}$$

Axe yy : courbe b $\Rightarrow \alpha = 0,34$ (**tableau 5.5.1 ECO3**).

Axe zz : courbe c $\Rightarrow \alpha = 0,49$ (**tableau 5.5.1 ECO3**).

$$\chi = \frac{1}{(\varphi + (\varphi^2 - \lambda^2))^{0,5}} \quad \text{avec } \chi \leq 1.$$

$$\varphi = 0,5[1 + \alpha(\lambda - 0,2) + \lambda^2] \quad ; \text{ avec } \alpha \text{ facteur d'imperfection.}$$

$$\varphi_z = 0,5[1 + 0,49(0,28 - 0,2) + 0,28^2] = 0,55$$

$$\chi_z = \frac{1}{(0,55 + (0,55^2 - 0,28^2))^{0,5}} \Rightarrow \chi_z = 0,97$$

$$\varphi_y = 0,5[1+0,34(0,9-0,2)+0,9^2] = 1,02.$$

$$\chi_y = \frac{1}{(1,02+(1,02^2-0,9^2))^{0,5}} \Rightarrow \chi_y = 0,67$$

$$\chi_{\min} = \min(0,67, 0,97) \Rightarrow \chi_{\min} = 0,67.$$

$$\beta_w = 1 \Rightarrow \text{section de classe 2.}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \cdot W_{ply} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0,5}.$$

$$K = K_w = 1; Z_g = \pm 14,5 \text{ cm}; I_z = 6310 \text{ cm}^4; I_w = 120000 \text{ cm}^6; I_t = 85,17 \text{ cm}^4.$$

$$M_{cr} = \frac{C_1 \pi^2 E I_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 \cdot Z_g)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g) \right\}$$

$$M_{cr} = \frac{1,132 \pi^2 21000 \cdot 6310}{(1051,7)^2} \left\{ 1 \frac{120000}{6310} + \frac{(1051,7)^2 \cdot 0,4 \cdot 85,17}{\pi^2 \cdot 6310} + (0,459 \cdot 14,5)^2 \right\}^{\frac{1}{2}} - (0,459 \cdot (-14,5))$$

$$M_{cr} = 435,005 \text{ Kn.ml.}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{325}{435,005}} = 0,86 > 0,4 \text{ donc il ya risque de diversement.}$$

$$\alpha = 0,34 \Rightarrow \text{courbe b}$$

Par interpolation linéaire on obtient :

$$\chi_{lt} = 0,7245 + \frac{0,6612+0,7245}{0,9-0,8} \cdot (0,86 - 0,8) = 0,68652.$$

o) Calcul de facteur d'amplification K_{lt}

$$\mu_{lt} = 0,15 \cdot \lambda_z \cdot \beta_{mlt} = -0,15. \quad \text{Avec } \mu_{lt} \leq 0,9$$

$$\mu_{lt} = 0,15 \cdot 0,28 \cdot 1,3 - 0,15 \Rightarrow \mu_{lt} = -0,095$$

$$K_{lt} = 1 - \frac{\mu_{lt} \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} \quad \text{avec } K_{lt} \leq 1.$$

$$K_{lt} = 1 - \frac{-0,095 \cdot 57,28}{0,97 \cdot 112,5 \cdot 23,5} \Rightarrow K_{lt} = 1$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_{lt} \cdot M_{ysd}}{\chi_{lt} \cdot W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} = \frac{57,28}{0,97 \cdot 112,5 \cdot \frac{23,5}{1,1}} + \frac{1 \cdot 256,95}{0,68652 \cdot 1383 \cdot \frac{23,5}{1,1}} = 0,0372 \leq 1$$

La condition est vérifiée.

Donc pour les potelets en opte un HEA300

Caractéristique du profil HEA 300

Profile	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	H Mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
HEA300	88,3	112,5	290	300	14	8,5	208	18260	6310	1383	641,2	12,47	7,49

Tableau III -5- caractéristiques de HEA 300

III-6- Etude de plancher

III-6-1- Introduction

Le plancher mixte collaborant est constitué de poutres solives, supportant des bacs en acier utilisés comme coffrage perdu, comportant un léger treillis d'armature destiné à limiter la fissuration du béton due au retrait et aux effets de température. Dans ce type de plancher, le bac acier sert de plan de travail lors du montage, de coffrage de béton et d'armature inférieure pour la dalle après durcissement du béton. Elle peut également servir de :

- Contreventement horizontal provisoire lors du montage

Pour cela, il faut prévoir des dispositifs de liaison (connecteur), à l'interface acier/béton, qui solidarise la dalle et la poutre entre elles et évitent leur glissement mutuel.

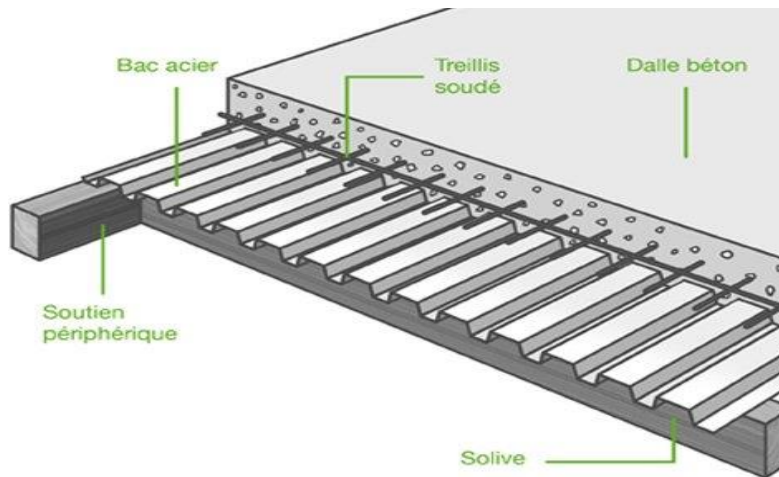


Figure III -17 : plancher collaborant

- La dalle en béton armée $t = 15,5$ cm.
- Tôle HI_BOND 55-750 : $t = 0,88$ cm, poids $G = 11,23$ Kg/m²
- Module de Young : $E_a = 21 \cdot 10^4$ MPA.
- Le béton de classe 25/30 : $E_{cm} = 30500$ MPA.
- Le coefficient d'équivalence : $n = (E_a/E_{cm}) = (21 \cdot 10^4/30500) = 6,88$
- Le coefficient de retrait de béton : $\varepsilon = 2 \cdot 10^{-4}$

- Acier S235: $f_y = 235 \text{ Mpa}$.
- Entre axe des solives :

La longueur de la poutre est : $5\text{m} \Rightarrow e = (5/4) = 1,24\text{m}$.

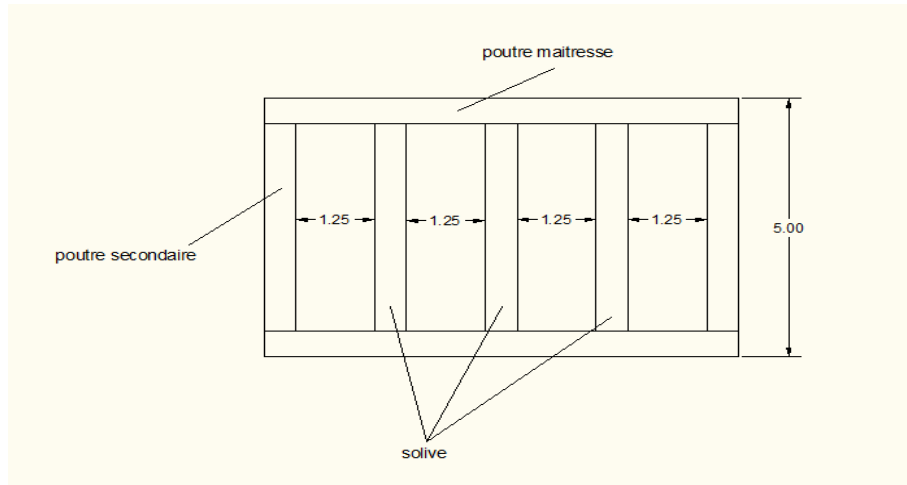


Figure III-18 : espacement entre solive

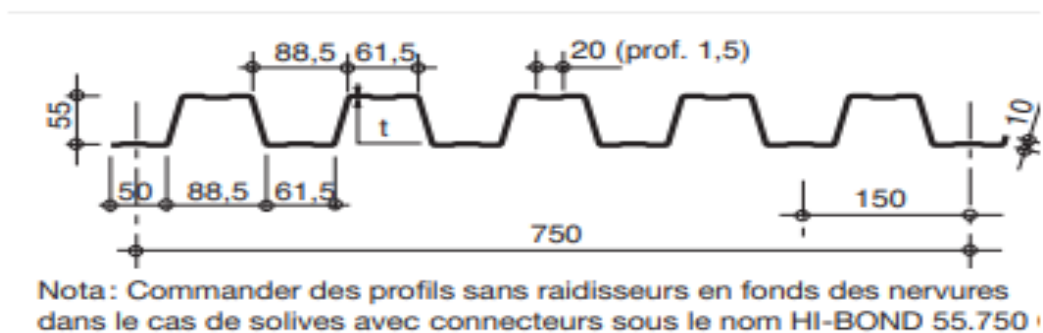


Figure III-19 : dimension de la tôle HI-BOND 55-750

III-6-2- Etude de la dalle collaborant

Pour l'étude de la dalle collaborant on calcul la dalle pour deux phases :

Phase de construction : c'est pour la vérification de la tôle profilé lors de bétonnage

Phase final : c'est la vérification de la dalle mixte après durcissement.

➤ Phase de construction

Le profile d'acier travaille seul et les charge de la phase de construction sont :

- Poids propre du profilé.
- Poids propre du béton frais.
- La surcharge de la phase de construction.

➤ Phase finale

Le béton ayant durci donc la section Mixte (profile est la dalle) travaillent ensemble en doit tenir compte de :

- Poids propre du profile.
- Poids propre du béton sec.
- Surcharge d'exploitation finition.

III-6-3- Vérification des solives

1) Phase de construction

$$G_b = 25 * (0,155) * 1,25 = 3,875 \text{ KN/m}^2$$

$$G_t = 0,1123 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{\text{ouvrier}} = 1 \text{ KN/m}^2$$

- **Combinaison de charge**

A l'ELS

$$q_s = (G_b + G_t + Q_{\text{ouvrier}}) * e.$$

$$q_s = (3,875 + 0,1123 + 1) * 1,25 \Rightarrow q_s = 6,23 \text{ KN/m}.$$

A l'ELU

$$q_u = [1,35 * (G_b + G_t) + 1,5 * (Q_{\text{ouvrier}})] * e.$$

$$q_u = [1,35 * (3,875 + 0,1123) + 1,5 * (1)] * 1,25 \Rightarrow q_u = 8,60 \text{ KN/m}.$$

- **Pré dimensionnement**

Le pré dimensionnement se fait par la condition de la flèche :

$$f \leq f_{\text{adm}} = \frac{500}{250} = 2 \text{ cm} \quad \text{avec } f = \frac{5 * Q_s * l^4}{384 * E * I}$$

$$I_y \geq \frac{5 * 6,23 * 500^4}{384 * 21000 * 2} = 1207,139 \text{ cm}^4$$

Donc on opte pour un IPE 180.

Vérification a l'état limite ultime

- **Détermination de la classe de profile**

$$d / t_w = 146 / 5,3 = 27,54 \leq 72 \varepsilon \Rightarrow \text{l'âme est de classe 1}$$

$$c / t_f = 91 / (8 * 2) = 5,68 \leq 10 \varepsilon \Rightarrow \text{la semelle est de classe 1}$$

Donc la section et de classe 1

- **Vérification de moment fléchissant**

$$M_{sd} \leq M_{plrd}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u * l^2}{8} = \frac{8,60 * 5^2}{8} = 26,87 \text{ KN.m.}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} * f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{166,4 * 23,5}{1} = 39,10 \text{ KN/m.}$$

$$M_{sd} = 26,87 \leq M_{plrd} = 39,10 \text{ KN/m}$$

La condition est vérifiée.

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_{sd} \leq V_{ply}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u * l}{2} = \frac{8,60 * 5}{2} = 21,5 \text{ KN.}$$

$$V_{ply} = \frac{A_{vz} * f_y}{\gamma_{m0} * \sqrt{3}} = \frac{11,25 * 23,5}{1 * \sqrt{3}} = 151,95 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = 21,5 \text{ KN} \leq 0,5 V_{ply} = 75,97 \text{ KN.}$$

La condition est vérifiée.

2) Phase finale

$$G_b = 3,875 \text{ KN/m}^2.$$

$$G_t = 0,1123 \text{ KN/m}^2.$$

$$G_{\text{phase finale}} = (\text{carlage} + \text{mortier de pose} + \text{accessoires}) = 1,5 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = 2,5 \text{ (bureaux).}$$

$$b_{\text{eff}} = \frac{2 * l_0}{8} \text{ avec ;}$$

l_0 : La longueur d'une poutre libre simple appuis.

$$b_{\text{eff}} = \frac{2 * 5}{8} \Rightarrow b_{\text{eff}} = 1,25 \text{ m.}$$

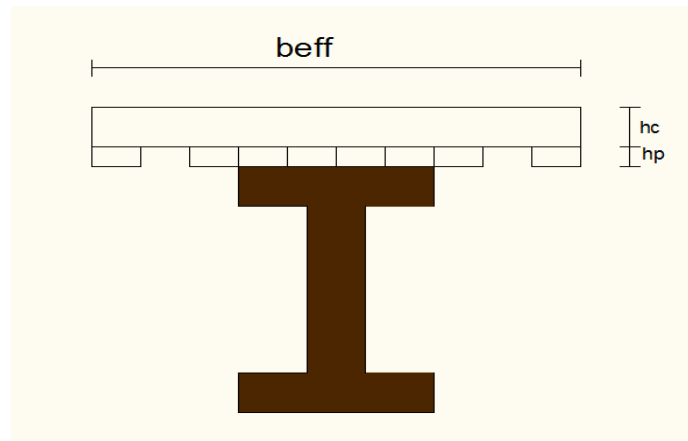


Figure III-20 : largeur de la dalle effective

Combinaison

A l'ELS

$$q_s = (G_b + G_t + G_{\text{phase final}} + Q) * e.$$

$$q_s = (3,875 + 0,1123 + 1,5 + 2,5) * 1,25 \Rightarrow q_s = 10 \text{ KN/m.}$$

A l'ELU

$$q_u = [1,35 * (G_b + G_t + G_{\text{phase final}}) + 1,5 * (Q)] * e.$$

$$q_u = [1,35 * (3,875 + 0,1123 + 1,5) + 1,5 * (2,5)] * 1,25 \Rightarrow q_u = 13,94 \text{ KN/m.}$$

Vérification a l'ELU

- **Vérification de moment fléchissant :**

$$M_{sd} \leq M_{plrd+}.$$

$$M_{sd} = \frac{q_u * l^2}{8} = \frac{13,94 * 5^2}{8} \Rightarrow M_{sd} = 43,56 \text{ KN.m.}$$

$$F_c = \frac{0,85 * f_{ck} * b_{eff} * h_c}{\gamma_c} = \frac{0,85 * 25 * 1250 * 100}{1,5} \Rightarrow F_c = 1770 \text{ KN.}$$

$$F_a = \frac{A_a * f_y}{\gamma_a} = \frac{2390 * 23,5}{1,1} \Rightarrow F_a = 510 \text{ KN.}$$

$$F_c > F_a \text{ (ANP passé par la dalle).}$$

$$Z = \frac{F_a * \gamma_c}{0,85 * f_{ck} * b_{eff} * h_c} = \frac{510 * 1,5}{0,85 * 25 * 1250 * 100} \Rightarrow Z = 2,9 \text{ cm.}$$

$$M_{plrd+} = F_a * \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{Z}{2} \right) = 510 * (90 + 55 + 100 - 14,5)$$

$$M_{plrd+} = 117,55 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 43,56 \text{ KN.m} \leq M_{plrd+} = 117,55 \text{ KN.m.}$$

C'est vérifier.

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_{sd} \leq V_{ply}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u * l}{2} = \frac{13,94 * 5}{2} = 34,85 \text{ KN.}$$

$$V_{ply} = \frac{A_{vz} * f_y}{\gamma_{m0} * \sqrt{3}} = \frac{11,25 * 23,5}{1 * \sqrt{3}} = 151,95 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = 34,85 \text{ KN} \leq V_{ply} = 151,95 \text{ KN.}$$

C'est vérifier.

III-6-4-Calcul des contraintes

- ✓ **Calcul de la section mixte**

La section mixte:

$$S = A + \frac{b_{eff} * t}{n}$$

Avec :

A : Section de la poutre. $A(\text{IPE180}) = 20,1 \times 10^2 \text{ mm}^2$

$$S = 23,9 * 10^2 + \frac{125 * 155}{6,88} \Rightarrow S = 52,06 * 10^2 \text{ mm}^2$$

- ✓ **Position du centre de gravité de la section homogène**

$$d = \frac{b_{eff} * t}{n} * \frac{t+h}{2S}$$

$$d = \frac{125 * 155}{6,88} \times \frac{155 + 180}{2 * 52,06 * 10^2}$$

$$d = 90,60 \text{ mm}$$

v_i : Position de la fibre la plus tendue de l'acier par rapport à l'axe neutre

v_s : Position de la fibre la plus comprimée du béton par rapport à l'axe neutre

$$\begin{cases} v_i = \frac{h}{2} + d \\ v_s = t + \frac{h}{2} - d \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} v_i = 180,6 \text{ mm} \\ v_s = 154,4 \text{ mm} \end{cases}$$

- ✓ **Le moment d'inertie**

Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre (Δ) :

$$I = I_A + (A * d^2) + \frac{b*t^3}{12n} + \frac{b*t}{n} \left[\frac{t+h}{2} - d \right]^2$$

Avec :

I_A : Le moment d'inertie de la section d'acier

$$I_A(\text{IPE180}) = 1317 * 10^4 \text{ mm}^4$$

$$I = 1317 * 10^4 + (2390 * 90.60^2) + \frac{125 * 155^3}{12 * 6,88} + \frac{125 * 155}{6,88} \left[\frac{155 + 180}{2} - 90.60 \right]^2$$

$$I = 5507,96 * 10^4 \text{ mm}^4$$

✓ **Moment fléchissant maximal dans la section mixte**

$$M = \frac{q_u * l^2}{8}$$

$$M = \frac{13,94 * 5^2}{8} \Rightarrow M = 43,56 \text{ KN.m}$$

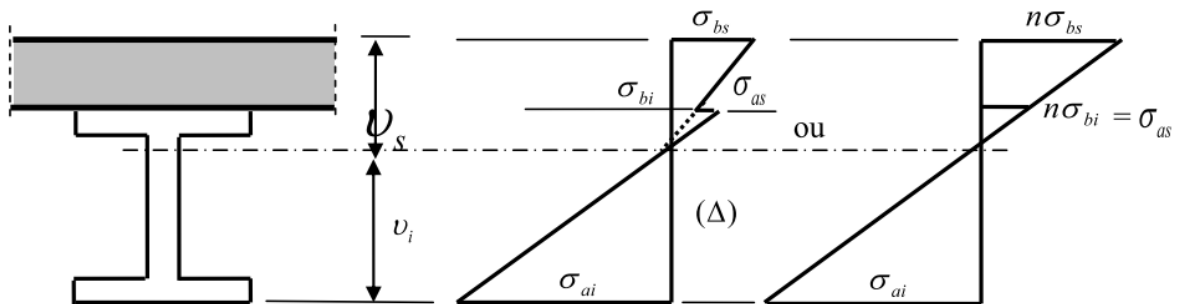


Figure –III-21 : diagrammes des contraintes de flexion simple

✓ **Calcul des contraintes de flexion**

a) **Contraintes dans la poutre d'aciers**

➤ **Traction (fibres supérieures)**

$$\sigma_{ai} = -\frac{M}{I} * v_i$$

$$\sigma_{ai} = -\frac{43,56 * 10^6}{5507,96 * 10^4} * 180,6$$

$$\sigma_{ai} = -142,83 \text{ MPa}$$

➤ **Traction (fibres inférieures)**

$$\sigma_{as} = \frac{M}{I} * (v_s - t)$$

$$\sigma_{as} = \frac{43,56 * 10^6}{5507,96 * 10^4} * (154,4 - 155)$$

$$\sigma_{as} = -0,47 \text{MPa}$$

b) Dans le béton

➤ **Compression (fibre supérieure)**

$$\sigma_{bs} = \frac{M}{I * n} * v_s$$

$$\sigma_{bs} = \frac{43,56 * 10^6}{6,88 * 5507,96 * 10^4} * 154,4$$

$$\sigma_{bs} = 17,74 \text{MPa}$$

➤ **Traction (fibre inférieure) :**

$$\sigma_{bi} = \frac{M}{n * I} * (v_s - t)$$

$$\sigma_{bi} = \frac{43,56 * 10^6}{6,88 * 5507,96 * 10^4} * (154,4 - 155)$$

$$\sigma_{bi} = -0,068 \text{MPa}$$

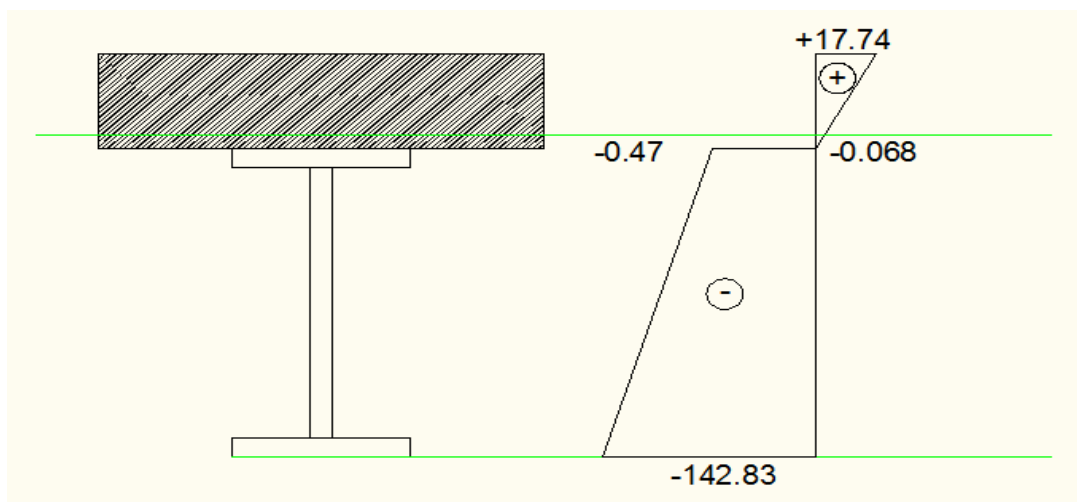


Figure –III-22 : diagramme de contraintes dues à la flexion simple

✓ **Contrainte additionnelle de retrait**

Effort de retrait

Après coulage de la dalle, le béton en durcissement, devrait s'accompagner d'un retrait

(Raccourcissement ε). Mais la dalle étant solidarisée avec les poutres en acier ce retrait est contrarié par l'acier, qui s'oppose au raccourcissement de la dalle à l'interface acier / béton.

L'effet du retrait peut, se cumuler avec l'effet d'un abaissement de température.

Ces effets provoquent :

- un raccourcissement de la poutre acier ε_a
- un allongement de la dalle béton ε_b par rapport à sa position d'équilibre, car ne pouvant librement se rétracter, le béton se tend. En fait, ce qui équivaut à un allongement, et l'on a : $\varepsilon = \varepsilon_a + \varepsilon_b$

Calcul des contraintes

On a :

$$K = \frac{M}{I}$$

$$K = \frac{b * t * E_a * \varepsilon * \beta * A}{(n * I_a * A) + (b * t * I_a) + (b * t * A * \beta^2)}$$

$$\beta = \frac{h + t}{2} = \frac{180 + 155}{2}$$

$$\beta = 167,5 \text{ mm}$$

$$\alpha = \frac{I_a}{A * \beta} = \frac{1317 * 10^4}{2390 * 167,5}$$

$$\alpha = 32,89 \text{ mm}$$

$$K = \frac{125 * 155 * 21 * 10^4 * 2 * 10^{-4} * 167,5 * 2390}{(6,88 * 1317 * 10^4 * 2390) + (125 * 155 * 1317 * 10^4) + (125 * 155 * 2390 * 167,5)}$$

$$K = 0,68 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-3}$$

$$y_1 = \frac{h}{2} + \alpha = \frac{180}{2} + 32,89$$

$$y_1 = 122,89 \text{ mm}$$

$$y_2 = y_1 + t = 122,89 + 155$$

$$y_2 = 277,89 \text{ mm}$$

$$E_a * \varepsilon = 21 * 10^4 * 2 * 10^{-4} = 42 \text{ MPa}$$

D'où les valeurs des contraintes :

$$\sigma_{as} = K * y_1 = 83,56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ai} = K * (h - y_1) = -38,83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bi} = \frac{1}{n} (E_a * \varepsilon - k * y_1) = -6,04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bs} = \frac{1}{n} (E_a * \varepsilon - k * y_2) = -21,36 \text{ MPa}$$

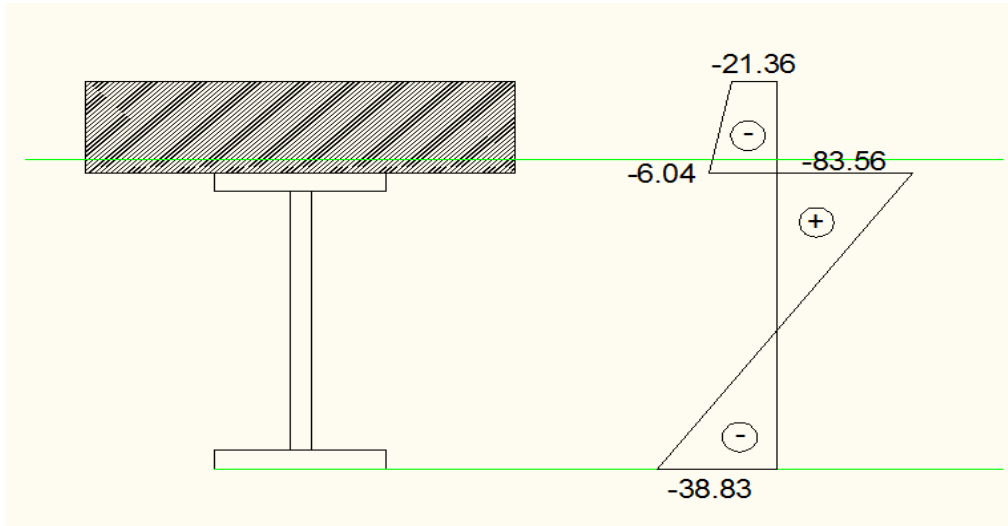


Figure –III-23 : diagramme de contraintes dues au retrait

✓ **Vérification des contraintes finales**

$$\sigma_{as} = 83,56 - 0,47 \Rightarrow \sigma_{as} = 83,09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ai} = -38,83 - 142,83 \Rightarrow \sigma_{ai} = -181,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bs} = -21,36 + 17,74 \Rightarrow \sigma_{bs} = -3,62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bi} = -6,04 - 0,068 \Rightarrow \sigma_{bi} = -6,108 \text{ MPa}$$

$$\max|\sigma_{as}; \sigma_{ai}| = 181,66 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\max|\sigma_{bs}; \sigma_{bi}| = 6,108 \text{ MPa} < 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

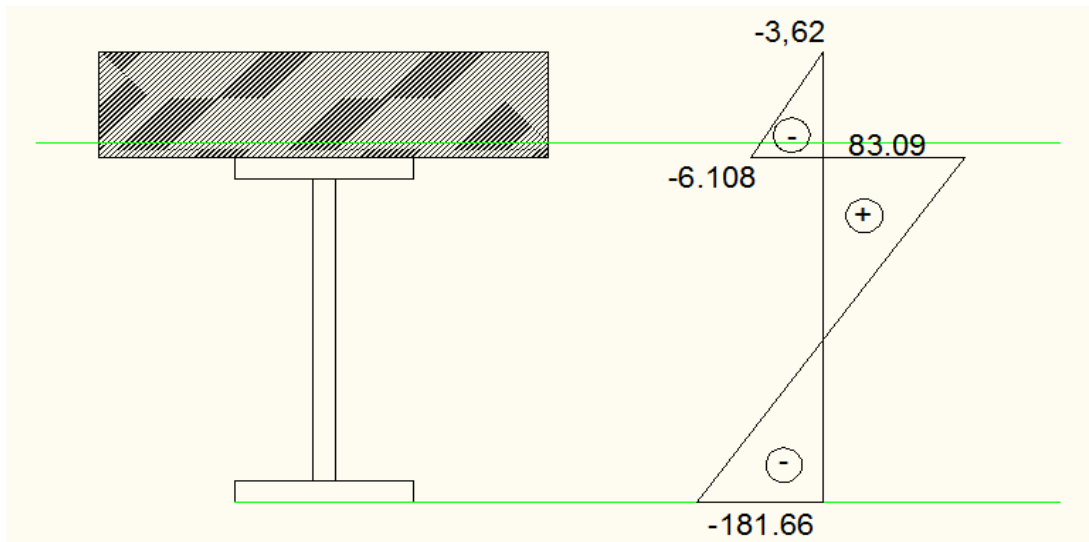


Figure III - 24: diagramme des contraintes finales

III-6-5-Etude des connecteurs

Les connecteurs sont des éléments qui assurent la liaison entre la dalle de compression et l'acier.

Autrement dit, ils sont destinés pour résister au glissement de la dalle en limitant le déplacement relatif de l'acier et le béton à une valeur suffisamment faible.



Figure III -25: goujon a tête soudé avec profilé

On choisit des connecteurs de diamètre $\phi 16$; $f_u = 450$ Mpa.

On suppose que $\alpha = 1 \Rightarrow h/d > 4 \Rightarrow h > 4 \cdot 16 = 64$ mm.

On prend $h = 65$ mm.

Béton de classe 25/30 : $f_{ck} = 25$ Mpa et $E_{cm} = 30500$ MPA.

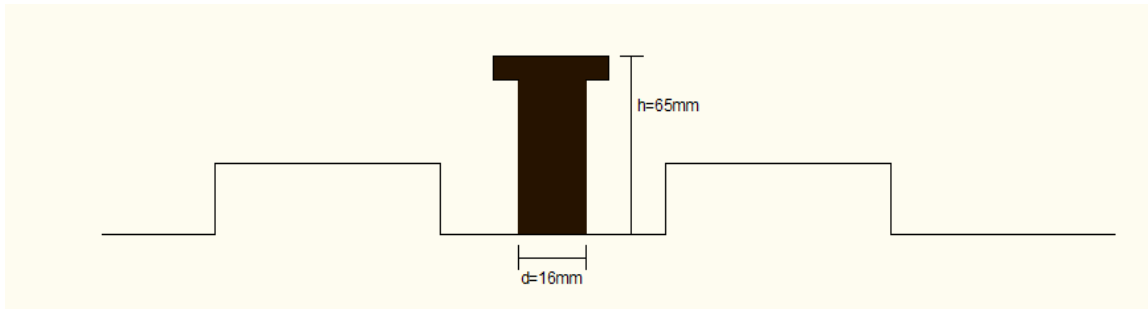


Figure III – 26 : caractéristique du connecteur

- **La résistance de calcul ou cisaillement**

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.8 * \frac{F_u * \pi * d^2}{\gamma_r * 4} \\ 0.29 * \frac{\alpha * d^2}{\gamma_r} * \sqrt{F_{ck} * E_{cm}} \end{array} \right.$$

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.8 * \frac{450 * \pi * 16^2}{1.25 * 4} = 57,87 \text{ KN} \\ 0.29 * \frac{1 * 16^2}{1.25} * \sqrt{25 * 30500} = 51,86 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$P_{rd} = 51,86 \text{ KN}$.

- **Effort de cisaillement**

$$V_{lf} = \min \left\{ (A_a * f_y) / \gamma_a ; 85 * b_{eff} * ((h_p + h_c) * f_{ck}) / \gamma_c \right\}$$

$$V_{lf} = \min (510 ; 1770) \Rightarrow V_{lf} = 510 \text{ KN}.$$

Nombre de goujon :

$$N \geq \frac{V_{lf}}{P_{rd}} \Rightarrow N \geq \frac{510}{51,86}$$

$N = 10$ goujon sur 2,5m et 20 goujon sur 5m.

Espacement :

$$e = 1 / n \Rightarrow e = 250 / 10$$

$e = 25 \text{ cm}$.

- **Vérification de ferrillage**

$$\rho = \frac{A_s}{b * h_c} \geq 0,2\% \Rightarrow A_s \geq 0,2\% * b * h_c$$

$$A_s \geq 0,2\% * 100 * 1000 \Rightarrow A_s \geq 200 \text{ mm}^2$$

On choisie 10HA10 $\Rightarrow A_s = 7,85 \text{ cm}^2$.

III-7-Escalier

III-7-1-Introduction

Un escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marche, ou degrés, permettant d'accéder a un étage, de passer d'un niveau a un autre en montant et descendant.

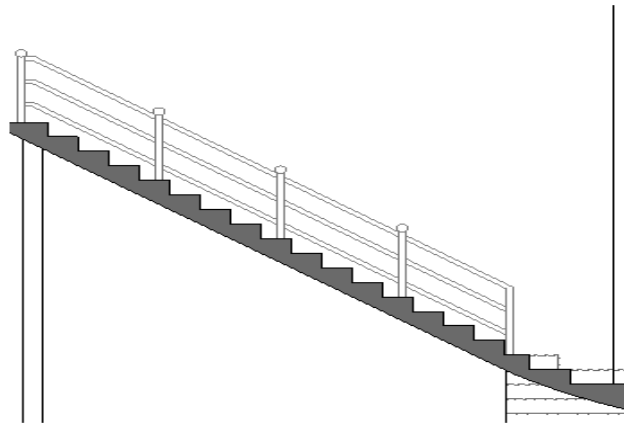


Figure III-27 : présentation de l'escalier

III-7-2-Définition

- **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.
- **Limón:** 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 vous posez les pieds. Elle est parallèle au sol.
- **Contremarche:** Est la partie verticale de la marche.

III-7-3-Choix de dimension

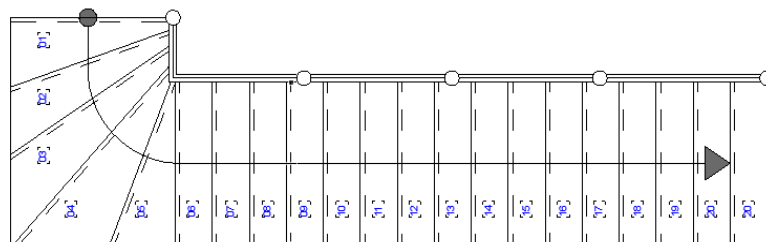


Figure III-28 : vue en plan de l'escalier

FORMULE DE BLONDEL

$$60 \leq 2H + G \leq 66\text{cm}$$

- **G :** La largeur de la marche.
- **H :** La hauteur de la marche.

