

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Annaba Université Badji Mokhtar -  
Badji Mokhtar – Annaba UNIVERSITY



جامعة باجي مختار – عنابة

Faculté : Sciences de l'ingénieur

Département : Génie Civil

Domaine : Sciences et Techniques

Filière : Génie Civil

Spécialité : Constructions Métalliques et Mixtes

Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Master

**Thème:**

Étude d'un showroom d'exposition et vente de véhicule  
composé de trois hangars à Structure mixte (Acier-béton)

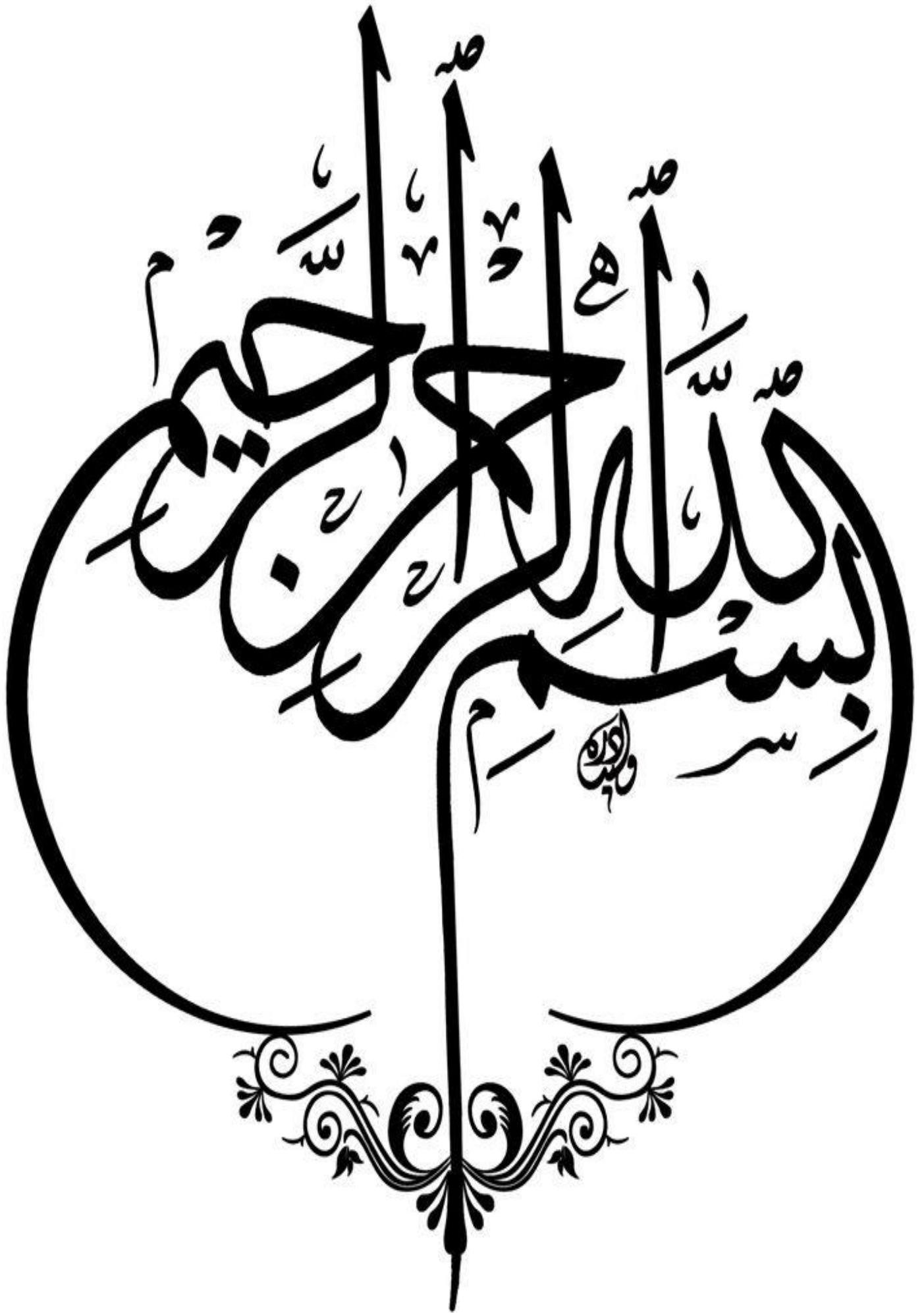
Présenté par : **CHERGUI Lamia**

Encadrant : **MEZIGHECHE Nawel M.A.A Université Badji Mokhtar - ANNABA**

**Jury de Soutenance :**

Nom et prénom	Grade	Université	Président
OUCIEF Hocine	PR	Université BM - Annaba	Président
MEZIGHECHE Nawel	MAA	Université BM - Annaba	Encadrant
SLIMANI Faycel	MCB	Université BM - Annaba	Examineur

Année Universitaire : 2020/2021





# REMERCIEMENTS

- Je tiens en premier à remercier DIEU le tout puissant de nous avoir donnés cette opportunité et de nous avoir aidé à arriver jusqu'au bout de mener à bien ce modeste travail.

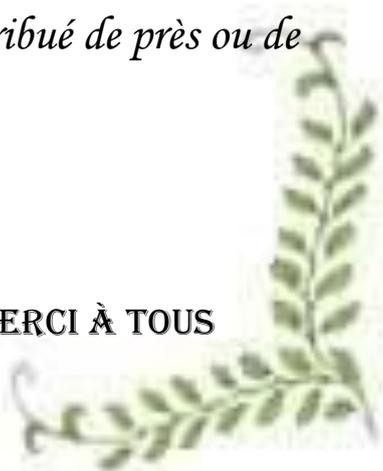
Nous tenons à présenter nos vifs remerciements à notre promoteur **M me MEZIGHECHE. N.** Pour son excellent suivi et ses orientations tout au long de l'élaboration de ce travail, en lui expriment notre profonde gratitude.

Nos remerciements à l'ensemble des enseignants de l'université de Annaba, plus particulièrement aux enseignants de la Faculté de Sciences de l'ingénieur qui n'ont pas moqué d'apporter leurs soutiens durant le déroulement de mes études.

C'est aussi avec un grand plaisir que j'exprime ma reconnaissance aux **membres du jury** qui ont accepté de juger ce travail, qu'ils en soient remerciés

Nous tenons à exprimer notre fierté et nos remerciements à « l'Unité de PROMEGH » pour les expériences exceptionnelles qu'ils nous ont fait vivre tout au long de notre parcours en travaillant avec eux

- Enfin, nos remerciements Toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.



MERCI À TOUS



## *Dédicace*

*Du profond de mon cœur, je dédie ce travail à tous ceux qui me sont chère,*

### *À la mémoire de mon père ^DADA^*

*Dédié à l'âme de mon défunt père.. Qui m'a appris à tenir un stylo et à écrire des mots sans regret. Un père qui ne reviendra jamais me manque et personne ne viendra comme lui*

*Mon père est un homme à qui s'appliquent les descriptions des anges.. Ou un ange à qui s'appliquent les descriptions des hommes ?*

*Perdre un père signifie perdre le lien*

*Chaque jour je me souviens de nos mots doux et de ton rire*

*Que Dieu te fasse miséricorde, mon père, et il te fasse parmi les gens du Paradis*

### *À ma chère mère*

*Tu es une très belle personne, maman, je remercie Dieu chaque jour pour la bénédiction de t'avoir. Je te suis reconnaissante de tout mon cœur, Mère, d'avoir joué deux rôles quand mon père est absent. Merci d'avoir supporté mes problèmes et ma douleur et d'être resté à mes côtés tout le temps, J'ai de la chance d'avoir quelqu'un comme toi, maman. Ces petites lettres ne peuvent décrire mon amour pour toi.*

*Tu resteras la plus belle reine que mes yeux aient jamais vue*

*À mes très cher frère ^ Saïd & Saïda ^*

*À ma meilleure ^ Selma ^*

*À toute la famille ^ KHEROUFI ^*

*À tous mes amis et collègues sans exception*

*Et à mon binôme Lamia*

**ZINEB**





## *6 Dédicace*

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

*A ma très chère mère*

Le sens de l'amour de la tendresse, au secret de mon sourire, a qui était sa supplication le secret de mon succès.

*A mon cher père*

Que dieu a couronné de prestige et de dignité

A ceux qui m'ont appris à donner sans attendre .A qui je porte son nom avec fierté, vos paroles resteront des étoiles qui les guideront pour toujours.

*A mon frère Aymen & A mes chères sœur MIYEDA & HAYET*

Vous n'êtes pas seulement mon reflet, vous êtes la réverbération de mon cœur et la résonance de mon âme. Merci d'être là pour moi.

*À TOUTE MA FAMILLE CHERGUI & BELDI*

Aucun langage ne saurait exprimer mon respect et ma considération pour votre soutien et encouragements. Que Dieu le Tout Puissant vous garde et vous procure santé et bonheur.

*Et A mon binôme Zaynouba*

Je la remercie pour ses efforts considérables avec moi pour arriver à ce jour.

Pour ceux qui j'aime & se distinguent par la fraternité la loyauté et aux sources de la pure honnêteté, Pour ceux que j'ai accompagnés dans cette vie avec son amertume et sa douceur, Pour ceux qui étaient avec moi sur la route du succès, A ceux qui m'ont appris le sens de l'amitié qui ne déçoit ou ne perd jamais

*À Mes amis d'enfance : Hadjer, Roumeïssa, Rîma & Latîfa*

*Mes copines : Soumeya, Manel & Zineb*

*LAMIA*



## **Résumé:**

Le projet porte sur l'étude et le dimensionnement des trois (3) hangars mixte (acier-béton armé), à usage d'exposition, et éventuellement de vente (showroom), localisé à Tlemcen, une zone d'une faible sismicité. L'étude sera débutée par la présentation de l'ouvrage et souligne son concept structural, puis, la détermination des charges due au vent et neige. Et par la suite l'étude des différents éléments secondaires. L'étude sismique est effectuée selon la méthode dynamique modale spectrale, L'étude des planchers a été réalisée soit du type mixte ou 'des dalles pleines avec connecteurs ' ainsi que le pré dimensionnement des éléments porteurs a été entamée afin de vérifier et dimensionner certains éléments porteurs en acier et le ferrailage des éléments. Ce qui conduit au calcul des assemblages ainsi que le calcul des fondations. Ce mémoire a été achevé par une conclusion .

L'étude de pré-dimensionnement des différents éléments ont été élaborés selon les différents règlements technique de calcul et de conception, à s'avoir : (RNVA99, RPA99 version 2003et RPA version 2013, BAEL91, CCM97, Eurocode 3, Eurocode 4, ROBOT).

Mots clés : structures métalliques,neige, séisme, plancher mixte, contreventement .

## **Abstract:**

The project involves the study and sizing of three (3) mixed hangars (steel-reinforced concrete), for exhibition use, and possibly for sale (showroom), located in Tlemcen, an area of low seismicity. The study will begin with the presentation of the work and underlines its structural concept, then, the determination of the loads due to wind and snow. And then the study of the various secondary elements. The seismic study is carried out according to the spectral modal dynamic method, The study of the floors was carried out either of the mixed type or 'solid slabs with connectors' as well as the pre-dimensioning of the load-bearing elements was started in order to check and dimension certain steel load-bearing elements and reinforcement of the elements. This leads to the calculation of the assemblies as well as the calculation of the foundations. This memoir was concluded with a conclusion.