Caractéristiques géométriques d'escalier

- La largeur de volée est : $l = 1,73 \text{ m}$.
- La hauteur de l'étage : $h = 4 \text{ m}$.
- La longueur d'une volée est : $L = 6,4 \text{ m}$.
- La pente $\alpha = 38,65^\circ$.

On prend $g = 25 \text{ cm}$ en remplace dans $g + 2h = 64$

Donc $h = 19,5 \text{ cm}$

Nombre contre marche (n) est :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{4}{0,195} = 21 \quad \mathbf{n = 21 \text{ contre marches}}$$

Nombre de marches :

$$m = n - 1 = 20$$

Vérification de la formule de BLONDEL

$$2h + g = 2 * 19,5 + 25 = 64 \text{ cm} \quad \mathbf{\text{Formule de BLONDEL est vérifiée}}$$

➤ 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.

- La longueur de la marche $L = 1,73 \text{ m}$.
- La largeur de la marche $l = g = 0,25 \text{ m}$.
- Les cornières sont en acier S235
- $f_y = 235 \text{ MPA}$ (la limite élasticité d'acier).
- $E = 210 \text{ KN/mm}^2$ (le module d'élasticité longitudinale de l'acier).

➤ Détermination la section de cornière

Evaluation des charges

Les charges permanentes

- Tôle striée (5mm) $G_1 = 0,45 \text{ KN/m}^2$

$$G = G_1 * g = 0,45 * 0,25 = 0,112 \text{ KN/m}$$

Les charges d'exploitations

$$Q = 2,5 * 0,25 = 0,625 \text{ KN/m}$$

Les combinaisons des charges (ELS)

$$Q_s = G + Q = 0,112 + 0,625 = 0,737 \text{ KN/m}$$

Vérification de la flèche

$$f = \frac{5 \cdot Q_s \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I} \quad \text{et la flèche admissible : } f_{adm} = \frac{l}{250}$$

$$I_y \geq \frac{5 \cdot 0,737 \cdot 10^{-2} \cdot 173^3 \cdot 250}{384 \cdot 21000} = 5,91 \text{ cm}^4$$

$$I_y \geq 5,91 \text{ cm}^4$$

- La cornière qui correspond est : **L*45*45*4**

Les caractéristiques sont

Profile	Poids	Section	Dimensions					Caractéristique	
	P Kg/m	A cm ²	H mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	W _{el-y} cm ³
L*45*45*4	2,74	3,49	45	45	7,4	5	127,2	6,43	1,97

Tableau III-6: caractéristique et dimension de L*45*45*4

Evaluation des charges

Les charges permanentes

- Tôle striée (5mm) $G_1 = 0,45 \text{ KN/m}^2$
- Poids de profile (L*45*45*4) $P = 0,0274 \text{ KN/m}$

$$G = (G_1) \cdot g + p = 0,45 \cdot 0,25 + 0,0274 = 0,133 \text{ KN/m}$$

Les charges d'exploitations

$$Q = 2,5 \cdot 0,25 = 0,625 \text{ KN/m}$$

Les combinaisons des charges

ELS

$$Q_s = G + Q = 0,133 + 0,625 = 0,758 \text{ KN/m}$$

ELU

$$Q_U = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \cdot 0,133 + 1,5 \cdot 0,625 = 1,11 \text{ KN/m}$$

Vérification à la flèche

La vérification se fait à ELS :

On vérifie la condition suivante :

$$f \leq f_{adm} \quad f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{173}{250} = 0,692 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5 \cdot Q_s \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

$$f = \frac{5 \cdot 0,758 \cdot 10^{-2} \cdot 173^4}{384 \cdot 21000 \cdot 6,43} = 0,654 \text{ cm} \quad f = 0,654 \text{ cm} \leq f_{\text{adm}} = 0,692 \text{ cm}$$

Donc la flèche est vérifiée

- **Vérification de l'effort tranchant (cisaillement)**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{\text{sd}} \leq V_{\text{pl,Rd}}$$

$$V_{\text{sd}} = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{1,11 \cdot 1,73}{2} = 0,96 \text{ KN}$$

$$V_{\text{pl,Rd}} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} \quad \text{Section classe 3}$$

$$\gamma_{m0} = 1$$

$$V_{\text{pl,Rd}} = \frac{349 \cdot 23,5}{\sqrt{3}} = 43,06 \text{ KN}$$

$$V_{\text{sd}} = 0,96 \text{ KN} \leq V_{\text{pl,Rd}} = 43,06 \text{ KN}$$

Donc l'effort tranchant est vérifié

- **Vérification du moment fléchissant (résistance)**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$M_{\text{sd}} \leq M_{\text{c,Rd}}$$

$$M_{\text{sd}} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{1,11 \cdot 1,73^2}{8} = 0,41 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{c,Rd}} = \frac{W_{\text{ely}} f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{1,97 \cdot 10^{-2} \cdot 23,5}{1,1} = 0,42 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{sd}} = 0,41 \text{ KN.m} \leq M_{\text{c,Rd}} = 0,42 \text{ KN.m}$$

Donc moment fléchissant est vérifiée

Donc on prend les cornières (L*45*45*4)

III-7-4-Dimensionnement de limon

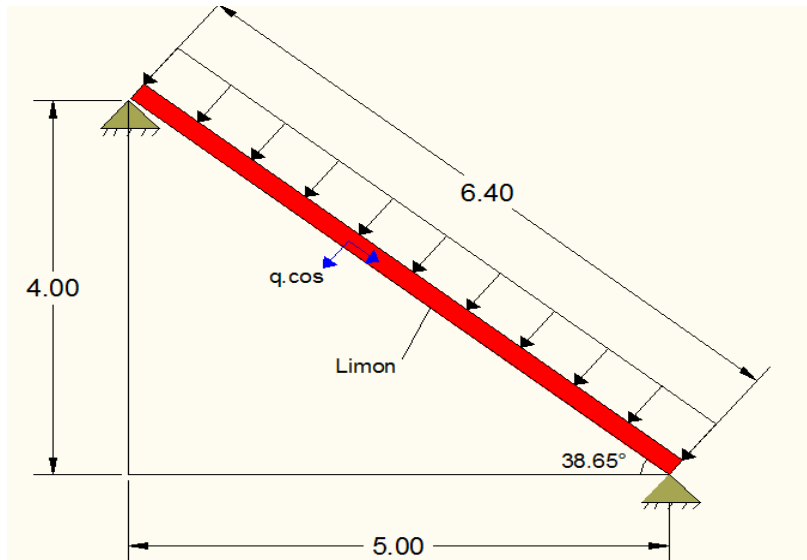


Figure-29 : distribution des charges sur limon

- La longueur de limon $L = 6,4$ m

Détermination la section de limon:

$$\tan \alpha = \frac{4}{5} \qquad \alpha = 38,65^\circ$$

On choisit un : **UPN 160**

Profile	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	H mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
UPN160	18,8	24	160	65	10,5	7,5	115	925	85,3	116	138	6,21	85,3

Tableau III-7 : caractéristique et dimension d'UPN160

Evaluation des charges

Les charges permanentes

Tôle striée (5mm) $G_1 = 0,45 \text{ KN/m}^2$

Poids de cornière (L*45*45*4) $P = 0,0274 \text{ KN/m}$

Poids de profilé (UPN 160) $P_p = 0,188 \text{ KN/m}$

$$G = G_1 * \frac{L}{2} + P_p + p$$

$$G = 0,45 * \frac{1,73}{2} + 0,188 + 0,0274 = 0,60 \text{ KN/m}$$

$$G = 0,60 \text{ KN/m}$$

Les charges d'exploitations

$$Q = 2,5 * \frac{1,73}{2} = 2,16 \text{KN/m}$$

Les combinaisons des charges

ELS

$$Q_s = G + Q = 0,60 + 2,16 = 2,76 \text{KN/m}$$

La projection sur deux axes on a

$$Q_{sz} = Q_s * \cos \alpha = 2,76 * \cos 38,65 = 2,15 \text{KN/m}$$

$$Q_{sy} = Q_s * \sin \alpha = 2,76 \sin 38,65 = 1,72 \text{KN/m}$$

ELU

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 * 0,6 + 1,5 * 2,16 = 4,05 \text{KN/m}$$

La projection sur deux axes on a

$$Q_{uz} = Q_u * \cos \alpha = 4,05 * \cos 38,65 = 3,16 \text{KN/m}$$

$$Q_{uy} = Q_u * \sin \alpha = 4,05 \sin 38,65 = 2,52 \text{KN/m}$$

Vérification de la flèche

La vérification ce fait à ELS :

$$f \leq f_{adm} \quad f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{640}{250} = 2,56 \text{cm}$$

$$f = \frac{5 * Q_s * l^4}{384 * E * I}$$

$$f = \frac{5 * 2,15 * 10^{-2} * 640^4}{384 * 21000 * 925} = 2,41 \text{cm}$$

$$f = 2,41 \text{cm} \leq f_{adm} = 2,56 \text{cm}$$

Donc la flèche est vérifiée

Détermination de la classe de limon

Âme :

$$\text{Âme classe 01 Si : } \frac{d}{tw} \leq 72\varepsilon$$

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

$$\frac{d}{tw} = \frac{115}{7,5} = 15,33$$

$$\frac{d}{tw} = 15,33 \leq 72\varepsilon$$

Âme classe 01

Semelle

Semelle classe 01 si : $\frac{c}{t_f} = \frac{b-t_w}{t_f} = 5,47 \leq 10\varepsilon$

Semelle classe 01

Donc limon de classe 01

- **Vérification de l'effort tranchant (cisaillement)**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u * l}{2} = \frac{3,16 * 6,4}{2} = 10,11 \text{KN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v * f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}}$$

$$\gamma_{m0} = 1$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{12,6 * 23,5}{\sqrt{3}} = 170,95 \text{KN}$$

$$V_{sd} = 10,11 \text{KN} \leq V_{pl,Rd} = 170,95 \text{KN}$$

Donc l'effort tranchant est vérifié

- **Vérification du moment fléchissant (résistance)**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{c,Rd}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{3,16 * 6,4^2}{8} = 16,17 \text{KN.m}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{ely} f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{116 * 10^{-2} * 23,5}{1} = 27,26 \text{KN.m}$$

$$M_{sd} = 16,17 \text{KN.m} \leq M_{c,Rd} = 27,26 \text{KN.m}$$

Donc moment fléchissant est vérifiée

Donc on adopte les limons UPN160

III-8-Calcul de la poutre maitresse

Les poutres porteuses (sommiers) sont des éléments structuraux qui permettent de supporter les charges des planchers et les transmettent aux poteaux. Elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion.

- **Caractéristiques du plancher**

Portée du sommier : $L = 5\text{m}$

Entre axe des sommiers : $e_{\text{sommier}} = 5\text{m}$

Entre axe des solives : $e_{\text{solive}} = 1,25\text{m}$

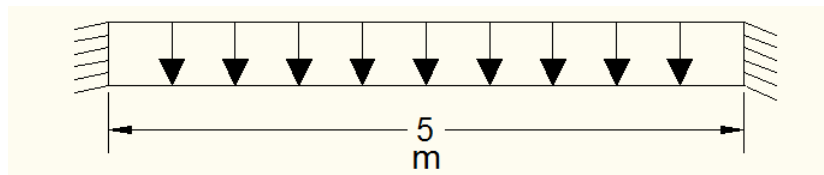


Figure-30: Sommier sous charge répartie

- **Les charges permanentes**

$$G_{\text{plancher}} = (25 * 0,155 + 1,5) * 5 = 26,87\text{KN/m}$$

- **Les charges d'exploitation**

$$Q_{\text{plancher}} = 2,5 * 5 = 12,5\text{KN/m}$$

a) Combinaison de charge

A l'Etat Limite Ultime

$$q_u = (1,35 * G + 1,5 * Q)$$

$$q_u = 12,5 * 1,5 + 26,87 * 1,35$$

$$q_u = 55,02\text{KN/m}$$

A l'Etat Limite de Service

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 12,5 + 26,87$$

$$q_s = 55,02 \text{ KN/m}$$

Le pré dimensionnement se fait par la condition de flèche :

$$f = \frac{5 * Q_s * l^4}{384 * E * I} \quad \text{Et la flèches admissibles : } f_{\text{adm}} = \frac{l}{250}$$

$$I_y \geq \frac{5 * 39,37 * 10^{-2} * 500^3 * 250}{384 * 21000} = 7628,4\text{cm}^4$$

$$I_y \geq 7628,4\text{cm}^4$$

On adopte un IPE330

$$I_y = 11770\text{cm}^4$$

$$G = 0,422\text{KN/m}$$

$$G_{\text{plancher}} = 26,87 + 0,491 = 27,36 \text{KN/m}$$

On prenant compte du poids du profilé :

$$q_u = 55,68 \text{KN/m}$$

$$q_s = 39,86 \text{KN/m}$$

Vérification à la flèche :

$$f = \frac{5 \cdot Q_s \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

$$f = \frac{5 \cdot 39,79 \cdot 10^{-2} \cdot 500^4}{384 \cdot 21000 \cdot 11770} = 1,31 \text{cm}$$

$$f = 1,31 \text{cm} \leq f_{\text{adm}} = 2 \text{cm}$$

Donc la flèche est vérifiée

- **Vérification de l'effort tranchant (cisaillement)**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{\text{sd}} \leq V_{\text{pl,Rd}}$$

$$V_{\text{sd}} = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{55,68 \cdot 5}{2} = 139,2 \text{KN}$$

$$V_{\text{pl,Rd}} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{\text{m0}} \sqrt{3}}$$

$$\gamma_{\text{m0}} = 1$$

$$V_{\text{pl,Rd}} = \frac{30,81 \cdot 23,5}{\sqrt{3}} = 418,02 \text{KN}$$

$$V_{\text{sd}} = 139,2 \text{KN} \leq V_{\text{pl,Rd}} = 418,02 \text{KN}$$

$$V_{\text{sd}} = 139,2 \text{KN} \leq 0,5 V_{\text{pl,Rd}} = 209,01 \text{KN}$$

Donc l'effort tranchant est vérifiée

- **Vérification du moment fléchissant (résistance)**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$M_{\text{sd}} \leq M_{\text{c,Rd}}$$

$$M_{\text{sd}} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{55,68 \cdot 5^2}{8} = 174 \text{KN.m}$$

$$M_{\text{c,Rd}} = \frac{W_{\text{ply}} f_y}{\gamma_{\text{m0}}} = \frac{804 \cdot 10^{-2} \cdot 23,5}{1} = 188,94 \text{KN.m}$$

$$M_{\text{sd}} = 174 \text{KN.m} \leq M_{\text{c,Rd}} = 188,94 \text{KN.m}$$

Donc moment fléchissant est vérifiée

Donc on prend IPE330

III-9-Calcul des fermes

III-9-1- Introduction

Les fermes jouent un rôle de poutre (poutres maitresses) d'une toiture en charpente métallique, constituées par des barres assemblées entre elles formant des triangles, composées de :

- d'une membrure supérieure (arbalétrier).
- d'une membrure inférieure (entrait).
- d'une âme treillis constituées d'éléments verticaux (montant) et oblique (diagonales) elles sont généralement articulées à leurs appuis.

Hypothèse de calcul

- Les barres sont considérées comme rigides et indéformables. l'allongement ou le raccourcissement des barres, pris individuellement, sont faibles. Leurs cumuls exigent cependant de vérifier la déformation globale de la flèche.
- les barres sont considérées comme articulées, sans frottement, aux nœuds. Les assemblages aux nœuds se font par boulons, rivets ou soudures sur goussets. Les axes neutres des barres sont supposés concourants aux nœuds ou elles convergent.
- Le poids propre des barres est négligé vis-à-vis des charges extérieures.
- La ferme est considérée comme reposante sur deux appuis.
- Les forces extérieures sont supposées être situées dans le plan du système et appliquées aux nœuds, ce qui conduit à des efforts normaux, exclusivement, dans les barres (compression, traction).

L'étude se fait selon la combinaison la plus défavorable des deux combinaisons suivantes:

- Cas de soulèvement : $G+1,5W$
- Cas de la neige seule: $1,35G+1,5S$

Le schéma statique de la ferme à étudier:

La ferme a une longueur de 28m avec des forces concentrées verticales dues à la charge transmise par la toiture et avec l'intermédiaire des pannes. Le schéma statique sera comme le suivant:

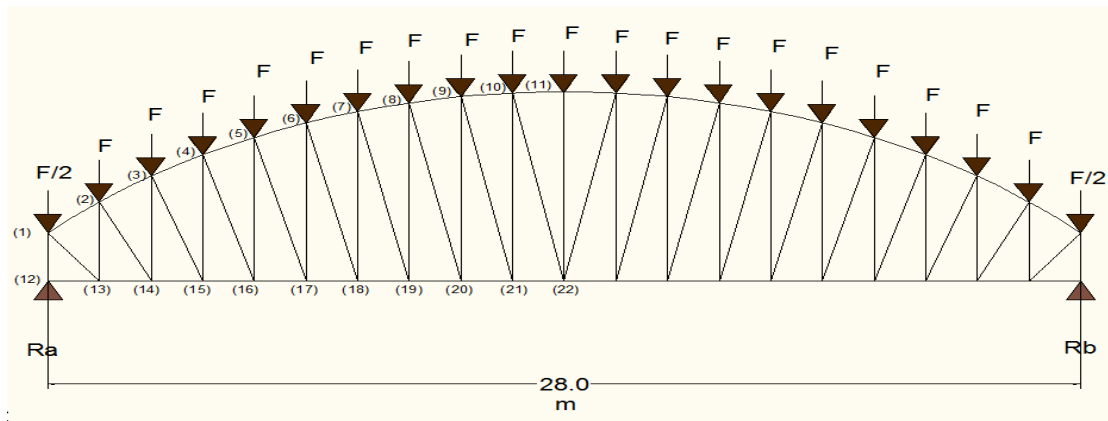


Figure-III-31: Schéma statique de la ferme

- **Détermination des forces revenantes à la ferme**

On a des fermes supportent 11 pannes par versant. L'entre axes horizontal des pannes est de 1,4m

L'entre axe des fermes est de 5m.

On dimensionne les barres de la ferme les plus sollicitées en compression et en traction. (Membrure supérieure, membrure inférieure, montants, et diagonales).

III-9-2- Déterminations des charges et surcharges

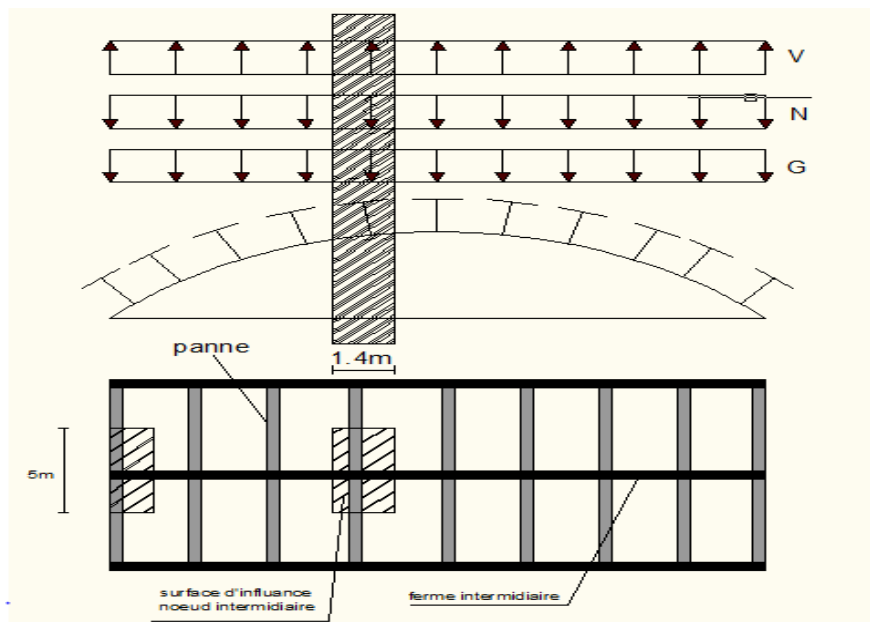


Figure -III-32- : Surface afférente des nœuds

$$S=1,4 \times 5 = 7\text{m}^2$$

- **Poids propre**

- La couverture (les panneaux sandwich) + accessoires de pose..... $0,126 \times 7 = 0,882\text{kN}$

- La panne (IPE 140)..... $0,129 \times 7 = 0,903 \text{ kN}$
- Les contreventements (la moyenne des contreventements pour les halls est de 3 à 5 Kg/m²)..... $0,04 \times 7 = 0,28 \text{ kN}$
- Le poids propre de la ferme est pris $2,06 \text{ kN}$

• **Surcharges climatiques**

1) Surcharges du vent

La zone la plus chargée est F dont $C_{pi} = 0,3$

$$q_j = -1358 \text{ kN/m}^2$$

$$W = q_j \times S = -1,358 \times 7 = -9,506 \text{ kN}$$

2) Surcharges de la neige

$$S_{\max} = 0,267 \text{ kN/m}^2$$

La surface revenant à chaque nœud est de 7 m^2

$$\text{Donc } S = 0,267 \times 7 = 1,869 \text{ kN}$$

III-9-3-Détermination des efforts par la méthode des nœuds. Cas d'une charge unitaire $F=1 \text{ Kg}$

La ferme peut être considérée comme un ensemble de nœuds articulés et de barres soumises à des efforts axiaux. Comme elle est en équilibre, chaque nœud doit aussi se trouver parfaitement équilibré. Cet équilibre peut être mis en évidence par le schéma du nœud isolé à partir duquel nous pouvons facilement écrire les équations d'équilibre.

$$R_a = R_b = \frac{20F}{2} = 10F$$

$$F = 1 \text{ Kg}$$

$$R_a = 10 \text{ Kg}$$

Nœud 12:

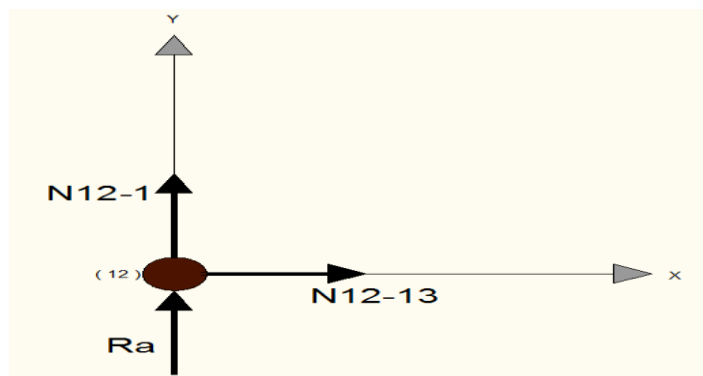


Figure –III-33: isolation du nœud 12

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow N_{12-13} = 0$$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_A + N_{12-1} = 0$$

$$N_{12-13} = 0$$

$$N_{12-1} = 10 \text{Kg}$$

On calcul avec la même méthode les autres nœuds.

On enregistre seulement les efforts max dans les différents éléments de la ferme :

ELEMENTS	Sous G+1 ,35W (KN)	Sous 1,35 G+1 ,5S (KN)
Membrures supérieure	506,74	-234,90
Membrures inférieure	-531,13	243,38
Montants	-257,23	-118,58
Diagonales	121,99	-55,84

Tableau-III-8- : Les efforts max dans les éléments de la ferme

III-9-4-Pré dimensionnement des éléments

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{\max}$$

$$\gamma_{m0} = 1$$

$$f_y = 235 \text{MPa}$$

Les éléments sont dimensionnés à la base des efforts normaux N_{sd} qui les sollicitent. Et ils doivent vérifier la condition suivante:

Membrure supérieure

$$N^{\max} = 506,74 \text{KN}$$

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{\max} \Rightarrow A \geq \frac{N^{\max} \cdot \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$\gamma_{m0} = 1$$

$$f_y = 235 \text{MPa}$$

$$A \geq \frac{506,74 \cdot 1}{23,5} = 21,56 \text{cm}^2$$

Soit 2L (90*90*9) de section $A_s = 31 \text{cm}^2$

Membrure inférieure

$$N^{\max} = -513,41 \text{KN}, A = 21,84 \text{cm}^2$$

Soit 2L (90*90*9) de section $A_s = 31\text{cm}^2$

Diagonale

$$N^{\max} = -248,86\text{KN}, A = 10,59\text{cm}^2$$

Soit 2L (75*75*8) de section $A_s = 22,8\text{cm}^2$

Les montants

$$N^{\max} = 117,89\text{KN}, A = 5,01\text{cm}^2$$

Soit 2L (60*60*6) de section $A_s = 13,82\text{cm}^2$

III-9-5-Vérification des éléments comprimés au flambement

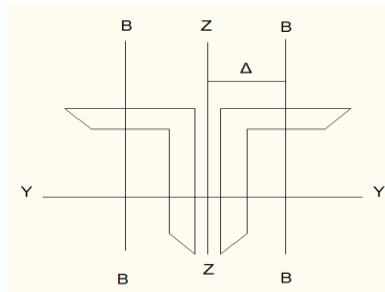


Figure-III-34- : doubles cornières

Membrures supérieure

$$N^{\max} = 506,74\text{KN}$$

$$l_k = 127\text{cm}$$

Soit 2L (90*90*9) de section $A_s = 31\text{cm}^2$

$$I_z = [I_\beta + A_c + \Delta^2]$$

I_β : Inertie d'une seule cornière.

A_c : Aire d'une seule cornière.

$$I_y = 2I_a = 231,6\text{cm}^4 \quad I_y: I_a \text{ D'une seule cornière.}$$

$$\Delta = 9 - 6,36 + 0,5 = 3,14\text{cm}$$

$$I_z = 2[115,8 + 15,5 * 3,14^2] = 537,24 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{231,6}{31}} = 2,74\text{cm}, \quad i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{537,24}{31}} = 4,16\text{cm}$$

$$\lambda_y = \frac{I_y}{i_y} = \frac{127}{2,74} = 46,35, \lambda_z = \frac{I_z}{i_z} = \frac{127}{4,16} = 30,52$$

$$\bar{\lambda} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] [\beta_w^{0,5}] \text{ Avec : } \beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon$$

$$\varepsilon = \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0,5} = 1$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{46,35}{93,9} = 0,49 \geq 0,2, \bar{\lambda}_z = \frac{30,52}{93,9} = 0,32 \geq 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Calcul de χ_{\min}

$$\phi = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

Courbe (c) $\rightarrow \alpha = 0,49$

$$\phi_y = 0,5[1 + 0,49(0,49 - 0,2) + 0,49^2] = 0,69$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{\frac{1}{2}}}$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,69 + [0,69^2 - 0,49^2]^{\frac{1}{2}}} = 0,85$$

$$\chi_y = 0,85$$

$$N_{cr} = \chi_{\min} \cdot \beta_w \cdot A \cdot \frac{f}{\gamma_{m1}}$$

$$N_{cr} = 1 * 0,85 * 31 * \frac{23,5}{1,1} = 562,93 \text{ KN}$$

$N_{sd} = 506,74 \text{ KN} \leq N_{cr} = 562,93 \text{ KN}$ condition Vérifiée

Membrures inférieures

$$N^{\max} = -531,13 \text{ KN}$$

$$l_k = 127 \text{ cm}$$

Soit 2L (90*90*9) de section $A_s = 31 \text{ cm}^2$

$$\bar{\lambda}_y = 0,64 \geq 0,2, \bar{\lambda}_z = 0,41 \geq 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Courbe (c) $\Rightarrow \alpha = 0,49$

$$\chi_y = 0,85$$

$$N_{cr} = 1 * 0,85 * 31 * \frac{23,5}{1,1} = 562,93 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 531,13 \text{ KN} \leq N_{cr} = 562,96 \text{ KN} \dots\dots\text{condition Vérifiée}$$

La diagonale

$$N^{\max} = -257,23 \text{ KN}$$

$$l_k = 203 \text{ cm}$$

Soit 2L (75*75*8) de section $A_s = 22,8 \text{ cm}^2$

$$\bar{\lambda}_y = 0,95 \geq 0,2, \bar{\lambda}_z = 0,61 \geq 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

$$\chi_y = 0,57$$

$$N_{cr} = \chi_{\min} \cdot \beta_w \cdot A \cdot \frac{f}{\gamma_{m1}}$$

$$N_{cr} = 1 * 0,57 * 22,8 * \frac{23,5}{1,1} = 277,64 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 257,23 \text{ KN} \leq N_{cr} = 277,64 \text{ KN} \dots\dots\text{condition Vérifiée}$$

Le montant

$$N^{\max} = 121,99 \text{ KN}$$

$$l_k = 178 \text{ cm}$$

Soit 2L (60*60*6) de section $A_s = 13,82 \text{ cm}^2$

$$\bar{\lambda}_y = 1,04 \geq 0,2, \bar{\lambda}_z = 0,65 \geq 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

$$\chi_y = 0,52$$

$$N_{cr} = \chi_{\min} \cdot \beta_w \cdot A \cdot \frac{f}{\gamma_{m1}}$$

$$N_{cr} = 1 * 0,52 * 13,82 * \frac{23,5}{1,1} = 154,15 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 121,99 \text{ KN} \leq N_{cr} = 154,15 \text{ KN} \dots\dots\text{Condition Vérifiée}$$

➤ **Calcul du poids réel de la ferme**

Membrure inférieure (entrait)

2L90*90*9 à 24,4kg/ml

Longueur : 28 m

$$W_{mi} = 24,4 * 28 = 682\text{Kg}$$

Montants

2L60*60*6 à 10,84kg/ml

Longueur : 28,43 m

$$W_{ms} = 10,84 * 28,43 = 308 \text{ Kg}$$

Diagonales

2L75*75*8 à 17,98kg/ml

Longueur : 38,9 m

$$W_d = 17,98 * 38,9 = 699 \text{ Kg}$$

Membrure supérieure (arbalétrier)

2L90*90*9 à 24,4kg/ml

Longueur : 28 m

$$W_m = 28 * 24,4 = 683,2\text{Kg}$$

➤ Poids total de la ferme

$$W = W_{mi} + W_{ms} + W_d + W_m = 682 + 308 + 699 + 683,2 = 2372,2\text{Kg}$$

$$W = 24\text{KN}$$

A cela nous ajoutons forfaitairement 20% pour tenir compte du poids des goussets, des boulons, des contreventements verticaux entre fermes et de la peinture.

$$\text{Poids total de la ferme : } W = 24 * 1,2 = 28,8$$

Soit 30 KN/m²

III-10-Pré dimensionnement des poteaux

Dans la construction métallique les poteaux sont des éléments verticaux qui doivent reprendre les efforts de compression, de flexion et les transmettes à la fondation puis au sol.

Dans ce projet on n'a pas de poteaux plus sollicités, tous les poteaux de RDC sont liés aux escaliers, donc on a choisi celui qui a une surface afférente la plus grande.

- **La surface**

$$S = 5 \times 5 = 25 \text{ m}^2.$$

- **Les charges revenant aux poteaux**

- Poids propre de la couverture :12,65*25 = 316,25 KN.
- Poids propre de contreventement (poids forfaitaires) :0,04*25=1KN.
- Poids propre de la ferme :30 KN.
- Poids propre de la panne :0,129*25*5= 16,125KN.
- Poids propre des poutres :0,491*25*5=61,375KN.
- Poids propre de la solive :0,129*25*5=23,5KN.
- Poids propre de l'escalier :0,6*25*4 =60KN.
- Poids propre de poteaux estime HEA220 :0, 505*25*8,5=107,31KN.
- Poids propre de plancher :5,49*25=137,25KN.

$$G_{\text{total}} = 752,81 \text{ KN}.$$

- **Effet de neige**

$$S = 0,267 \text{ KN} \Rightarrow S = 0,267 * 25 = 6,675 \text{ KN}.$$

- **Combinaison**

$$N_u = 1,35G + 1,5S \Rightarrow N_u = 1,35 * 752,81 + 1,5 * 6,675$$

$$N_u = 1026,306 \text{ KN}.$$

Vérification de flambement

Il faut vérifier :

$$N_u \leq N_{\text{brd}} = \chi * \frac{A * f_y}{\gamma_{m1}} .$$

$L_f = 0,7 * L_0$, avec L_0 : la hauteur d'étage.

$$L_f = 0,7 * 4 = 2,8 \text{ m}.$$

- **Calcul de l'élancement**

$$\begin{cases} \lambda_y = \frac{L_f}{i_y} = \frac{280}{9,17} = 30,53 \\ \lambda_z = \frac{L_f}{i_z} = \frac{280}{5,51} = 50,82 \end{cases}$$

- **Calcul de l'élancement critique**

Acier S 235:

$$\varepsilon = \left(\frac{235}{f_y} \right)^{0,5} = 1$$

$$\lambda_{cr} = 93,9 \varepsilon \Rightarrow \lambda_{cr} = 93,9$$

Le profile est de classe 1 $\Rightarrow \beta = 1$

- **Calcul de l'élancement critique**

$$\bar{\lambda}_y = (\lambda_y / \lambda_{cr}) * \sqrt{\beta_w} = (30,53/93,9) * \sqrt{1} = 0,32 > 0,2, \text{ il ya risque de flambement.}$$

$$\bar{\lambda}_z = (\lambda_z / \lambda_{cr}) * \sqrt{\beta_w} = (50,82/93,9) * \sqrt{1} = 0,54 > 0,2, \text{ il ya risque de flambement.}$$

- **Calcul de coefficient de réduction**

$$\chi = \min (\chi_y, \chi_z).$$

Choi de courbe de flambement **tableau 5.5.3 ECO3**

Pour HEA 220: h = 210mm; b= 220mm; t_f= 11mm.

$$h/b = 210/220 = 0,95 \leq 1,2.$$

$$t_f = 11\text{mm} \leq 100\text{mm}$$

Axe yy : courbe b $\Rightarrow \alpha = 0,34$ (**tableau 5.5.1 ECO3**).

Axe zz : courbe c $\Rightarrow \alpha = 0,49$ (**tableau 5.5.1 ECO3**).

$$\chi = \frac{1}{(\varphi + (\varphi^2 - \lambda^2))^{0,5}} \quad \text{avec } \chi \leq 1.$$

$$\varphi = 0,5[1 + \alpha(\lambda - 0,2) + \lambda^2] \quad ; \text{ avec } \alpha \text{ facteur d'imperfection.}$$

$$\varphi_z = 0,5[1 + 0,49 (0,54 - 0,2) + 0,54^2] = 0,73$$

$$\chi_z = \frac{1}{(0,73 + (0,73^2 - 0,54^2))^{0,5}} \Rightarrow \chi_z = 0,82$$

$$\varphi_y = 0,5[1 + 0,34 (0,32 - 0,2) + 0,32^2] = 0,57.$$

$$\chi_y = \frac{1}{(0,57 + (0,57^2 - 0,32^2))^{0,5}} \Rightarrow \chi_y = 0,95.$$

$$\chi_{\min} = \min (0,95, 0,82) \Rightarrow \chi_{\min} = 0,82.$$

$$N_{brd} = \chi * \frac{A * f_y}{\gamma_{m1}} \Rightarrow N_{brd} = 0,82 * \frac{64,3 * 23,5}{1,1} = 1126,41 \text{ KN.}$$

$$N_u = 1026,306 \text{ KN} \leq N_{brd} = 1126,41 \text{ KN.}$$

C'est vérifier donc on opte pour HEA220.

III-11-Contreventement

Les contreventements sont des pièces qui ont pour objet d'assurer la stabilité de L'ossature en s'opposant à l'action de forces horizontales : vent, freinage des ponts roulants, effets 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.

- **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...

Empêcher de grandes déformations (ou de limiter les déplacements horizontaux) sous l'effet de ces actions.

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.

Possèdent un rôle important dans les problèmes de vibration de la construction, dans son ensemble ou dans des éléments élancés de cette construction et ce, en modifiant la période fondamentale. Ce qui permet d'éviter le phénomène de résonance.

III-11-1-Calcul de la poutre ou vent ou pignon

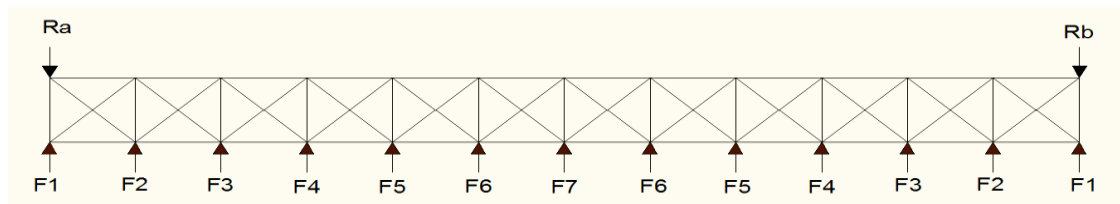


Figure III-35- : schéma statique de la poutre ou vent

➤ **Evaluation des efforts horizontaux**

On a :

$$F_{rive} = 1,5[(W^{max} * S_i) + F_{r/n}].$$

$$F_{int} = 1,25[1,5[(W^{max} * S_i) + F_{r/n}]].$$

S_i : Surface afférente de chaque force.

$$S_i = l_i * h_i / 2.$$

N : nombre de nouds

l_i : Entre axes.

h_i : Hauteur de chaque poteau.

La force d'entraînement F_r est la force de frottement pour la toiture, dans notre cas la force du Frottement $F_r=191,49KN$ (voir chapitre II).

Les résultats de F_i sont résumés dans le tableau ci dessous :

	1	2	3	4	5	6	7
H_i (m)	8,5	8,86	9,22	9,59	9,95	10,32	10,73
L_i (m)	1,4	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8
S_i (m ²)	5,95	12,40	12,90	13,42	13,93	14,44	15,02
$W_i * S_i$ (KN)	7,26	15,14	15,75	16,38	17,01	17,63	18,33
$\frac{F_r}{n}$ (KN)	14,73	14,73	14,73	14,73	14,73	14,73	14,73
F_i (KN)	32,98	56	57,15	58,33	59,51	60,67	61,98

Tableau III-9: les valeurs de F_i

- Calcul des réactions

$$R_a = R_b = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5 + F_6 + \frac{F_7}{2}$$

$$R_a = R_b = 355,63 \text{KN}$$

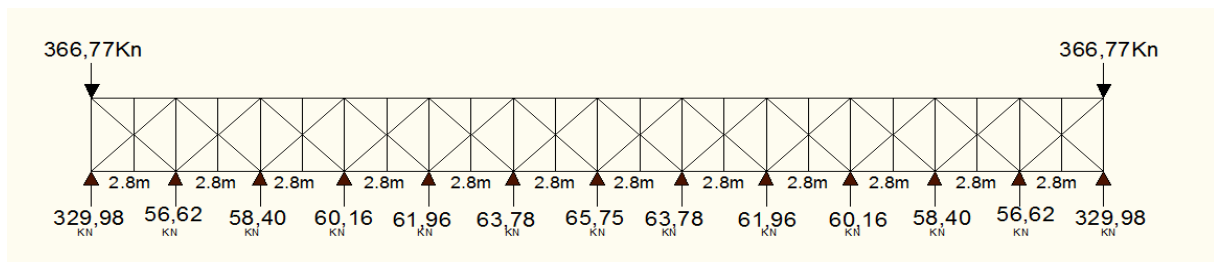


Figure III-36:- valeur de réaction et de force

- Calcul des efforts de traction dans la diagonal :

Par la méthode des coupures, on établit l'effort F_d dans la diagonal d'extrémité et donne comme suit

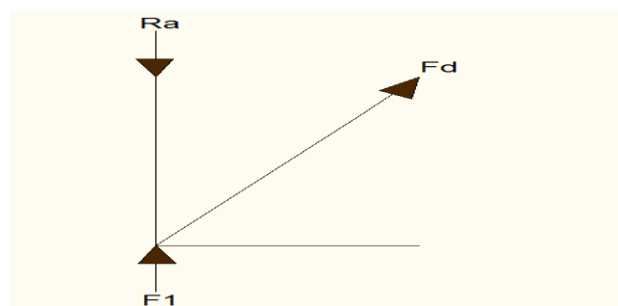


Figure III-37- : isolation du nœud 1

$$\tan^{-1} \alpha = \tan^{-1} (2,8/5) \Rightarrow \alpha = 29,25^\circ$$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow -R_a + F_1 + F_d \cos \alpha = 0 \Rightarrow F_d = \frac{R_a - F_1}{\cos \alpha}$$

A.N:

$$F_d = \frac{355,63 - 32,98}{\cos 29,25} \Rightarrow F_d = 369,80 \text{ KN.}$$

- **calcul de la section brute de la diagonal**

$$N_{sd} \leq N_{plrd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow A \geq N_{sd} \cdot \gamma_{m0} / f_y$$

A.N: $A \geq 369,80 \cdot 1 / 23,5 \Rightarrow A \geq 15,73 \text{ cm}^2$.

On opte pour une cornier (L100*100*10) $A = 19,2 \text{ cm}^2$.

- **calcul de la section nette**

$$A_{net} = A_1 + \xi A_2.$$

A.N:

$$A_1 = (10 \cdot 1) - (1,4 \cdot 1) = 8,6 \text{ cm}^2.$$

$$A_2 = (10 - 1) \cdot 1 = 9 \text{ cm}^2.$$

$$\xi = \frac{3A_1}{3A_1 + A_2} = 0,74.$$

A.N:

$$A_{net} = 8,6 + 0,74 \cdot 9 = 15,27 \text{ cm}^2.$$

$$N_{tsd} \leq N_{urd} = (A_{net} \cdot f_y) / \gamma_{m2}$$

A.N:

$$N_{urd} = (15,27 \cdot 23,5) / 1,25 = 395,86 \text{ KN.}$$

$$N_{tsd} = 369,80 \text{ KN} \leq N_{urd} = 395,86 \text{ KN.}$$

C'est vérifier pour la cornier (L100*100*10).

III-11-1-1-Vérification de la panne montant

$$G = 0,3061 \text{ KN.}$$

$$S = 0,267 \text{ KN.}$$

$$N_{sd} = 1,5 F_7 = 92,97 \text{ KN.}$$

$$N_{plrd} = (A \cdot f_y) / \gamma_{m0} = 385,4 \text{ KN.}$$

$$M_{plz} = w_{plz} \cdot f_y / \gamma_{m0} = 4,52 \text{ KN.ml}$$

$$M_{ply} = w_{ply} \cdot f_y / \gamma_{m0} = 20,75 \text{ KN.ml.}$$

$$q_{sd} = 0,813 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{sdz} = q_{sd} \cdot \cos\alpha = 0,806 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{sdy} = q_{sd} \cdot \sin\alpha = 0,105 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{sdy} = \frac{q_z l^2}{8} = 2,52 \text{ KN.ml.}$$

$$M_{sdz} = \frac{q_y (l/2)^2}{8} = 0,082 \text{ KN.ml.}$$

A) vérification au déversement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{k_{lt} \cdot M_{ysd}}{\chi_{lt} \cdot W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_z \cdot M_{zsd}}{W_{plz} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1 \dots \dots \dots [\text{ECO3 5.5. (2) formul (5.52)}].$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \cdot W_{ply} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0,5}.$$

$$\lambda_{LT} = \left(\frac{l_z}{i_z} \right) / \left[(C_1)^{0,5} * \left(1 + \frac{1}{20} * \left(\frac{l_z}{h} \right)^2 \right)^{0,25} \right]$$

A.N :

$$\lambda_{LT} = (151,51) / \left[(1,132)^{0,5} * \left(1 + \frac{1}{20} * \left(\frac{151,51}{20,28} \right)^2 \right)^{0,25} \right] \Rightarrow \lambda_{LT} = 106,91$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0,5} \Rightarrow \overline{\lambda}_{LT} = 1,138 > 0,4 ; \text{ il ya risqué de déversement.}$$

$$G = 0,3061 \text{ KN/m}^2.$$

$$W = 1,221 \text{ KN/m}^2.$$

Combinaison de charge

$$q_{zsd} = G \cdot \cos\alpha + 1,5W = 2,13 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{ysd} = 1,35G \cdot \sin\alpha = 0,053 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{sdy} = \frac{q_z l^2}{8} = 6,65 \text{ KN.ml.}$$

$$M_{sdz} = \frac{q_y (l/2)^2}{8} = 0,041 \text{ KN.ml.}$$

- Calcul de longueur de flambement

La longueur de flambement c'est : $L_y = 500 \text{ cm}$

La longueur de flambement c'est $L_z = 250 \text{ cm}$

- Calcul les élancements

$$\begin{cases} \lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{500}{5,74} = 87,10 \\ \lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{250}{1,65} = 151,51 \end{cases}$$

- **Calcul de l'élancement critique**

Acier S 235:

$$\varepsilon = \left(\frac{235}{f_y}\right)^{0,5} = 1$$

$$\lambda_{cr} = 93,9 \varepsilon \Rightarrow \lambda_{cr} = 93,9$$

- **Calcul de l'élancement critique**

$$\bar{\lambda}_y = (\lambda_y / \lambda_{cr}) * \sqrt{\beta_w} = (87,10/93,9) * \sqrt{1} = 0,92 > 0,2, \text{ il ya risque de flambement.}$$

$$\bar{\lambda}_z = (\lambda_z / \lambda_{cr}) * \sqrt{\beta_w} = (151,51/93,9) * \sqrt{1} = 1,61 > 0,2, \text{ il ya risque de flambement.}$$

- **Calcul de coefficient de réduction**

$$\chi_{min} = \min(\chi_y, \chi_z).$$

Axe yy : courbe a $\Rightarrow \alpha = 0,21$ (tableau 5.5.1 ECO3).

Axe zz : courbe b $\Rightarrow \alpha = 0,34$ (tableau 5.5.1 ECO3).

$$\chi = \frac{1}{(\varphi + (\varphi^2 - \lambda^2))^{0,5}} \quad \text{avec } \chi \leq 1.$$

$\varphi = 0,5[1 + \alpha(\lambda - 0,2) + \lambda^2]$; avec α facteur d'imperfection.

$$\varphi_y = 0,5[1 + 0,21(0,92 - 0,2) + 0,92^2] = 1$$

$$\chi_y = \frac{1}{(1 + (1^2 - 0,92^2))^{0,5}} = 0,72$$

$$\varphi_z = 0,5[1 + 0,34(1,61 - 0,2) + 1,61^2] = 2,03.$$

$$\chi_z = \frac{1}{(2,03 + (2,03^2 - 1,61^2))^{0,5}} = 0,55$$

$$\chi_{min} = \min(0,72 ; 0,55) \Rightarrow \chi_{min} = 0,55$$

- **Calcul de facteur d'amplification K_{lt}**

$\beta_{mit} = 1,3$ (charge uniformément répartie) **figure 5.5.3 ECO3.**

$$\mu_{lt} = 0,15 * \lambda_z * \beta_{mit} - 0,15. \quad \text{Avec } \mu_{lt} \leq 0,9$$

$$\mu_{lt} = 0,15 * 1,61 * 1,3 - 0,15 \Rightarrow \mu_{lt} = 0,16$$

$$K_{lt} = 1 - \frac{H_{lt} * N_{sd}}{\chi_z * A * f_y} \quad \text{avec } K_{lt} \leq 1.$$

$$K_{lt} = 1 - \frac{0,16 * 92,97}{0,55 * 16,4 * 23,5} \Rightarrow K_{lt} = 0,92$$

$$\varphi_{lt} = 0,5 [1 + 0,21 * (1,138 - 0,2) + 1,138^2] = 1,24$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{(1,24 + (1,24^2 - 1,138^2))^{0,5}} = 0,57$$

A.N:

$$\frac{92,97}{0,55 * 385,4} + \frac{0,92 * 6,65}{0,57 * 20,75} + \frac{1,47 * 0,04}{4,52} = 0,96 \leq 1 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

Le profil IPE140 est adéquat comme panne de toiture.

III-11-2-Contreventement vertical au long pan

III-11-2-1-vérification de la pale de stabilité de rive

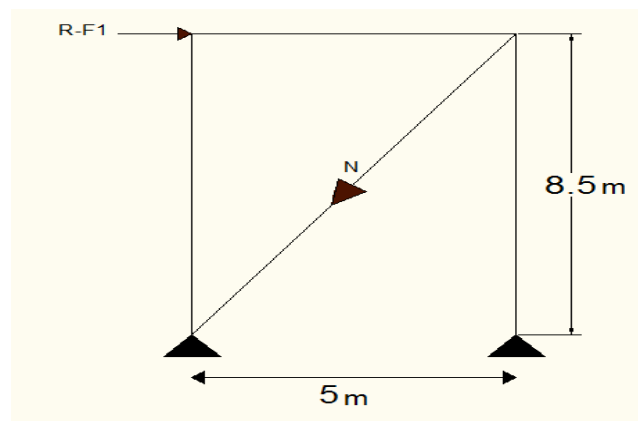


Figure III-38 : schéma statique de la pale de stabilité de rive

$$\tan^{-1} \alpha = \tan^{-1} (8,5/5) \Rightarrow \alpha = 59,53^\circ.$$

A.N:

$$N = \frac{355,63 - 32,98}{\cos 59,53^\circ} \Rightarrow N = 636,28 \text{ KN.}$$

- **calcul de la section brute de la diagonale**

$$N_{sd} \leq N_{plrd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow A \geq N_{sd} * \gamma_{m0} / f_y$$

$$N_{sd} = 1,5 * 636,28 = 954,42$$

A.N:

$$A \geq 954,42 * 1/23,5 \Rightarrow A \geq 40,61 \text{ cm}^2.$$

On opte pour une cornier (L160*160*15) $A = 46,1 \text{ cm}^2$.

- **calcul de la section nette.**

$$A_{\text{net}} = A_1 + \xi A_2.$$

A.N:

$$A_1 = (16 * 1,5) - (1,4 * 1,5) = 21,9 \text{ cm}^2.$$

$$A_2 = (16 - 1,5) * 1,5 = 21,75 \text{ cm}^2.$$

$$\xi = \frac{3A_1}{3A_1 + A_2} = 0,75.$$

A.N:

$$A_{\text{net}} = 21,9 + 0,75 * 21,75 = 38,21 \text{ cm}^2.$$

$$N_{\text{tsd}} \leq N_{\text{urd}} = 0,9(A_{\text{net}} * f_y) / \gamma_{m2}$$

$$N_{\text{urd}} = 0,9(38,21 * 23,5) / 1,25 = 990 \text{ KN}.$$

$$N_{\text{tsd}} = 954,42 \text{ KN} \leq N_{\text{urd}} = 990 \text{ KN}.$$

La cornier (L160*160*15) convient pour les diagonal de la palé de stabilité de rive.

III-11-2-2-dimensionnement de la pale de stabilité intermédiaire

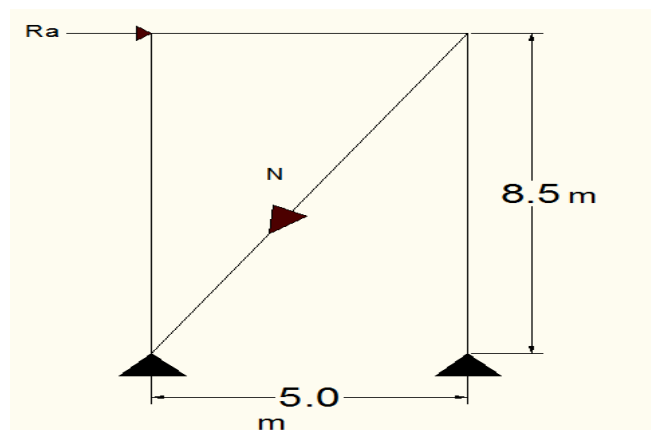


Figure III-39 : schéma statique de la palé de stabilité intermédiaire

$$\tan^{-1} \alpha = \tan^{-1} (8,5/5) \Rightarrow \alpha = 59,53^\circ.$$

$$\text{A.N: } N = \frac{355,63}{\cos 59,53^\circ} \Rightarrow N = 701,31 \text{ KN}.$$

- **calcul de la section brute de la diagonal**

$$N_{\text{sd}} \leq N_{\text{plrd}} = \frac{A * f_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow A \geq N_{\text{sd}} * \gamma_{m0} / f_y$$

$$N_{sd} = 1,5 * 701,31 = 1051,97 \text{ KN.}$$

A.N:

$$A \geq 1051,97 * 1 / 23,5 \Rightarrow A \geq 44,76 \text{ cm}^2.$$

On opte pour une cornier (L160*160*17) $A = 51,8 \text{ cm}^2$.

- **calcul de la section nette.**

$$A_{net} = A_1 + \xi A_2.$$

A.N:

$$A_1 = (16 * 1,7) - (1,4 * 1,7) = 24,82 \text{ cm}^2.$$

$$A_2 = (16 - 1,4) * 1,7 = 24,31 \text{ cm}^2.$$

$$\xi = \frac{3A_1}{3A_1 + A_2} = 0,75.$$

A.N:

$$A_{net} = 24,82 + 0,75 * 24,31 = 43,05 \text{ cm}^2.$$

$$N_{tsd} \leq N_{urd} = 0,9(A_{net} * f_y) / \gamma_{m2}$$

$$N_{urd} = 0,9(43,05 * 23,5) / 1,25 = 1115,85 \text{ KN.}$$

$$N_{tsd} = 1051,97 \text{ KN} \leq N_{urd} = 1115,85 \text{ KN.}$$

C'est vérifié pour la cornier (L160*160*17).

III-12-Pré dimensionnement de la poutre sablière :

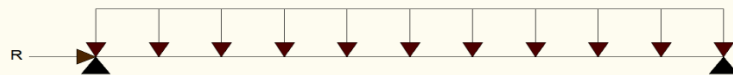


Figure III-40 : schéma statique de la poutre sablière

$$F_1 = 32,98 \text{ KN.}$$

$$R_a = R_b = 355,63 \text{ KN.}$$

$$N^{max} = F_1 - R_a = 322,65 \text{ KN.}$$

$$A \geq 322,65 * 1 / 23,5 \Rightarrow A \geq 13,72 \text{ cm}^2.$$

On choisie HEA200 $\Rightarrow A = 53,8 \text{ cm}^2$.

- **Vérification vis-à-vis de la stabilité**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} * \left(A * \frac{f_y}{\gamma_{m1}} \right)} + \frac{K_y * M_{sd}}{\frac{W_{ply} * f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1 \dots \dots \dots \text{[ECO3 5.5.4(1) formule (5.51)].}$$

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{500}{8,28} = 60,38$$

$\bar{\lambda}_y = (\lambda_y / \lambda_{cr}) * \sqrt{\beta_w} = (60,38 / 93,9) * \sqrt{1} = 0,64 > 0,2$, il ya risque de flambement.

$$M_{sdy} = 1,5 * \frac{q_z l^2}{8} = 5,46 \text{ KN.m.}$$

$$N_{sd} = R = 355,63 \text{ KN}$$

$$N_{plrd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{m0}} = 1264,3 \text{ KN.}$$

$$M_{plry} = \frac{W_{ply} * f_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow M_{plrd} = 100,93 \text{ Kn.m.}$$

$$h/b = \frac{152}{160} = 0,95$$

$$t_f = 8 \text{ mm} < 40 \text{ mm.}$$

Axe y-y \Rightarrow courbe b $\Rightarrow \alpha = 0,34$

Par interpolation linéaire :

$$\chi_y = 0,8371 + \frac{0,7837 - 0,8371}{0,7 - 0,6} * (0,64 - 0,6) \Rightarrow \chi_y = 0,8157.$$

$$\mu_y = 0,64 * (2 * 1,3 - 4) + \frac{429,5 - 388,6}{388,6} = -0,79.$$

$$K_y = 1 - \frac{-0,79 * 355,63}{0,8157 * 58,8 * 23,5} \Rightarrow K_y = 1,24.$$

A.N:

$$\frac{355,63}{0,8157 * 1264,3} + \frac{1,24 * 5,45}{100,93} = 0,41 \leq 1.$$

Donc on opte pour un HEA200.

III-13-Conclusion

L'étude que nous avons effectuée nous a permis de déterminer le type des profiles est des éléments secondaire qui sont capables de résister a leurs poids propres et a tous les efforts extrêmes de vent.

Les profiles retenus après vérification pour différents éléments sont :

- **Les pannes** : IPE140.
- **L'échantignole** : épaisseur de = 1,5 cm.
- **Les lisses du long-pan** : IPE 160.
- **Les liernes du long -pan** : barre ronde de diamètre $\phi = 10\text{mm}$.
- **Les lisses du pignon** : IPE300.
- **Les liernes du pignon** : barre ronde de diamètre $\phi = 10\text{mm}$.
- **Les potelets** : HEA 300
- **Les poteaux** : HEA220
- **Les poutres maitresse** : IPE330.
- **Les poutres sablières** : IPE200.
- **Les escaliers** :- limon : UPN 160
 - une cornière de (L45*45*4).
- **Les fermes** :-montants (2L60*60*6)
 - diagonale (2L75*75*8).
 - membrure supérieure et membrure inferieur (2L90*90*9).
- **Contreventement** :-toiture (100*100*10).
 - long- pan :-pale de stabilité de rive (160*160*15)
 - pale de stabilité intermédiaire (160*160*17)
- **Les solives** : IPE180.

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE ET ANNALYSE DYNAMIQUE.

IV-1-introduction

Les actions sismiques sur un bâtiment sont des actions dynamiques complexes. Elles se manifestent par des mouvements essentiellement horizontaux imposés aux fondations.

Les constructions résistent à ces mouvements par des forces d'inertie dues à leur masse qui s'opposent aux mouvements. Ce qui entraîne bien entendu des efforts dans la structure.

L'objectif visé dans ce chapitre est la détermination des efforts sismiques susceptibles à solliciter la structure.

Le calcul sismique se fait selon le Règlement parasismique Algérien RPA 99 Version 2003, qui met à notre disposition trois méthodes de calcul :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérographe.

Suivant la particularité de la structure, notre calcul se fera par la méthode d'analyse modale spectrale.

IV-2-principe de la méthode

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrées par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

L'analyse de la structure est faite par le logiciel Sap2000 qui est basé sur la méthode des éléments finis.

✓ DESCRIPTION DE SAP 2000

Basé sur la méthode des éléments finis, le SAP 2000 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrage de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de BTP avec une bibliothèque d'élément autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé, charpente métallique. Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

Pour la modélisation, le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargements et analyse des structures, etc.) de façon totalement graphique, numérique ou combinée, en utilisant les innombrables outils disponibles.

IV-3-Analyse de la structure

IV-3-1-Type d'analyse

L'analyse élastique globale, peut être statique ou dynamique, selon la satisfaction des conditions posées par les règlements en vigueur, sur les cas de chargement.

- **Les chargements statiques**
 - Poids propre de la structure.
 - Les effets dus aux actions climatiques.
- **Les chargements dynamiques**
 - Les effets sismiques.

IV-3-2- Méthodes de calcul

IV-3-2-1-La méthode statique équivalente

a) Principe de la méthode

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

b) Calcul de la force sismique totale

D'après l'art 4.2.3 de RPA 99/version 2003, la force sismique totale « V » qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment dans notre cas, on est dans la Zone I et un Groupe d'usage 2:

Donc : A = 0,08

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} T_2 & 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} T & 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} T > 3s \end{cases}$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site, du facteur d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

Avec :

T_1, T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du [RPA99/ version 2003].

Site (S2) : T_1 (sec) = 0.15S T_2 (sec) = 0.4S

(η): Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ : est donnée par le tableau 4.2 du RPA99 V2003

Nous avons une structure en portiques en acier, Donc : $\xi = 5\%$

D'où : $\eta = 1 > 0.7 \Rightarrow \eta = 1$

- Estimation de la période fondamentale de la structure

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser est donnée par le RPA 99/ version 2003 par la formule (4.6) :

$$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}}$$

Avec :

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 11,9\text{m}$$

C_T : est un coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 du RPA 99/version 2003.

On a une ossature contreventée par palées triangulaire en X.

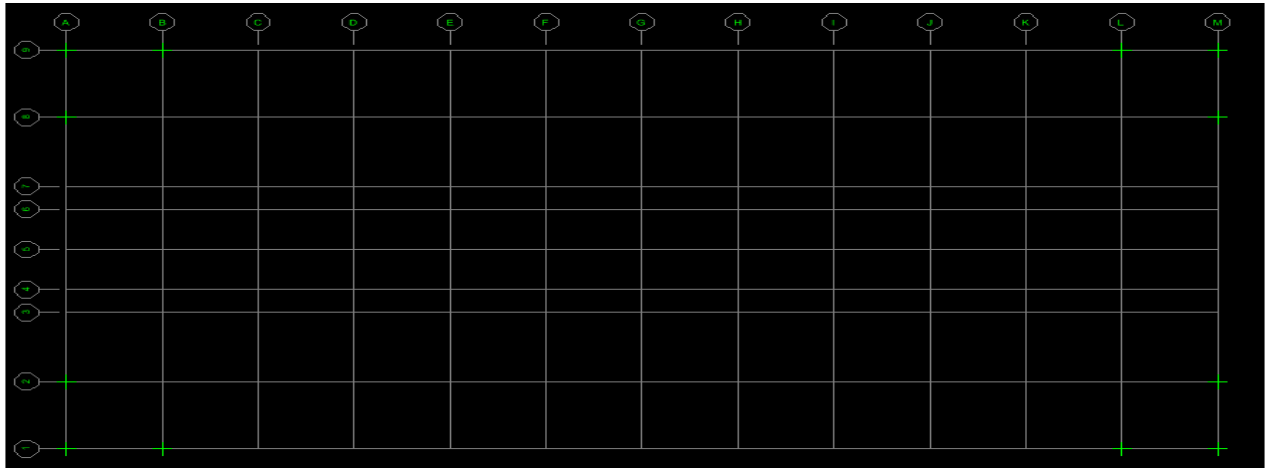


Figure IV-1 : vue en plans XY de la disposition de contreventements

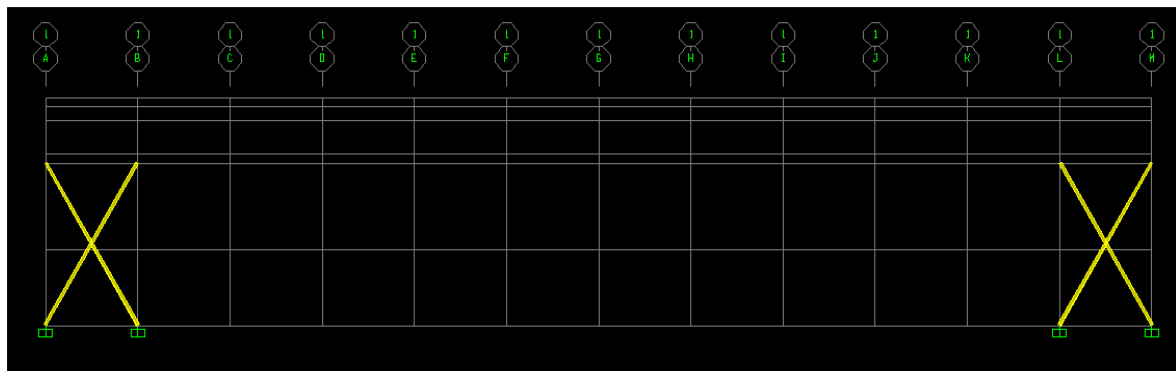


Figure IV-2 : vue en plan YZ de contreventements sur le long-pan

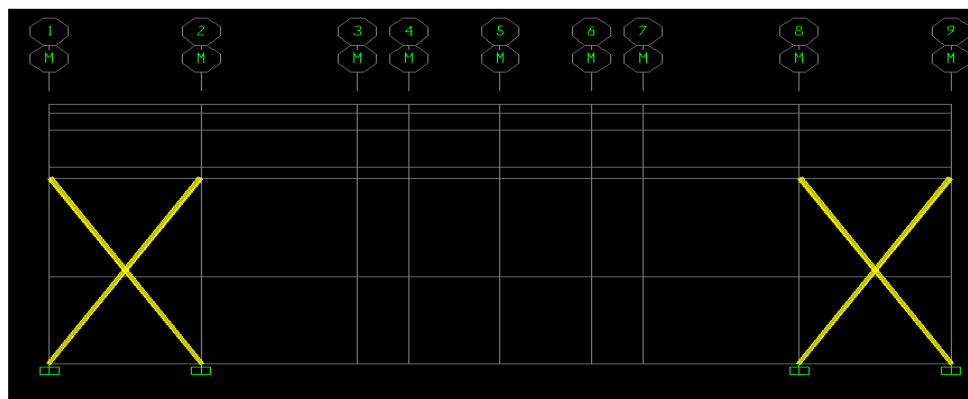


Figure IV-3 : vue en plan XZ de contentements sur le pignon

D'où : $C_{Tx} = C_{Ty} = 0,085$

Donc :

$$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}} = 0,085 * 11,9^{\frac{3}{4}} = 0,54$$

$$D = 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$D = 2,5 * \left(\frac{0,4}{0,54} \right)^{\frac{2}{3}} = 2,04$$

R : coefficient de comportement global de la structure.

Sa valeur est donnée par le tableau 4.3 de RPA 99/ version 2003, en fonction du système de contreventement **R = 4**

Q : facteur de qualité de la structure, fonction de la redondance, géométrie, régularité en plan et en élévation et la qualité de contrôle de la construction.

$Q=1+16A$ Avec :

p_q: La pénalité à retenir selon que le critère de qualité « q ».

Le tableau suivant donne les valeurs de pénalité p_q :

Critère Q	Sens-X	Sens-Y
Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
Redondance en plan	0,05	0
Régularité en plan	0	0
Régularité en élévation	0	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0,1	0,1
p_q = 1,2		

Tableau IV-1 : valeurs des pénalités p_q

$$Q_x = Q_y = 1,2.$$

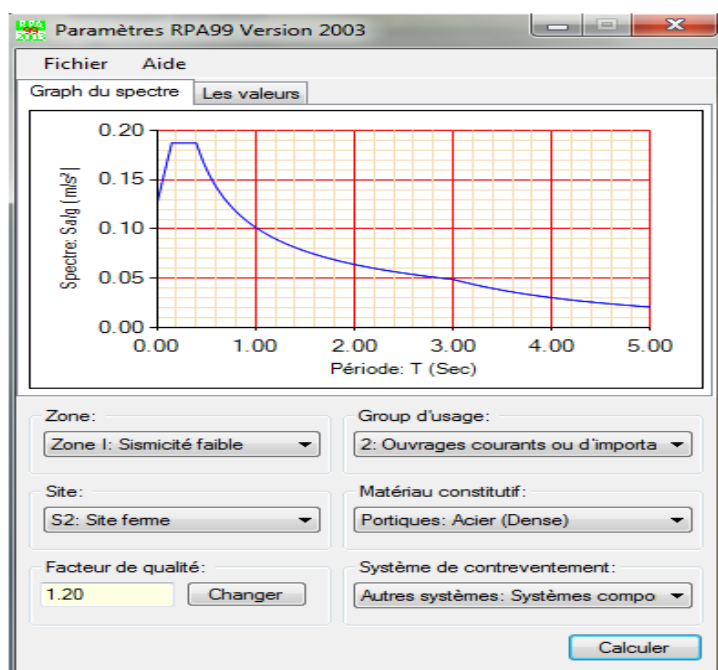


Figure IV-4 : spectre de réponse suivant X et Y

W : poids total de la structure.

W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum W_i$$

Avec :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Charges permanentes et à celles des équipements fixes solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 du RPA 99 version 2003.

Dans notre cas $\beta = 0,5$

$$F_z = W_{Gi} = 1929,565 \text{KN}$$

On a :

$$\text{Donc : } V = \frac{0,08 * 2,04 * 1,2}{4} * 1929,565 = 94,471 \text{KN}$$

Pour notre cas $V = F_i$

IV-3-2-2- Principe de la méthode dynamique spectrale

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.

1) Nombre de modes à considérer et le pourcentage de participation de masse

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Dans les trois premiers modes on a :

- Translation suivant (Y) pour le premier mode.
- Translation suivant (X) pour le deuxième mode.
- Rotation pour le troisième mode.