Keywords: metal structures, snow, earthquake, composite floor, bracing.

The pre-sizing study of the various elements has been developed according to the various technical calculation and design regulations, to have : (RNVA99, RPA99 version 2003et RPA version 2013, BAEL91, CCM97, Eurocode 3, Eurocode 4, ROBOT).

## الملخص:

يتضمن المشروع دراسة وتحجيم ثلاثة (3) حظائر مختلطة (الخرسانة المسلحة بالفولاذ)، لاستخدامها في المعارض، وربما للبيع (صالة عرض)، وتقع في تلمسان، وهي منطقة منخفضة الزلازل. ستبدأ الدراسة بعرض العمل والتأكيد على مفهومه الهيكلي، ثم تليه مرحلة تحديد الأحمال الخاضعة لتأثير الرياح والتلج. ثم دراسة العناصر الثانوية المختلفة. تم إجراء الدراسة الزلزالية وفقاً للطريقة الديناميكية الطيفية الطيفية، وقد أجريت دراسة الأرضيات إما من النوع المختلط أو "الألواح الصلبة ذات الموصلات" وكذلك تم البدء في الأبعاد المسبقة للعناصر الحاملة في من أجل فحص وأبعاد بعض العناصر الحاملة للصلب وتقوية العناصر. هذا يؤدي إلى حساب التجميعات وكذلك حساب الأساسات. تم اختتام هذه المذكرات بخاتمة.

الكلمات المفتاحية: هياكل معدنية، تلج، زلزال، أرضية مركبة، دعامة.

دراسة التحجيم المسبق للعناصر المختلفة لها تم تطويره وفقاً لمختلف لوائح الحساب والتصميم الفني:

**(RNVA99, RPA99 version 2003et RPA version 2013, BAEL91, CCM97, Eurocode 3, Eurocode 4, ROBOT).**

# Sommaire :

<b>INTRODUCTION GENERALE.....</b>	<b>02</b>
<b>Chapitre I : Présentation du projet.....</b>	<b>04</b>
I.1 Introduction.....	05
I.2 Présentation du projet.....	05
I.2.1 Localisation du site de projet.....	06
I.3 Données géométriques.....	07
I.4 Données concernant le site.....	07
I.5 Caractéristique des matériaux utilisés.....	08
Résistance du béton.....	08
Béton.....	08
Acier.....	08
I.6 Règlements utilisées.....	08
<b>Chapitre II : Etude climatique.....</b>	<b>10</b>
II.1 INTRODUCTION .....	11
II.2 Étude a la neige.....	11
II.2.1 But .....	11
II.2.2 Domaine d'application.....	12
II.2.3 La charge de la neige sur le sol (Sk).....	12
II.2.4 Coefficient de forme de la toiture.....	13
II.2.5 Calcul des charges de la neige sur la toiture .....	13
.....	

<b>II.3</b>	Calculs au vent.....	16
<b>II.3.1</b>	DETERMINATION DE LA PRESSION DYNAMIQUE DE POINTE...	17
<b>II.3.2</b>	Détermination de coefficient dynamique Cd.....	18
<b>II.3.</b>	Détermination des coefficients de pression extérieure Cpe et intérieure Cpi...20-28	
<b>II.3.4</b>	Calcul des différentes pressions sur la structure.....	30
<b>II.3.5</b>	Détermination de la force de frottement.....	31
	.....	
<b>Chapitre III</b>	<b>: Etude des éléments secondaires .....</b>	<b>58</b>
<b>III.1</b>	Introduction.....	59
<b>III.2</b>	Dimensionnement des panneaux de couverture .....	
<b>III.2.1</b>	Principe de choix d'un panneau sandwich .....	
<b>III.2.2</b>	Panneau couverture.....	
<b>III .3</b>	Calcul des pannes de couverture.....	59
<b>III. 3.1</b>	Introduction	
<b>III.3.2</b>	Espacement entre pannes.....	60
<b>III .3.3</b>	Evaluation des charges et surcharges.....	60
<b>III .3.4</b>	Pré dimensionnement des pannes.....	
<b>III 3.5</b>	Dimensionnement et vérification des pannes.....	
<b>III .3.5.1</b>	Vérification à l'Els (flèche).....	65
<b>III.3.5.2</b>	Condition de la résistance (Elu).....	67
<b>III .3.5.2.1</b>	Vérification à la flexion déviée .....	67
<b>III.3.5.2.2</b>	Vérification au cisaillement .....	67
<b>III.3.5.2.3</b>	Vérification au déversement .....	69
<b>III.4</b>	Calcul de l'échantignolle .....	71

<b>III.4.1</b>	Introduction.....	71
<b>III.4.2</b>	Dimensionnement de l'échantignolle.....	72
<b>III.5</b>	Calcul des liernes.....	73
<b>III.5.1</b>	Introduction.....	73
<b>III.5.2</b>	Les efforts dans les liernes .....	73
<b>III.5.3</b>	Dimensionnement des liernes.....	74
<b>III.6</b>	Calcul des lisses de bardage.....	74
<b>III.6.1</b>	Introduction.....	74
<b>III.6.2</b>	Espacement des lisses.....	74
<b>III.6.3</b>	Efforts sollicitant la lisse.....	
<b>III.6.4</b>	Pré dimensionnement des lisses.....	
<b>III.6.5</b>	Dimensionnement et vérification des lisses.....	
<b>III.6.5.1</b>	Vérification à l'Els (flèche).....	75
<b>III.6.5.2</b>	Condition de la résistance (Elu).....	76
<b>III.6.5.3</b>	Vérification à la flexion déviée .....	76
<b>III.6.5.4</b>	Vérification au cisaillement.....	77
<b>III.6.5.5</b>	Vérification au déversement.....	77
<b>III.7</b>	Calcul des suspentes..... (Partie B page 97)	
<b>III.7.1</b>	Introduction.....	
<b>III.7.2</b>	Calcul de l'effort dans la suspente.....	
<b>III.7.3</b>	Calcul de la section des suspentes.....	
<b>III.8</b>	Calcul des potelets.....	78
<b>III.8.1</b>	Introduction.....	78
<b>III.8.2</b>	Le pré dimensionnement du potelet.....	79

<b>III.8.3</b>	Evaluation des charges.....	79
<b>III.8.4</b>	Vérification de la flexion composée.....	80
<b>III.8.5</b>	Vérification de la stabilité au déversement.....	81
	.....	
	<b>Chapitre IV : Etude sismique.....</b>	<b>122</b>
	<b>Partie A :.....</b>	<b>123</b>
<b>IV.1</b>	Introduction.....	123
<b>IV.2</b>	Principe de la méthode .....	124
<b>IV.3</b>	Détermination des paramètres du spectre de réponse de calcul.....	124
<b>IV.4</b>	Analyse dynamique de la structure.....	126
<b>IV.5</b>	Modélisation de la structure .....	126
<b>IV.6</b>	Analyse modale.....	127
<b>IV.7</b>	Vérification de la structure.....	128
<b>IV.4.1</b>	Vérification de la période fondamentale de la structure .....	128
<b>IV.4.2</b>	Vérification de la force sismique à la base .....	128
<b>IV.4.3</b>	Vérification des déplacements.....	129
	<b>Partie B et C :</b>	
<b>IV-1-</b>	Introduction : .....	
<b>IV-2-</b>	Différentes méthodes.. .....	
<b>IV-3-</b>	Choix de la méthode dans notre cas : .....	130
<b>IV-3-1-</b>	Condition d'applications : (Voir article n°4.2 Page 120 de RPA 99 / version 2003). .....	131
<b>IV-3-2-</b>	Principe de la méthode statique équivalente :.....	131
<b>IV-3-3-</b>	Calcul de l'effort tranchant V à la base : .....	131
a)	Détermination du coefficient d'accélération de zone A : .....	131

b) Calcul du facteur d'amplification dynamique D : .....	131
• Estimation de la période fondamentale de la structure :	
• Dans le sens transversal:	
• Dans le sens longitudinal:	
c) Détermination du facteur de qualité Q:.....	132
d) Détermination de R : .....	132
e) Calcul du poids actif soumis au séisme W : .....	133
<b>IV-4-Distribution de la force sismique sur les étages : .....</b>	<b>136</b>
<b>IV-4-1- Répartition des efforts entre les portiques: .....</b>	<b>136</b>
a) Centre de masse : .....	137
b) Centre de torsion: .....	137
c) Excentricité: .....	137
d) Distribution des forces par files : .....	138
<b>Chapitre V : Etude du Plancher mixte.....</b>	<b>150</b>
V.1. Introduction : .....	151
V.2. Définition : .....	151
V.3. Disposition des solives : .....	151
V.4. Caractéristiques des éléments constructifs : .....	151
<b>V -5-Méthode de calcul : .....</b>	<b>152</b>
<b>V -5-1-Phase de construction : .....</b>	<b>152</b>
<b>V -5-2-Phase finale : .....</b>	<b>152</b>
<b>V -6- Vérification au stade de montage : .....</b>	<b>153</b>
<b>V -6-1 Evaluation des charges : .....</b>	<b>153</b>
<b>V -6-2- Combinaison des charges : .....</b>	<b>153</b>
<b>V -6-3- Le pré dimensionnement se fait par la condition de flèche : .....</b>	<b>153</b>

V -6-4-Vérfications à la résistance :	154
V -6-4-1- Vérification au moment fléchissant :(résistance)	154
V -6-4-2- Vérification au cisaillement :	154
V -7- Vérification au stade final :( Après durcissement du béton)	154
V -7-1-Evaluation des charges :	154
V -7-2- Combinaisons des charges :	155
V -7-3- Calcul de largeur efficace du béton :	155
V -7-4- La position de l'axe neutre :	156
V -7-5-L'inertie de l'ensemble poutre-dalle :	157
V -8- Moment fléchissant maximal dans la section mixte :	157
V -8- Contrainte de flexion simple :	157
V -8-1- Contrainte dans la poutre d'acier :	158
V -8-2- Contrainte dans la dalle en béton	158
V -8-3- Vérification de la flèche	158
V -8-4-1Vérfications à la résistance	159
V -8-4-2Vérification au moment fléchissant :(résistance)	159
V -8-5-Vérification au l'effort tranchant :(cisaillement)	159
V -8-6- Contraintes additionnelles de retrait	159
V -8-6-1- Dans l'acier :	160
V -8-6-2-Dans le béton :	161
V -8-7- Contraintes finales :	161
V -8-7-1- Dans l'acier	161
V -8-7-2 Dans le béton	161
V -9-Calcul de la poutre principale :	161