Et on a bien :

$$\text{Sens xx : } 1.3 * T_{\text{empirique}} = 1,3 * 0,54 = 0,702 \text{s} > T_{\text{numerique}} = 0,51 \text{s}$$

$$\text{Sens yy : } 1.3 * T_{\text{empirique}} = 0,702 \text{s} > T_{\text{numerique}} = 0,36 \text{s}$$

1 TABLE: Modal Participating Mass Ratios										
2	OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
3	Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
4	MODAL	Mode	1	0.300929	0.000001196	0.58935	7.376E-11	0.000001196	0.58935	7.376E-11
5	MODAL	Mode	2	0.252967	0.76536	4.207E-07	3.716E-08	0.76536	0.58935	3.723E-08
6	MODAL	Mode	3	0.202378	0.000002164	0.00069	1.055E-09	0.76537	0.59004	3.829E-08
7	MODAL	Mode	4	0.171005	0.13069	1.077E-08	2.631E-08	0.89606	0.59004	6.46E-08
8	MODAL	Mode	5	0.168647	0.00011	0.000004702	1.448E-08	0.89617	0.59005	7.908E-08
9	MODAL	Mode	6	0.166293	0.001	1.732E-09	1.051E-07	0.89717	0.59005	1.842E-07
10	MODAL	Mode	7	0.165315	0.0001	0.00002295	7.08E-13	0.89728	0.59007	1.842E-07
11	MODAL	Mode	8	0.164832	0.02421	5.423E-07	1.316E-08	0.92149	0.59007	1.973E-07
12	MODAL	Mode	9	0.15152	0.00003539	1.031E-07	1.619E-08	0.92152	0.59007	2.135E-07
13	MODAL	Mode	57	0.09991	0.00079	0.00216	2.452E-08	0.94607	0.8222	0.000001378
14	MODAL	Mode	58	0.099174	0.00008383	0.15671	4.489E-09	0.94615	0.97891	0.000001383
15	MODAL	Mode	59	0.096724	0.00161	0.00394	7.79E-09	0.94776	0.98286	0.000001391
16	MODAL	Mode	60	0.093848	0.00021	0.0000153	7.589E-07	0.94797	0.98287	0.00000215

Tableau IV- 2: pourcentage de participation de masse

2) Les réponses modales de la structure

• Déformation modale

La déformation de la structure suivant les modes de vibration les plus prépondérants est illustré par les figures suivantes :

Mode 1 : Translation suivant Y-Y, période $T = 0,3$ s, taux de participation de la masse 58 %

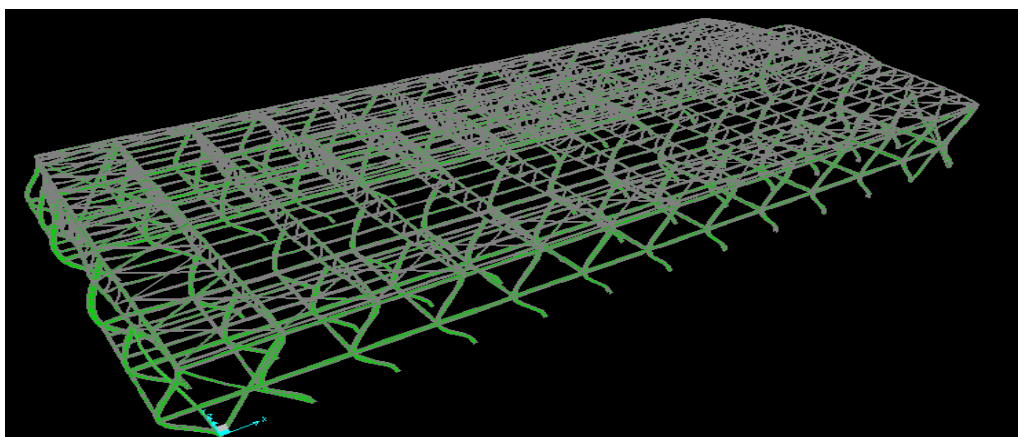


Figure IV-5 : Mode de déformation (1)

Remarque : on constate que le comportement de la structure suivant le sens Y-Y est assez bon et cela peut être dû à un faible contreventement dans ce sens, un chargement aussi important dans ce sens.

Pour remédier, on propose de renforcer davantage les palées de stabilité en doublant les cornières, mettre des contreventements en V ou en Λ (V inverser), ou bien augmenter la section des poteaux.

Mode 2: Translation suivant X-X, période $T = 0,25$ s, taux de participation de la masse 76 %

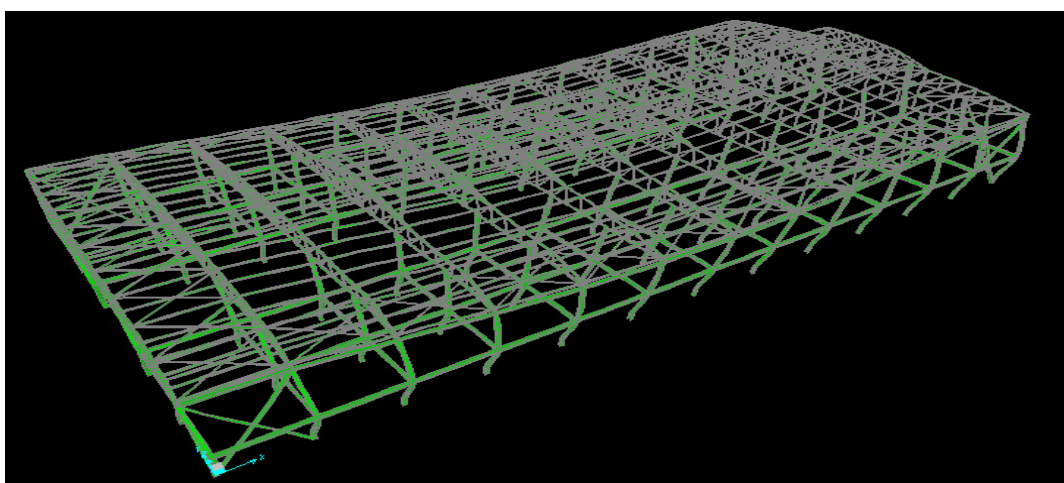


Figure IV-6: Mode de déformation (2)

Mode 3: Rotation autour Z-Z, période T = 0,20 s

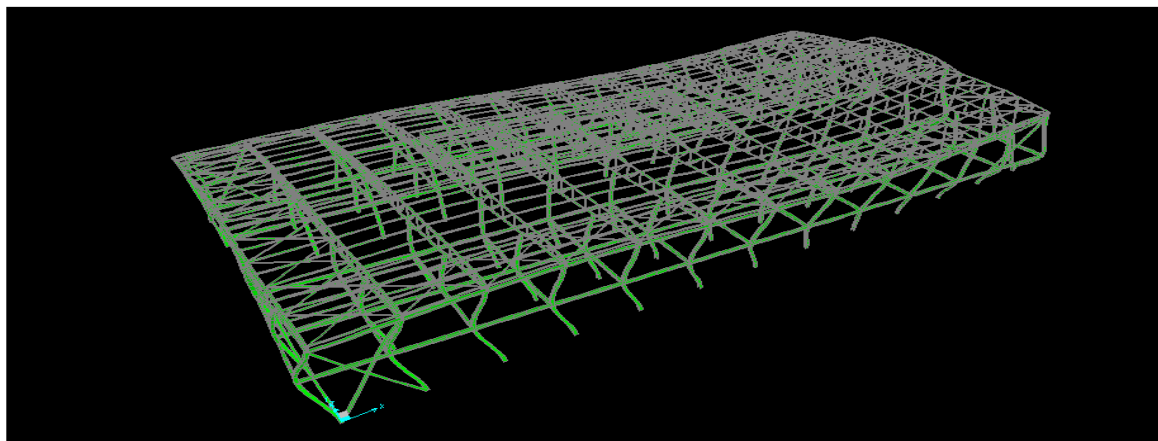


Figure IV-7: Mode de déformation (3)

IV-4-Analyse des résultats

Il y a lieu de constater que la structure présente des translations suivant les deux directions horizontales et une rotation autour de l'axe verticale.

IV-4-1- Les combinaisons de calcul

Notation :

G : Poids propre.

Q : Charge d'exploitation.

S : Action de la neige.

W : Action du vent.

Les combinaisons de calcul adoptées selon les règlements en vigueur sont données dans le tableau suivant :

Etat limite ultime	Etat limite de service	Etat accidentelle
1,35G+1,5Q	G+Q	G+Q+1,2Ex
1,35G+1,5S	G+S	G+Q+1,2EY
G+1,5V1	G+V1	0,8G – Ex
G+1,5V2	G+V2	0,8G+Ex
G+1,5V1'	G+V1'	0,8G-Ey
		0,8+Ey

Tableau IV-3: Combinaisons de calcul

IV-4-2- Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon l'article 4.3.6 du RPA 99V2003, la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par les combinaison des valeurs modales doit être supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V .

Forces sismiques	V statique (KN)	0.8Vstatique (KN)	V dynamique (KN)	Observation
Sens xx	94,471	75,577	142,638	Vérifiée
Sens yy	94,471	75,577	106,638	Vérifiée

Tableau IV-4: Vérification de l'effort tranchant à la base

IV-4-3-Vérification des déplacements

Le déplacement horizontal est calculé par la formule suivante :

$$\delta_K = R * \delta_{eK}$$

Avec :

R: Coefficient de comportement.

δ_{eK} : Déplacement dû aux forces sismiques.

Les déplacements latéraux ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

	δ_{eK} (cm)	R	δ_K (cm)	1% h_K (cm)	Condition
Etage	0,76536	4	3,0614	8,5	Vérifiée
Toiture	0,76536	4	3,0614	11,9	Vérifiée

Tableau IV-5: Déplacements relatifs dans le sens (x-x)

	δ_{eK} (cm)	R	δ_K (cm)	1% h_K (cm)	Condition
Etage	0,58935	4	2,3574	8,5	Vérifiée
Toiture	0,58935	4	2,3574	11,9	Vérifiée

Tableau IV-6: Déplacements relatifs dans le sens (y-y)

IV-5- conclusion

L'étude sismique a permis de vérifier le comportement de la structure soumise à des charges Sismique et qui ont vérifié toutes les conditions de résistance, nous passons au chapitre suivant qui consiste la vérification des éléments structuraux.

CHAPITRE V : VERIFICATION DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V-1- Introduction

Ce chapitre consiste à dimensionner et vérifier les différents éléments de la structure principale telle que les poteaux, les fermes et les contreventements à la base des exigences ECO3.

V-2-Vérifications des poteaux HEA220

Les poteaux de la structure sont soumis à une compression et une flexion suivant les deux axes (y-y) et (z-z).

Les sollicitations les plus défavorables sont tirées à partir du **SAP2000**

Dans notre cas la hauteur du poteaux est 8,5 m.

V-2-1- efforts sollicitant

Combinaison	N_{sd} (KN)	V_2 (KN)	M_y (KN.m)	M_z (KN.m)
G+Q+1,2Ex	46,842	0,043	1,336	0,054
1,35G+1,5Q	52,137	0,253	0,012	0,3249

Tableau V-1 : sollicitations sur le poteau HEA220

V-2-2-Classe de la section de profile HEA220

➤ Classe de l'Ame

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

$$\alpha = \frac{1}{d} \frac{d-d_c}{2} \leq 1.$$

$$d_c = \frac{N_{sd}}{t_w * f_y} = 3,169 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{1}{15,2} \frac{15,2+3,169}{2} = 0,604 \leq 1.$$

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha-1} \Rightarrow \frac{15,2}{0,7} = 21,71 \leq \frac{396*1}{13*0,93-1} = 35,70 \Rightarrow \text{l'âme est de classe I.}$$

➤ Semelle comprime :

$$C/t_f = b/2 * t_f = 220/2 * 11 = 10 \leq 10 \varepsilon \Rightarrow \text{semelle de classe 1}$$

Donc les poteaux HEA220 sont de classe 1.

V-2-3-Vérification aux cisaillements

$$V_{sd} \leq V_{plrd}$$

$$A_v = A - 2 * b * t_f + (t_w + 2r) * t_f \Rightarrow A_v = 27,56 \text{ cm}^2.$$

$$V_{plrd} = (A_v * f_y) / (\gamma_{m0} * \sqrt{3}) \Rightarrow V_{plrd} = 373,92.$$

- COMBI 1 : $V_{sd} = 0,042 \text{ KN} \leq V_{plrd} 373,92 \text{ KN} \Rightarrow$ **condition vérifier.**
- COMBI 2 : $V_{sd} = 0,253 \text{ KN} \leq V_{plrd} 373,92 \text{ KN} \Rightarrow$ **condition vérifié.**

V-2-4-Vérification aux diversement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{plrd}} + \frac{K_{lt} \cdot M_{y, sd}}{\chi_{lt} \cdot W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_z \cdot M_{z, sd}}{W_{plz} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1 \dots \dots \dots \text{[ECO3 5.5.4(2) formul (5.52)].}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \cdot W_{ply} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right]$$

$$\lambda_{LT} = \frac{(L/i_z)}{\sqrt{C_1 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}}$$

$$\lambda_{LT} = 45,31$$

$$\lambda_1 = 93,9.$$

AN :

$$\overline{\lambda}_{LT} = \left[\frac{45,31}{93,9} \right] (1)^{0,5} \Rightarrow \overline{\lambda}_{LT} = 0,48 > 0,4 \Rightarrow \text{il ya risque de diversement.}$$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{0,5 \cdot 850}{5,51} = 77,13$$

$$\overline{\lambda}_z = \lambda_z / \lambda_1 = 0,82 > 0,2.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{210}{220} = 0,95 < 1,2 \\ t_f = 11\text{mm} < 100\text{mm}. \end{array} \right.$$

Donc : $\alpha = 0,49$.

$$\varphi_z = 0,5 [1 + 0,49 (0,82 - 0,2) + 0,82^2] = 0,98$$

$$\chi_z = \frac{1}{(0,98 + (0,98^2 - 0,82^2))^{0,5}} = 0,66.$$

$$\beta_{m1t} = 1,8 - 0,7 \cdot \psi_y = 1,8.$$

$$N_{plrd} = 64,3 \cdot 23,5 / 1 \Rightarrow N_{plrd} = 1511,05 \text{KN}$$

$$M_{ply} = 568,5 \cdot 23,5 / 1 \Rightarrow M_{ply} = 133,59 \text{KN.m.}$$

$$M_{plz} = 270,6 \cdot 23,5 / 1 \Rightarrow M_{plz} = 63,59 \text{KN.m.}$$

• **Combi 1**

$$\mu_{1t} = 0,15 \cdot 0,82 \cdot 1,8 - 0,15 \Rightarrow \mu_{1t} = 0,071.$$

$$K_{1t} = 1 - \frac{0,071 \cdot 46,842}{0,66 \cdot 64,3 \cdot 23,5} \Rightarrow K_{1t} = 0,99$$

Pour les profile lamine : $\alpha_{1t} = 0,21$

$$\varphi_{1t} = 0,5[1+0,21* (0,48-0,2) +0,48^2] = 0,64.$$

$$\chi_{1t} = \frac{1}{(0,64+(0,64^2-0,48^2))^{0,5}} = 0,94.$$

$$\mu_z = 0,56*(2*1,8-4) + \frac{270,6-177,7}{177,7} = 0,66$$

$$K_z = 1 - \frac{0,66*46,842}{0,66*64,3*23,5} \Rightarrow K_z = 0,96.$$

AN:

$$\frac{46,842}{0,66*1511,05} + \frac{0,98*1,336}{0,94*133,59} + \frac{0,96*0,054}{63,59} = 0,058 \leq 1 \Rightarrow \text{condition vérifié.}$$

- **Combi 2 :**

$$K_{1t} = 1 - \frac{0,071*52,137}{0,66*64,3*23,5} \Rightarrow K_{1t} = 0,99.$$

$$K_z = 1 - \frac{0,66*52,137}{0,66*64,3*23,5} \Rightarrow K_z = 0,96.$$

AN:

$$\frac{52,137}{0,66*1511,05} + \frac{0,99*0,012}{0,94*133,59} + \frac{0,96*0,325}{63,59} = 0,057 \leq 1 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Le profilé **HEA 200** répond à toutes les conditions des règles de l'ECO3 concernant la Vérification de résistance.

V-3- vérification de contreventement

V-3-1-L100*10

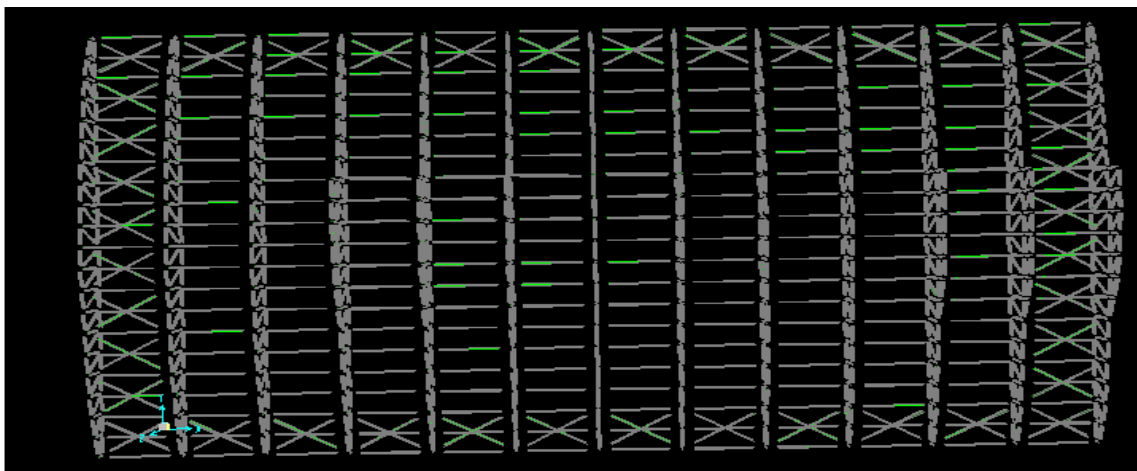


Figure V-1: contreventement de L100*10

Elément	Combinaison	N_{sd} KN
Traction	G+Q+1,2Ey	16,232
Compression	0,8G-Ey	8,311

Tableau V-2 : efforts dans les éléments de contreventements.

- **Vérification a la traction**

$$N_{sd} \leq N_{rd}$$

$$N_{rd} = A \cdot f_y / \gamma_{m0} \Rightarrow N_{rd} = 451,2 \text{ KN.}$$

$$N_{sd} = 16,232 \text{ KN} \leq N_{rd} = 451,2 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition Vérifiée.}$$

Remarque : La modélisation de contreventement de stabilité intermédiaire na pas été faite car il ne vérifie pas le comportement de la structure

V-3-2-L160*15

Elément	Combinaisons	N_{sd} KN
Traction	G+Q+1,2Ey	20,376
Compression	0,8G-Ey	16,232

Tableau V-3 : efforts dans les éléments de contreventements

- **Vérification a la traction**

$$N_{sd} \leq N_{rd}$$

$$N_{rd} = A \cdot f_y / \gamma_{m0} \Rightarrow N_{rd} = 1083,35 \text{ KN.}$$

$$N_{sd} = 20,376 \text{ KN} \leq N_{rd} = 1083,35 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

V-4- vérification des fermes

Combinaisons	Membrure supérieur (KN)	Membrure Inférieur (KN)	Diagonal (KN)	Montant (KN)
1,35G+1,5S	14,538	16,156	18,757	27,326
G+1,5V1'	26,125	29,242	32,618	43,326

Tableau V-4 : efforts dans les éléments de la ferme

Les éléments de la ferme sont des éléments en double cornière d'où l'effort sollicitant sera devise par deux

- **Membrure supérieur (2L 90*90*9)**

$$N^{\max} = 26,125 \text{ KN} \Rightarrow N^{\max} = 13,062 \text{ KN.}$$

$$A_s = 31\text{cm}^2 \Rightarrow A_s = 15,5\text{cm}^2.$$

$$N_{pl} = A_s * f_y / \gamma_{m0} \Rightarrow N_{pl} = 364,25\text{KN}.$$

$$N^{\max} = 13,062\text{KN} \leq N_{pl} = 364,25\text{KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Membrure inferieur (2L90*90*9)**

$$N^{\max} = 29,242\text{KN} \Rightarrow N^{\max} = 14,621\text{KN}.$$

$$A_s = 31\text{cm}^2 \Rightarrow A_s = 15,5\text{cm}^2.$$

$$N_{pl} = A_s * f_y / \gamma_{m0} \Rightarrow N_{pl} = 364,25\text{KN}$$

$$N^{\max} = 14,621\text{KN} \leq N_{pl} = 364,25\text{KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Diagonal (2L 75*75*8)**

$$N^{\max} = 32,618 \Rightarrow N^{\max} = 16,309\text{KN}.$$

$$A_s = 22,8\text{cm}^2 \Rightarrow A_s = 11,4\text{cm}^2.$$

$$N_{pl} = A_s * f_y / \gamma_{m0} \Rightarrow N_{pl} = 267,9\text{KN}$$

$$N^{\max} = 16,309\text{KN} \leq N_{pl} = 267,9\text{KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Montant (60*60*6)**

$$N^{\max} = 43,326 \Rightarrow N^{\max} = 21,663 \text{ KN}.$$

$$A_s = 13,82\text{cm}^2 \Rightarrow A_s = 6,91\text{cm}^2.$$

$$N_{pl} = A_s * f_y / \gamma_{m0} \Rightarrow N_{pl} = 162,38\text{KN}$$

$$N^{\max} = 21,663\text{KN} \leq N_{pl} = 162,38\text{KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

V-5-Conclusion

Tous les profilés choisis pour assure la résistance et la stabilité de la structure sont admis.

CHAPITRE VI : ETUDE DES ASSEMBLAGES

VI-1-introduction

Il existe plusieurs modes d'assemblages fondamentales des éléments utilisés dans la construction métallique, dont les principaux modes sont :

- Le boulonnage
- Le soudage

Les liaisons entre les différents éléments représentent ce qu'on appelle communément les Assemblages. Ces derniers constituent des composants spécifiques à la construction métallique, ils jouent un rôle très important, on peut les définir comme organes de liaison qui permettent de réunir et de solidariser plusieurs éléments entre eux, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les éléments assemblés, sans générer d'efforts parasites. Un assemblage mal conçu, mal calculé ou mal réalisé peut conduire à l'effondrement de la structure.

De ce fait la conception et le calcul des assemblages est d'une importance capitale. Pour cela, dans ce chapitre on va s'intéresser au dimensionnement des différents assemblages des éléments de la structure.

VI-2-calcul des différents assemblages

VI-2-1-Assemblage de poteau(HEA220)-poutre maitresse(IPE330)

Cette opération consiste à fixer une platine par soudure avec la poutre et cet assemblage est fixé par boulonnage sur la semelle du poteau.

VI-2-1-1-Efforts sollicitant

Les efforts suivants sont localisés dans la jonction du poteau et poutre (nœud 311 tirée par le SAP)

- $N_{sd} = 58,791 \text{ KN}$
- $V_{sd} = 0,19 \text{ KN}$
- $M_{sd} = 0,233 \text{ KN.m}$

Épaisseur de la platine : $e_p = 20 \text{ mm}$

VI-2-1-2-Dimension de la soudure (poutre-platine)

Semelle : $0,7t_f = 0,7 * 11,5 = 8,05 \Rightarrow$ on prend $a_s = 10 \text{ mm}$

Ame : $0,7t_w = 0,7 * 7,5 = 5,25 \Rightarrow$ on prend $a_a = 10 \text{ mm}$

VI-2-1-3-Disposition constructive

Pour l'exécution de cet assemblage, notre choix est porté sur une platine d'extrémité de 20mm d'épaisseur avec des boulons de nuances 8.8 et un diamètre de $\phi = 20 \text{ mm}$.

Distance entre axes des boulons { §6.5.1.4(2) ECO3}

$$d_0 = 22\text{mm} ; A = 314 \text{ mm}^2 ; A_s = 245 \text{ mm}^2$$

$$t = \min(t_{w(\text{poutre})}, t_{w(\text{poteau})}) = \min(7,5, 7) \Rightarrow t = 7\text{m}$$

$$2,2d_0 \leq P1 \leq \min(14t ; 200) \quad 44\text{mm} \leq p1 \leq 98\text{mm}.$$

$$3d_0 \leq P2 \leq \min(14t ; 200) \quad 60\text{mm} \leq p1 \leq 98\text{mm}.$$

$$1,2d_0 \leq e1 \leq 12t \quad 26,4\text{mm} \leq e1 \leq 84\text{mm}.$$

$$1,5d_0 \leq e1 \leq 12t \quad 33\text{mm} \leq e1 \leq 84\text{mm}.$$

On prend 2 files de 3 boulons

$$P1=90\text{mm}; P2=90\text{mm}; e1=80\text{mm}; e2=80\text{mm}.$$

VI-2-3-3-Résistance à l'effort de traction

$$F_{t.sd} \leq F_{t.Rd}$$

$$F_{t.sd} = \frac{M_{sd} \cdot d_i}{2 \sum d_i^2} = \frac{16,8642 \cdot 0,255}{2[(0,255)^2 + (0,165)^2 + (0,075)^2]} \Rightarrow F_{t.sd} = 21\text{KN}$$

$$F_{t.Rd} = \frac{0,9f_{ub}A_s}{\gamma_{Mb}} \quad \text{(Tableau 6.5.3 ECO3)}$$

$$F_{t.Rd} = \frac{0,9 \cdot 800 \cdot 245 \cdot 10^{-6}}{1,5} = 117,60\text{KN} \Rightarrow F_{t.Rd} = 117,60\text{KN}$$

$$F_{t.sd} = 21\text{KN} \leq F_{t.Rd} = 117,60\text{KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI-2-1-5- Résistance au glissement

$$F_{pcd} = 0,7f_{ub} \cdot A_s \quad \text{(Formule 6.8 ECO3)}.$$

$$F_{pcd} = 0,7 * 800 * 245 * 10^{-3} = 137,2\text{KN}$$

$$K_s = 1 \Rightarrow \text{trou nominal} .$$

$$n = 1 \Rightarrow \text{un plan nominal}.$$

$$\mu = 0,3 \Rightarrow \text{Coefficient de frottement}.$$

$$F_{s.Rd} = K_s * 1 * \mu * (F_{pcd} - 0,8F_{t.sd}) / \gamma_{ms} \quad \text{(Formule 6.7 ECO3)}.$$

$$F_{s.Rd} = 1 * 1 * 0,3 * (137,2 - 0,8 * 21) / 1,25 = 28,89\text{KN}$$

$$F_{v.sd} = 0,032\text{KN} \leq F_{s.Rd} = 28,89 \text{KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI-2-1-6-Vérification au poinçonnement

$$F_{tsd} \leq B_{prd}$$

$$B_{prd} = 0,6\pi d_m t_p f_u / 1,5 \quad (\text{Formul 6.5 ECO3})$$

$$\Rightarrow 109,25 \text{KN.}$$

$$F_{tsd} = 21 \text{KN} \leq B_{prd} = 109,25 \text{KN.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

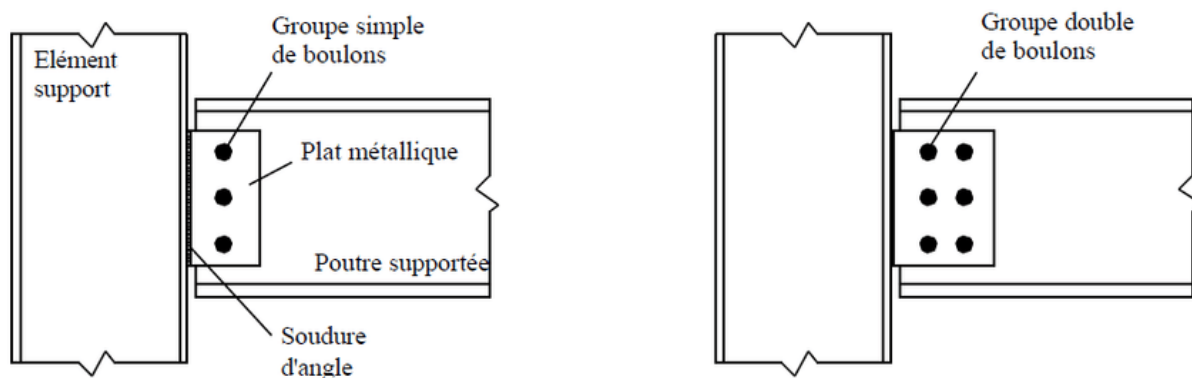


Figure-VI-1 : assemblage poteau poutre principale (illustratif)

VI-2-2-Assemblage Poutre (IPE330)-solive (IPE180) nœud 162:

L'assemblage sera réalisé au biais d'une cornière 60*60*8

VI-2-2-1-Efforts sollicitant :

$$V_{sd} = 1,751 \text{ KN}$$

VI-2-2-2- Disposition constructive:

On choisit M20 : $d = 20 \text{ mm}$; $d_0 = 22 \text{ mm}$; $A_s = 245 \text{ mm}^2$; boulon 6.8

$$t = \min(t_{w(\text{poutre})}, t_{w(\text{solive})}) \Rightarrow t = \min(7,5; 5,3) \Rightarrow t = 5,3 \text{ mm}$$

$$2,2d_0 \leq P1 \leq \min(14t; 200) \text{ mm} \quad 48,4 \text{ mm} \leq p1 \leq 74,2 \text{ mm.}$$

$$3d_0 \leq P2 \leq \min(14t; 200) \text{ mm} \quad 66 \text{ mm} \leq p1 \leq 74,2 \text{ mm.}$$

$$1,2d_0 \leq e1 \leq 12t \quad 26,4 \text{ mm} \leq e1 \leq 63,6 \text{ mm.}$$

$$1,5d_0 \leq e1 \leq 12t \quad 33 \text{ mm} \leq e1 \leq 63 \text{ mm.}$$

$$P1=50 \text{ mm} \quad P2=70 \text{ mm} \quad e1=40 \text{ mm} \quad e2=40 \text{ mm}$$

VI-2-2-3-Vérification aux cisaillements:

$$F_{v.sd} \leq F_{v.Rd}$$

$$F_{v.Rd} = 0,6 \cdot f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{mb} \Rightarrow F_{v.Rd} = \frac{0,6 \cdot 246 \cdot 600}{1,25} \Rightarrow F_{v.Rd} = 70,56 \text{ KN}$$

$$F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{4} = \frac{1,751}{4} = 0,438 \text{ KN}$$

$$F_{v.sd} = 0,438 \text{ KN} \leq F_{v.Rd} = 70,56 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Cisaillement par moment (V_{msd}):

$$V_{msd} = \frac{M_{sd}}{p_1} = \frac{\frac{V_{sd} \cdot e_2}{2}}{p_1} = \frac{\frac{1,751 \cdot 40}{2}}{50} = 0,70 \text{ KN}$$

Cisaillement total (V_{msd}):

$$V_{sd} = \sqrt{V_{sd}^2 + V_{msd}^2} = \sqrt{0,438^2 + 0,70^2} = 0,826 \text{ KN}$$

$$V_{t.sd} = 63,13 \text{ KN} \leq F_{v.Rd} = 70,56 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI-2-2-4-Pression diamétrale des pièces assemblées :

$$F_{v.sd} \leq F_{b.Rd} = 2,5 \alpha F_u d t_p / \gamma_{mb}$$

$$\alpha = \min \left[\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right]$$

$$\alpha = \min[0,6; 0,5; 1,66; 1] \Rightarrow \alpha = 0,5$$

$$F_{b.Rd} = 2,5 \cdot 0,5 \cdot 360 \cdot 20 \cdot 5,3 / 1,25 \Rightarrow F_{b.Rd} = 33,46 \text{ KN}$$

$$F_{v.sd} = 0,438 \leq F_{b.Rd} = 33,46 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

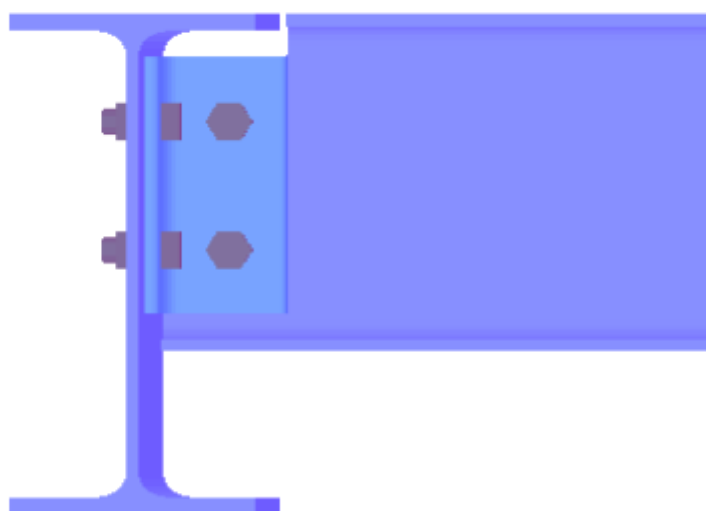


Figure-VI-2 : assemblage poutre-solive

VI-2-3-Assemblage Poutre sablière (HEA200) – poteau(HEA220) :

VI-2-3-1-Efforts sollicitant :

- $V_{sd} = 0,195\text{KN}$
- $N_{sd} = 32,481\text{KN}$
- $M_{sd} = 0,250\text{KN.m}$

VI-2-3-2-Disposition constructive:

$$t = \min(t_{w(\text{poteau})}, t_{w(\text{poutre})}) = \min(6,5, 7) \Rightarrow t = 6,5\text{mm}$$

On saisie :

HR 8.8 : $f_{ub} = 800\text{Mpa}$

M20 ; $d=20\text{mm}, d_0 = 22\text{mm}, A_s = 245\text{mm}^2$

$$2,2d_0 \leq P1 \leq \min(14t ; 200) \text{ mm} \quad 48,4\text{mm} \leq p1 \leq 91\text{mm}.$$

$$3d_0 \leq P2 \leq \min(14t ; 200) \text{ mm} \quad 66\text{mm} \leq p1 \leq 91\text{mm}.$$

$$1,2d_0 \leq e1 \leq 12t \quad 26,4\text{mm} \leq e1 \leq 78\text{mm}.$$

$$1,5d_0 \leq e1 \leq 12t \quad 33\text{mm} \leq e1 \leq 78\text{mm}.$$

$P1=60\text{mm} \quad p2=70\text{mm} \quad e1=40\text{mm} \quad e2=40\text{mm}.$

VI-2-3-3-Résistance à l'effort de cisaillement et de traction :

$$F_{t.sd} \leq F_{t.Rd}$$

$$F_{t.sd} = \frac{M_{sd}.d_i}{2 \sum d_f^2} = \frac{4,5403 \cdot 0,155}{2[(0,155)^2 + (0,095)^2]} = 10,64\text{KN.m} \Rightarrow F_{t.sd} = 10,64\text{KN.m}$$

$$F_{t.Rd} = \frac{0,9f_{ub}A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,9 \cdot 800 \cdot 245 \cdot 10^{-6}}{1,5} = 117,60\text{KN} \Rightarrow F_{t.Rd} = 117,60\text{KN}$$

$$F_{t.sd} = 10,64\text{KN} \leq F_{t.Rd} = 117,60\text{KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI-2-3-4- Résistance au glissement:

$$F_{pcd} = 0,7f_{ub}.A_s = 0,7 \cdot 800 \cdot 245 \cdot 10^{-3} = 137,2\text{KN}$$

$$K_s = 1 \Rightarrow \text{trou nominal .}$$

$$n = 1 \Rightarrow \text{un plan nominal.}$$

$$\mu = 0,3 \Rightarrow \text{Coefficient de frottement.}$$

$$F_{s.Rd} = K_s \cdot 1 \cdot \mu \cdot (F_{pcd} - 0,8F_{t.sd}) / \gamma_{ms}$$

$$F_{s,Rd} = 1 * 1 * 0,3 * (137,2 - 0,8 * 10,64) / 1,25 \Rightarrow F_{s,Rd} = 12,77 \text{KN}$$

$$F_{v,sd} = 0,0325 \text{KN} \leq F_{s,Rd} = 12,77 \text{KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI-2-1-6-Vérification au poinçonnement

$$F_{tsd} \leq B_{prd}$$

$$B_{prd} = 0,6 \pi d_m t_p f_u / 1,5 \quad (\text{Formul 6.5 ECO3})$$

$$\Rightarrow 144,76 \text{KN.}$$

$$F_{tsd} = 10,64 \text{KN} \leq B_{prd} = 144,76 \text{KN.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VI-2-4-Assemblage contreventement en X (160*160*15)

VI-2-4-1-Effort sollicitant :

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison G+Q+ 1.2 EY:

$$N_{sd} = 20,376 \text{KN.}$$

VI-2-4-2-Disposition constructive :

L'assemblage est réalisé avec une file de 3 boulons Ø16 classe HR 8.8 dans chaque côté de la barre.

$$t = \min (t_{cornier} ; t_{gousset}) \Rightarrow t = 10 \text{mm}$$

Entraxes (p1) :

$$2,2 d_0 = 39,6 \leq P_1 \leq (14t ; 200) = 140 \Rightarrow \text{on prend } P_1 = 50 \text{mm.}$$

Pinces (e1)

$$1,2 d_0 = 21,6 \leq e_1 \leq 12t = 140 \Rightarrow \text{on prend } e_1 = 40 \text{mm.}$$

VI-2-4-3-Vérification aux cisaillements

$$F_{vsd} \leq F_{vrd} \cdot$$

$$F_{vrd} = \frac{0,6 * f_{ub} * A_s}{1,25}$$

A.N:

$$F_{vrd} = \frac{0,6 * 800 * 192}{1,25} \Rightarrow F_{vrd} = 73,72 \text{KN.}$$

$$F_{vrd} = N_{sd} / 3 \Rightarrow F_{vrd} = 6,792 \text{KN.}$$

$$F_{vsd} = 6,792 \text{KN} \leq F_{vrd} = 73,72 \text{KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

VI-2-4-4-La pression diamétrale

$$F_{vsd} \leq F_{brd}$$

$$\alpha = \min \left[\frac{e_1}{3d_0}, \frac{P_1}{3d_0} - \left(\frac{1}{4} \right), \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right] \Rightarrow \alpha [0,74 ; 0,67 ; 2,22 ; 1].$$

$$\alpha = 0,67.$$

$$F_{brd} = 2.5 \alpha f_u d t_p / \gamma_{mb}.$$

$$F_{brd} = 2,5 * 0,67 * 360 * 16 * 10 / 1,25 \Rightarrow F_{brd} = 77 \text{KN}.$$

$$F_{vsd} = 6,792 \text{KN} \leq F_{brd} = 77 \text{KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

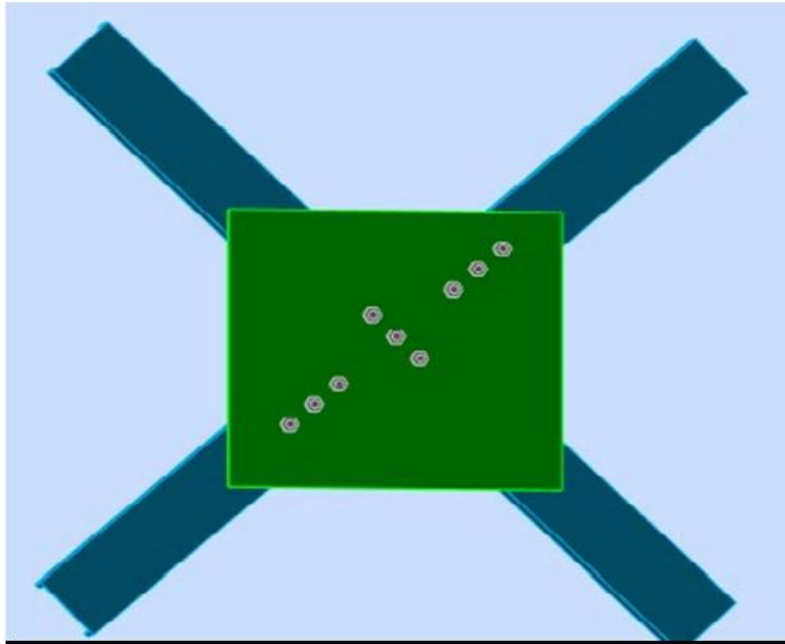


Figure-VI-3 : assemblage de contreventement en X (160*160*15)

VI-2-5-Assemblage échantignole

Les pannes sont assemblées aux traverses par échantignolles. Sur les toitures inclinées, pour éviter le glissement et le renversement à la pose, les pannes sont fixées à l'aide d'échantignolles.

On dimensionnera le boulon au cisaillement avec $R_z / 2$ (chaque boulon reprend une seule panne).

VI-2-5-1-Cordon de soudure

Épaisseur de l'échantignole : $e = 9 \text{mm}$

Épaisseur de la membrure supérieure (90*90*9) : $e = 9 \text{mm}$.

$$3 \text{mm} \leq a \leq t_{\min}$$

Avec :

t_{\min} : Épaisseur plus mince des pièces assemblées (traverse ; échantignolle).

$$t_{\min} = 9 \text{mm}.$$

$$3 \text{mm} \leq a \leq 9 \text{mm}.$$

On choisie : $a = 5 \text{mm}$.

VI-2-5-2-Disposition constructif

Pour ce type d'assemblage, on choisit deux boulons ordinaires $\emptyset 16$ de classe 5.8.

Entraxes (p1)

$$2,2 d_0 = 39,6 \leq P_1 \leq (14t ; 200) = 126\text{mm} \Rightarrow \text{on prend } P_1 = 50\text{mm.}$$

Pinces (e1)

$$1,2 d_0 = 21,6 \leq e_1 \leq 12t = 108\text{mm} \Rightarrow \text{on prend } e_1 = 40\text{mm.}$$

VI-2-5-3-Vérification aux cisaillements

$$F_{vsd} \leq F_{vrd}$$

$$F_{vrd} = \frac{0,5 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{1,25} \Rightarrow \frac{0,5 \cdot 500 \cdot 157}{1,25} \Rightarrow F_{vrd} = 31,4\text{KN.}$$

$$F_{vsd} = R_z / 2 = 6,375\text{KN.}$$

$$F_{vsd} = 6,375 \leq F_{vrd} = 31,4. \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VI-2-5-4-La pression diamétrale

$$F_{vsd} \leq F_{brd}$$

$$\alpha = \min \left[\frac{e_1}{3d_0}, \frac{P_1}{3d_0} - \left(\frac{1}{4}\right), \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right] \Rightarrow \alpha[0,74 ; 0,67 ; 1,38 ; 1].$$

$$\alpha = 0,67.$$

$$F_{brd} = 2,5 \cdot 0,67 \cdot 360 \cdot 16 \cdot 9 / 1,25 = 82,49\text{KN.}$$

$$F_{vsd} = 6,375\text{KN} \leq F_{brd} = 82,49\text{KN.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VI-2-5-5-Vérification au poinçonnement

$$F_{tsd} \leq B_{prd}$$

$$B_{prd} = 0,6 \pi d_m t_p f_u / 1,25 \quad (\text{Formule 6.5 ECO3})$$

$$\Rightarrow 120,09\text{KN.}$$

$$F_{tsd} = 0,15\text{KN} \leq B_{prd} = 120,09\text{KN.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VI-2-5-6-Vérification de la soudure échantignole –ferme

$$f_{wsd} \leq f_{wrd}$$

$$\text{La nuance utilise S 235} \begin{cases} \beta_w = 0,8 \\ \gamma_{mw} = 1,25 \end{cases}$$

La longueur total des cordons de soudure : $\sum l = 254\text{mm.}$

$$f_{wrd} = \frac{5 \cdot 254 \cdot 360}{0,8 \cdot 1,25 \cdot \sqrt{3}} = 263,96\text{KN.}$$

$$f_{wsd} = 0,15KN \leq f_{wrd} = 263,96KN.$$

VI-2-6-Assemblage des éléments de la ferme

Le principe de l'assemblage est de fixé les éléments des fermes avec un gousset

Éléments	Membrure supérieure	Membrure inférieure	diagonal	Montant
Effort (KN)	26,125	29,242	32,618	43,832
Section	2L(90*90*9)	2L(90*90*9)	2L(75*75*8)	2L(60*60*6)

Tableau-VI-1 : effort dans les éléments de la ferme.

- **Pré dimensionnement du gousset**

L'épaisseur du gousset dépend essentiellement de l'effort applique, elle donne par le tableau suivant :

F(KN)	≤ 200	200-450	450-750	750-1150	1150-1650
e(mm)	8	10	12	14	16

Tableau-VI-2: épaisseur du gousset en fonction de l'effort applique

Donc on choisie : $e = 8 \text{ mm}$.

- **Pré dimensionnement de la gorge**

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise on œuvre, elle est donnée par la condition suivante :

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,5t_{\max}$$

t_{\max} : Épaisseur maximale des pièces assemble.

$$t_{\max} = 8\text{mm}.$$

$$3\text{mm} \leq a \leq 4\text{mm} \Rightarrow \text{on prend: } a = 4\text{mm}.$$

- **La longueur de la soudure**

$$a \sum l \leq \beta_w \gamma_{mw} (N \sqrt{3}) / f_u$$

$$\sum l \geq \beta_w \gamma_{mw} \left(\frac{N \sqrt{3}}{a \cdot f_u} \right)$$

β_w : Facteur de correction = 0,8

γ_{mw} : Coefficient de sécurité = 1,25

a : Épaisseur de la soudure = 4mm.

→ Pour montant : $\sum l = 75 \text{ mm}$.

→ Pour diagonal : $\sum l = 45,05\text{mm}$.

→ Pour membrure inférieure : $\sum l = 27,80\text{mm}$.

→ Pour membrure supérieure : $\sum l = 39,91 \text{ mm}$.

VI-2-6-1-Assemblage poteau - ferme (HEA220-2L 60*60*6)

a) Disposition des boulons

On utilise des boulons **M18**, de classe **5.8**.

M18 $\Rightarrow d_0 = 20\text{mm}$

Cornier 2L (60*60*6) : $t = 6\text{ mm}$.

Entraxes (p_1)

$2,2 d_0 = 44\text{mm} \leq P_1 \leq (14t ; 200) = 84\text{mm} \Rightarrow$ on prend $P_1 = 60\text{mm}$.

Pinces (e_1)

$1,2 d_0 = 24\text{mm} \leq e_1 \leq 12t = 72\text{mm} \Rightarrow$ on prend $e_1 = 40\text{mm}$.

On a la hauteur du montant est de 50cm on choisira 8 rangées de boulons.

L'assemblage est sollicité par un moment M et un effort tranchant V .

$\{ M = 1,345\text{ KN}$.

$\{ V = 3,977\text{ KN}$.

On a:

$$F_{tsd} = (M * d_1) / (2 * \sum d_i^2).$$

d_i : La distance des boulons tendus au pied du montant.

$d_1 = 46\text{ cm}$; $d_2 = 40\text{ cm}$; $d_3 = 34\text{ cm}$; $d_4 = 28\text{ cm}$

b) Vérification a la traction

$$F_{tsd} \leq F_{trd}$$

$$F_{tsd} = \frac{1,345 * 0,46}{2 * (0,46^2 + 0,4^2 + 0,34^2 + 0,28^2)} \Rightarrow F_{tsd} = 0,547\text{ KN}.$$

$$F_{trd} = \frac{0,9 * A_s * f_{ub}}{\gamma_{mb}} \Rightarrow F_{trd} = \frac{0,9 * 192 * 500}{1,5}$$

$$F_{trd} = 57,60\text{ KN}.$$

$$F_{tsd} = 0,547\text{KN} \leq F_{trd} = 57,60\text{KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification au glissement

$$F_{srd} = \frac{K_s n \mu (F_{pcd} - 0,8 F_{tsd})}{\gamma_{ms}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_s = 1 \text{ trou nominal} \\ n = 1 \\ \mu = 0,3 \end{array} \right.$$

$$F_{pcd} = 0,7 A_s F_{ub} \Rightarrow F_{pcd} = 67,20\text{KN}.$$

$$F_{srd} = \frac{1 * 1 * 0,3 (67,20 - 0,8 * 0,547)}{1,25} \Rightarrow F_{srd} = 20,03\text{ KN}.$$

$$F_{tsd} = 0,547\text{ KN} \leq F_{srd} = 20,03\text{KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

d) Pression diamétrale

$$F_{vsd} \leq F_{brd}$$

$$\alpha = \min \left[\frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \left(\frac{1}{4}\right); \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right] \Rightarrow \alpha[0,74 ; 0,67 ; 1,38 ; 1].$$

$$\alpha = 0,67.$$

$$F_{brd} = 2,5 * 0,67 * 360 * 18 * 6 / 1,25 = 65,12 \text{KN}.$$

$$F_{vsd} = \frac{V}{16} = 0,248 \text{KN} \leq F_{brd} = 65,12 \text{KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

e) Vérification de long assemblage

$$L = 500 - (2 * 40) = 420 \text{mm}$$

$$15 * d = 270 \text{mm}$$

$$L + 420 \text{mm} > 270 \text{mm} \Rightarrow \text{assemblage trelong.}$$

$$\beta_{lf} = 1 - \frac{420 - 270}{200 * 18} \Rightarrow \beta_{lf} = 0,95$$

$$\text{Donc : } 0,75 \leq \beta_{lf} = 0,95 \leq 1,0$$

VI-2-6-2-Assemblage des éléments de la ferme

$$N_{sd} = 43,832 \text{KN}.$$

On prend 2 boulons par profil de type **M18**, et de classe **5.8**.

a) Vérification de la position des trous de boulon

$$t = \min(8, 7) \text{mm} = 7 \text{mm}.$$

Entraxes (p1)

$$2,2 d_0 = 44 \text{mm} \leq P_1 \leq (14t ; 200) = 98 \text{mm} \Rightarrow \text{on prend } P_1 = 60 \text{mm}.$$

Pinces (e1)

$$1,2 d_0 = 24 \text{mm} \leq e_1 \leq 12t = 84 \text{mm} \Rightarrow \text{on prend } e_1 = 40 \text{mm}.$$

b) Vérification au cisaillement

$$F_{vsd} \leq F_{vrd}$$

$$F_{vrd} = 0,5 * 192 * 500 / 1,25 \Rightarrow F_{tsd} = 38,40 \text{KN}.$$

$$F_{vsd} = N_{sd} / 4 = 10,958 \text{KN}.$$

$$F_{vsd} = 10,958 \text{KN} \leq F_{vrd} = 38,40 \text{KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification de la pression diamétrale

$$F_{vsd} \leq F_{brd}$$

$$\alpha = \min \left[\frac{e_1}{3d_0}, \frac{P_1}{3d_0} - \left(\frac{1}{4} \right), \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right] \Rightarrow \alpha [0,74 ; 0,67 ; 1,38 ; 1].$$

$$\alpha = 0,67.$$

$$F_{brd} = 2,5 \cdot 0,67 \cdot 360 \cdot 18 \cdot 7 / 1,25 = 92,16 \text{KN}.$$

$$F_{vsd} = 10,958 \leq F_{brd} = 92,16 \text{KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

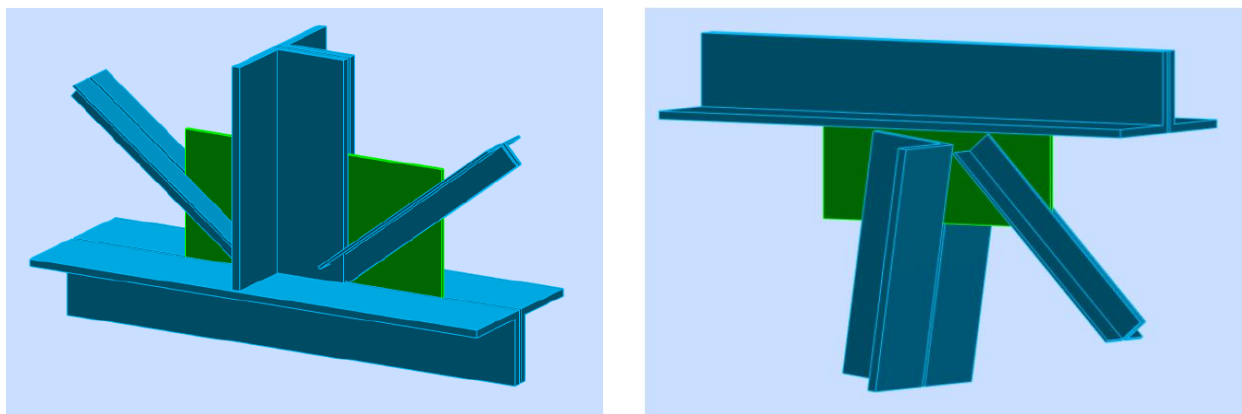


Figure-VI-4 : assemblage des éléments de la ferme

VI-2-7-Pied de poteaux

Les pieds de poteaux constituent la zone de transition entre l'ossature métallique et les fondations en béton armé, ils sont admis soit articulés, soit encastés.

Les pieds de poteaux sont constitués d'une plaque d'assise (la platine) soudée au poteau et des types d'ancrage noyés dans le béton.

VI-2-7-1-Effort sollicitant

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison 0,8G – Ex.

$$N_{sd} = 37,159 \text{KN}.$$

$$V_{sd} = 0,549 \text{KN}.$$

$$M_{sd} = 1,113 \text{KN.m}$$

VI-2-7-2-Dimensionnement de la tige d'ancrage

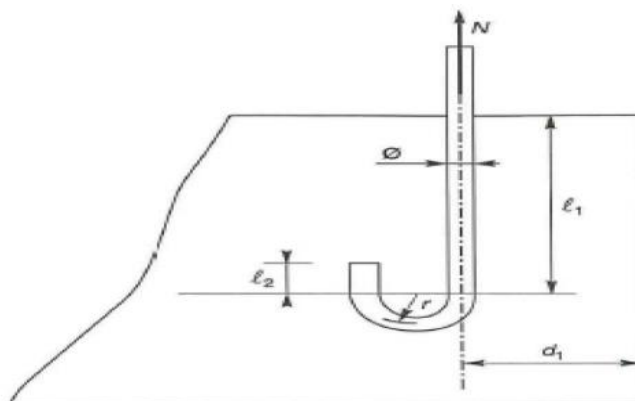


Figure VI-5 : Tige d'ancrage du pied du poteau

$$b = h + 2c.$$

$$h = \text{HEA220} \Rightarrow H = 210 \text{ mm.}$$

$$c = (100; 150) \text{ mm} \Rightarrow c = 150 \text{ mm}$$

$$b = 21 + 2 * 15 \Rightarrow b = 51 \text{ cm.}$$

$$a = 22 + 2 * 15 \Rightarrow a = 52 \text{ cm.}$$

L'ancrage est réalisé avec 4 tige d'ancrage.

$$F = \frac{N_t}{n} + \frac{M_y}{3 * p_2} \Rightarrow F = \left(\frac{37,159}{4} \right) + \left(\frac{1,113}{3 * 52} \right)$$

$$F = 9,297 \text{ KN.}$$

$$F \leq \frac{\pi * \phi^2 * f_y}{4} \Rightarrow \phi = \sqrt{\frac{4 * F}{\pi * f_y}}$$

$$\phi = \sqrt{\frac{4 * 9,297}{\pi * 23,5}} = 0,71 \text{ cm.}$$

On prend : $\phi \Rightarrow 1,5 \text{ cm.}$

VI-2-7-3-Vérification

- **Vérification de la tige d'ancrage**

L'effort admissible par scellement est par la règle suivante.

$$N_a = 0,1 \left(1 + \frac{7 * g_c}{1000} \right) \left(\frac{\phi}{1 + \left(\frac{\phi}{d_1} \right)} \right)^2 (l_1 + 6,4r + 3,5 l_2).$$

$$l_1 = 20\phi = 20 * 1,5 = 30 \text{ cm.}$$

$$l_2 = 2\phi = 3 \text{ cm.}$$

$$r = 3\phi = 4,5 \text{ cm.}$$

$$N_a = 0,1 \left(1 + \frac{7 * 350}{1000} \right) \left(\frac{1,5}{1 + \left(\frac{1,5}{5} \right)} \right)^2 (30 + 6,4 * 4,5 + 3,5 * 3).$$

$$N_a = 24,39 \text{ KN} > \frac{N_t}{2} = 18,579 \text{ KN.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier**

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{1,113}{37,159} = 3,7\text{cm} > h/6 = 3,5\text{ cm.}$$

$A = 6,28\text{ cm}^2$. (Aire de la section de 2 tiges à gauche du poteau)

$$l = e + h/2 + c/2 = 21,5\text{ cm}$$

$$h = h_p + d_1 + d_1/2 = 28,5\text{cm}$$

$$b = h_p + 2*d_1 = 31\text{cm}$$

$$n = \frac{E_a}{E_b} = 15.$$

$$h'^3 + 3(1-h) h'^2 + 90\frac{Al}{b} h' - 90\frac{Al}{b} h = 0$$

$$h' = 20\text{cm.}$$

- Contrainte dans le béton**

$$\sigma_b = \frac{2*N*l}{bh\left(h - \left(\frac{h'}{3}\right)\right)} = 0,118\text{MPa} \leq f_{ub} = 14,2\text{ MPA.}$$

- Contrainte dans l'acier**

$$\sigma_a = \frac{N}{A} * \frac{l - h + \left(\frac{h'}{2}\right)}{h - \frac{h'}{3}} = 0,813\text{MPa} \leq 23,5\text{ MPA.}$$

VI-2-7-4-Vérification de l'épaisseur de la platine

- **Vérification dans la section 1-1**

Le moment dans la section 1-1 est obtenu grâce au diagramme trapézoïdal des contraintes situé à droite de la section, que l'on peut décomposer en un diagramme rectangulaire (1) et un diagramme triangulaire (2).

Les moments correspondants, pour une bande de largeur unité (=1 cm) et d'épaisseur t, sont :

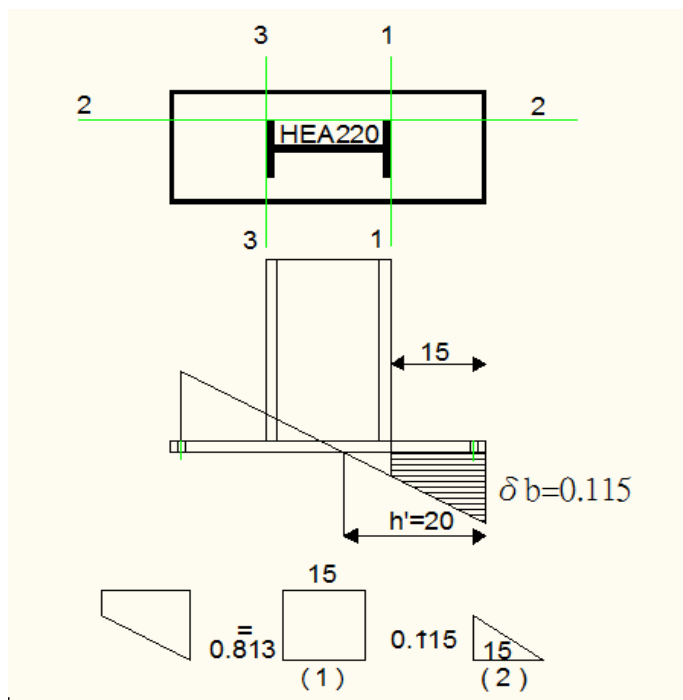


Figure VI-6 : vérification dans la section 1-1

$$\begin{cases} M_1 = 15 * 0,813 * \frac{15}{2} * 10^{-3} = 0,09 \text{ KN.m} \\ M_2 = \left(15 * \frac{0,118}{2} \right) * \frac{15}{3} * 10^{-3} = 0,0044 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M = M_1 - M_2 = 1,591 \text{ KN.m}$$

Le module d'inertie de la platine pour $b = 1 \text{ cm}$ est : $\frac{I}{v} = \frac{b*t^3}{12} = \frac{b*t^2}{6}$

La contrainte de flexion dans la section 1-1 est :

$$\frac{M}{w_{el}} \leq f_y \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{M*6}{f_y}} \Rightarrow t \geq 0,53 \text{ cm.}$$

- **Contrainte de flexion dans la section 2-2**

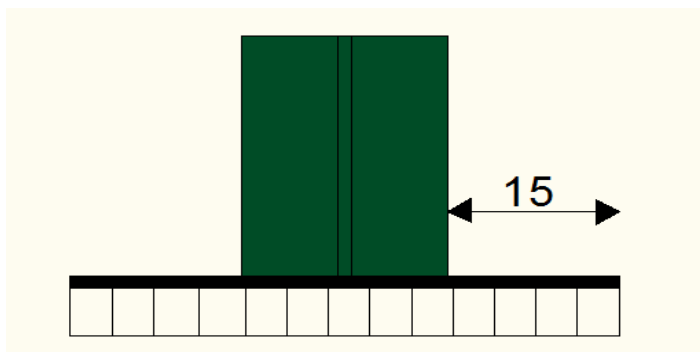


Figure VI-7 : vérification dans la section 2-2

$$M = M_1 = 1,61 \text{ KN.m.}$$

$$t \geq \sqrt{\frac{1,61 \cdot 6}{23,5}} \Rightarrow t \geq 0,15 \text{ cm.}$$

- Vérification dans la section 3 – 3

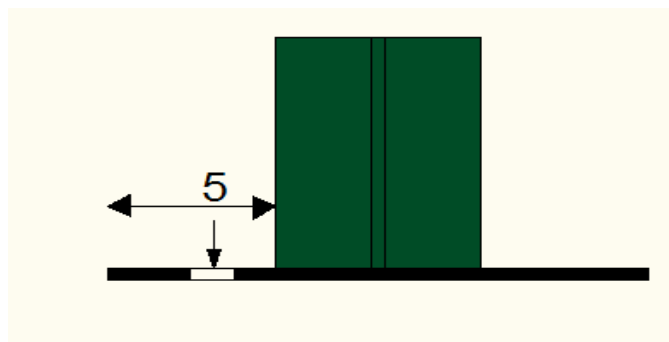


Figure VI-8 : vérification dans la section 3-3

$$M = 0,1T$$

$$T = A \sigma_a = 6,28 \cdot 0,813 \cdot 10^{-1} = 0,51 \text{ KN.}$$

$$M = 0,1 \cdot 0,51 \Rightarrow M = 0,05 \text{ KN.m.}$$

$$W_{el} = \frac{50 \cdot t^2}{6} \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{6 \cdot M}{50 \cdot f_y}}$$

$$t \geq \sqrt{\frac{6 \cdot 0,9}{50 \cdot 23,5}} \Rightarrow t \geq 0,016 \text{ cm.}$$

En conclusion prendra une platine d'épaisseur : $t = 10 \text{ mm.}$

VI-2-8-Dimensionnement de la tige d'ancrage des potelets

$$N_{sd} = 31,903 \text{ KN.}$$

$$\text{HEA300} \Rightarrow H = 290 \text{ mm.}$$

$$C = 150 \text{ mm.}$$

$$b = h + 2c = 59 \text{ cm.}$$

$$a = b + 2c = 60 \text{ cm.}$$

L'ancrage est réalisé par deux tiges

$$F \leq \frac{\pi \cdot \phi^2 \cdot f_y}{4} \Rightarrow \phi = \sqrt{\frac{4 \cdot F}{\pi \cdot f_y}}$$

$$\phi = \sqrt{\frac{4 \cdot 31,903}{\pi \cdot 23,5}} = 1,31 \text{ cm.}$$

$$\phi = 1,5 \text{ cm.}$$

VI-2-8-1-vérification de la tige d'ancrage

$$l_1 = 20\phi = 30 \text{ cm.}$$

$$l_2 = 2\phi = 3\text{cm.}$$

$$r = 3\phi = 4,5 \text{ cm.}$$

$$N_a = 0,1 \left(1 + \frac{7 \cdot 350}{1000}\right) \left(\frac{1,5}{1 + \left(\frac{1,5}{5}\right)}\right)^2 (30 + 6,4 * 4,5 + 3,5 * 3).$$

$$N_a = 32,90\text{KN} > \frac{N_t}{2} = 15,95\text{KN.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VI-2-8-2-Vérification de la contrainte de compression sur la semelle de la fondation

$$L_p = 60\text{cm (longueur de la platine).}$$

$$B_p = 38\text{cm (largeur de la platine).}$$

$$\sigma = \frac{N_t}{L_p * B_p} = 0,014 \text{ MPA} < f_u = 14,2\text{MPA.}$$

c) Détermination de l'épaisseur de la platine :

$$\sigma b \frac{\mu^2}{2} \leq f_y \frac{bt^2}{6} \Rightarrow t \leq \mu * \sqrt{(3 * \sigma) / f_y}$$

$$t \leq 50 * \sqrt{\frac{3 * 0,014}{235}} = 0,67\text{mm.}$$

On prend : $t = 10\text{mm.}$

VI-9-conclusion

Après conception et vérification des assemblages nous passons à un autre assemblage qui est La liaison de la structure avec le sol, que nous allons étudier dans le chapitre suivant.

CHAPITRE VII : CALCUL DES FONDATIONS.

VII-1-introduction

Les fondations d'une construction sont faites pour transmettre toutes les sollicitations de la superstructure au sol, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage car elle assure la stabilité générale de la structure.

Le calcul va se faire au début sur les pieds de poteaux en déterminant toutes les dimensions et paramètres, ensuite l'étude de l'infrastructure qui demande la reconnaissance géologique et géotechnique du terrain, car l'étude des fondations et leurs dimensions dépendent des caractéristiques physiques et mécaniques du sol.

- **Choix de type de fondation**

Le choix du type de fondation s'effectue en respectant les critères essentiels à savoir :

- Stabilité totale de la structure.
- Solution économique et facile à réaliser.
- Type de construction.
- Caractéristiques du sol.
- Charges apportée par la structure.

- **caractéristique géotechnique**

D'après le rapport géotechnique effectué :

$$\overline{\sigma}_{\text{sol}} = 3 \text{ bars.}$$

Le laboratoire conseille de projeter les fondations dans sol à partir de 1,5 m de profondeur.

VII-2- calcul des fondations sous poteaux

VII-2-1-détermination des sollicitations

Pour le dimensionnement des fondations superficielles, les sollicitations sont déterminées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$\begin{cases} G + Q + E \\ 0,8G + E \end{cases} \quad \text{art10.1.4.1.RPA99/2003}$$

Ainsi que les combinaisons citées par le BAEL91.

Compte tenu de l'application à la résistance ultime du sol d'un coefficient de sécurité de 2.

Les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau ci-dessous :

Sollicitation	Situation accidentelle	Situation durable	
	G+Q+1,2E _x	ELU	ELS
		1,35G+1,5Q	G+Q
N _{max} (KN)	46,842	52,137	38,011
M _y (KN.m)	1,336	0,012	0,0087
M _z (KN. m)	0,054	0,325	0,241
V _y (KN)	0,043	0,253	0,188
V _z (KN)	0,659	0,0098	0,0071

Tableau VII-1 : les sollicitations à la base des poteaux HEA220

VII-2-2-dimensionnement de la semelle

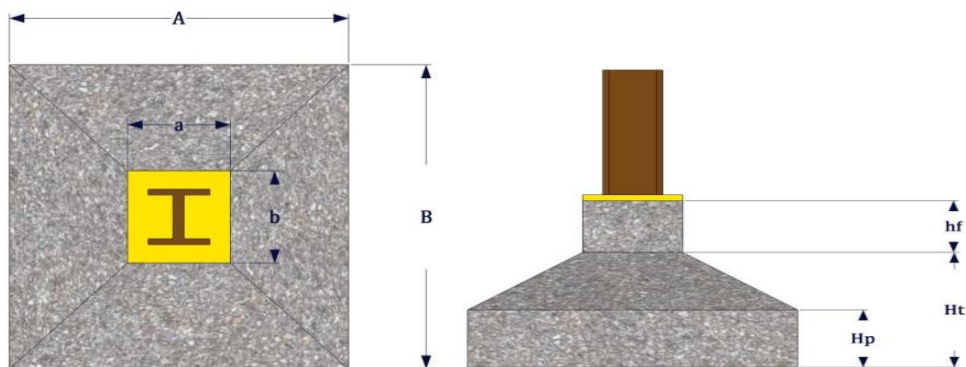


Figure VII-1- : dimensionnement de la semelle

Dimensionnement de la plaque d'assis : $\begin{cases} a = 700\text{mm} \\ b = 800\text{mm} \end{cases}$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \Rightarrow A = 0,875B.$$

$$\overline{\sigma}_{\text{sol}} = \frac{N_s}{A*B} \Rightarrow 0,875B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\overline{\sigma}_{\text{sol}}}}.$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\overline{\sigma}_{\text{sol}}}} * \frac{1}{0,875} \Rightarrow B \geq 0,828\text{m}.$$

On prend: $A=B = 1,5\text{m}.$

- Hauteur de la semelle :

$$\frac{B-b}{4} \leq d \leq A-a.$$

$$\frac{1,5-0,8}{4} \leq d \leq 1,5-0,7$$

$$0,175 \leq d \leq 0,8$$

On prend : $d = 50 \text{ cm}$.

Alors : $H = d+5 \Rightarrow 55 \text{ cm}$.

VII-2-3-Choix de la semelle

Avec une capacité portante du terrain égale à 3 bars, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelles isolés.
- Semelles filantes.
- Radier général.

Nous proposons en premier lieu de vérifier la condition suivante qui nous permet de choisir soit un radier général soit des semelles filantes.

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

($S_{\text{fondation}} / S_{\text{bâtiment}} < 50\%$).

$$S_{\text{bâtiment}} = 4126,28 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{fondation}} \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{38,011}{300} = 0,126 \text{ m}^2.$$

On prend : $S_{\text{fondation}} = 1 \text{ m}^2$.

$$S_{\text{fondation}} / S_{\text{bâtiment}} = 0,02\%$$

$S_{\text{fondation}} = 0,02\% S_{\text{bâtiment}} < 50\%$, alors on fait le calcul avec semelle isolée.

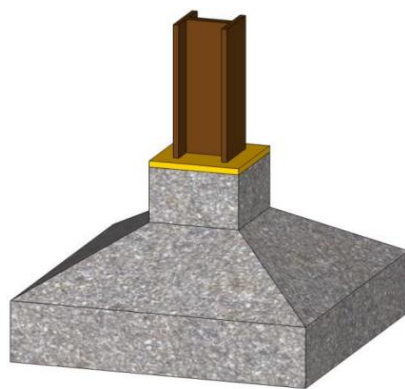


Figure VII-2- : semelle isolée

VII-2-4- vérification de la contrainte

On doit vérifier :

$$\sigma_{\text{cal}} \leq \overline{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$G_0 = 25 * 1,5 * 1,5 * 0,55 \Rightarrow G_0 = 30,93 \text{ KN}$$

$$N_{\text{tot}} = N_s^{\text{max}} + G_0 \Rightarrow N_{\text{tot}} = 38,011 + 30,93 = 68,941 \text{ KN}.$$

$$\sigma_{\text{cal}} = \frac{68,941}{1,5 * 1,5} = 30,64 \text{ KN} = 0,03064 \text{ MPA}.$$

$$\sigma_{\text{cal}} = 0,03064 \text{ MPA} \leq \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 0,3 \text{ MPA}. \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **vérification de la stabilité ou renversement**

$$e_0 = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} \leq \frac{B}{4}$$

$$e_0 = 0,0063 \text{ m} \leq 0,375 \text{ m.}$$

VII-2-5- Calcul de ferrailage

- **ELU (1,35G+1,5Q)**

$$A_u = \frac{N_u * (A-a)}{8 * d * \sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPA.}$$

$$N_u = 52,137 \text{ KN.}$$

$$A_u = \frac{52,137 * 10^{-3} * (1,5 - 0,7)}{8 * 0,5 * 347,82} \Rightarrow A_u = 0,2998 \text{ cm}^2$$

- **ELS (G+Q)**

$$\overline{\sigma}_{sol} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n * f_{c28}} \right) = 201,63 \text{ MPA.}$$

$$A_s = \frac{38,011 * 10^{-3} * (1,5 - 0,7)}{8 * 0,5 * 201,63} \Rightarrow A_s = 0,377 \text{ cm}^2.$$

Nous avons $A_s \leq A_u$ donc on prend un ferrailage de $4T12 = 9,05 \text{ cm}^2$.