V-9-1-Caractéristiques du plancher :.....	162
V-9-2-Vérification de la flèche : .....	162
V-9-3-Pré dimensionnement : .....	162
V-9-4-Vérifications de la résistance :.....	163
V-9-4-1- Détermination de la classe de la section : .....	163
V-9-4-2- Vérification au moment de flexion : .....	163
V-9-4-3- Vérification au Cisaillement : .....	164
V-10-Calcul de la poutre secondaire : .....	
V-10-1-Caractéristiques de la poutre secondaire : .....	
V-9-2-Pré dimensionnement : .....	
V-10-3-Vérifications de la résistance : .....	
V-10-3-1- Détermination de la classe de la section : .....	
V-9-3-2- Vérification au moment de flexion : .....	
V-9-3-3- Vérification au Cisaillement :.....	
V-11-Calcul et dimensionnement des connecteurs : .....	165
V-11-1-Nombre de connecteurs :.....	165
V-11-2-Capacité de déformation des connecteurs : .....	165
V-11-3-Effort de cisaillement longitudinal : .....	166
V-11-3-Résistance de calcul des connecteurs : .....	166
V-11-3-Calcul des goujons : .....	167
V-11-3-1-Déterminer le Nombre de goujon : .....	167
V-11-4-Vérification des soudures : .....	168
V-12-Ferraillage de la dalle du plancher : .....	169
V-12-1-Combinaisons d'actions : .....	169

V-12-2-Moment en travée et en appuis : .....	170
V-12-3-Calcul des armatures en travée : .....	171
V-12-3-1-Les armatures de répartition sont donnée par : .....	172
V-12-4-Calcul des armatures en appuis : .....	
V-12-4-Espacement des barres : .....	
V-12-5-Vérification de l'effort tranchant : .....	
V -13-Monte-charge (ascenseur pour voitures) :.....	175
V - 13– A- Introduction: .....	
V - 13- B -Les fonctions des ascenseurs pour voitures :.....	176
V-12-Fiche Technique :( escalier préfabriqué) : .....	177

## **CHAPITRE VI: DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS**

<b>STRUCTURAUX .....</b>	<b>180</b>
VI.1 Introduction.....	181
VI.2 Justification des poteaux .....	
VI.2.2 Efforts sollicitants .....	182
VI.2.3 Vérification.....	
VI.2.3.1 Vérification à la résistance.....	
VI.2.3.2 Vérification de l'effort tranchant .....	
VI.2.3.3 Vérification à l'effort normal .....	183
VI.2.3.4 Vérification au moment fléchissant .....	
VI.2.4 Vérification de l'élément aux instabilités .....	
VI.2.4.1 Flexion composée avec risque de flambement .....	186
VI.2.4.2 Vérification au flambement .....	187
VI.3 Justification des traverses .....	
VI.3.2 Charges réparés sur la traverse.....	

VI.3.3 Vérification de la section à la résistance .....	
VI.3.4 Vérification de la résistance à la flexion composée.....	188
VI.3.5 Vérification de flambement.....	
VI.3.6 Vérification de déversement.....	190
VI.3.7 Vérification de la flèche .....	191
VI.4 Justification des poutres sablières .....	191
VI.4.2 Efforts sollicitants .....	
VI.4.3 Vérification de la résistance à la flexion composée .....	
VI.4.4 Vérification de flambement.....	192
VI.4.5 Vérification de déversement .....	193
VI.4.6 Vérification de la flèche.....	194
VI.5 Justification des contreventements .....	
VI.5.1 Introduction .....	
VI.5.2 Rôle des systèmes de contreventement .....	195
VI.5.3 Vérification des contreventements .....	
VI.5.3.1 Vérification de la résistance à la traction .....	
VI.5.3.2 Vérification de la résistance à la compression .....	196
VI.5.3.3 Vérification au flambement .....	
<b>Chapitre VII : Les assemblages.....</b>	<b>200</b>
VII.1 Introduction :.....	201
VII .2 Définition :.....	
VII. 3 Fonctionnement des assemblages :.....	
VII.4 Classification des assemblages :.....	202
VII.5 Classe des boulons :.....	

<b>VII. 6</b>	Calcul des assemblages :.....	
<b>VII.6.1</b>	Assemblage poteau _Traverse .....	
<b>VII.6.1.1</b>	Soudure de la platine.....	203
<b>VII.6.1.2</b>	Soudure de la semelle tendue .....	
<b>VII.6.1.3</b>	Soudure de l'âme.....	204
<b>VII.7</b>	Détermination des efforts dans les boulons.....	204
<b>V II.7.1</b>	Dimensionnement des boulons.....	
<b>VII. 7.2</b>	Condition de résistance des boulons.....	205
<b>VII.10</b>	Moment résistant effectif de l'assemblage.....	
<b>VII.10.1</b>	Résistance d'un boulon à l'interaction cisaillement-traction.....	
	Assemblages résistant au glissement à l'état limite ultime	
<b>VII.10.3</b>	Effort de cisaillement sollicitant par boulon.....	
<b>VII.10.4</b>	Effort résistant de l'interaction cisaillement-traction sollicitant par boulant .....	
<b>VII.11</b>	Vérification au poinçonnement .....	206
<b>VII.12</b>	Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue.....	
<b>VII. 13</b>	Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée....	
<b>Chapitre VIII</b>	<b>: Etude de fondation.....</b>	<b>231</b>
<b>VIII.1</b>	Etude de fondation.....	232
<b>VIII.2</b>	Efforts sollicitant .....	233
<b>VIII.3</b>	Dimensionnement de la plaque d'assise.....	234
<b>VIII.4</b>	Vérification de la contrainte de compression sur la semelle.....	235
<b>VIII.5</b>	<b>CALCUL DES FONDATIONS .....</b>	<b>236</b>
<b>VIII.5.1</b>	Choix du type de fondations .....	237
<b>VIII.6.1</b>	Vérification de ferrailage.....	238

VIII.7 CALCUL DES LONGRINES .....	239
VIII.7.1 Dimensionnement des longrines.....	240
VIII.7.2 Ferrailages des longrines.....	

## **LISTE DES FIGURES :**

### ***CHAPITRE I :***

**Figure I.2.1 :** Localisation du site de projet

**Figure I.2.2 :** Modélisation tridimensionnelle du projet avec ses trois parties

### ***CHAPITRE II :***

**Figure II.2.1:** toiture a deux versants (Représentation des charges statique de neige sur la toiture et sur le sol) en Hangar A.

**Figure II.2.2:** toiture a deux versants (Représentation des charges statique de neige sur la toiture et sur le sol) en Hangar B.

**Figure II.2.3 :** toiture a deux versants (Représentation des charges statique de neige sur la toiture et sur le sol) en Hangar C.