- **Détermination de la hauteur du patin «e»**

$$e \geq \max (60\phi + 6 \text{ cm}; 15 \text{ cm}).$$

$$e \geq \max (13,2; 15) \text{ cm.}$$

On prend : $e = 20 \text{ cm.}$

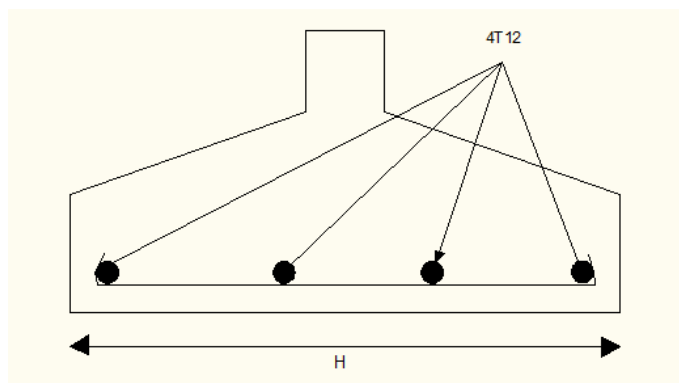


Figure VII-3- : ferrailages des semelles isolées

VII-3-Fondation sous potelet

VII-3-1- Déterminations des sollicitations

Les sollicitations à la base du potelet sont :

Sollicitations	ELU	ELS
N_u (KN)	58,791	42,914
V_y (KN)	0,19	0,143
V_z (KN)	0,117	0,086
M_y (KN.m)	0,1503	0,111
M_z (KN. m)	0,233	0,1753

Tableau VII-2: les sollicitations à la base du potelet HEA300

Dimensionnement de la plaque d'assis : $\begin{cases} a = 380\text{mm} \\ b = 600\text{mm} \end{cases}$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \Rightarrow A = 0,633B.$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = \frac{N_s}{A*B} \Rightarrow 0,633B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}.$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}} * \frac{1}{0,633} \Rightarrow B \geq 0,867\text{m}.$$

On prend: $A=B = 1,2\text{m}$.

- Hauteur de la semelle :

$$\frac{B-b}{4} \leq d \leq A-a.$$

$$\frac{1,2-0,6}{4} \leq d \leq 1,2-0,38$$

$$0,15 \leq d \leq 0,82$$

On prend : $d = 60 \text{ cm}$.

Alors : $H = d+5 \Rightarrow H=65\text{cm}$.

- **vérification de la stabilité ou renversement**

$$e_0 = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} \leq \frac{B}{4}$$

$$e_0 = 0,1213\text{m} \leq 0,15\text{m}.$$

VII-3-2- Calcul de ferrailage

- **ELU (1,35G+1,5Q)**

$$A_u = \frac{N_u*(A-a)}{8*d*\sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPA}.$$

$$A_u = \frac{58,791*10^{-3}*(1,2-0,38)}{8*0,6*347,82} \Rightarrow A_u = 0,2887\text{cm}^2$$

- ELS (G+Q)

$$\overline{\sigma}_{sol} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n * f_{c28}} \right) = 201,63 \text{ MPA.}$$

$$A_s = \frac{42,914 * 10^{-3} * (1,2 - 0,38)}{8 * 0,6 * 201,63} \Rightarrow A_s = 0,364 \text{ cm}^2.$$

Nous avons $A_s \leq A_u$ donc on prend un ferrailage de 4T12 = 4,52cm².

- Détermination de la hauteur du patin «e»

$$e \geq \max (60\phi + 6\text{cm} ; 15\text{cm})$$

$$e \geq \max (13,5; 15) \text{ cm.}$$

On prend : e = 20cm.

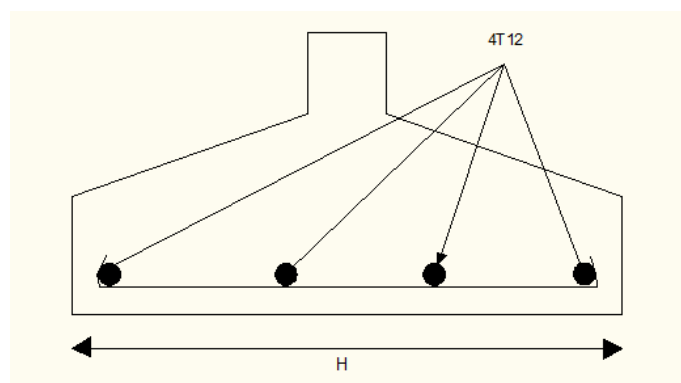


Figure VII-4- : ferrailages des semelles sous potelet

VII-4- Calcul des longrines

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entre elles, elles sont soumises à un effort de traction.

Selon le RPA99, pour un sol de type S2 les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : 25cm x 30 cm.

VII-4-1-Calcul de ferrailage

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \max \left[\frac{N}{\alpha} ; 20\text{KN} \right].$$

Avec :

N : Egale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée, pour les sols S2 ($\alpha = 15^\circ$).

➔ A l'ELU

$$\frac{N_u}{\alpha} = \left(\frac{52,137}{15} \right) = 3,47 \text{KN.}$$

→ A l'ELS

$$\frac{N_s}{\alpha} = \left(\frac{38,011}{15} \right) = 2,53 \text{ KN.}$$

$$F = \max [14,64; 10,51; 20\text{KN}] \Rightarrow F = 20\text{KN.}$$

$$A_{st} = \left(\frac{F}{\sigma_{st}} \right)$$

$$A_{stu} = \left(\frac{0,02}{347,81} \right) = 0,57 \text{ cm}^2.$$

$$A_{sts} = \left(\frac{0,02}{201,6} \right) = 0,99 \text{ cm}^2.$$

Le RPA99 exige une section minimal : $A_{\min} = 0,6\% B = 0,6\% (25 \times 30) = 4,5 \text{cm}^2.$

On prend : $A_{st} = 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2.$

VII-4-2-Vérification de condition de non fragilité

$$A_{st} \leq 0,23 b \cdot d * \frac{f_{c28}}{f_e}.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st} = 6,79 \text{cm}^2 \\ 0,23 b * d * \frac{f_{c28}}{f_e} = 10,78 \text{cm}^2 \end{array} \right. \Rightarrow 6,79 \text{cm}^2 \leq 10,78 \text{cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

VII-4-3-Calcul des armatures transversales

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \phi_{\min}; \frac{b}{10} \right).$$

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{300}{35}; \phi_{\min}; \frac{250}{10} \right).$$

$$\phi_t \leq \text{Min} (8,5; 10; 25).$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{mm.}$

VII-4-4-Calcul d'espacement des cadres

Le RPA exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser :

$$S_t \leq (20 \text{cm} ; 15\phi_t).$$

$$S_t \leq (20 \text{cm} ; 12 \text{cm}).$$

On opte un espacement : $S_t = 10 \text{cm.}$

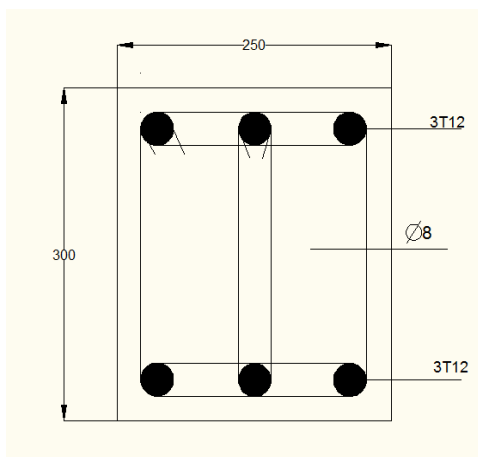


Figure VII-5:Ferraillages des semelles isolées

VII-5-Calcul des futs

Les fondations sont ancrées à $D = 1,5m$; l'assemblage platine massif doit être au-dessous du sol ; donc on prévoit un poteau en BA (fut) de dimension $(60 \times 60) \text{ cm}^2$.

Le fut est soumis à un effort normal, un effort tranchant et un moment fléchissant. Le ferraillage de la section sera calculé en flexion composé.

On calculera uniquement le fut le plus sollicité ; par les efforts (M, N, T).

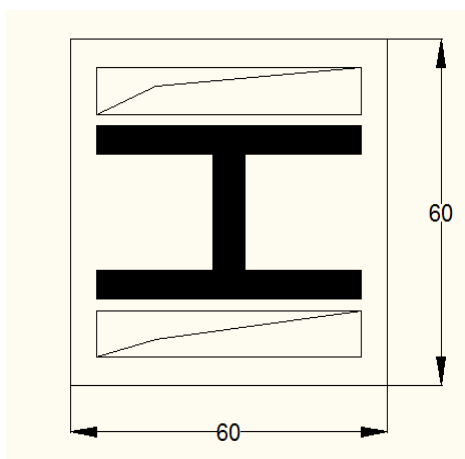


Figure-VII-6 : la section de fut à ferrailer

On a:

$$N_u = 52,137 \text{ KN} \quad M_u = 0,325 \text{ KN.m} \quad V_u = 0,253 \text{ KN}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = 0,006 \text{ m} \leq 0,1 \text{ m}$$

$e < \frac{h}{6} \rightarrow$ La section est entièrement comprimée.

$$M_{uA} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0,325 + 52,137 \left(0,55 - \frac{0,6}{2} \right)$$

$$M_{uA} = 13,36 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$N_u(d - d') - M_{uA} = 52,137(0,55 - 0,05) - 13,36 = 12,71 \text{ KN} \cdot \text{m} \dots\dots (I)$$

$$(0,337 \cdot 0,6 - 0,81(0,05)) \cdot 0,6 \cdot 0,6 \cdot 14,16 = 824,28 \text{ KN} \dots\dots\dots (II)$$

$$\begin{cases} d = 55 \text{ cm} \\ d' = 5 \text{ cm} \\ h = 60 \text{ cm} \end{cases}$$

$$(I) < (II) \rightarrow A = 0$$

$$A' = \frac{N_u - \psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}}{f_{st}}$$

$$\psi = \frac{0,357 + \frac{N_u \cdot (d - d') - M_{ua}}{b \cdot h^2 \cdot f_{bu}}}{0,875 - \left(\frac{d'}{h} \right)} \Rightarrow \psi = \frac{0,357 + \frac{52,137 \cdot (0,55 - 0,05) - 13,36}{0,6 \cdot 0,6^2 \cdot 14,2 \cdot 10^3}}{0,875 - \left(\frac{0,05}{0,6} \right)}$$

$$\psi = 0,456$$

$$A' = -38,69 \text{ cm}^2 < 0.$$

Donc on ferraille avec A_{\min}

Selon RPA99/2003 (art 7.4.2.1) la section minimale d'armature longitudinale est :

$$A_{\min} = 0,7\% \cdot b \cdot h \quad \text{zone I.}$$

$$A_{\min} = 0,7\% \cdot 60 \cdot 60$$

$$A_{\min} = 25,2 \text{ cm}^2.$$

Le choix de la section est de : 12T20 $A_s = 37,70 \text{ cm}^2$

- Armatures transversales**

Soit deux cadres de diamètre $\phi 8$ dont l'espacement max est donné par le RPA comme suit :

Dans la zone nodale : $S_t \leq 10 \text{ cm}$ on prend $S_t = 10 \text{ cm}$

Dans la zone courante : $S_t \leq \min \left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi \right) \leq 20 \text{ cm}$

Avec ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales

On prend $S_t = 20 \text{ cm}$.

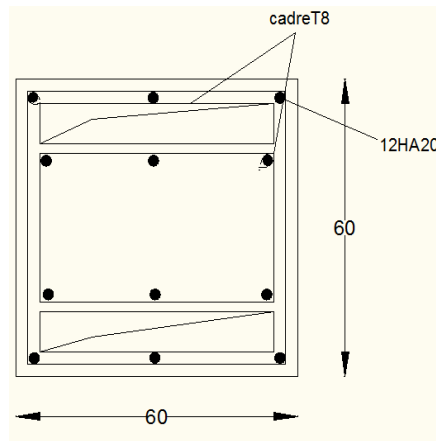


Figure VII-7-: Schéma de ferrailage des fûts

VII-6-Conclusion

- Pour la semelle des poteaux : $8T12 = 9,05\text{cm}^2$.
- Pour la semelle des potelets : $4T12 = 4,52\text{cm}^2$.
- Pour les longrines : $6T12 = 6,79\text{ cm}^2$.
- Pour les fûtes : $12T20 = 37,70\text{cm}^2$.

CONCLUSION GENERAL

Conclusion général

L'ingénieur en génie civil est censé concevoir des édifices et garantir leur bon fonctionnement, tout en respectant les règles parasismiques en vigueur, il doit tenir en compte de plusieurs critères dont la sécurité, l'économie et l'aspect architectural.

Ce projet de fin d'étude nous a donné l'occasion de lier et synthétiser les différentes connaissances théoriques acquises durant la formation universitaire, ainsi de se familiariser avec les différents règlements de conception et de calcul dans le domaine du génie civil, selon leurs exigences sur un cas réel. Toute fois, nous enregistrons des difficultés sur quelques points, mais, c'est à travers nos recherches et documentations, que nous avons pu prendre en charge certains problèmes techniques.

Cette expérience nous a permis de :

- D'étudier les éléments principales et secondaire de la structure et comprendre sons comportements et métrisé les méthodes de calcul utiliser en respectant les différent règlements
- L'analyse dynamique a permis de montrer l'impact de séisme sur la structure, et les distributions de la force sismique et son effet sur leur stabilité a l'aide d'un logiciel de calcule structurel SAP2000.
- La disposition du contreventement joue un rôle très important dans le comportement global de la structure.
- Cette étude nous a permis de conclure que la structure métallique présente certains avantages par rapport à la structure en béton armé, tel que la flexibilité, la bonne résistance à l'effort sismique (réduction des efforts à la base de la structure).

Enfin, notre objectif final lors de cette étude est l'obtention d'un ouvrage résistant et garantissant la sécurité structurale de la construction et aussi la sécurité de ses exploitants tout en prenant en compte l'aspect économique.

Nous espérant que se modeste travail sera une référence pour d'autre projet de fin d'étude à venir.

Références bibliographique

Références bibliographiques :

- **D.T.R C 2-4.7** ; Règlement Neige et Vent« **RNVA 2013** ».
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Acier« **CCM97** ».
- Règles Parasismiques Algériennes **RPA99/Version 2003**, Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger.
- **D.T.R B C – 2.2** ; Charge Permanentes et Charges d'exploitation, Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger.
- **EUROCODE 3** ; Calcul des éléments résistants d'une construction métallique. Office des publications universitaires, 2009.
- Cours de troisième année, première et deuxième année master.
- **B.A.E.L 91** : Béton Armé aux Etats Limites, troisième tirage, Eyrolles, 1997.
- Projets de fin d'étude (université de Bejaïa).
- Calcul des Structures Métalliques selon l'**Eurocode 3**. Jean Morel. Eyrolles Paris, 2008

ANNEXES

ANNEXES

ANNEXE1

Tableau des armatures (1)

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)

ANNEXES

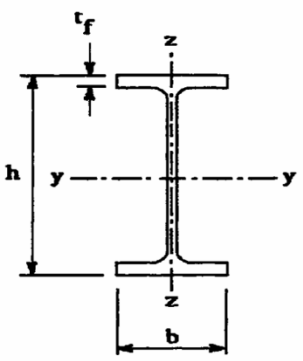
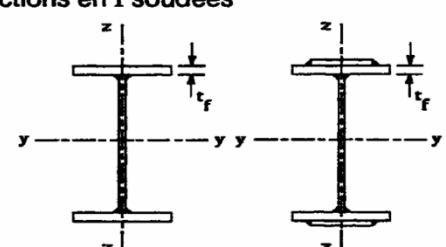
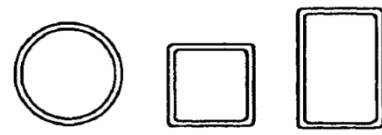
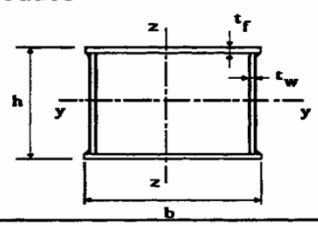
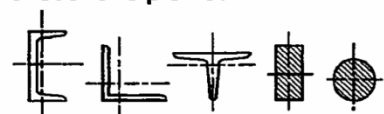
ANNEXE2

Valeur de χ en fonction de

Coefficients de reduction				
λ	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

ANNEXES

ANNEXE3

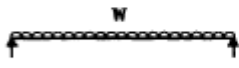

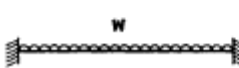

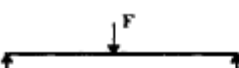

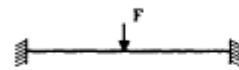

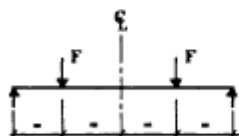
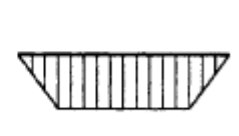
Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section			
Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c 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_{ya} *)	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

ANNEXES

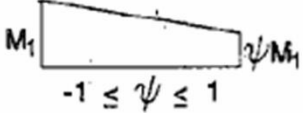
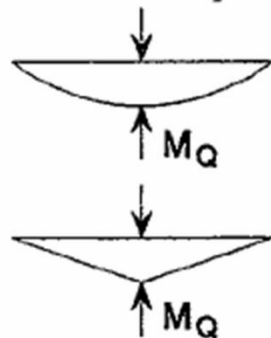
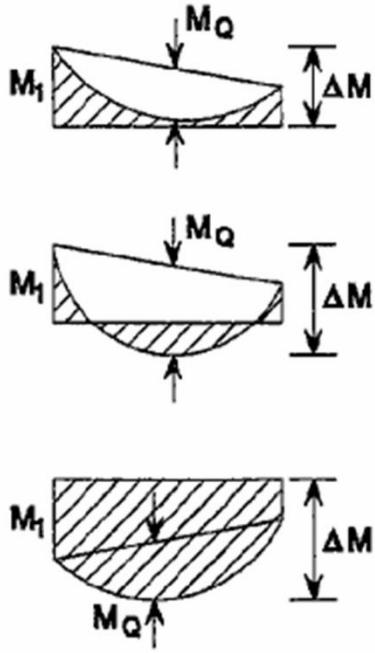
Tableau F.1.2

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

ANNEXES

Facteurs de moment uniforme équivalent β_M

Diagramme des moments	Facteur de moment uniforme équivalent β_M
<p>Moments d'extrémité</p>  <p style="text-align: center;">$-1 \leq \psi \leq 1$</p>	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
<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> 	$\beta_M = \beta_{m,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q = \text{Max} M \quad \text{dû aux charges transversales seulement}$ $\Delta M = \begin{cases} \max M & \text{pour diagrammes de moment sans changement de signe} \\ \max M + \min M & \text{pour diagrammes de moment avec changement de signe} \end{cases}$

ANNEX4

Rapport de sol



CONSTRUCTION & TESTING ENGINEERING LABORATORY

N°20, Lotissement EGZIRI, Birtouta, Alger.

Tel: 021 44 33 35# Fax: 021 44 17 72# Website: www.cte-dz.com

- Aucune présence d'eau n'a été détectée lors des travaux d'investigation au moment de l'investigation (Décembre 2013) sur la profondeur de reconnaissance atteinte.
- Aucun signe d'instabilité n'est apparent sur le site.
- Les résultats obtenus traduisent un niveau d'agressivité nulle vis-à-vis du béton de l'infrastructure selon FD P 18 - 011 du 12/2009. Aucune mesure particulière ne peut être recommandée pour l'infrastructure de l'ouvrage, néanmoins, il est toujours utile de respecter les règles de l'art de la confection du béton et sa mise en œuvre (enrobage, compacité, étanchéité, etc.).
- Selon le RPA 99 et de nombre de coups N_{SPT} , le site est classé dans la catégorie des sols fermes S_2 ($N_{SPT} > 50$).
- Les essais de pénétration dynamique font ressortir dans l'ensemble du site un sol homogène caractérisé par des résistances de pointe dynamique (R_p) très élevés, supérieures à 100 bars à partir de 0.50 m de profondeur. Des refus ont été enregistrés en surface entre 0.40 et 0.80 m de profondeur, avec des résistances de pointe (R_p) dépassant les 200 bars jusqu'au refus. Ces refus enregistrés en surface correspondent à la nature lithologique du sol en surface qui affleure sur le site, constituée d'Encroûtement calcaire sableux très graveleux à caillouteux contenant de gros blocs rocheuses beige à blanchâtre. L'allure des pénétrogrammes est semblable, ce qui exprime une certaine homogénéité du terrain tant en plan qu'en profondeur.

Sur la base de résultats des travaux de reconnaissances effectués sur le site par le laboratoire CTE LAB et les calculs de fondation, nous recommandons :

- Pour les ouvrages projetés, des fondations superficielles.
- Un ancrage d'au moins de 1,50 m par rapport à la surface actuelle du terrain.
- Une contrainte admissible de 3.00 bars. Pour cette contrainte les tassements seront admissibles.
- De tenir compte de la sismicité de la région.
- D'éviter toute stagnation des eaux. La collection et l'évacuation des eaux pluviales et d'infiltration sont impératives.

ANNEXES



CONSTRUCTION & TESTING ENGINEERING LABORATORY

N°20, Lotissement EGZIRI, Birtouta, Alger.

Tel:021 44 33 359 Fax:021 44 17 729 Website:www.cte-dz.com

- La mise en œuvre d'un béton de qualité selon les règles de l'art juste après la réalisation des fouilles pour éviter les dégradations du fond et des parois des fouilles et éviter les ouvertures prolongées.

N. B. : Les solutions données dans cette conclusion ne sont que des suggestions de la part du laboratoire CTE LAB, il appartiendra au Bureau d'Etudes Chargé de l'étude de génie civil de dimensionner et d'ancrer les fondations en fonction des descentes de charges réelles des ouvrages projetés et de la cote 0.00 du projet et peut les modifier en exploitant tous les résultats donnés dans ce rapport.

CTE-LAB reste à la disposition du Client pour tout complément d'information concernant cette étude.

Ingénieur Géotechnicien chargé de l'étude

M. Khiatine



Fait à Alger le, 28/01/2013

Dr. Ramdani
Technical Manager



ANNEX 6

Fiche technique du panneau sandwich

mod. Penta
tipo Ac
alcatraz
(*)
TYPE 1

Caractéristiques techniques **Panneaux de couverture monolithiques**

Étape 2. Assigner le poids de panneau:

Avis Technique 2/07-1228

Épaisseur de panneau (mm)	COEFFICIENT DE TRANSMISSION THERMIQUE		POIDS DE PANNEAU AVEC TOUTES FINISSES (kg/m²)
	Kcal/m²h°C	Watt/m²K	
30	0,67	0,94	6,80
40	0,50	0,68	7,00
50	0,37	0,50	7,20
60	0,27	0,37	7,30
70	0,21	0,28	7,40
100	0,17	0,23	7,60
120	0,14	0,18	7,80

Épaisseur (mm)	COEFFICIENT DE TRANSMISSION THERMIQUE		POIDS DE PANNEAU AVEC TOUTES FINISSES (kg/m²)
	Kcal/m²h°C	Watt/m²K	
30	0,67	0,94	6,80
40	0,50	0,68	7,00
50	0,37	0,50	7,20
60	0,27	0,37	7,30
70	0,21	0,28	7,40
100	0,17	0,23	7,60
120	0,14	0,18	7,80

mod. BOX
Dogato
Special
o Bogato

Caractéristiques techniques **Panneau de bardage**

Étape 1. choix de l'épaisseur de panneau sandwich en fonction de la charge maximale et la distance entre les pannes.

Avis Technique 2/07-1240

Épaisseur de panneau (mm)	COEFFICIENT DE TRANSMISSION THERMIQUE		POIDS DE PANNEAU AVEC TOUTES FINISSES (kg/m²)
	Kcal/m²h°C	Watt/m²K	
30	0,67	0,94	6,80
40	0,50	0,68	7,00
50	0,37	0,50	7,20
60	0,27	0,37	7,30
70	0,21	0,28	7,40
100	0,17	0,23	7,60
120	0,14	0,18	7,80
140	0,11	0,15	7,90
160	0,10	0,14	8,00
200	0,08	0,11	8,10

Épaisseur (mm)	COEFFICIENT DE TRANSMISSION THERMIQUE		POIDS DE PANNEAU AVEC TOUTES FINISSES (kg/m²)
	Kcal/m²h°C	Watt/m²K	
30	0,67	0,94	6,80
40	0,50	0,68	7,00
50	0,37	0,50	7,20
60	0,27	0,37	7,30
70	0,21	0,28	7,40
100	0,17	0,23	7,60
120	0,14	0,18	7,80
140	0,11	0,15	7,90
160	0,10	0,14	8,00
200	0,08	0,11	8,10

SCHEMA STATIQUE

SCHEMA APPUYE STATIQUE

SCHEMA STATIQUE

SCHEMA APPUYE STATIQUE

(*) Sur commande, les panneaux peuvent être fournis en de coupe pour les bords.

mod. AGROPENTA
TYPE 2

Caractéristiques techniques

Étape 1. Choisir l'épaisseur de panneau sandwich en fonction de la charge maximale et la distance entre les pannes.

Avis Technique 2/07-1240

Épaisseur de panneau (mm)	COEFFICIENT DE TRANSMISSION THERMIQUE		POIDS DE PANNEAU AVEC TOUTES FINISSES (kg/m²)
	Kcal/m²h°C	Watt/m²K	
30	0,67	0,94	6,80
40	0,50	0,68	7,00
50	0,37	0,50	7,20
60	0,27	0,37	7,30
70	0,21	0,28	7,40
100	0,17	0,23	7,60

Épaisseur (mm)	COEFFICIENT DE TRANSMISSION THERMIQUE		POIDS DE PANNEAU AVEC TOUTES FINISSES (kg/m²)
	Kcal/m²h°C	Watt/m²K	
30	0,67	0,94	6,80
40	0,50	0,68	7,00
50	0,37	0,50	7,20
60	0,27	0,37	7,30
70	0,21	0,28	7,40
100	0,17	0,23	7,60

mod. MEC
Dogato/
Special

Caractéristiques techniques **Panneaux avec fixation apparente**

Étape 1. Choisir l'épaisseur de panneau sandwich en fonction de la charge maximale et la distance entre les pannes.

Avis Technique 2/07-1240

Épaisseur de panneau (mm)	COEFFICIENT DE TRANSMISSION THERMIQUE		POIDS DE PANNEAU AVEC TOUTES FINISSES (kg/m²)
	Kcal/m²h°C	Watt/m²K	
30	0,67	0,94	6,80
40	0,50	0,68	7,00
50	0,37	0,50	7,20
60	0,27	0,37	7,30
70	0,21	0,28	7,40
100	0,17	0,23	7,60
120	0,14	0,18	7,80
140	0,11	0,15	7,90
160	0,10	0,14	8,00
200	0,08	0,11	8,10

Épaisseur (mm)	COEFFICIENT DE TRANSMISSION THERMIQUE		POIDS DE PANNEAU AVEC TOUTES FINISSES (kg/m²)
	Kcal/m²h°C	Watt/m²K	
30	0,67	0,94	6,80
40	0,50	0,68	7,00
50	0,37	0,50	7,20
60	0,27	0,37	7,30
70	0,21	0,28	7,40
100	0,17	0,23	7,60
120	0,14	0,18	7,80
140	0,11	0,15	7,90
160	0,10	0,14	8,00
200	0,08	0,11	8,10

SCHEMA STATIQUE

SCHEMA APPUYE STATIQUE

SCHEMA STATIQUE

SCHEMA APPUYE STATIQUE

ANNEXES

ANNEXE 7

TABLEAUX DES PROFILS

Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße						Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _r mm	r mm	A mm ² x10 ²	h _i mm	d mm	Ø	p _{min} mm	p _{max} mm	A _L m ² /m	A _G m ² /t
IPE AA 80*	4,9	78	46	3,2	4,2	5,0	6,31	69,6	59,6	-	-	-	0,325	65,62
IPE A 80•/*	5,0	78	46	3,3	4,2	5,0	6,38	69,6	59,6	-	-	-	0,325	64,90
IPE 80*	6,0	80	46	3,8	5,2	5,0	7,64	69,6	59,6	-	-	-	0,328	54,64
IPE AA 100*	6,7	97,6	55	3,6	4,5	7,0	8,56	88,6	74,6	-	-	-	0,396	58,93
IPE A 100•/*	6,9	98	55	3,6	4,7	7,0	8,8	88,6	74,6	-	-	-	0,397	57,57
IPE 100*	8,1	100	55	4,1	5,7	7,0	10,3	88,6	74,6	-	-	-	0,400	49,33
IPE AA 120*	8,4	117	64	3,8	4,8	7,0	10,7	107,4	93,4	-	-	-	0,470	56,26
IPE A 120•	8,7	117,6	64	3,8	5,1	7,0	11,0	107,4	93,4	-	-	-	0,472	54,47
IPE 120	10,4	120	64	4,4	6,3	7,0	13,2	107,4	93,4	-	-	-	0,475	45,82
IPE AA 140*	10,1	136,6	73	3,8	5,2	7,0	12,8	126,2	112,2	-	-	-	0,546	54,26
IPE A 140•	10,5	137,4	73	3,8	5,6	7,0	13,4	126,2	112,2	-	-	-	0,547	52,05
IPE 140	12,9	140	73	4,7	6,9	7,0	16,4	126,2	112,2	-	-	-	0,551	42,70
IPE AA 160*	12,1	156,4	82	4,0	5,6	7,0	15,4	145,2	131,2	-	-	-	0,621	50,40
IPE A 160•	12,7	157	82	4,0	5,9	9,0	16,2	145,2	127,2	-	-	-	0,619	48,70
IPE 160	15,8	160	82	5,0	7,4	9,0	20,1	145,2	127,2	-	-	-	0,623	39,47
IPE AA 180*	14,9	176,4	91	4,3	6,2	9,0	19,0	164,0	146,0	M 10	48	48	0,693	46,37
IPE A 180•	15,4	177	91	4,3	6,5	9,0	19,6	164,0	146,0	M 10	48	48	0,694	45,15
IPE 180	18,8	180	91	5,3	8,0	9,0	23,9	164,0	146,0	M 10	48	48	0,698	37,13
IPE O 180+	21,3	182	92	6,0	9,0	9,0	27,1	164,0	146,0	M 10	50	50	0,705	33,12
IPE AA 200*	18,0	196,4	100	4,5	6,7	12,0	22,9	183,0	159,0	M 10	54	58	0,763	42,51
IPE A 200•	18,4	197	100	4,5	7,0	12,0	23,5	183,0	159,0	M 10	54	58	0,764	41,49
IPE 200	22,4	200	100	5,6	8,5	12,0	28,5	183,0	159,0	M 10	54	58	0,768	34,36
IPE O 200+	25,1	202	102	6,2	9,5	12,0	32,0	183,0	159,0	M 10	56	60	0,779	31,05
IPE AA 220*	21,2	216,4	110	4,7	7,4	12,0	27,0	201,6	177,6	M 12	60	62	0,843	39,78
IPE A 220•	22,2	217	110	5,0	7,7	12,0	28,3	201,6	177,6	M 12	60	62	0,843	38,02
IPE 220	26,2	220	110	5,9	9,2	12,0	33,4	201,6	177,6	M 12	60	62	0,848	32,36
IPE O 220+	29,4	222	112	6,6	10,2	12,0	37,4	201,6	177,6	M 10	58	66	0,858	29,24

ANNEXES

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte												Classification EN 1993-1-1: 2005						EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z						Pure bending y-y			Pure compression					
	G	I_y	$W_{d,y}$	$W_{pl,y} \blacklozenge$	i_y	A_{vz}	I_z	$W_{d,z}$	$W_{pl,z} \blacklozenge$	i_z	s_s	I_t	I_w	S235	S355	S460	S235	S355			
kg/m	mm^4 $\times 10^4$	mm^3 $\times 10^3$	mm^3 $\times 10^3$	mm $\times 10$	mm^2 $\times 10^2$	mm^4 $\times 10^4$	mm^3 $\times 10^3$	mm^3 $\times 10^3$	mm $\times 10$	mm	mm^4 $\times 10^4$	mm^6 $\times 10^9$									

IPE AA 80	4,9	64,1	16,4	18,9	3,19	3,00	6,85	2,98	4,7	1,04	17,5	0,40	0,09	1	1	-	1	-	✓			
IPE A 80	5,0	64,4	16,5	19,0	3,18	3,07	6,85	2,98	4,7	1,04	17,6	0,42	0,09	1	1	-	1	-	✓			
IPE 80	6,0	80,1	20,0	23,2	3,24	3,58	8,49	3,69	5,8	1,05	20,1	0,70	0,12	1	1	-	1	-	✓			
IPE AA 100	6,7	136	27,9	31,9	3,98	4,40	12,6	4,57	7,2	1,21	20,8	0,73	0,27	1	1	-	1	-	✓			
IPE A 100	6,9	141	28,8	33,0	4,01	4,44	13,1	4,77	7,5	1,22	21,2	0,77	0,28	1	1	-	1	-	✓			
IPE 100	8,1	171	34,2	39,4	4,07	5,08	15,9	5,79	9,2	1,24	23,7	1,20	0,35	1	1	-	1	-	✓			
IPE AA 120	8,4	244	41,7	47,6	4,79	5,36	21,1	6,59	10,4	1,41	21,6	0,95	0,66	1	1	-	1	-	✓			
IPE A 120	8,7	257	43,8	49,9	4,83	5,41	22,4	7,00	11,0	1,42	22,2	1,04	0,71	1	1	-	1	-	✓			
IPE 120	10,4	318	53,0	60,7	4,90	6,31	27,7	8,65	13,6	1,45	25,2	1,74	0,89	1	1	-	1	-	✓			
IPE AA 140	10,1	407	59,7	67,6	5,64	6,14	33,8	9,27	14,5	1,63	22,4	1,19	1,46	1	1	-	2	-	✓			
IPE A 140	10,5	435	63,3	71,6	5,70	6,21	36,4	10,0	15,5	1,65	23,2	1,36	1,58	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
IPE 140	12,9	541	77,3	88,3	5,74	7,64	44,9	12,3	19,3	1,65	26,7	2,45	1,98	1	1	1	1	1	2	✓	✓	✓
IPE AA 160	12,1	646	82,6	93,3	6,47	7,24	51,6	12,6	19,6	1,83	23,4	1,57	2,93	1	1	-	3	-	✓			
IPE A 160	12,7	689	87,8	99,1	6,53	7,80	54,4	13,3	20,7	1,83	26,3	1,96	3,09	1	1	1	1	3	4	✓	✓	✓
IPE 160	15,8	869	109	124	6,58	9,66	68,3	16,7	26,1	1,84	30,3	3,60	3,96	1	1	1	1	1	2	✓	✓	✓
IPE AA 180	14,9	1020	116	131	7,32	9,13	78,1	17,2	26,7	2,03	27,2	2,48	5,64	1	1	-	2	3	-	✓		
IPE A 180	15,4	1063	120	135	7,37	9,20	81,9	18,0	28,0	2,05	27,8	2,70	5,93	1	1	1	2	3	4	✓	✓	✓
IPE 180	18,8	1317	146	166	7,42	11,3	101	22,2	34,6	2,05	31,8	4,79	7,43	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
IPE O 180	21,3	1505	165	189	7,45	12,7	117	25,5	39,9	2,08	34,5	6,76	8,74	1	1	1	1	1	2	✓	✓	✓
IPE AA 200	18,0	1533	156	176	8,19	11,4	112	22,4	35,0	2,21	32,0	3,84	10,1	1	1	-	2	4	-	✓		
IPE A 200	18,4	1591	162	182	8,23	11,5	117	23,4	36,5	2,23	32,6	4,11	10,5	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE 200	22,4	1943	194	221	8,26	14,0	142	28,5	44,6	2,24	36,7	6,98	13,0	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
IPE O 200	25,1	2211	219	249	8,32	15,5	169	33,1	51,9	2,30	39,3	9,45	15,6	1	1	1	1	1	2	✓	✓	✓
IPE AA 220	21,2	2219	205	230	9,07	12,8	165	29,9	46,5	2,47	33,6	5,02	17,9	1	1	-	2	4	-	✓		
IPE A 220	22,2	2317	214	240	9,05	13,6	171	31,2	48,5	2,46	34,5	5,69	18,7	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE 220	26,2	2772	252	285	9,11	15,9	205	37,3	58,1	2,48	38,4	9,07	22,7	1	1	1	1	2	4	✓	✓	✓
IPE O 220	29,4	3134	282	321	9,16	17,7	240	42,8	66,9	2,53	41,1	12,3	26,8	1	1	1	1	2	2	✓	✓	✓

ANNEXES

Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						A	Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße					Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _r mm	r mm		h _i mm	d mm	∅	p _{min} mm	p _{max} mm	A _L m ² /m	A _G m ² /t

IPE AA 240*	24,9	236,4	120	4,8	8,0	15,0	31,7	220,4	190,4	M 12	64	68	0,917	36,86
IPE A 240•	26,2	237	120	5,2	8,3	15,0	33,3	220,4	190,4	M 12	64	68	0,918	35,10
IPE 240	30,7	240	120	6,2	9,8	15,0	39,1	220,4	190,4	M 12	66	68	0,922	30,02
IPE O 240+	34,3	242	122	7,0	10,8	15,0	43,7	220,4	190,4	M 12	66	70	0,932	27,17
IPE A 270•	30,7	267	135	5,5	8,7	15,0	39,2	249,6	219,6	M 16	70	72	1,037	33,75
IPE 270	36,1	270	135	6,6	10,2	15,0	45,9	249,6	219,6	M 16	72	72	1,041	28,86
IPE O 270+	42,3	274	136	7,5	12,2	15,0	53,8	249,6	219,6	M 16	72	72	1,051	24,88
IPE A 300•	36,5	297	150	6,1	9,2	15,0	46,5	278,6	248,6	M 16	72	86	1,156	31,65
IPE 300	42,2	300	150	7,1	10,7	15,0	53,8	278,6	248,6	M 16	72	86	1,160	27,46
IPE O 300+	49,3	304	152	8,0	12,7	15,0	62,8	278,6	248,6	M 16	74	88	1,174	23,81
IPE A 330•	43,0	327	160	6,5	10,0	18,0	54,7	307,0	271,0	M 16	78	96	1,250	29,09
IPE 330	49,1	330	160	7,5	11,5	18,0	62,6	307,0	271,0	M 16	78	96	1,254	25,52
IPE O 330+	57,0	334	162	8,5	13,5	18,0	72,6	307,0	271,0	M 16	80	98	1,268	22,24
IPE A 360•	50,2	357,6	170	6,6	11,5	18,0	64,0	334,6	298,6	M 22	86	88	1,351	26,91
IPE 360	57,1	360	170	8,0	12,7	18,0	72,7	334,6	298,6	M 22	88	88	1,353	23,70
IPE O 360+	66,0	364	172	9,2	14,7	18,0	84,1	334,6	298,6	M 22	90	90	1,367	20,69
IPE A 400•	57,4	397	180	7,0	12,0	21,0	73,1	373,0	331,0	M 22	94	98	1,464	25,51
IPE 400	66,3	400	180	8,6	13,5	21,0	84,5	373,0	331,0	M 22	96	98	1,467	22,12
IPE O 400+	75,7	404	182	9,7	15,5	21,0	96,4	373,0	331,0	M 22	96	100	1,481	19,57
IPE A 450•	67,2	447	190	7,6	13,1	21,0	85,6	420,8	378,8	M 24	100	102	1,603	23,87
IPE 450	77,6	450	190	9,4	14,6	21,0	98,8	420,8	378,8	M 24	100	102	1,605	20,69
IPE O 450+	92,4	456	192	11,0	17,6	21,0	118	420,8	378,8	M 24	102	104	1,622	17,56
IPE A 500•	79,4	497	200	8,4	14,5	21,0	101	468,0	426,0	M 24	100	112	1,741	21,94
IPE 500	90,7	500	200	10,2	16,0	21,0	116	468,0	426,0	M 24	102	112	1,744	19,23
IPE O 500+	107	506	202	12,0	19,0	21,0	137	468,0	426,0	M 24	104	114	1,760	16,4

ANNEXES

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte												Classification EN 1993-1-1: 2005						EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z						Pure bending y-y			Pure compression					
	G	I_y	W_{dy}	W_{ply} ◆	i_y	A_{vz}	I_z	W_{dz}	W_{plz} ◆	i_z	s_s	I_t	I_w	S235	S355	S460	S235	S355			
kg/m	mm^4 $\times 10^4$	mm^3 $\times 10^3$	mm^3 $\times 10^3$	mm $\times 10$	mm^2 $\times 10^2$	mm^4 $\times 10^4$	mm^3 $\times 10^3$	mm^3 $\times 10^3$	mm $\times 10$	mm	mm^4 $\times 10^4$	mm^6 $\times 10^9$									

IPE AA 240	24,9	3154	267	298	9,97	15,3	231	38,6	60,0	2,70	38,4	7,33	30,1	1	1	-	3	4	-	✓		
IPE A 240	26,2	3290	278	312	9,94	16,3	240	40,0	62,4	2,68	39,4	8,35	31,3	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE 240	30,7	3892	324	367	9,97	19,1	284	47,3	73,9	2,69	43,4	12,9	37,4	1	1	1	1	2	4	✓	✓	✓
IPE O 240	34,3	4369	361	410	10,0	21,4	329	53,9	84,4	2,74	46,2	17,2	43,7	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
IPE A 270	30,7	4917	368	413	11,2	18,8	358	53,0	82,3	3,02	40,5	10,3	59,5	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE 270	36,1	5790	429	484	11,2	22,1	420	62,2	97,0	3,02	44,6	15,9	70,6	1	1	1	2	3	4	✓	✓	✓
IPE O 270	42,3	6947	507	575	11,4	25,2	514	75,5	118	3,09	49,5	24,9	87,6	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
IPE A 300	36,5	7173	483	542	12,4	22,3	519	69,2	107	3,34	42,1	13,4	107	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE 300	42,2	8356	557	628	12,5	25,7	604	80,5	125	3,35	46,1	20,1	126	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE O 300	49,3	9994	658	744	12,6	29,1	746	98,1	153	3,45	51,0	31,1	158	1	1	1	1	3	4	✓	✓	✓
IPE A 330	43	10230	626	702	13,7	27,0	685	85,6	133	3,54	47,6	19,6	172	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE 330	49,1	11770	713	804	13,7	30,8	788	98,5	154	3,55	51,6	28,2	199	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE O 330	57	13910	833	943	13,8	34,9	960	119	185	3,64	56,6	42,2	246	1	1	1	1	3	4	✓	✓	✓
IPE A 360	50,2	14520	812	907	15,1	29,8	944	111	172	3,84	50,7	26,5	282	1	1	1	4	4	4	✓	✓	✓
IPE 360	57,1	16270	904	1019	15,0	35,1	1043	123	191	3,79	54,5	37,3	314	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE O 360	66	19050	1047	1186	15,1	40,2	1251	146	227	3,86	59,7	55,8	380	1	1	1	1	3	4	✓	✓	✓
IPE A 400	57,4	20290	1022	1144	16,7	35,8	1171	130	202	4,00	55,6	34,8	432	1	1	1	4	4	4	✓	✓	✓
IPE 400	66,3	23130	1160	1307	16,6	42,7	1318	146	229	3,95	60,2	51,1	490	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE O 400	75,7	26750	1324	1502	16,7	48,0	1564	172	269	4,03	65,3	73,1	588	1	1	1	2	3	4	✓	✓	✓
IPE A 450	67,2	29760	1331	1494	18,7	42,3	1502	158	246	4,19	58,4	45,7	705	1	1	1	4	4	4	✓	✓	✓
IPE 450	77,6	33740	1500	1702	18,5	50,9	1676	176	276	4,12	63,2	66,9	791	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE O 450	92,4	40920	1795	2046	18,7	59,4	2085	217	341	4,21	70,8	109	998	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE A 500	79,4	42930	1728	1946	20,6	50,4	1939	194	302	4,38	62,0	62,8	1125	1	1	1	4	4	4	✓	✓	✓
IPE 500	90,7	48200	1930	2194	20,4	59,9	2142	214	336	4,31	66,8	89,3	1249	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE O 500	107	57780	2284	2613	20,6	70,2	2622	260	409	4,38	74,6	144	1548	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓

ANNEXES

Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						A	Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße					Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _r mm	r mm		h _i mm	d mm	Ø	p _{min} mm	p _{max} mm	A _L m ² /m	A _G m ² /t
HE 100 AA*	12,2	91	100	4,2	5,5	12	15,6	80	56	M 10	54	58	0,553	45,17
HE 100 A	16,7	96	100	5	8	12	21,2	80	56	M 10	54	58	0,561	33,68
HE 100 B	20,4	100	100	6	10	12	26,0	80	56	M 10	56	58	0,567	27,76
HE 100 C*	30,9	110	103	9	15	12	39,3	80	56	M 10	59	61	0,593	19,23
HE 100 M	41,8	120	106	12	20	12	53,2	80	56	M 10	62	64	0,619	14,82
HE 120 AA*	14,6	109	120	4,2	5,5	12	18,6	98	74	M 12	58	68	0,669	45,94
HE 120 A	19,9	114	120	5	8	12	25,3	98	74	M 12	58	68	0,677	34,06
HE 120 B	26,7	120	120	6,5	11	12	34,0	98	74	M 12	60	68	0,686	25,71
HE 120 C*	39,2	130	123	9,5	16	12	49,9	98	74	M 12	63	72	0,712	18,19
HE 120 M	52,1	140	126	12,5	21	12	66,4	98	74	M 12	66	74	0,738	14,16
HE 140 AA*	18,1	128	140	4,3	6	12	23,0	116	92	M 16	64	76	0,787	43,53
HE 140 A	24,7	133	140	5,5	8,5	12	31,4	116	92	M 16	64	76	0,794	32,21
HE 140 B	33,7	140	140	7	12	12	43,0	116	92	M 16	66	76	0,805	23,88
HE 140 C*	48,2	150	143	10	17	12	61,5	116	92	M 16	69	79	0,831	17,22
HE 140 M	63,2	160	146	13	22	12	80,6	116	92	M 16	72	82	0,857	13,56
HE 160 AA*	23,8	148	160	4,5	7	15	30,4	134	104	M 20	76	84	0,901	37,81
HE 160 A	30,4	152	160	6	9	15	38,8	134	104	M 20	78	84	0,906	29,78
HE 160 B	42,6	160	160	8	13	15	54,3	134	104	M 20	80	84	0,918	21,56
HE 160 C*	59,2	170	163	11	18	15	75,4	134	104	M 20	84	88	0,944	15,95
HE 160 M	76,2	180	166	14	23	15	97,1	134	104	M 20	86	90	0,970	12,74
HE 180 AA*	28,7	167	180	5	7,5	15	36,5	152	122	M 24	84	92	1,018	35,51
HE 180 A	35,5	171	180	6	9,5	15	45,3	152	122	M 24	86	92	1,024	28,83
HE 180 B	51,2	180	180	8,5	14	15	65,3	152	122	M 24	88	92	1,037	20,25
HE 180 C*	69,8	190	183	11,5	19	15	89,0	152	122	M 27	92	96	1,063	15,22
HE 180 M	88,9	200	186	14,5	24	15	113,3	152	122	M 24	94	98	1,089	12,25
HE 200 AA*	34,6	186	200	5,5	8	18	44,1	170	134	M 27	96	100	1,130	32,62
HE 200 A	42,3	190	200	6,5	10	18	53,8	170	134	M 27	98	100	1,136	26,89
HE 200 B	61,3	200	200	9	15	18	78,1	170	134	M 27	100	100	1,151	18,78
HE 200 C*	81,9	210	203	12	20	18	104,4	170	134	M 27	104	104	1,177	14,36
HE 200 M	103	220	206	15	25	18	131,3	170	134	M 27	106	106	1,203	11,67

ANNEXES

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte												Classification EN 1993-1-1: 2005						EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001	
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z						Pure bending y-y			Pure compression						
	G	I_y	$W_{d,y}$	$W_{pl,y} \blacklozenge$	i_y	A_{vz}	I_z	$W_{d,z}$	$W_{pl,z} \blacklozenge$	i_z	s_s	I_t	I_w	S235	S355	S460	S235	S355				S460
kg/m	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm x10	mm ² x10 ²	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm x10	mm	mm ⁴ x10 ⁴	mm ⁶ x10 ⁶										
HE 100 AA	12,2	236,5	51,98	58,36	3,89	6,15	92,06	18,41	28,44	2,43	29,26	2,51	1,68	1	1	2	1	1	2	✓	✓	✓
HE 100 A	16,7	349,2	72,76	83,01	4,06	7,56	133,8	26,76	41,14	2,51	35,06	5,24	2,58	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 100 B	20,4	449,5	89,91	104,2	4,16	9,04	167,3	33,45	51,42	2,53	40,06	9,25	3,38	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 100 C	30,9	758,7	137,9	165,8	4,39	13,39	274,4	53,28	82,08	2,64	53,06	29,30	6,16	1	1	-	1	-	✓			
HE 100 M	41,8	1143	190,4	235,8	4,63	18,04	399,2	75,31	116,3	2,74	66,06	68,21	9,93	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 120 AA	14,6	413,4	75,85	84,12	4,72	6,90	158,8	26,47	40,62	2,93	29,26	2,78	4,24	1	3	3	1	3	3	✓	✓	✓
HE 120 A	19,9	606,2	106,3	119,5	4,89	8,46	230,9	38,48	58,85	3,02	35,06	5,99	6,47	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 120 B	26,7	864,4	144,1	165,2	5,04	10,96	317,5	52,92	80,97	3,06	42,56	13,84	9,41	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 120 C	39,2	1388	213,6	252,9	5,27	15,91	497,7	80,92	124,2	3,16	55,56	40,96	16,12	1	1	-	1	-	✓			
HE 120 M	52,1	2018	288,2	350,6	5,51	21,15	702,8	111,6	171,6	3,25	68,56	91,66	24,79	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 140 AA	18,1	719,5	112,4	123,8	5,59	7,92	274,8	39,26	59,93	3,45	30,36	3,54	10,21	2	3	3	2	3	3	✓	✓	✓
HE 140 A	24,7	1033	155,4	173,5	5,73	10,12	389,3	55,62	84,85	3,52	36,56	8,13	15,06	1	1	2	1	1	2	✓	✓	✓
HE 140 B	33,7	1509	215,6	245,4	5,93	13,08	549,7	78,52	119,8	3,58	45,06	20,06	22,48	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 140 C	48,2	2330	310,6	363,8	6,16	18,62	830,3	116,1	177,7	3,68	58,06	55,68	36,64	1	1	-	1	-	✓			
HE 140 M	63,2	3291	411,4	493,8	6,39	24,46	1144	156,8	240,5	3,77	71,06	120,0	54,33	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 160 AA	23,8	1283	173,4	190,4	6,50	10,38	478,7	59,84	91,36	3,97	36,07	6,33	23,75	1	3	3	1	3	3	✓	✓	✓
HE 160 A	30,4	1673	220,1	245,1	6,57	13,21	615,6	76,95	117,6	3,98	41,57	12,19	31,41	1	1	2	1	1	2	✓	✓	✓
HE 160 B	42,6	2492	311,5	354,0	6,78	17,59	889,2	111,2	170,0	4,05	51,57	31,24	47,94	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 160 C	59,2	3704	435,8	507,6	7,01	24,05	1302	159,8	244,9	4,16	64,57	79,21	75,04	1	1	-	1	-	✓			
HE 160 M	76,2	5098	566,5	674,6	7,25	30,81	1759	211,9	325,5	4,26	77,57	162,4	108,1	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 180 AA	28,7	1967	235,6	258,2	7,34	12,16	730,0	81,11	123,6	4,47	37,57	8,33	46,36	2	3	3	2	3	3	✓	✓	✓
HE 180 A	35,5	2510	293,6	324,9	7,45	14,47	924,6	102,7	156,5	4,52	42,57	14,80	60,21	1	2	3	1	2	3	✓	✓	✓
HE 180 B	51,2	3831	425,7	481,4	7,66	20,24	1363	151,4	231,0	4,57	54,07	42,16	93,75	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 180 C	69,8	5543	583,5	675,0	7,89	27,30	1944	212,5	324,9	4,68	67,07	102,1	141,9	1	1	-	1	-	✓			
HE 180 M	88,9	7483	748,3	883,4	8,13	34,65	2580	277,4	425,2	4,77	80,07	203,3	199,3	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 200 AA	34,6	2944	316,6	347,1	8,17	15,45	1068	106,8	163,2	4,92	42,59	12,69	84,49	2	3	3	2	3	3	✓	✓	✓
HE 200 A	42,3	3692	388,6	429,5	8,28	18,08	1336	133,6	203,8	4,98	47,59	20,98	108,0	1	2	3	1	2	3	✓	✓	✓
HE 200 B	61,3	5696	569,6	642,5	8,54	24,83	2003	200,3	305,8	5,07	60,09	59,28	171,1	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 200 C	81,9	8029	764,7	880,6	8,77	32,78	2794	275,3	421,0	5,17	73,09	135,1	251,7	1	1	-	1	-	✓			
HE 200 M	103	10640	967,4	1135	9,00	41,03	3651	354,5	543,2	5,27	86,09	259,4	346,3	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓

ANNEXES

Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						A	Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße					Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _r mm	r mm		h _i mm	d mm	Ø	p _{min} mm	p _{max} mm	A _L m ² /m	A _G m ² /t
HE 220 AA*	40,4	205	220	6	8,5	18	51,5	188	152	M 27	98	118	1,247	30,87
HE 220 A	50,5	210	220	7	11	18	64,3	188	152	M 27	98	118	1,255	24,85
HE 220 B	71,5	220	220	9,5	16	18	91,0	188	152	M 27	100	118	1,270	17,77
HE 220 C*	94,1	230	223	12,5	21	18	119,9	188	152	M 27	104	122	1,296	13,77
HE 220 M	117	240	226	15,5	26	18	149,4	188	152	M 27	108	124	1,322	11,27
HE 240 AA*	47,4	224	240	6,5	9	21	60,4	206	164	M 27	104	138	1,359	28,67
HE 240 A	60,3	230	240	7,5	12	21	76,8	206	164	M 27	104	138	1,369	22,70
HE 240 B	83,2	240	240	10	17	21	106,0	206	164	M 27	108	138	1,384	16,63
HE 240 C*	119	255	244	14	24,5	21	152,2	206	164	M 27	112	142	1,422	11,90
HE 240 M	157	270	248	18	32	21	199,6	206	164	M 27	116	146	1,460	9,318
HE 260 AA*	54,1	244	260	6,5	9,5	24	69,0	225	177	M 27	110	158	1,474	27,22
HE 260 A	68,2	250	260	7,5	12,5	24	86,8	225	177	M 27	110	158	1,484	21,77
HE 260 B	93,0	260	260	10	17,5	24	118,4	225	177	M 27	114	158	1,499	16,12
HE 260 C*	132	275	264	14	25	24	168,4	225	177	M 27	118	162	1,537	11,63
HE 260 M	172	290	268	18	32,5	24	219,6	225	177	M 27	122	166	1,575	9,133
HE 280 AA*	61,2	264	280	7	10	24	78,0	244	196	M 27	110	178	1,593	26,01
HE 280 A	76,4	270	280	8	13	24	97,3	244	196	M 27	112	178	1,603	20,99
HE 280 B	103	280	280	10,5	18	24	131,4	244	196	M 27	114	178	1,618	15,69
HE 280 C*	145	295	284	14,5	25,5	24	185,2	244	196	M 27	118	182	1,656	11,39
HE 280 M	189	310	288	18,5	33	24	240,2	244	196	M 27	122	186	1,694	8,984
HE 300 AA*	69,8	283	300	7,5	10,5	27	88,9	262	208	M 27	116	198	1,705	24,42
HE 300 A	88,3	290	300	8,5	14	27	112,5	262	208	M 27	118	198	1,717	19,43
HE 300 B	117	300	300	11	19	27	149,1	262	208	M 27	120	198	1,732	14,80
HE 300 C*	177	320	305	16	29	27	225,1	262	208	M 27	126	204	1,782	10,08
HE 300 M	238	340	310	21	39	27	303,1	262	208	M 27	132	208	1,832	7,699
HE 320 AA*	74,2	301	300	8	11	27	94,6	279	225	M 27	118	198	1,740	23,43
HE 320 A	97,6	310	300	9	15,5	27	124,4	279	225	M 27	118	198	1,756	17,98
HE 320 B	127	320	300	11,5	20,5	27	161,3	279	225	M 27	122	198	1,771	13,98
HE 320 C*	186	340	305	16	30,5	27	236,9	279	225	M 27	126	204	1,822	9,796
HE 320 M	245	359	309	21	40	27	312,0	279	225	M 27	132	204	1,866	7,616

ANNEXES

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte												Classification EN 1993-1-1: 2005						EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001	
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z						Pure bending y-y			Pure compression						
	G	I_y	W_{dy}	W_{ply}	i_y	A_{vz}	I_z	W_{dz}	W_{plz}	i_z	s_s	I_t	I_w	S235	S355	S460	S235	S355				S460
kg/m	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm x10	mm ² x10 ²	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm x10	mm	mm ⁴ x10 ⁴	mm ⁶ x10 ⁹										
HE 220 AA	40,4	4170	406,9	445,5	9,00	17,63	1510	137,3	209,3	5,42	44,09	15,93	145,6	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 220 A	50,5	5410	515,2	568,5	9,17	20,67	1955	177,7	270,6	5,51	50,09	28,46	193,3	1	2	3	1	2	3	✓	✓	✓
HE 220 B	71,5	8091	735,5	827,0	9,43	27,92	2843	258,5	393,9	5,59	62,59	76,57	295,4	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 220 C	94,1	11180	972,2	1114	9,65	36,47	3888	348,7	532,4	5,69	75,59	168,2	423,9	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 220 M	117	14600	1217	1419	9,89	45,31	5012	443,5	678,6	5,79	88,59	315,3	572,7	1	1	-	1	1	-	✓	✓	✓
HE 240 AA	47,4	5835	521,0	570,6	9,83	21,54	2077	173,1	264,4	5,87	49,10	22,98	239,6	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 240 A	60,3	7763	675,1	744,6	10,05	25,18	2769	230,7	351,7	6,00	56,10	41,55	328,5	1	2	3	1	2	3	✓	✓	✓
HE 240 B	83,2	11260	938,3	1053	10,31	33,23	3923	326,9	498,4	6,08	68,60	102,7	486,9	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 240 C	119	17330	1359	1564	10,67	46,35	5942	487,1	743,8	6,25	87,60	288,7	787,9	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 240 M	157	24290	1799	2117	11,03	60,07	8153	657,5	1006	6,39	106,6	627,9	1152	1	1	-	1	1	-	✓	✓	✓
HE 260 AA	54,1	7981	654,1	714,5	10,76	24,75	2788	214,5	327,7	6,36	53,62	30,31	382,6	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 260 A	68,2	10450	836,4	919,8	10,97	28,76	3668	282,1	430,2	6,50	60,62	52,37	516,4	1	3	3	1	3	3	✓	HI	HI
HE 260 B	93,0	14920	1148	1283	11,22	37,59	5135	395,0	602,2	6,58	73,12	123,8	753,7	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 260 C	132	22590	1643	1880	11,58	51,94	7680	581,8	888,3	6,75	92,12	336,4	1198	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 260 M	172	31310	2159	2524	11,94	66,89	10450	779,7	1192	6,90	111,1	719,0	1728	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 280 AA	61,2	10560	799,8	873,1	11,63	27,52	3664	261,7	399,4	6,85	55,12	36,22	590,1	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 280 A	76,4	13670	1013	1112	11,86	31,74	4763	340,2	518,1	7,00	62,12	62,10	785,4	1	3	3	1	3	3	✓	HI	HI
HE 280 B	103	19270	1376	1534	12,11	41,09	6595	471,0	717,6	7,09	74,62	143,7	1130	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 280 C	145	28810	1953	2225	12,47	56,26	9750	686,6	1047	7,26	93,62	382,5	1768	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 280 M	189	39550	2551	2966	12,83	72,03	13160	914,1	1397	7,40	112,6	807,3	2520	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 300 AA	69,8	13800	975,6	1065	12,46	32,37	4734	315,6	482,3	7,30	60,13	49,35	877,2	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 300 A	88,3	18260	1260	1383	12,74	37,28	6310	420,6	641,2	7,49	68,13	85,17	1200	1	3	3	1	3	3	✓	HI	HI
HE 300 B	117	25170	1678	1869	12,99	47,43	8563	570,9	870,1	7,58	80,63	185,0	1688	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 300 C	177	40950	2559	2927	13,49	68,48	13736	900,7	1374	7,81	105,6	598,3	2903	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 300 M	238	59200	3482	4078	13,98	90,53	19400	1252	1913	8,00	130,6	1408	4386	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 320 AA	74,2	16450	1093	1196	13,19	35,40	4959	330,6	505,7	7,24	61,63	55,87	1041	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 320 A	97,6	22930	1479	1628	13,58	41,13	6985	465,7	709,7	7,49	71,63	108,0	1512	1	2	3	1	2	3	✓	HI	HI
HE 320 B	127	30820	1926	2149	13,82	51,77	9239	615,9	939,1	7,57	84,13	225,1	2069	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 320 C	186	48710	2865	3274	14,34	72,25	14446	947	1445	7,81	108,6	679,1	3454	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 320 M	245	68130	3796	4435	14,78	94,85	19710	1276	1951	7,95	132,6	1501	5004	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI

ANNEXES

Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen							A mm ² x10 ²	Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße				Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _t mm	r ₁ mm	r ₂ mm		d mm	∅	e _{min} mm	e _{max} mm	A _L m ² /m	A _G m ² /t

UPN 50*	5,59	50	38	5,0	7,0	7,0	3,5	7,12	21	-	-	-	0,232	42,22
UPN 65*	7,09	65	42	5,5	7,5	7,5	4,0	9,03	34	-	-	-	0,273	39,57
UPN 80*	8,64	80	45	6,0	8,0	8,0	4,0	11,0	47	-	-	-	0,312	37,10
UPN 100*	10,6	100	50	6,0	8,5	8,5	4,5	13,5	64	-	-	-	0,372	35,10
UPN 120	13,4	120	55	7,0	9,0	9,0	4,5	17,0	82	-	-	-	0,434	32,52
UPN 140	16,0	140	60	7,0	10,0	10,0	5,0	20,4	98	M 12	33	37	0,489	30,54
UPN 160	18,8	160	65	7,5	10,5	10,5	5,5	24,0	115	M 12	34	42	0,546	28,98
UPN 180	22,0	180	70	8,0	11,0	11,0	5,5	28,0	133	M 16	38	41	0,611	27,80
UPN 200	25,3	200	75	8,5	11,5	11,5	6,0	32,2	151	M 16	39	46	0,661	26,15
UPN 220	29,4	220	80	9,0	12,5	12,5	6,5	37,4	167	M 16	40	51	0,718	24,46
UPN 240	33,2	240	85	9,5	13,0	13,0	6,5	42,3	184	M 20	46	50	0,775	23,34
UPN 260	37,9	260	90	10,0	14,0	14,0	7,0	48,3	200	M 22	50	52	0,834	22,00
UPN 280	41,8	280	95	10,0	15,0	15,0	7,5	53,3	216	M 22	52	57	0,890	21,27
UPN 300	46,2	300	100	10,0	16,0	16,0	8,0	58,8	232	M 24	55	59	0,950	20,58
UPN 320*	59,5	320	100	14,0	17,5	17,5	8,8	75,8	246	M 22	58	62	0,982	16,50
UPN 350	60,6	350	100	14,0	16,0	16,0	8,0	77,3	282	M 22	56	62	1,05	17,25
UPN 380*	63,1	380	102	13,5	16,0	16,0	8,0	80,4	313	M 24	59	60	1,11	17,59
UPN 400*	71,8	400	110	14,0	18,0	18,0	9,0	91,5	324	M 27	61	62	1,18	16,46

ANNEXES

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte														Classification EN 1993-1-1: 2005				EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y					axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z							Pure bending y-y		Pure compression						
	G	I_y	W_{dy}	W_{ply}	i_y	A_{yz}	I_z	W_{dz}	W_{plz}	i_z	S_s	I_t	I_w	y_s	y_m	S235	S355	S235			
kg/m	mm^4 $\times 10^4$	mm^3 $\times 10^3$	mm^3 $\times 10^3$	mm	mm^2 $\times 10^2$	mm^4 $\times 10^4$	mm^3 $\times 10^3$	mm^3 $\times 10^3$	mm	mm	mm^4 $\times 10^4$	mm^6 $\times 10^9$	mm	mm							

UPN 50	5,59	26,4	10,6	13,1	1,92	2,77	9,12	3,75	6,78	1,13	16,7	1,12	0,03	1,37	2,47	1	1	1	1	✓		
UPN 65	7,09	57,5	17,7	21,7	2,52	3,68	14,1	5,07	9,38	1,25	18,0	1,61	0,08	1,42	2,60	1	1	1	1	✓		
UPN 80	8,64	106	26,5	32,3	3,10	4,90	19,4	6,36	11,9	1,33	19,4	2,20	0,18	1,45	2,67	1	1	1	1	✓		
UPN 100	10,6	206	41,2	49,0	3,91	6,46	29,3	8,49	16,2	1,47	20,3	2,81	0,41	1,55	2,93	1	1	1	1	✓		
UPN 120	13,4	364	60,7	72,6	4,62	8,80	43,2	11,1	21,2	1,59	22,2	4,15	0,90	1,60	3,03	1	1	1	1	✓		
UPN 140	16,0	605	86,4	103	5,45	10,4	62,7	14,8	28,3	1,75	23,9	5,68	1,80	1,75	3,37	1	1	1	1	✓		
UPN 160	18,8	925	116	138	6,21	12,6	85,3	18,3	35,2	1,89	25,3	7,39	3,26	1,84	3,56	1	1	1	1	✓		
UPN 180	22,0	1350	150	179	6,95	15,1	114	22,4	42,9	2,02	26,7	9,55	5,57	1,92	3,75	1	1	1	1	✓		
UPN 200	25,3	1910	191	228	7,70	17,7	148	27,0	51,8	2,14	28,1	11,9	9,07	2,01	3,94	1	1	1	1	✓		
UPN 220	29,4	2690	245	292	8,48	20,6	197	33,6	64,1	2,30	30,3	16,0	14,6	2,14	4,20	1	1	1	1	✓		
UPN 240	33,2	3600	300	358	9,22	23,7	248	39,6	75,7	2,42	31,7	19,7	22,1	2,23	4,39	1	1	1	1	✓		
UPN 260	37,9	4820	371	442	9,99	27,1	317	47,7	91,6	2,56	33,9	25,5	33,3	2,36	4,66	1	1	1	1	✓		
UPN 280	41,8	6280	448	532	10,9	29,3	399	57,2	109	2,74	35,6	31,0	48,5	2,53	5,02	1	1	1	1	✓		
UPN 300	46,2	8030	535	632	11,7	31,8	495	67,8	130	2,90	37,3	37,4	69,1	2,70	5,41	1	1	1	1	✓		
UPN 320	59,5	10870	679	826	12,1	47,1	597	80,6	152	2,81	43,0	66,7	96,1	2,60	4,82	1	1	1	1	✓		
UPN 350	60,6	12840	734	918	12,9	50,8	570	75,0	143	2,72	40,7	61,2	114	2,40	4,45	1	1	1	1	✓		
UPN 380	63,1	15760	829	1010	14,0	53,2	615	78,7	148	2,77	40,3	59,1	146	2,38	4,58	1	1	1	1	✓		
UPN 400	71,8	20350	1020	1240	14,9	58,6	846	102	190	3,04	44,0	81,6	221	2,65	5,11	1	1	1	1	✓		