**FigureII.3.1 :** Directions du vent sur la structure

**FigureII.3.2 :** Légende pour les parois verticales

**Figure II.3.3 :** légende pour les parois verticales

**Figure II.3.4:** Légende pour la toiture à deux versants

**Figure II.3.5 :** Répartition des zones de vent sur la toiture

**Figure II.3.6 :** Répartition des Cpe sur la toiture dans le sens V1

**Figure II.3.7:** répartition des surfaces sur pignon

**Figure II.3.8 :** Cpe, 10 correspondant à chaque zone de parois verticales sens V2

**Figure II.3.9 :** Légende pour la toiture

**Figure II.3.23** : Légende pour la toiture à deux versants

**Figure II.3.22** : légende pour les parois verticales

**Figure II.3.21** : Légende pour les parois verticales

**Figure II.3.20** : Directions du vent sur la structure

**Figure II.3.19** : Légende pour la toiture

**Figure II.3.18** : Cpe, 10 correspondant à chaque zone de parois verticales sens V2

**Figure II.3.17**: répartition des surfaces sur pignon

**Figure II.3.16** : Répartition des zones de vent sur la toiture

**Figure II.3.15**: Légende pour la toiture à deux versants

**Figure II.3.14** : légende pour les parois verticales

**Figure II.3.13** : Légende pour les parois verticales

**Figure II.3.12**: Directions du vent sur la structure

**Figure II.3.11** : Coefficients de pression intérieure applicables pour des ouvertures uniformément réparties

**Figure II.3.10** : Répartition des Cpe sur la toiture dans le sens V2

**Figure II.3.24**: Répartition des zones de vent sur la toiture

**Figure II.3.25**: répartition des surfaces sur pignon

**Figure II.3.26**: Cpe, 10 correspondant à chaque zone de parois verticales sens V2

**Figure II.3.27** : Légende pour la toiture

### ***CHAPITER III :***

**Figure-III-1** : Disposition des pannes sur la toiture.

**Figure III.2** : Différentes charges sur la panne

**Figure III.3** : Schéma statique de la poutre équivalente.

**Figure III.4** : Représentation de cisaillement de la panne

**Figure III.5 :** Représentation de phénomène de déversement dans la semelle inférieure.

**Figure III.6 :** Coupe transversale de l'échantignole

**Figure III.7:** Coupe transversale des liernes.

**Figure III.8 :** Disposition de la lisse sur le poteau.

#### ***CHAPITER IV :***

**Figure IV-1:** Modèle de la structure en 3D.

**Figure IV- 2 :** Spectre de réponse

**Figure IV-3:** Modèle de la structure en 3D.

**Figure IV-5:** Répartition par niveau

**Figure IV-4:** Répartition par niveau

#### ***CHAPITER V :***

**Figure V -1 :** Eléments constructifs du plancher

**Figure V -2- :** Largeur de la dalle effective

**Figure V – 3 :** Sommier sous charge équivalente.

**Figure V – 4:** Caractéristique des connecteurs

#### ***CHAPITRE VII :***

**Figure VII-1:** Représentation de l'assemblage Poteau–Traverse

### ***Liste des Tableaux :***

#### ***CHAPITRE II :***

**Tableau II.2.1 :** charge de la neige sur le sol dans chaque zone

**Tableau II.2.2 :** coefficients de forme -toiture à deux versants

**Tableau II.3.1:** Valeurs de la pression dynamique de référence

**Tableau II.3.2 :** Définition des catégories de terrain (RNV99)

**Tableau II.3.3 :** Les valeurs des surfaces des zones de vent des parois dans le sens V1

**Tableau II.3.4 :** les valeurs des surfaces des zones de vent de la toiture sens v1

**Tableau II.3.5:** Les valeurs des Cpe sur la toiture dans le sens V1

**Tableau II.3.6 :** Les valeurs des surfaces des zones de vent des parois dans le sens V2

**Tableau II.3.7 :** Les valeurs des surfaces des zones de vent de la toiture dans le sens V2

**Tableau II.3.8 :** Les valeurs des Cpe sur la toiture dans le sens V2

**Tableau II.3.9 :** les valeurs de cpi en fonction de h/d

**Tableau II.3.10 :** Valeurs des pressions sur les parois dans le sens v1 avec Cpi=0.152

**Tableau II.3.11 :** Valeurs des pressions sur la toiture dans le sens V1 avec cpi =-0.152

**Tableau II.3.13 :** les valeurs de cpi en fonction de h/d

**Tableau II.3.14:** Valeurs des pressions sur les parois dans le sens v1 avec Cpi=-0.1404

**Tableau II.3.15 :** Valeurs des pressions sur la toiture dans le sens V1 avec cpi =-0.1404

**Tableau II.3.16 :** Définition des catégories de terrain (RNV99)

**Tableau II.3.17 :** Les valeurs des surfaces des zones de vent des parois dans le sens V1

**Tableau II.3.18 :** les valeurs des surfaces des zones de vent de la toiture sens v1

**Tableau II.3.19 :** les valeurs des surfaces des zones de vent de la toiture sens v1

**Tableau II.3.20 :** Les valeurs des surfaces des zones de vent de la toiture dans le sens V2

**Tableau II.3.21:** les valeurs de cpi en fonction de h/d

**Tableau II.3.22:** Valeurs des pressions sur les parois dans le sens v1 avec  
Cpi = -0.149

**Tableau II.3.23 :** Valeurs des pressions sur la toiture dans le sens V1 avec  
cpi =-0.1404

**Tableau II.3.24:** les valeurs de cpi en fonction de h/d

**Tableau II.3.25:** Valeurs des pressions sur les parois dans le sens v1 avec  
Cpi=0.193

**Tableau II.3.26:** Valeurs des pressions sur la toiture dans le sens V1 avec  
cpi =-0.1404

**Tableau II.3.27 :** Définition des catégories de terrain (RNV99)

**Tableau II.3.28 :** Les valeurs des surfaces des zones de vent des parois dans le sens V1

**Tableau II.3.29 :** les valeurs des surfaces des zones de vent de la toiture sens v1

**Tableau II.3.30:** les valeurs des surfaces des zones de vent de la toiture sens v1

**Tableau II.3.31 :** Les valeurs des surfaces des zones de vent de la toiture dans le sens V2

**Tableau II.3.32 :** les valeurs de cpi en fonction de h/d

**Tableau II.3.33:** Valeurs des pressions sur les parois dans le sens v1 avec  
Cpi = -0.1265

**Tableau II.3.34 :** Valeurs des pressions sur la toiture dans le sens V1 avec  
cpi = -0.1265

**Tableau II.3.35 :** les valeurs de cpi en fonction de h/d

**Tableau II.3.36 :** Valeurs des pressions sur les parois dans le sens V2 avec

**Tableau II.3.37 :** Valeurs des pressions sur la toiture dans le sens V2 avec  
cpi = -0.185

### ***CHAPITER III :***

**Tableau III.2 :** Caractéristiques géométriques de l'IPE 270

**Tableau III.1:** Caractéristiques du profilé IPE 120.

**Tableau III.2 :** Caractéristiques géométriques de l'IPE 450

**Tableau III.1:** Caractéristiques du profilé IPE 120.

**Tableau III.2 :** Caractéristiques géométriques de l'IPE 270

**Tableau III.1:** Caractéristiques du profilé IPE 120.

### ***CHAPITER IV***

**Tableau IV -1:** Valeurs des pénalités Pq

**Tableau IV.2 :** déplacement relatifs dans le sens (X-X)

**Tableau IV.3:** déplacement relatifs dans le sens (y-y)

**Tableau IV -4:** Facteur de qualité

**Tableau IV -5:** Les charges permanentes pour niveau 1

**Tableau IV -6:** Les charges permanentes pour niveau 2

**Tableau IV -7:** Poids total de la structure

**Tableau IV -8:** Distribution des forces sismique par portiques (sens transversal)

**Tableau IV -9:** Distribution des forces sismique par files (sens longitudinale)

**Tableau IV -10:** Les charges permanentes pour niveau

**Tableau IV -11:** Les charges permanentes pour niveau

**Tableau IV -12:** Les charges permanentes pour niveau 2

**Tableau IV -13:** Poids total de la structure

**Tableau IV -14:** Distribution des forces sismique par portiques (sens transversal)

**Tableau IV -14:** Distribution des forces sismique par files (sens longitudinale)

### ***CHAPITER V :***

**Tableau V-1- :** les charges

**Tableau V-2- :** calcul des sections de ferrailage de dalle pleine.

### ***CHAPITRE VII :***

**Tableau VII-1:** Classe des boulons

### ***Liste des abréviations :***

**HR :** boulons de classe **H**aute **R**ésistance.

**RDC :** **R**éez **D**e **C**haussé.

**ELU :** **E**tat **L**imite **U**ltime.

**ELS :** **E**tat **L**imite de **S**ervice.

**ELA :** **E**tat **L**imite **A**ccidentelle.

**RNVA99 :** **R**èglement du **N**eige et **V**ent **A**lgérien 99.

**DTR BC 2.2 :** **D**ocument **T**echnique **R**èglementaire (charges permanentes et d'exploitations).

**EC 3 :** Eurocode 3 ; règles de calcul des structures métalliques.

**EC 4 :** Eurocode 4 ; règles de calcul des structures mixtes acier-béton armé.

**BAEL 91 :** **B**éton **A**rmé aux **E**tats **L**imites 91.

**RPA99 v 2003 :** **R**èglements **P**arasismiques **A**lgérienne version 2003.

**CBA93 :** règles de **C**onception et de **C**alcul des ouvrages en **B**éton **A**rmé.

Sous charge **UR :** sous charge uniformément répartie.

### ***LISTE DES NOTATIONS et symboles :***

**Sollicitation-Contrainte-Déformation :**

qp : Pression dynamique de pointe

qréf : pression dynamique moyen de référence  
W : pression aérodynamique  
Fw : force aérodynamique résultante  
S : charge caractéristique de la neige  
Sk : 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 MPa)  
G : Module d'élasticité transversale de l'acier G=81000 MPa  
F : Force en générale.  
Fp : Effort de précontrainte dans un boulon  
M : Moment sollicitant en général  
Mcr : Moment critique élastique  
Mel : Moment élastique  
MN : Moment résistant plastique réduit du fait de l'effort axial  
Mpl : Moment plastique  
MR : Moment résistant  
NR : Effort normal résistant  
NPL : Effort normal de plastification  
NU : Effort normal ultime  
V : Effort tranchant sollicitant  
VPL : Effort tranchant de plastification  
NK : Effort normal critique d'Euler  
Npl : Effort normal de plastification  
Nu : Effort normal ultime  
Vu : Effort tranchant ultime  
f (ou  $\delta$ ) : Flèche d'une poutre  
fub : Contrainte de rupture d'un boulon  
fu : Contrainte de rupture d'une pièce  
fY : Limite d'élasticité d'un acier  
 $\varepsilon$  (epsilon) : Déformation linéaire unitaire  
 $\varepsilon_Y$  : Déformation correspondant à la limite d'élasticité  
 $\sigma$  : (sigma) Contrainte normale  
 $\sigma_K$  : Contrainte critique d'Euler  
 $\tau$  : (tau) Contrainte tangentielle ou de cisaillement

## **Caractéristique Géométriques**

- A : Section brute d'une pièce (cm<sup>2</sup>).
- Anet : Section nette d'une pièce (cm<sup>2</sup>).
- AV : Aire de cisaillement (cm<sup>2</sup>).
- AW : Section de l'âme d'une pièce (cm<sup>2</sup>).
- AS : Section résistante de la tige d'un boulon en fond de filet (cm<sup>2</sup>).
- IT : Moment d'inertie de torsion (cm<sup>4</sup>).
- IW : Facteur de gauchissement d'une section (cm<sup>4</sup>).
- IY : Moment d'inertie de flexion maximal (cm<sup>4</sup>).
- IZ : Moment d'inertie de flexion minimal (cm<sup>4</sup>).
- WEL : Module de résistance élastique (cm<sup>4</sup>).
- WPL : Module de résistance plastique (cm<sup>3</sup>).
- a : Epaisseur utile (ou gorge) d'un cordon de soudure (mm).
- b : Largeur d'une semelle de poutre (cm).
- d0 : Diamètre nominal des tiges des boulons (cm).
- h : Hauteur d'une pièce en général (mm, cm).
- i : Rayon de giration d'une section (mm, cm).
- l : Longueur en général ou portée d'une poutre (mm, cm, m).
- lf : Longueur de flambement (mm, cm, m).
- ld : Longueur de déversement d'une poutre (mm, cm, m).
- lK : Longueur de flambement d'une poutre (mm, cm, m).
- R : Rigidité d'une barre (cm<sup>3</sup>).
- t : Epaisseur d'une pièce ou d'une tôle (mm, cm).
- tf : Epaisseur d'une semelle de poutre (mm, cm).
- tw : Epaisseur d'une âme de poutre (mm, cm).
- ∅ : Diamètre d'une section transversale (cm<sup>2</sup>, mm<sup>2</sup>).

## **Coefficients et Grandeurs sans Dimensions :**

- Cpe : coefficient de pression extérieur
- Cpi : coefficient de pression intérieur
- Ct : Coefficient de topographie.
- Cr : Coefficient de rugosité.
- Cp,net : Coefficient de pression nette.
- Ce : Coefficient d'exposition.
- Cd : Coefficient dynamique.

$K$  : 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  
 $k_\tau$  : Coefficient de voilement par cisaillement  
 $n=N / N_{pl}$  : ou nombre de boulons  
 $\beta_M$  : Facteur de moment uniforme équivalent (flambement)  
 $\beta_w$  : Facteur de corrélation (soudures)  
 $\varepsilon$  : (epsilon) Coefficient de réduction élastique de l'acier  
 $\eta$  : (eta) Facteur de distribution de rigidités (flambement)  
 $\lambda$  : ( lambda) Elancement  
 $\lambda_{cr}$  : Elancement critique d'Euler  
 $\lambda_k$  : Élancement eulérien  
 $\lambda$  : Elancement réduit  
 $\lambda_w$  : Élancement de l'âme d'un poutre  
 $\mu$  : (mu) Coefficient de frottement  
 $\rho$  : (rho) Rendement d'une section  
 $\chi$  : (chi) Coefficient de réduction de flambement  
 $\chi_{LT}$  : Coefficient de réduction de déversement  
 $\psi$  : Coefficient de distribution de contraintes (psi)

INTRODUCTION

GÉNÉRALE

## **Introduction générale:**

Dans le cadre de notre formation de master en Génie Civil spécialité « Constructions métalliques et mixtes » à l'Université DE BADJI MOKHTAR « ANNABA », nous sommes amenés, à l'issue de notre cursus, à réaliser un projet de fin d'études (PFE). Le but de ce projet est d'être confronté à une situation professionnelle d'ordre scientifique et technique. Il regroupe donc l'ensemble des qualités que doit posséder un ingénieur dans son travail quotidien. Le principe de ce présent travail est l'étude des trois (3) hangars mixtes (acier-béton armé), à usage d'un showroom à la Wilaya de Tlemcen ».

Une structure mixte doit sa capacité portante à la collaboration structurale entre l'acier et le béton, qui exploite les caractéristiques favorables respectives de ces matériaux de façon optimale. Ces deux matériaux, essentiellement différents, sont complètement compatibles et complémentaires vis à vis l'un de l'autre. Ils ont le même coefficient de dilatation thermique et sont une combinaison idéale pour la résistance, le béton résistant de manière efficace à la compression et l'acier à la traction. Le béton assure également une protection contre la corrosion et une isolation thermique de l'acier à température élevée, en plus il peut raidir les sections élancées en acier vis à vis du flambement et du déversement.

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

Notre travail contient plusieurs chapitres après l'introduction :

- Un premier chapitre de généralités qui mentionne la démarche adoptée pour mener à bien ce travail où l'ouvrage est présenté par ces données géométriques et localisation ainsi que les règlements et les matériaux utilisés.
- Le deuxième chapitre présente les principes et la procédure pour la détermination des différentes charges (permanente et d'exploitation) selon le document technique réglementaire « DTR BC.2.2 » et aux surcharges climatiques selon le « RVN 99 version 2013 ».
- Le troisième chapitre est le dimensionnement des éléments de la structure secondaire.