ANNEXES

Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen					Position des axes Position of axes Lage der Achsen					Surface Oberfläche	
	G kg/m	h=b mm	t mm	r ₁ mm	r ₂ mm	A mm ² x10 ²	z _s =y _s mm x10	v mm x10	u ₁ mm x10	u ₂ mm x10	A _L m ² /m	A _G m ² /t
L 20 x 20 x 3 ⁻	0,879	20	3	3,5	2,0	1,12	0,596	1,41	0,843	0,700	0,077	87,40
L 25 x 25 x 3 ^{-□}	1,11	25	3	3,5	2,0	1,42	0,721	1,77	1,02	0,877	0,097	86,88
L 25 x 25 x 4 ^{-□}	1,45	25	4	3,5	2,0	1,85	0,761	1,77	1,08	0,892	0,097	66,67
L 30 x 30 x 3 ^{-□}	1,36	30	3	5	2,5	1,74	0,835	2,12	1,18	1,05	0,116	84,87
L 30 x 30 x 4 ^{-□}	1,78	30	4	5	2,5	2,27	0,878	2,12	1,24	1,06	0,116	65,02
L 35 x 35 x 4 ^{-□}	2,09	35	4	5	2,5	2,67	1,00	2,47	1,42	1,24	0,136	64,82
L 40 x 40 x 4 ^{-□}	2,42	40	4	6	3,0	3,08	1,12	2,83	1,58	1,40	0,155	64,07
L 40 x 40 x 5 ^{-□}	2,97	40	5	6	3,0	3,79	1,16	2,83	1,64	1,41	0,155	52,07
L 45 x 45 x 4 ^{*□}	2,74	45	4	7	3,5	3,49	1,23	3,18	1,75	1,57	0,174	63,46
L 45 x 45 x 4,5 ^{*□}	3,06	45	4,5	7	3,5	3,90	1,26	3,18	1,78	1,58	0,174	56,83
L 45 x 45 x 5 ^{*□}	3,38	45	5	7	3,5	4,30	1,28	3,18	1,81	1,58	0,174	51,51
L 50 x 50 x 4 ^{-□}	3,06	50	4	7	3,5	3,89	1,36	3,54	1,92	1,75	0,194	63,49
L 50 x 50 x 5 ^{-□}	3,77	50	5	7	3,5	4,80	1,40	3,54	1,99	1,76	0,194	51,46
L 50 x 50 x 6 ^{-□}	4,47	50	6	7	3,5	5,69	1,45	3,54	2,04	1,77	0,194	43,41
L 50 x 50 x 7 ^{*□}	5,15	50	7	7	3,5	6,56	1,49	3,54	2,10	1,78	0,194	37,66
L 55 x 55 x 5 ^{*□}	4,18	55	5	8	4,0	5,32	1,52	3,89	2,15	1,93	0,213	51,05
L 55 x 55 x 6 ^{*□}	4,95	55	6	8	4,0	6,31	1,56	3,89	2,21	1,94	0,213	43,04
L 60 x 60 x 4 [*]	3,70	60	4	8	4,0	4,71	1,60	4,24	2,26	2,10	0,233	63,07
L 60 x 60 x 5 ^{-□}	4,57	60	5	8	4,0	5,82	1,64	4,24	2,32	2,11	0,233	51,04
L 60 x 60 x 6 ^{-□}	5,42	60	6	8	4,0	6,91	1,69	4,24	2,39	2,11	0,233	42,99
L 60 x 60 x 8 ^{-□}	7,09	60	8	8	4,0	9,03	1,77	4,24	2,50	2,14	0,233	32,89
L 65 x 65 x 6 ^{*□}	5,91	65	6	9	4,5	7,53	1,80	4,60	2,55	2,28	0,252	42,70
L 65 x 65 x 7 [*]	6,83	65	7	9	4,5	8,70	1,85	4,60	2,61	2,29	0,252	36,95
L 65 x 65 x 8 ^{*□}	7,73	65	8	9	4,5	9,85	1,89	4,60	2,67	2,31	0,252	32,64

ANNEXES

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte									Classification EN 1993-1-1: 2005		EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001
	axe y-y / axe z-z axis y-y / axis z-z Achse y-y / Achse z-z			axe u-u axis u-u Achse u-u		axe v-v axis v-v Achse v-v		Pure compression						
	G	$I_y=I_z$	$W_{el,y}=W_{el,z}$	$i_y=i_z$	I_u	i_u	I_v	i_v	I_{yz}	S235	S355			
kg/m	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm x10	mm ⁴ x10 ⁴	mm x10	mm ⁴ x10 ⁴	mm x10	mm ⁴ x10 ⁴						
L 20 x 20 x 3	0,879	0,388	0,276	0,589	0,614	0,740	0,162	0,380	-0,226	1	1	✓		
L 25 x 25 x 3	1,11	0,796	0,448	0,749	1,26	0,944	0,329	0,481	-0,467	1	1	✓		
L 25 x 25 x 4	1,45	1,01	0,582	0,740	1,60	0,930	0,425	0,479	-0,587	1	1	✓		
L 30 x 30 x 3	1,36	1,40	0,649	0,899	2,23	1,13	0,579	0,578	-0,825	1	2	✓		
L 30 x 30 x 4	1,78	1,80	0,850	0,892	2,86	1,12	0,749	0,575	-1,05	1	1	✓		
L 35 x 35 x 4	2,09	2,95	1,18	1,05	4,69	1,33	1,22	0,68	-1,73	1	1	✓		
L 40 x 40 x 4	2,42	4,47	1,55	1,21	7,10	1,52	1,84	0,77	-2,63	1	2	✓		
L 40 x 40 x 5	2,97	5,43	1,91	1,20	8,61	1,51	2,25	0,77	-3,18	1	1	✓		
L 45 x 45 x 4	2,74	6,43	1,97	1,36	10,21	1,71	2,65	0,87	-3,78	1	3	✓		
L 45 x 45 x 4,5	3,06	7,15	2,20	1,35	11,35	1,71	2,95	0,87	-4,20	1	2	✓		
L 45 x 45 x 5	3,38	7,84	2,43	1,35	12,45	1,70	3,24	0,87	-4,60	1	1	✓		
L 50 x 50 x 4	3,06	8,97	2,46	1,52	14,25	1,91	3,70	0,97	-5,28	2	3	✓		
L 50 x 50 x 5	3,77	10,96	3,05	1,51	17,41	1,90	4,52	0,97	-6,45	1	2	✓		
L 50 x 50 x 6	4,47	12,84	3,61	1,50	20,37	1,89	5,31	0,97	-7,53	1	1	✓		
L 50 x 50 x 7	5,15	14,61	4,16	1,49	23,14	1,88	6,09	0,96	-8,52	1	1	✓		
L 55 x 55 x 5	4,18	14,71	3,70	1,66	23,37	2,10	6,06	1,07	-8,66	1	3	✓		
L 55 x 55 x 6	4,95	17,29	4,39	1,66	27,44	2,09	7,13	1,06	-10,16	1	1	✓		
L 60 x 60 x 4	3,70	15,78	3,58	1,83	25,04	2,31	6,51	1,18	-9,26	3	3	✓		
L 60 x 60 x 5	4,57	19,37	4,45	1,82	30,77	2,30	7,97	1,17	-11,40	2	3	✓		
L 60 x 60 x 6	5,42	22,79	5,29	1,82	36,20	2,29	9,38	1,17	-13,41	1	2	✓		
L 60 x 60 x 8	7,09	29,15	6,89	1,80	46,19	2,26	12,11	1,16	-17,04	1	1	✓		
L 65 x 65 x 6	5,91	29,19	6,21	1,97	46,36	2,48	12,01	1,26	-17,17	1	3	✓		
L 65 x 65 x 7	6,83	33,43	7,18	1,96	53,08	2,47	13,78	1,26	-19,65	1	1	✓		
L 65 x 65 x 8	7,73	37,49	8,13	1,95	59,46	2,46	15,52	1,26	-21,97	1	1	✓		

ANNEXES

Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen					Position des axes Position of axes Lage der Achsen					Surface Oberfläche	
	G kg/m	h=b mm	t mm	r ₁ mm	r ₂ mm	A mm ² x10 ²	z _s =y _s mm x10	v mm x10	u ₁ mm x10	u ₂ mm x10	A _L m ² /m	A _G m ² /t
L 70 x 70 x 6 ⁻	6,38	70	6	9	4,5	8,13	1,93	4,95	2,73	2,46	0,272	42,68
L 70 x 70 x 7 ^{*□}	7,38	70	7	9	4,5	9,40	1,97	4,95	2,79	2,47	0,272	36,91
L 70 x 70 x 8 ^{*□}	8,37	70	8	10	5,0	10,7	2,01	4,95	2,84	2,47	0,271	32,41
L 70 x 70 x 9 ^{*□}	9,32	70	9	9	4,5	11,9	2,05	4,95	2,90	2,50	0,272	29,20
L 75 x 75 x 4 [*]	4,65	75	4	9	4,5	5,93	1,96	5,30	2,76	2,63	0,292	62,82
L 75 x 75 x 5 [*]	5,76	75	5	9	4,5	7,34	2,01	5,30	2,84	2,63	0,292	50,75
L 75 x 75 x 6 ⁻	6,85	75	6	9	4,5	8,73	2,05	5,30	2,90	2,64	0,292	42,66
L 75 x 75 x 7 [*]	7,93	75	7	9	4,5	10,1	2,10	5,30	2,96	2,65	0,292	36,88
L 75 x 75 x 8 ⁻	8,99	75	8	9	4,5	11,4	2,14	5,30	3,02	2,66	0,292	32,53
L 75 x 75 x 10 [*]	11,1	75	10	9	4,5	14,1	2,22	5,30	3,13	2,69	0,292	26,43
L 80 x 80 x 5 [*]	6,17	80	5	10	5,0	7,86	2,12	5,66	3,00	2,81	0,311	50,49
L 80 x 80 x 6 ^{*□}	7,34	80	6	10	5,0	9,35	2,17	5,66	3,07	2,81	0,311	42,44
L 80 x 80 x 7 [*]	8,49	80	7	10	5,0	10,8	2,21	5,66	3,13	2,82	0,311	36,67
L 80 x 80 x 8 ⁻	9,63	80	8	10	5,0	12,3	2,26	5,66	3,19	2,83	0,311	32,34
L 80 x 80 x 10 ⁻	11,9	80	10	10	5,0	15,1	2,34	5,66	3,30	2,85	0,311	26,26
L 90 x 90 x 6 ^{*□}	8,28	90	6	10	5,0	10,5	2,42	6,36	3,42	3,16	0,351	42,44
L 90 x 90 x 7 ⁻	9,61	90	7	11	5,5	12,2	2,45	6,36	3,47	3,16	0,351	36,48
L 90 x 90 x 8 ⁻	10,9	90	8	11	5,5	13,9	2,50	6,36	3,53	3,17	0,351	32,15
L 90 x 90 x 9 ⁻	12,2	90	9	11	5,5	15,5	2,54	6,36	3,59	3,18	0,351	28,77
L 90 x 90 x 10 ⁻	13,4	90	10	11	5,5	17,1	2,58	6,36	3,65	3,19	0,351	26,07
L 90 x 90 x 11 [*]	14,7	90	11	11	5,5	18,7	2,62	6,36	3,70	3,21	0,351	23,86
L 100 x 100 x 6 ^{*□}	9,26	100	6	12	6,0	11,8	2,64	7,07	3,74	3,51	0,390	42,09
L 100 x 100 x 7 [*]	10,7	100	7	12	6,0	13,7	2,69	7,07	3,81	3,51	0,390	36,33
L 100 x 100 x 8 ^{*/-}	12,2	100	8	12	6,0	15,5	2,74	7,07	3,87	3,52	0,390	32,00
L 100 x 100 x 10 ^{*/-}	15,0	100	10	12	6,0	19,2	2,82	7,07	3,99	3,54	0,390	25,92
L 100 x 100 x 12 ^{*/-}	17,8	100	12	12	6,0	22,7	2,90	7,07	4,11	3,57	0,390	21,86
L 110 x 110 x 8 ^{*□}	13,4	110	8	12	6,0	17,1	2,99	7,78	4,22	3,87	0,430	31,98
L 110 x 110 x 10 ^{*□}	16,6	110	10	13	6,5	21,2	3,06	7,78	4,33	3,88	0,429	25,79
L 110 x 110 x 12 [*]	19,7	110	12	13	6,5	25,1	3,15	7,78	4,45	3,91	0,429	21,73

ANNEXES

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte									Classification EN 1993-1-1: 2005		EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001
	axe y-y / axe z-z axis y-y / axis z-z Achse y-y / Achse z-z			axe u-u axis u-u Achse u-u		axe v-v axis v-v Achse v-v				Pure compression				
	G	$I_y=I_z$	$W_{el,y}=W_{el,z}$	$i_y=i_z$	I_u	i_u	I_v	i_v	I_{yz}	S235	S355			
kg/m	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm x10	mm ⁴ x10 ⁴	mm x10	mm ⁴ x10 ⁴	mm x10	mm ⁴ x10 ⁴						
L 70 x 70 x 6	6,38	36,88	7,27	2,13	58,60	2,69	15,16	1,37	-21,72	2	3	✓		
L 70 x 70 x 7	7,38	42,30	8,41	2,12	67,19	2,67	17,41	1,36	-24,89	1	2	✓		
L 70 x 70 x 8	8,37	47,27	9,46	2,10	75,01	2,65	19,52	1,35	-27,75	1	1	✓		
L 70 x 70 x 9	9,32	52,47	10,60	2,10	83,18	2,65	21,76	1,35	-30,71	1	1	✓		
L 75x75x4	4,65	31,43	5,67	2,30	49,85	2,90	13,01	1,48	-18,42	4	4	✓		
L 75x75x5	5,76	38,77	7,06	2,30	61,59	2,90	15,96	1,47	-22,82	3	3	✓		
L 75 x 75 x 6	6,85	45,83	8,41	2,29	72,84	2,89	18,82	1,47	-27,01	2	3	✓		
L 75x75x7	7,93	52,61	9,74	2,28	83,60	2,88	21,62	1,46	-30,99	1	3	✓		
L 75 x 75 x 8	8,99	59,13	11,03	2,27	93,91	2,86	24,35	1,46	-34,78	1	1	✓		
L 75x75x10	11,1	71,43	13,52	2,25	113,2	2,83	29,68	1,45	-41,75	1	1	✓		
L 80 x 80 x 5	6,17	47,14	8,02	2,45	74,83	3,09	19,45	1,57	-27,69	3	4	✓		
L 80 x 80 x 6	7,34	55,82	9,57	2,44	88,69	3,08	22,96	1,57	-32,87	3	3	✓		
L 80 x 80 x 7	8,49	64,19	11,09	2,44	102,0	3,07	26,38	1,56	-37,81	1	3	✓		
L 80 x 80 x 8	9,63	72,25	12,58	2,43	114,8	3,06	29,72	1,56	-42,52	1	2	✓		
L 80 x 80 x 10	11,9	87,50	15,45	2,41	138,8	3,03	36,24	1,55	-51,27	1	1	✓		
L 90 x 90 x 6	8,28	80,72	12,26	2,77	128,3	3,49	33,16	1,77	-47,57	3	4	✓		
L 90 x 90 x 7	9,61	92,55	14,13	2,75	147,1	3,47	38,03	1,76	-54,52	3	3	✓		
L 90 x 90 x 8	10,9	104,4	16,05	2,74	165,9	3,46	42,89	1,76	-61,50	1	3	✓		
L 90 x 90 x 9	12,2	115,8	17,93	2,73	184,0	3,44	47,65	1,75	-68,19	1	2	✓		
L 90 x 90 x 10	13,4	126,9	19,77	2,72	201,5	3,43	52,33	1,75	-74,59	1	1	✓		
L 90 x 90 x 11	14,7	137,6	21,57	2,71	218,3	3,42	56,94	1,74	-80,70	1	1	✓		
L 100 x 100 x 6	9,26	111,1	15,09	3,07	176,3	3,87	45,80	1,97	-65,25	3	4	✓		
L 100 x 100 x 7	10,7	128,2	17,54	3,06	203,7	3,86	52,72	1,96	-75,48	3	3	✓		
L 100 x 100 x 8	12,2	144,8	19,94	3,06	230,2	3,85	59,49	1,96	-85,35	2	3	✓		
L 100 x 100 x 10	15,0	176,7	24,62	3,04	280,7	3,83	72,66	1,95	-104,0	1	2	✓		
L 100 x 100 x 12	17,8	206,7	29,12	3,02	327,9	3,80	85,44	1,94	-121,3	1	1	✓		
L 110 x 110 x 8	13,4	195,3	24,37	3,38	310,5	4,26	80,11	2,16	-115,2	3	3	✓		
L 110 x 110 x 10	16,6	238,0	29,99	3,35	378,2	4,23	97,74	2,15	-140,2	1	3	✓		
L 110 x 110 x 12	19,7	279,1	35,54	3,33	443,2	4,20	115,0	2,14	-164,1	1	1	✓		

ANNEXES

Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen					Position des axes Position of axes Lage der Achsen					Surface Oberfläche	
	G kg/m	h=b mm	t mm	r ₁ mm	r ₂ mm	A mm ² x10 ²	z _s =y _s mm x10	v mm x10	u ₁ mm x10	u ₂ mm x10	A _L m ² /m	A _G m ² /t
L 120 x 120 x 8 ^{*□/x}	14,7	120	8	13	6,5	18,7	3,23	8,49	4,56	4,22	0,469	31,87
L 120 x 120 x 10 ^{-x}	18,2	120	10	13	6,5	23,2	3,31	8,49	4,69	4,24	0,469	25,76
L 120 x 120 x 11 ^{□/x}	19,9	120	11	13	6,5	25,4	3,36	8,49	4,75	4,25	0,469	23,54
L 120 x 120 x 12 ^{-x}	21,6	120	12	13	6,5	27,5	3,40	8,49	4,80	4,26	0,469	21,69
L 120 x 120 x 13 ^{*x}	23,3	120	13	13	6,5	29,7	3,44	8,49	4,86	4,28	0,469	20,12
L 120 x 120 x 15 ^{*x}	26,6	120	15	13	6,5	33,9	3,51	8,49	4,97	4,31	0,469	17,60
L 120 x 120 x 16 ^{*x}	28,3	120	16	13	6,5	36,0	3,55	8,49	5,02	4,32	0,469	16,58
L 130 x 130 x 10 ^{*x}	19,8	130	10	14	7,0	25,2	3,55	9,19	5,03	4,58	0,508	25,67
L 130 x 130 x 12 ^{*x/-}	23,5	130	12	14	7,0	30,0	3,64	9,19	5,15	4,60	0,508	21,59
L 130 x 130 x 13 ^{*x}	25,4	130	13	14	7,0	32,3	3,68	9,19	5,20	4,62	0,508	20,02
L 130 x 130 x 14 ^{*x□}	27,2	130	14	14	7,0	34,7	3,72	9,19	5,26	4,63	0,508	18,68
L 130 x 130 x 16 ^{*x}	30,8	130	16	14	7,0	39,3	3,80	9,19	5,37	4,66	0,508	16,49
L 150 x 150 x 10 ^{+/-x}	23,0	150	10	16	8,0	29,3	4,03	10,61	5,71	5,28	0,586	25,51
L 150 x 150 x 12 ^{+/-x}	27,3	150	12	16	8,0	34,8	4,12	10,61	5,83	5,29	0,586	21,44
L 150 x 150 x 13 ^{+x}	29,5	150	13	16	8,0	37,6	4,17	10,61	5,89	5,30	0,586	19,87
L 150 x 150 x 14 ^{+x□/x}	31,6	150	14	16	8,0	40,3	4,21	10,61	5,95	5,32	0,586	18,53
L 150 x 150 x 15 ^{+/-x}	33,8	150	15	16	8,0	43,0	4,25	10,61	6,01	5,33	0,586	17,36
L 150 x 150 x 16 ^{+x}	35,9	150	16	16	8,0	45,7	4,29	10,61	6,06	5,34	0,586	16,34
L 150 x 150 x 18 ^{+x}	40,1	150	18	16	8,0	51,0	4,37	10,61	6,17	5,37	0,586	14,63
L 150 x 150 x 20 ^{+x}	44,2	150	20	16	8,0	56,3	4,44	10,61	6,28	5,41	0,586	13,27
L 160 x 160 x 14 ^{+x}	33,9	160	14	17	8,5	43,2	4,45	11,31	6,29	5,66	0,625	18,46
L 160 x 160 x 15 ^{+/-}	36,2	160	15	17	8,5	46,1	4,49	11,31	6,35	5,67	0,625	17,30
L 160 x 160 x 16 ^{+x}	38,4	160	16	17	8,5	49,0	4,53	11,31	6,41	5,69	0,625	16,28
L 160 x 160 x 17 ^{+x□}	40,7	160	17	17	8,5	51,8	4,57	11,31	6,46	5,70	0,625	15,37

ANNEXES

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte									Classification EN 1993-1-1: 2005			EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001
	axe y-y / axe z-z axis y-y / axis z-z Achse y-y / Achse z-z			axe u-u axis u-u Achse u-u		axe v-v axis v-v Achse v-v				Pure compression					
	$I_y = I_z$	$W_{el,y} = W_{el,z}$	$i_y = i_z$	I_u	i_u	I_v	i_v	I_{yz}	S235	S355	S460				
kg/m	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm x10	mm ⁴ x10 ⁴	mm x10	mm ⁴ x10 ⁴	mm x10	mm ⁴ x10 ⁴							

L 120 x 120 x 8	14,7	255,4	29,11	3,69	406,0	4,65	104,8	2,37	-150,6	3	4	4	✓	✓	✓
L 120 x 120 x 10	18,2	312,9	36,03	3,67	497,6	4,63	128,3	2,35	-184,6	2	3	3	✓	✓	✓
L 120 x 120 x 11	19,9	340,6	39,41	3,66	541,5	4,62	139,8	2,35	-200,9	1	3	3	✓	✓	✓
L 120 x 120 x 12	21,6	367,7	42,73	3,65	584,3	4,61	151,1	2,34	-216,6	1	2	3	✓	✓	✓
L 120 x 120 x 13	23,3	394,0	46,01	3,64	625,8	4,59	162,2	2,34	-231,8	1	1	3	✓	✓	✓
L 120 x 120 x 15	26,6	444,9	52,43	3,62	705,6	4,56	184,2	2,33	-260,7	1	1	1	✓	✓	✓
L 120 x 120 x 16	28,3	469,4	55,57	3,61	743,8	4,54	195,0	2,33	-274,4	1	1	1	✓	✓	✓
L 130 x 130 x 10	19,8	401,1	42,47	3,99	637,8	5,03	164,5	2,55	-236,7	3	3		✓		
L 130 x 130 x 12	23,5	472,2	50,44	3,97	750,6	5,00	193,7	2,54	-278,4	1	3		✓		
L 130 x 130 x 13	25,4	506,5	54,35	3,96	804,9	4,99	208,1	2,54	-298,4	1	2		✓		
L 130 x 130 x 14	27,2	540,1	58,20	3,95	857,8	4,98	222,3	2,53	-317,8	1	1		✓		
L 130 x 130 x 16	30,8	605,0	65,75	3,93	959,7	4,94	250,3	2,53	-354,7	1	1		✓		
L 150 x 150 x 10	23,0	624,0	56,91	4,62	992,0	5,82	256,1	2,96	-368,0	3	4	4	✓	✓	✓
L 150 x 150 x 12	27,3	736,9	67,75	4,60	1172	5,80	302,1	2,94	-434,9	3	3	3	✓	✓	✓
L 150 x 150 x 13	29,5	791,7	73,07	4,59	1259	5,79	324,6	2,94	-467,1	2	3	3	✓	✓	✓
L 150 x 150 x 14	31,6	845,4	78,33	4,58	1344	5,77	346,9	2,93	-498,5	1	3	3	✓	✓	✓
L 150 x 150 x 15	33,8	898,1	83,52	4,57	1427	5,76	369,0	2,93	-529,1	1	2	3	✓	✓	✓
L 150 x 150 x 16	35,9	949,7	88,65	4,56	1509	5,74	390,8	2,92	-558,9	1	2	3	✓	✓	✓
L 150 x 150 x 18	40,1	1050	98,74	4,54	1666	5,71	433,8	2,92	-616,1	1	1	2	✓	✓	✓
L 150 x 150 x 20	44,2	1146	108,6	4,51	1817	5,68	476,2	2,91	-670,2	1	1	1	✓	✓	✓
L 160 x 160 x 14	33,9	1034	89,50	4,89	1644	6,17	423,9	3,13	-609,9	2	3		✓		
L 160 x 160 x 15	36,2	1099	95,47	4,88	1747	6,16	450,9	3,13	-647,9	1	3		✓		
L 160 x 160 x 16	38,4	1163	101,4	4,87	1848	6,14	477,7	3,12	-685,0	1	2		✓		
L 160 x 160 x 17	40,7	1225	107,2	4,86	1947	6,13	504,2	3,12	-721,2	1	2		✓		

ANNEXES

Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen					Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße				
	G kg/m	h=b mm	t mm	r ₁ mm	r ₂ mm	A mm ² x10 ²	Ø	e _{min} mm	e _{max} mm	A _{net} mm ² x10 ²
L 20 x 20 x 3 ^{-□}	0,879	20	3	3,5	2,0	1,12	-	-	-	-
L 25 x 25 x 3 ^{-□}	1,11	25	3	3,5	2,0	1,42	-	-	-	-
L 25 x 25 x 4 ^{-□}	1,45	25	4	3,5	2,0	1,85	-	-	-	-
L 30 x 30 x 3 ^{-□}	1,36	30	3	5	2,5	1,74	-	-	-	-
L 30 x 30 x 4 ^{-□}	1,78	30	4	5	2,5	2,27	-	-	-	-
L 35 x 35 x 4 ^{-□}	2,09	35	4	5	2,5	2,67	-	-	-	-
L 40 x 40 x 4 ^{-□}	2,42	40	4	6	3,0	3,08	-	-	-	-
L 40 x 40 x 5 ^{-□}	2,97	40	5	6	3,0	3,79	-	-	-	-
L 45 x 45 x 4 ^{*□}	2,74	45	4	7	3,5	3,49	-	-	-	-
L 45 x 45 x 4,5 ^{*□}	3,06	45	4,5	7	3,5	3,90	-	-	-	-
L 45 x 45 x 5 ^{*□}	3,38	45	5	7	3,5	4,30	-	-	-	-
L 50 x 50 x 4 ^{-□}	3,06	50	4	7	3,5	3,89	-	-	-	-
L 50 x 50 x 5 ^{-□}	3,77	50	5	7	3,5	4,80	-	-	-	-
L 50 x 50 x 6 ^{-□}	4,47	50	6	7	3,5	5,69	-	-	-	-
L 50 x 50 x 7 ^{*□}	5,15	50	7	7	3,5	6,56	-	-	-	-
L 55 x 55 x 5 ^{*□}	4,18	55	5	8	4,0	5,32	-	-	-	-
L 55 x 55 x 6 ^{*□}	4,95	55	6	8	4,0	6,31	-	-	-	-
L 60 x 60 x 4 ^{*□}	3,70	60	4	8	4,0	4,71	M 12	34	40,5	4,15
L 60 x 60 x 5 ^{-□}	4,57	60	5	8	4,0	5,82	M 12	35	40,5	5,12
L 60 x 60 x 6 ^{-□}	5,42	60	6	8	4,0	6,91	M 12	36	40,5	6,07
L 60 x 60 x 8 ^{-□}	7,09	60	8	8	4,0	9,03	M 12	38	40,5	7,91
L 65 x 65 x 6 ^{*□}	5,91	65	6	9	4,5	7,53	M 16	36	38	6,45
L 65 x 65 x 7 ^{-□}	6,83	65	7	9	4,5	8,70	M 16	37	38	7,44
L 65 x 65 x 8 ^{*□}	7,73	65	8	9	4,5	9,85	M 16	38	38	8,41

ANNEXES

Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen					Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße				
	G kg/m	h=b mm	t mm	r ₁ mm	r ₂ mm	A mm ² x10 ²	Ø	e _{min} mm	e _{max} mm	A _{net} mm ² x10 ²
L 70 x 70 x 6	6,38	70	6	9	4,5	8,13	M 16	36	43	7,05
L 70 x 70 x 7	7,38	70	7	9	4,5	9,40	M 16	37	43	8,14
L 70 x 70 x 8 ^{*/□}	8,37	70	8	10	5,0	10,7	M 16	38	43	9,23
L 70 x 70 x 9 ^{*/□}	9,32	70	9	9	4,5	11,9	M 16	39	43	10,3
L 75 x 75 x 4*	4,65	75	4	9	4,5	5,93	M 16	34	48	5,21
L 75 x 75 x 5*	5,76	75	5	9	4,5	7,34	M 16	35	48	6,44
L 75 x 75 x 6	6,85	75	6	9	4,5	8,73	M 16	36	48	7,65
L 75 x 75 x 7*	7,93	75	7	9	4,5	10,1	M 16	37	48	8,84
L 75 x 75 x 8	8,99	75	8	9	4,5	11,4	M 16	38	48	10,0
L 75 x 75 x 10*	11,1	75	10	9	4,5	14,1	M 16	40	48	12,3
L 80 x 80 x 5*	6,17	80	5	10	5,0	7,86	M 16	35	53	6,96
L 80 x 80 x 6 ^{*/□}	7,34	80	6	10	5,0	9,35	M 16	36	53	8,27
L 80 x 80 x 7*	8,49	80	7	10	5,0	10,8	M 16	37	53	9,56
L 80 x 80 x 8	9,63	80	8	10	5,0	12,3	M 16	38	53	10,8
L 80 x 80 x 10	11,9	80	10	10	5,0	15,1	M 16	40	53	13,3
L 90 x 90 x 6 ^{*/□}	8,28	90	6	10	5,0	10,5	M 24	46	51	8,99
L 90 x 90 x 7	9,61	90	7	11	5,5	12,2	M 24	47	51	10,4
L 90 x 90 x 8	10,9	90	8	11	5,5	13,9	M 24	48	51	11,8
L 90 x 90 x 9	12,2	90	9	11	5,5	15,5	M 24	49	51	13,2
L 90 x 90 x 10	13,4	90	10	11	5,5	17,1	M 24	50	51	14,5
L 90 x 90 x 11*	14,7	90	11	11	5,5	18,7	M 24	51	51	15,9
L 100 x 100 x 6 ^{*/□}	9,26	100	6	12	6,0	11,8	M 27	46	53	10,0
L 100 x 100 x 7*	10,7	100	7	12	6,0	13,7	M 27	47	53	11,6
L 100 x 100 x 8 ^{*/-}	12,2	100	8	12	6,0	15,5	M 27	48	53	13,1
L 100 x 100 x 10 ^{*/-}	15,0	100	10	12	6,0	19,2	M 27	50	53	16,2
L 100 x 100 x 12 ^{*/-}	17,8	100	12	12	6,0	22,7	M 27	52	53	19,1
L 110 x 110 x 8 ^{*/□}	13,4	110	8	12	6,0	17,1	M 27	48	62	14,7
L 110 x 110 x 10 ^{*/□}	16,6	110	10	13	6,5	21,2	M 27	50	62	18,2
L 110 x 110 x 12*	19,7	110	12	13	6,5	25,1	M 27	52	62	21,5

ANNEXES

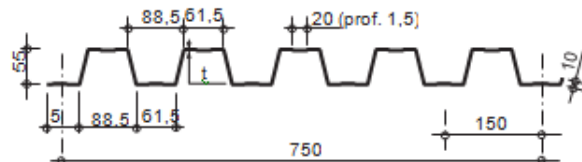
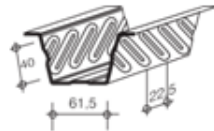
Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen					Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße				
	G kg/m	h=b mm	t mm	r ₁ mm	r ₂ mm	A mm ² x10 ²	Ø	e _{min} mm	e _{max} mm	A _{net} mm ² x10 ²
L 120 x 120 x 8 ^{*□/x}	14,7	120	8	13	6,5	18,7	M 27	48	72	16,3
L 120 x 120 x 10 ^{+x}	18,2	120	10	13	6,5	23,2	M 27	50	72	20,2
L 120 x 120 x 11 ^{□/x}	19,9	120	11	13	6,5	25,4	M 27	51	72	22,1
L 120 x 120 x 12 ^{+x}	21,6	120	12	13	6,5	27,5	M 27	52	72	23,9
L 120 x 120 x 13 ^{*x}	23,3	120	13	13	6,5	29,7	M 27	53	72	25,8
L 120 x 120 x 15 ^{*x}	26,6	120	15	13	6,5	33,9	M 27	55	72	29,4
L 120 x 120 x 16 ^{+x}	28,3	120	16	13	6,5	36,0	M 27	56	72	31,2
L 130 x 130 x 10 [*]	19,8	130	10	14	7,0	25,2	M 27	50	82	22,2
L 130 x 130 x 12 ^{+/-}	23,5	130	12	14	7,0	30,0	M 27	52	82	26,4
L 130 x 130 x 13 ^{+x}	25,4	130	13	14	7,0	32,3	M 27	53	82	28,4
L 130 x 130 x 14 ^{*□}	27,2	130	14	14	7,0	34,7	M 27	54	82	30,5
L 130 x 130 x 16 [*]	30,8	130	16	14	7,0	39,3	M 27	56	82	34,5
L 150 x 150 x 10 ^{+/-}	23,0	150	10	16	8,0	29,3	M 27	52	102	26,3
L 150 x 150 x 12 ^{+/-}	27,3	150	12	16	8,0	34,8	M 27	54	102	31,2
L 150 x 150 x 13 ^{+x}	29,5	150	13	16	8,0	37,6	M 27	55	102	33,7
L 150 x 150 x 14 ^{+□/x}	31,6	150	14	16	8,0	40,3	M 27	56	102	36,1
L 150 x 150 x 15 ^{+/-}	33,8	150	15	16	8,0	43,0	M 27	57	102	38,5
L 150 x 150 x 16 ^{+x}	35,9	150	16	16	8,0	45,7	M 27	58	102	40,9
L 150 x 150 x 18 ^{+x}	40,1	150	18	16	8,0	51,0	M 27	61	102	45,6
L 150 x 150 x 20 ^{+x}	44,2	150	20	16	8,0	56,3	M 27	63	102	50,3
L 160 x 160 x 14 [*]	33,9	160	14	17	8,5	43,2	M 27	57	111	39,0
L 160 x 160 x 15 ^{+/-}	36,2	160	15	17	8,5	46,1	M 27	58	111	41,6
L 160 x 160 x 16 [*]	38,4	160	16	17	8,5	49,0	M 27	60	111	44,2
L 160 x 160 x 17 ^{+□}	40,7	160	17	17	8,5	51,8	M 27	61	111	46,7

ANNEXE5

HI-BOND 55.750



Certificat CSTBat



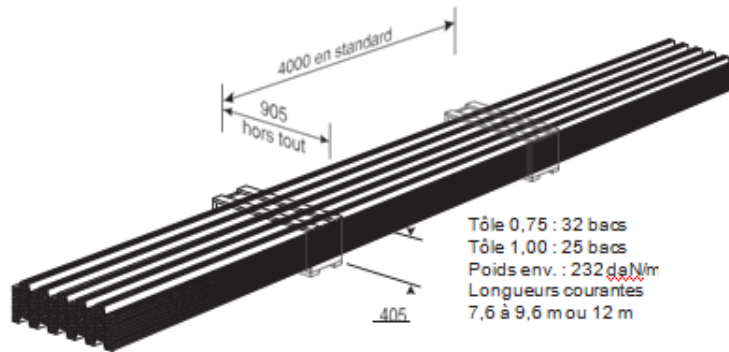
Nota : Commander des profils sans raidisseurs en fonds des nervures dans le cas de solives avec connecteurs sous le nom HI-BOND 55.750 C.

identification

Epaisseur t en cm	Masse en kg/m ²
0,75	9,56
0,88	11,23
1,00	12,83
1,20	15,30

manutention - emballage

Epaisseur t en mm	Masse en kg/m ²
0,75	6,97
0,88	8,18
1,00	9,30
1,20	11,16



Valeurs de calcul

Epaisseur t en mm	Epaisseur acier en mm	Aire d'acier en cm ² /m	Position fibre neutre		Mt d'inertie i en cm ⁴	Modules de résistance	
			v _y en cm	v _x en cm		W _y	W _x
0,75	0,71	11,18	2,75	2,75	57,54	20,92	20,92
0,88	0,84	13,23	2,75	2,75	68,08	24,76	24,76
1,00	0,96	15,12	2,75	2,75	77,80	28,29	28,29
1,20	1,16	18,27	2,75	2,75	94,01	34,19	34,19