- Le quatrième chapitre, l'étude dynamique et sismique de la structure selon le « RPA99 » pour choisir le système de contreventement afin d'assurer la stabilité de la structure en utilisant le logiciel « Robot 2020 ».
- Le cinquième chapitre est l'étude des planchers mixtes Selon le « Eurocode 4 ».
- Le sixième chapitre est le dimensionnement des éléments structuraux Selon le « CCM97 ».
- le septième chapitre consiste à étudier les différents assemblages métalliques de la structure selon le « CCM97 ».
- Enfin dans le huitième chapitre, l'étude de fondation

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

CHAPITRE I:  
PRÉSENTATION DU  
PROJET

### **I – 1. Introduction:**

Dans ce chapitre nous allons résumer les données géométriques, les dimensions du projet étudiés, ainsi les matériaux utilisés avec leurs caractéristiques.

### **I – 2. Présentation de projet:**

Notre étude consiste au calcul du trois (3) hangar en construction métallique.

Tel que :

#### **\*Hangar A :**

Comportant un **RDC** À usage de vente (showroom)

Il se compose d'un local technique et un bureau, plus des sanitaires.

Le bâtiment occupe une assiette de surface égale à **270 m<sup>2</sup>** avec une hauteur de **7.8m**.

#### **\*Hangar B:**

Comportant **un RDC +2** À usage d'exposition et éventuellement de vente (showroom), Le bâtiment occupe une assiette de surface égale à **540 m<sup>2</sup>** avec une hauteur de **15 m**

#### **\*Hangar C:**

Comportant **un RDC +1** à usage d'exposition et éventuellement de vente (showroom), Le bâtiment occupe une assiette de surface égale à **525 m<sup>2</sup>** avec une hauteur de **11.52 m**



### **I – 3. Données géométriques:**

#### **\*Hangar A :**

Hauteur totale de l'ouvrage : 7.8 m

Hauteur du poteau : 6 m

Langueur de la structure (long pan) : 15 m, Le long pan est constitué de **3** travées de **5 m**

Largeur de la structure (pignon) : 18 m

#### **\*Hangar B :**

Hauteur totale de l'ouvrage : 15 m

Hauteur du poteau : 13.2 m

Langueur de la structure (long pan) : 30 m, Le long pan est constitué de **6** travées de **5 m**

Largeur de la structure (pignon) : 18 m

#### **\*Hangar C :**

Hauteur totale de l'ouvrage : 11.52 m

Hauteur du poteau : 10.025 m

Langueur de la structure (long pan) : 35 m, Le long pan est constitué de **7** travées de **5 m**

Largeur de la structure (pignon) : 15 m

### **I – 4. Données concernant le site:**

Suivant le Règlement du Neige et Vent Algérien 99 (RNVA99), la wilaya de Tlemcen est classifiée en zone **I A** selon la carte zone de neige de l'altitude H par rapport au niveau de mer égale à 715 m. la wilaya aussi classée en zone **II** depuis la carte zone de vent, selon le RNVA99. Nous avons adapté pour cette étude que

l'ouvrage est classée en zone **I** (zone de sismicité faible) selon le **Règlement Parasismique Algérien 99** modifié en 2003 (**RPA 99 version 2003**).

### **I – 5. Caractéristique des matériaux utilisés:**

#### **Acier :**

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

Nuance d'acier : FE = 360

La limite élastique :  $f_y = 235 \text{ MPa}$

La résistance à la traction :  $f_u = 360 \text{ MPa}$

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

Module d'élasticité transversale  $G = E/2(1+\nu)$

Le coefficient de poisson :  $\nu = 0,3$ .

#### **Béton :**

Le béton utilisé est dosé à  $350 \text{ kg/m}^3$

Le béton de propreté est dosé à  $150 \text{ kg/m}^3$

#### **Résistance du béton:**

Ces caractéristiques sont :

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

La résistance caractéristique à la traction:  $f_{t28} = 0,06f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$ .

Poids volumique =  $2500 \text{ Kg/m}^3$

### **I – 6. Règlements utilisés :**

Pour justifier la sécurité de structure, on se base sur les règlements suivants :

**RNVA99** : Règlement du Neige et Vent Algérien 99.

**DTR BC 2.2** : Document Technique Réglementaire (charges permanentes étude d'exploitations).

**Eurocode 3** : règles de calcul des structures métalliques.

**Eurocode 4** : règles de calcul des structures mixtes acier-béton armé.

**BAEL 91** : Béton Armé aux Etats Limites 91.

**RPA99 version 2003** : Règlements Parasismiques Algérienne version 2003.

**DTR BC 2-41** : règles de Conception et de Calcul des ouvrages en Béton Armé(CBA93).

**CHAPITRE II :**

**ETUDE CLIMATIQUE**

## II -1-Introduction :

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

Pour cela on procédera à une étude climatique qui nous donnera les effets exercés par la neige et le vent sur la structure de notre projet. La sollicitation horizontale due aux effets climatiques du vent peut s'avérer plus défavorable que le séisme.

Le règlement utilisé pour évaluer l'action de la neige et celle du vent est le « RNV-2013 »

Les valeurs de pression du vent dépendent d'un certain nombre de facteurs :

- ❖ De la région.
  
- ❖ De site d'implantation.
  
- ❖ De la hauteur de la construction.
  
- ❖ De la forme géométrique de la construction.
  
- ❖ De la rigidité de la construction.
  
- ❖ Des ouvertures (ou de la perméabilité à l'air) de la construction

Selon le sens du vent et l'état des ouvertures, quatre cas ont été envisagés :

- Vent sur long-pan avec surpression intérieure.
- Vent sur long-pan avec dépression intérieure.
- Vent sur pignon avec surpression intérieure.
- Vent sur pignon avec dépression intérieure.

## II-2-Charge de neige :

L'accumulation de la neige sur la terrasse produit une surcharge qu'il faut prendre en compte pour les vérifications des éléments de la structure.

Le règlement **RNV 2013** s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à **200 mètres**.

Le calcul des charges de neige se fait conformément à la réglementation en vigueur «RNV2013» (D.T.R-B.C-2.47). La charge caractéristique de la neige par unité de surface est donnée par la formule suivante :

$$S = \mu \times sk_{\text{unité}} \text{ (kN /m}^2\text{)}$$

**S**: charge caractéristique de neige par unité de surface.

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

**sK**: la charge de neige sur le sol.

### II -2-1-Calcul de la charge de neige (sk) :

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

Dans notre cas :

- Le projet est implanté dans la wilaya de Tlemcen se situe à Place des Martyrs nationaux, qui est classé en **zone A** selon la classification de **RNVA2013**.
- L'altitude du projet est d'environ H= 715m.
- SK est donnée par le tableau suivant :

Zone	A	B	C	D
<b>Sk</b>	$\frac{0.07 * H + 15}{100}$	$\frac{0.04 * H + 10}{100}$	$\frac{0.0325 * H}{100}$	Pas de charge de neige

**Tableau II.2.1** : charge de la neige sur le sol dans chaque zone

Oran appartient à la zone A donc :

$$Sk = \frac{0.07 * H + 15}{100}$$

Avec :

H : altitude du site par rapport au niveau de la mer : H = 715 m

$$Sk = \frac{0.07 * 715 + 15}{100} = 0.65 \text{ kN/m}^2$$

$$Sk = 0.65 \text{ kN/m}^2$$

❖ **Partie A :**

⇒ *Coefficient de forme de la toiture :*

Il est fonction de la forme de la toiture.

Dans le cas de toiture à deux versants ; des valeurs de  $\mu$  sont données en fonction de

L'angle  $\alpha$

$$\alpha = \arctan(1.8/9)$$

$$\alpha = 11.31^\circ \quad \alpha \in [0^\circ ; 30^\circ]$$

On adopte pour le coefficient  $\mu_1 = 0.8$ . (Selon le tableau 2 et la figure 7, RNVA2013).

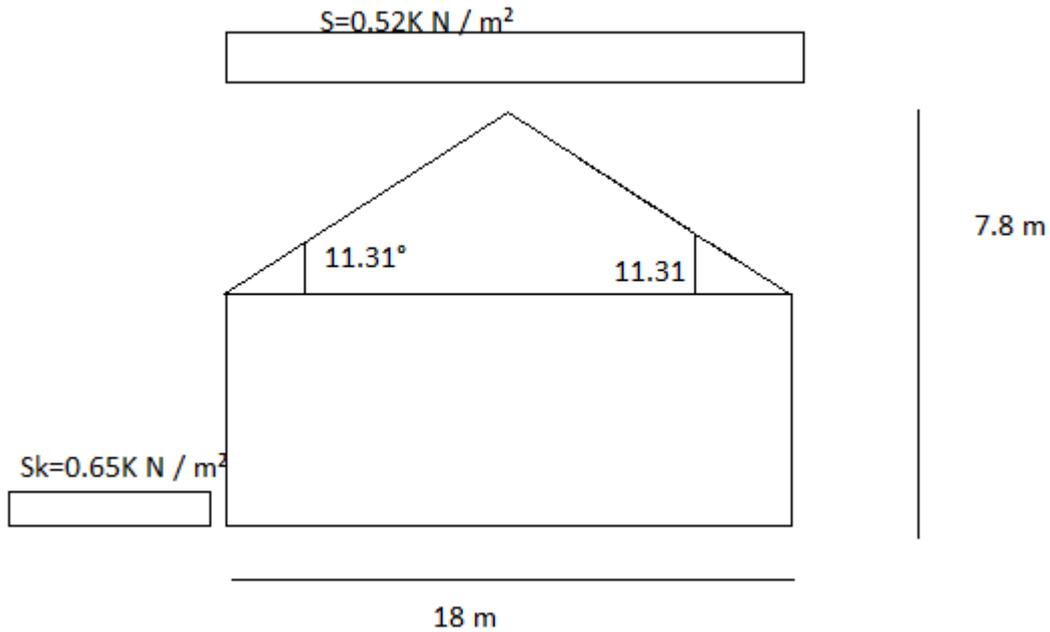
( $\alpha$ ) angle du versant par rapport à l'horizontale (en°)	$0 \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$	$\alpha \leq 60^\circ$
Coefficient $\mu_1$	0.8	$0.8 \cdot \left(\frac{60-\alpha}{30}\right)$	0.0

**Tableau II.2.2 :** coefficients de forme -toiture à deux versants

**Application numérique :**

$$SA = 0.8 \cdot 0.65$$

$$SA = 0.52 \text{ K N / m}^2$$



**Figure II.2.1:** toiture a deux versants (Représentation des charges statique de neige sur la toiture et sur le sol) en Hangar A.

➤ **Partie B :**

**Application numérique :**

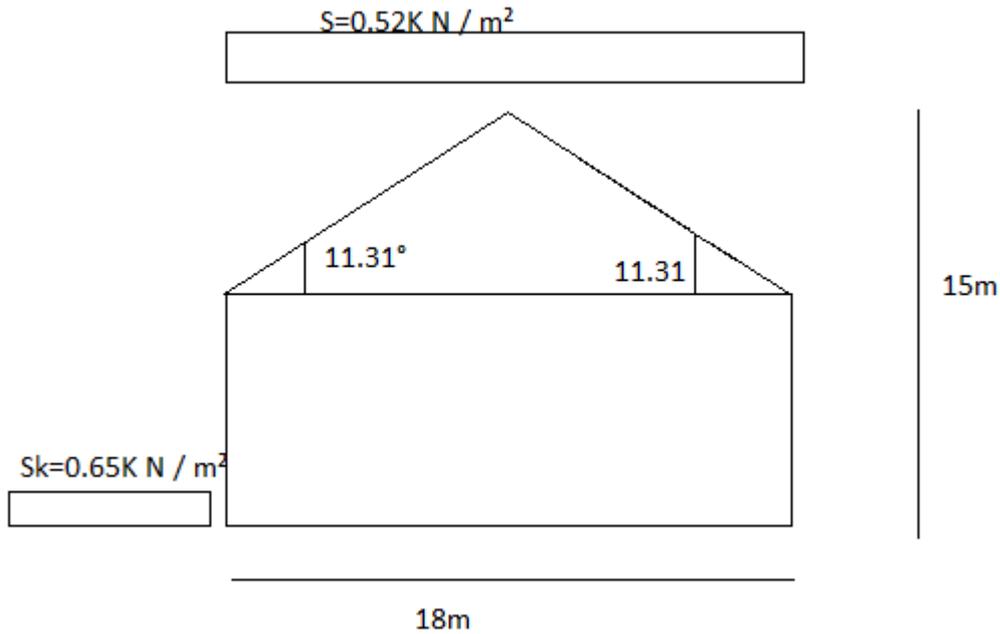
$$\alpha = \arctan(1.8 / 9)$$

$$\alpha = 11.31^\circ \alpha \in [0^\circ ; 30^\circ]$$

On adopte pour le coefficient  $\mu_1 = 0.8$ . (Selon le tableau 2 et la figure 7, RNVA2013).

$$SB = 0.8 * 0.65$$

$$SB = 0.52 \text{ kN/m}^2$$



**Figure II.2.2:** toiture a deux versants (Représentation des charges statique de neige sur la toiture et sur le sol) en Hangar B.

❖ **Partie C :**

**Application numérique :**

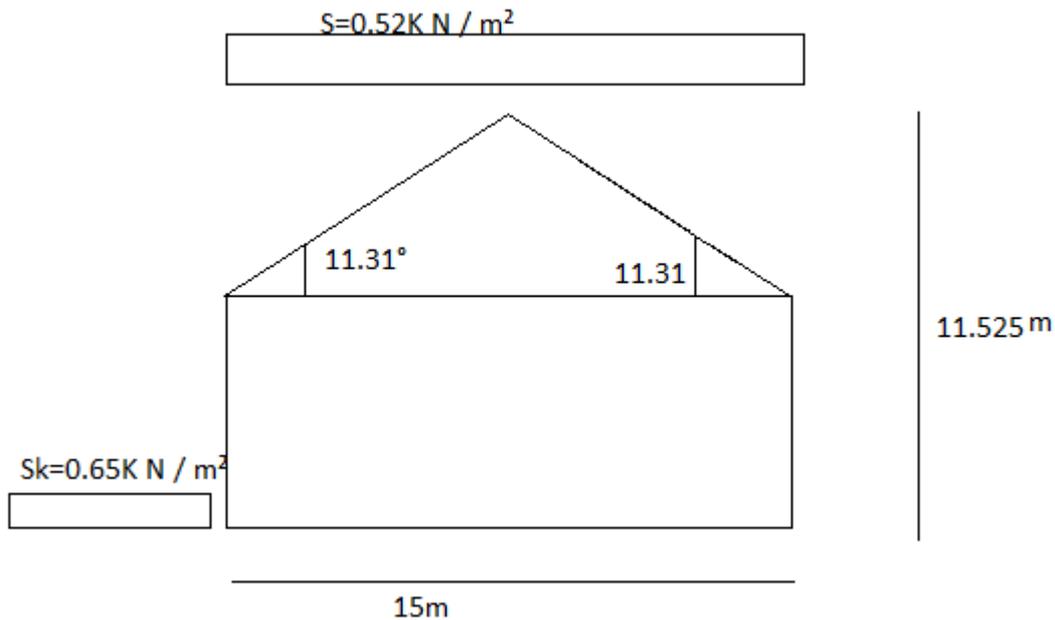
$$\alpha = \arctan (1.5 / 7.5)$$

$$\alpha = 11.31^\circ \alpha \in [ 0^\circ ; 30^\circ ]$$

On adopte pour le coefficient  $\mu_1 = 0.8$ . (Selon le tableau 2 et la figure 7, RNVA2013).

$$SC = 0.8 * 0.65$$

$$Sc = 0.52 \text{ K N / m}^2$$



**Figure II.2.3 :** toiture a deux versants (Représentation des charges statique de neige sur la toiture et sur le sol) en Hangar C.

### II-3-Charge de vent :

Les actions du vent sont représentées par un ensemble simplifié de pressions ou de forces dont les effets sont équivalents aux effets extrêmes du vent turbulent. Sauf spécifications contraires, les actions du vent sont classées comme des actions fixes variables.

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

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent 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 différentes parois de l'ouvrage.

V1 : perpendiculaire au pignon

V2 : perpendiculaire au long pan

⇒ *Calcul détaillée de l'effet de vent :*

Les effets du vent sont étudié conformément à la réglementation « règlement neige et vent » -RNV 2013-(D.T.R.C.2-4.7), l'effet du vent sur une surface considérée de hauteur  $Z_i$  est calculée suivant la formule ci-dessous :

- $q_j$ : pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface ;
- $q_{dym}$ : pression dynamique du vent ;
- $C_{pe}$ : coefficient de pression extérieur ;
- $C_{pi}$ : coefficient de pression intérieur.

❖ **Partie A :**

→ **Géométries de l'ouvrage :**

- Largeur totale (pignon) : 18 m
- Longueur totale (long pan) : 15m
- Hauteur totale : 7.8 m
- Hauteur des poteaux : 6 m
- Pente des versants : 11.31°

➤ **Pression dynamique du vent ( $q_p$ ) :**

$$q_p(Z_j) = q_{ref} * C_e(Z_j) \quad \text{[Formule 2.1 RNV/2013]}$$

- $q_{ref}$  : Pression dynamique de référence pour construction permanente ;
- $C_e(Z_j)$ : C d'exposition au vent ;

➤ **Coefficient d'exposition  $C_e$  :**

Le coefficient d'exposition ( $Z_j$ ) permet de passer de la pression dynamique moyenne du vent a la pression dynamique de point tenant compte de turbulence.

$$C_e(z) = C_t(z)^2 * (z)^2 * (1 + 7 * I_v) \quad \text{[Formule 2.2-RNV/2013]}$$

- $C_t$ : Coefficient de topographie ;
- $C_r$ : coefficient de rugosité;
- $I_v$  : intensité de la turbulence ;

• **Calcul de Coefficient dynamique :**

La valeur du coefficient dynamique **Cd** pour les structures métalliques est donnée par le paragraphe valeur simplifiée (Chapitre III : coefficient dynamique don RNVA2013).

**Cd=1.**Bâtiment dont la hauteur est inférieur à 15m.

• **Données relatives au site :**

Zone	qréf (N/m <sup>2</sup> )
I	375
II	435
III	500
IV	575

**Tableau II.3.1:** Valeurs de la pression dynamique de référence

• **Catégories de terrain :**

Les catégories des terrains sont données dans le tableau 2.4 (RNV2013) suivant :

	KT	Z0(m)	Zmin(m)	E
Catégories III	0.215	0.3	5	0.61

**Tableau II.3.2 :** Définition des catégories de terrain (RNV99)

- **KT :** Facteur de terrain
- **Z0 (m) :** Paramètre de rugosité
- **Zmin(m) :** Hauteur minimale.
- **ε :** Utilisé pour le calcul du coefficient dynamique

• **Coefficient de rugosité (Cr) :**

$$Cr(z) = KT \cdot \ln z/z_0 \quad \text{si } z_{min} \leq z \leq 200m \dots (1)$$

$$Cr(z) = KT \cdot \ln Z_{min}/z_0 \quad \text{si } Z < Z_{min} \dots (2) \quad [2.3 \text{ chapitre 2 RNVA 2013}]$$

Avec :

KT : facteur de terrain.

Z0 : paramètre de rugosité.

Zmin: Hauteur minimale.

Z : hauteur considérée.

**Tel que :** Z0=0,3m, Zmin=5m

Z=7.8m dans la toiture.

Z=6m dans les parois verticales.

Pour notre structure ont choisir (1) :

Donc :

- ❖  $Cr (7.8m) = 0.215 \times \ln (7.8 /0.3)=0.70$       toiture.
- ❖  $Cr (6m) = 0.215 \times \ln (6/0.3)=0.64$       parois vertical.

• **Coefficient de topographie  $Ct$ :**

$Ct$  : coefficient de topographie, il prend compte la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur les obstacles. Il est tiré du tableau 2.5 du RNV2013. ( $z$ ) est déterminé comme suit:

Site plat  $\phi < 0,05$  alors:  $(z)=1$ .

• **Intensité de turbulence  $Iv(z)$  :**

$$Iv (z) = \frac{1}{Ct(z)*Ln(\frac{z}{z_0})} \text{ pour } z > z_{min} \dots\dots\dots(1) \quad \text{[Formule2.5-RNV/2013]}$$

$$Iv (z) = \frac{1}{Ct(z)*Ln(\frac{z_{min}}{z_0})} \text{ pour } z \leq z_{min} \dots\dots\dots(2)$$

Pour notre structure ont choisir (1) :

- ❖  $IV (7.8) = \frac{1}{1*Ln(\frac{7.8}{0.3})} = 0.31$       toiture.
- ❖  $IV(6) = \frac{1}{1*Ln(\frac{6}{0.3})} = 0.33$       parois vertical.

Donc on peut déterminer la pression d'exposition  $Ce(z)$  :

- Toiture :  $Ce (7.8) = (1)^2 * (0.70)^2 * [1 + 7 * (0.31)] \rightarrow Ce (7.8) = 1.55$
- Parois vertical :  $Ce (6) = (1)^2 * (0.64)^2 * [1 + 7 * (0.33)] \rightarrow Ce (6) = 1.35$

Donc lesvaleurs Pression dynamique  $q_{dyn}$  :

- Toiture :  $q_{dyn}(7.8) = 435 \times 1.55 = 674.25N/m^2 = 67.42daN/m^2$
- Parois vertical :  $q_{dyn}(6) = 435 \times 1.35 = 587.25N/m^2 = 58.72daN/m^2$ .

• **Coefficient de pression extérieure Cpe:**

Le coefficient de pression extérieure Cpe dépend de la forme géométrique de la base de la structure, et de la dimension de la surface chargée.

Avec :

**b:** la dimension perpendiculaire à la direction du vent.

**d:** la dimension parallèle à la direction du vent.

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

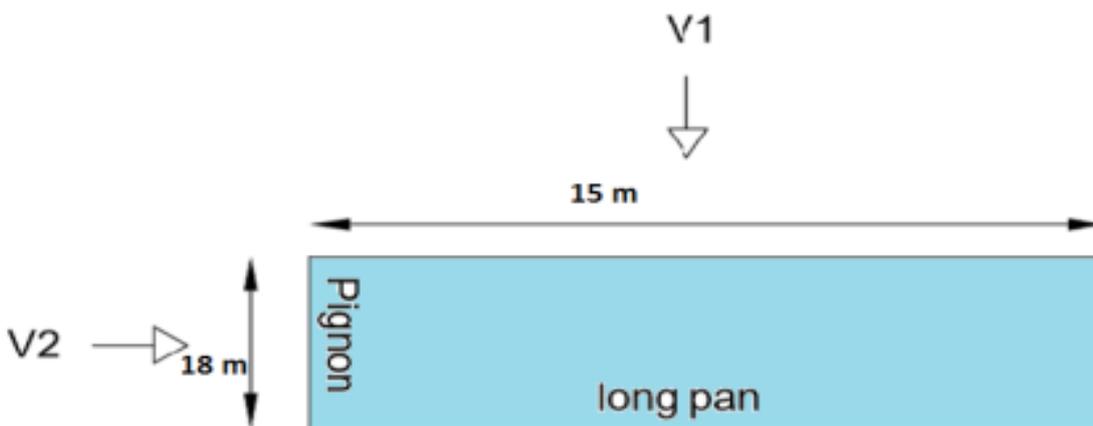
(**chapitre5:coefficient dépression page 80 RNVA2013** ).

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

Avec :

s: est la surface chargée de la paroi considérée en m<sup>2</sup>.

**Dans notre cas :  $S \geq 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe10}$**



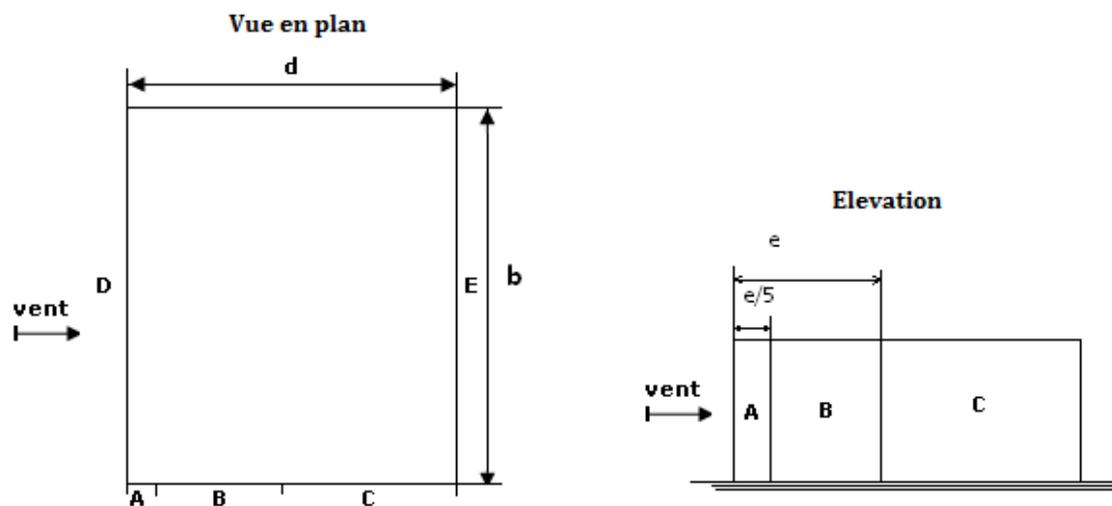
**FigureII.3.1 : Directions du vent sur la structure**

- **Vent perpendiculaire au long pan V1 :**
  - **pour les parois verticales:**

$b=15\text{m}$  ;  $d=18\text{m}$  ;  $h=6\text{m}$  donc :

$$e = \text{Min}(b ; 2h) = \text{Min}(15 ; 2 \cdot (6)) = \text{Min}(15\text{m} ; 12\text{m}) = 12\text{m}$$

On voit bien que  $d=18\text{ m} > e = 12\text{ m}$  , donc les parois verticales parallèles au vent V1 seront subdivisées en trois zones A, B et C comme suit : **[5.2. du chapitre V (RNV2013 p80)]**

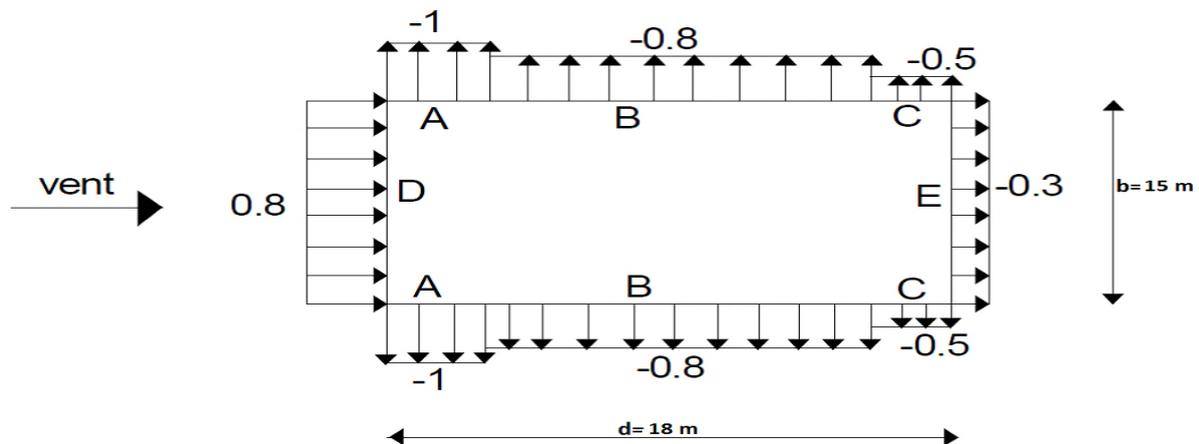


**Figure II.3.2 : Légende pour les parois verticales**

<b>Zone</b>	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C</b>	<b>D</b>	<b>E</b>
<b>Surface (m<sup>2</sup>)</b>	<b>14.4</b>	<b>57.6</b>	<b>36</b>	<b>90</b>	<b>90</b>
<b>cpe</b>	<b>-1</b>	<b>-0.8</b>	<b>-0.5</b>	<b>+0.8</b>	<b>-0.3</b>

**Tableau II.3.3 : Les valeurs des surfaces des zones de vent des parois dans le sens V1**

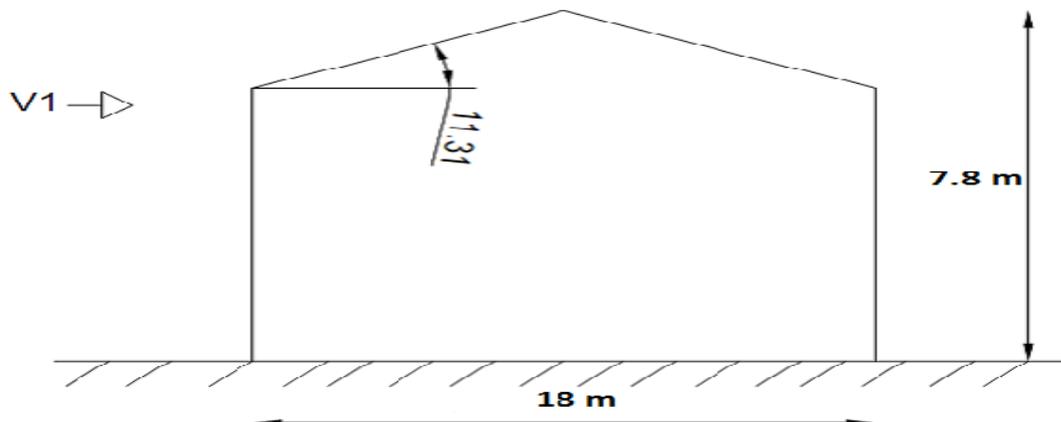
La figure suivante illustre la répartition des Cpe pour les parois verticales :



**Figure II.3.3 :** légende pour les parois verticales

• **Pour les Toiture :**

Le vent dont la direction est perpendiculaire aux génératrices, on prendra les valeurs de Cpede toiture à deux versants ou la direction de vent  $\theta=0^\circ$

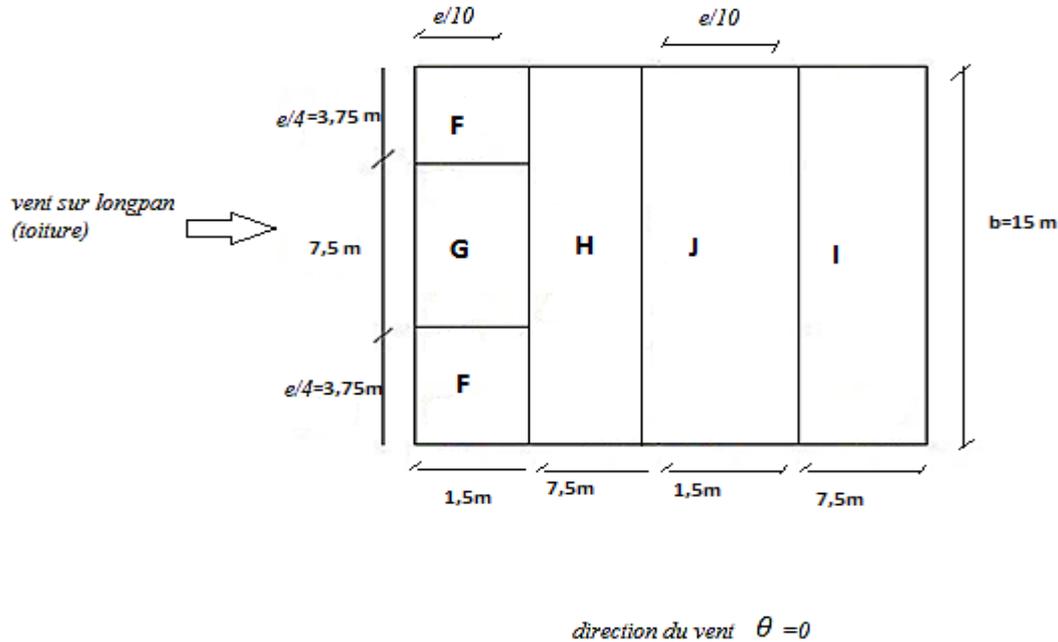


**Figure II.3.4:** Légende pour la toiture à deux versants

On a :  $\theta=0^\circ$ ;  $\alpha=11.31^\circ$  ;  $b=15m$  ;  $d=18m$ ;  $H=7.8m$

$E=M_{\min}(b ; 2h) = M_{\min}(15; 2 \times 7.8) = 15m$

Dans ce cas On a cinq zone F, G, H, J et I comme suit :



**Figure II.3.5 :** Répartition des zones de vent sur la toiture

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

Zone	F		G		H		J		I	
Dimension géométrique (m)	$e/10$	$e/4$	$e/10$	$\frac{b}{2} - \frac{e}{10}$	$b/2 - e/10$	B	$e/10$	B	$b/2 - e/10$	b
	1.5	3.75	1.5	7.5	7.5	15	1.5	15	7.5	15
Surface (m <sup>2</sup> )	5.625		11.25		112.5		22.5		112.5	

**Tableau II.3.4 :** les valeurs des surfaces des zones de vent de la toiture sens v1

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

$$C_{pe} = C_{pe, 10} \quad [\text{\S}5.1.1.2\text{-RNV/2013}]$$

Puisqu' $\alpha=11.31^\circ$ , donc les valeurs de  $C_{pe}$  sont déterminées par l'interpolation linéaire entre les deux valeurs de  $C_{pe}$  ( $5^\circ$ ) et  $C_{pe}$  ( $15^\circ$ ) par la formule suivante :

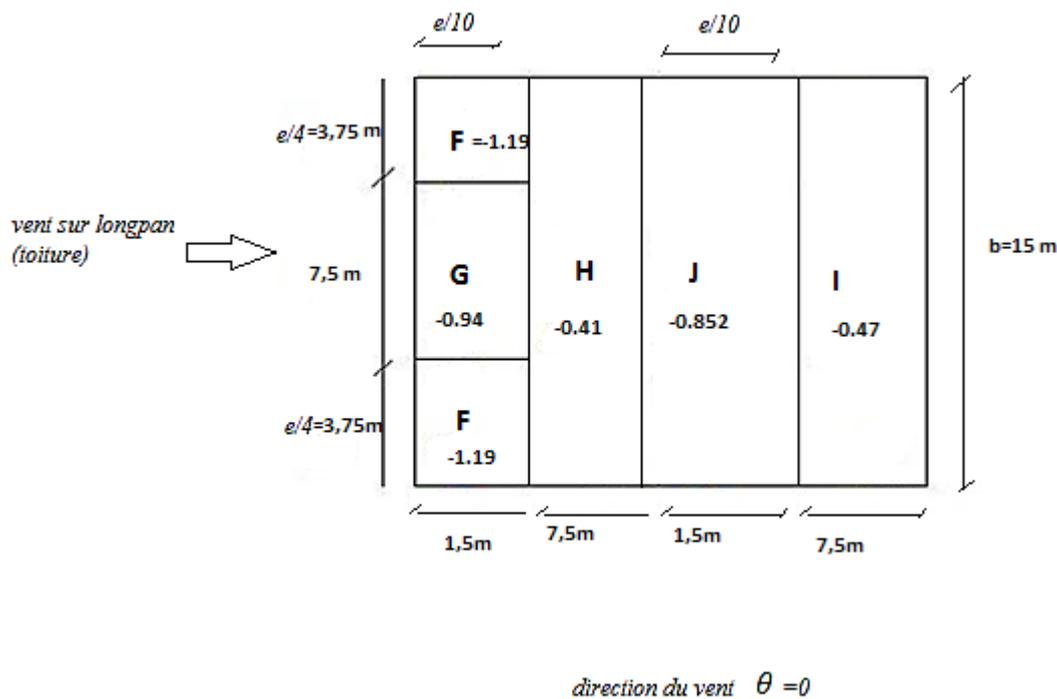
$$Cpe(11.31^\circ) = Cpe(5^\circ) + \left[ \frac{11.31 - 5}{15 - 5} (Cpe(15^\circ) - Cpe(5^\circ)) \right]$$

Le tableau suivant donne les valeurs de Cpede chaque zone :

Zone	F	G	H	J	I
Cpe (5°)	-1.7	-1.2	-0.6	-0.6	-0.6
Cpe (15°)	-0.9	-0.8	-0.3	-0.4	-1.0
Cpe	-1.19	-0.94	-0.41	-0.47	-0.852

**Tableau II.3.5:** Les valeurs des Cpe sur la toiture dans le sens V1

$$\begin{aligned} \text{+} Cpe(11.31^\circ) &= (-1.7) + \left[ \frac{11.31-5}{15-5} ((-0.9) - (-1.7)) \right] = -1.19 \\ \text{+} Cpe(11.31^\circ) &= (-1.2) + \left[ \frac{11.31-5}{15-5} ((-0.8) - (-1.2)) \right] = -0.94 \\ \text{+} Cpe(11.31^\circ) &= (-0.6) + \left[ \frac{11.31-5}{15-5} ((-0.3) - (-0.6)) \right] = -0.41 \\ \text{+} Cpe(11.31^\circ) &= (-0.6) + \left[ \frac{11.31-5}{15-5} ((-0.4) - (-0.6)) \right] = -0.47 \\ \text{+} Cpe(11.31^\circ) &= (-0.6) + \left[ \frac{11.31-5}{15-5} ((-1.0) - (-0.6)) \right] = -0.852 \end{aligned}$$



**Figure II.3.6 :** Répartition des Cpe sur la toiture dans le sens V1

➤ **Vent perpendiculaire au pignon V2:**

- **pour les parois verticales:**

Pour cette direction du vent on a :  $b=18\text{ m}$ ,  $d=15\text{ m}$ ,  $h=6\text{ m}$

$$e = \min [b, 2h] = \min (18 ; 2 \cdot 6) = \min (18\text{ m} ; 12\text{ m}) \rightarrow e = 12\text{ m}.$$

Et on a :  $d=15\text{ m} > e=12\text{ m}$ .

Donc on utilise la légende suivant:..... [5.2. du chapitre V (RNV2013 p80)].

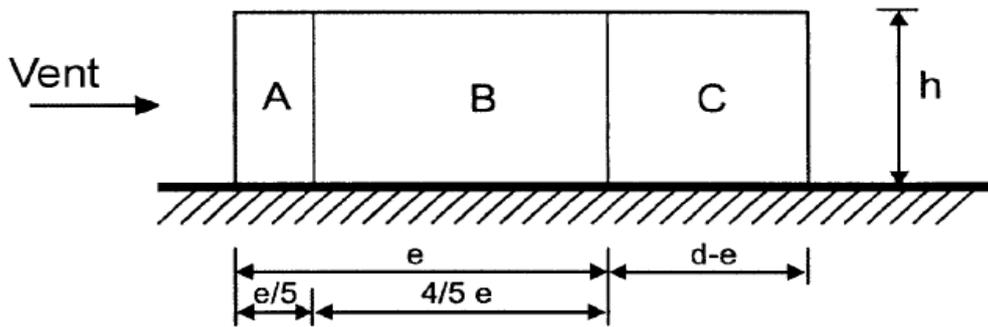
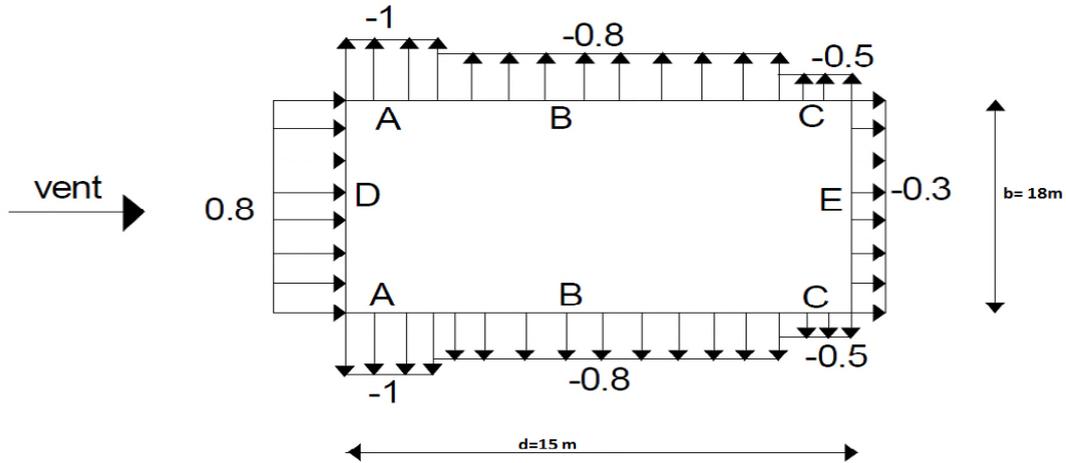


Figure II.3.7: répartition des surfaces sur pignon

Zone	A	B	C	D	E
Surface (m <sup>2</sup> )	14.4	57.6	18	108	108
<i>cpe</i>	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau II.3.6 : Les valeurs des surfaces des zones de vent des parois dans le sens V2

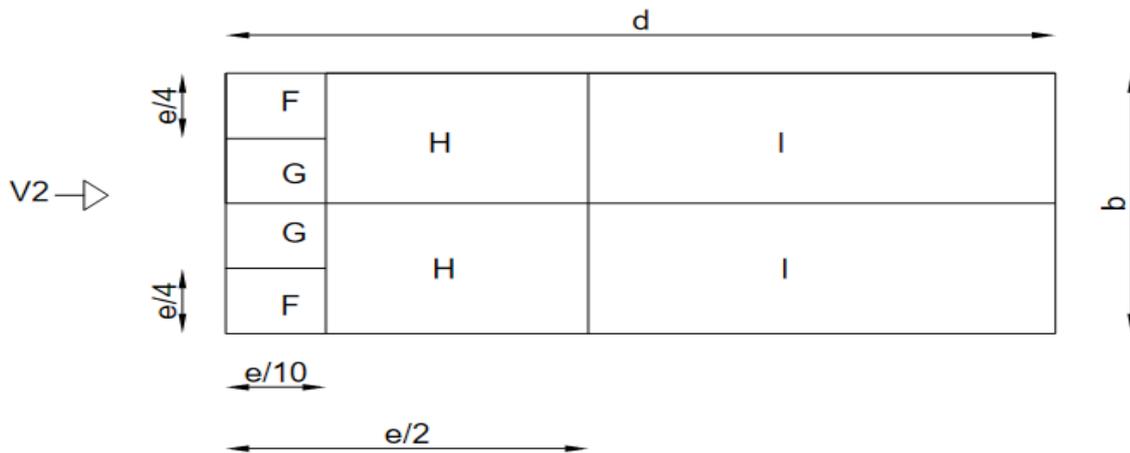


**Figure II.3.8 :** Cpe, 10 correspondant à chaque zone de parois verticales sens V2

• **Pour les Toiture :**

Le vent dont la direction est parallèle aux génératrices, les coefficients de pression de chaque versant s'obtiennent en utilisant les valeurs des toitures à un versant pour  $\theta = 90^\circ$ .

[§5.1.8.1-RNV/2013]



**Figure II.3.9 :** Légende pour la toiture

On a :  $\theta=90^\circ$ ;  $\alpha=11.31^\circ$  ;  $b=18\text{ m}$  ;  $d=15\text{ m}$ ;  $H=7.8\text{ m}$

$E=M_{\min}(b ; 2h) = M_{\min}(18; 2 \times 7.8) = 15.6\text{ m}$

Dans ce cas On a cinq zone F, G, H, et I comme suit :

Zone	F		G		H		I	
Dimension géométrique (m)	e/10	e/4	e/10	b/2 - e/4	e/2 - e/10	b/2	d- e/2	b/2
	1.56	3.9	1.56	5.1	6.24	9	7.2	9
Surface (m2)	6.084		7.956		56.16		64.8	

**Tableau II.3.7 :** Les valeurs des surfaces des zones de vent de la toiture dans le sens V2

La surface de chaque zone est >10m<sup>2</sup> donc :

$$C_{pe} = C_{pe, 10} \dots\dots [\S 5.1.1.2-RNV/2013]$$

Puisque  $\alpha=11.31^\circ$ , donc les valeurs de  $C_{pe}$  sont déterminées par l'interpolation linéaire entre les deux valeurs de  $C_{pe}$  ( $5^\circ$ ) et  $C_{pe}$  ( $15^\circ$ ) par la formule suivante :

$$C_{pe}(11.31^\circ) = C_{pe}(5^\circ) + \left[ \frac{11.31 - 5}{15 - 5} (C_{pe}(15^\circ) - C_{pe}(5^\circ)) \right]$$

Zone	F	G	H	I
C <sub>pe</sub> (5°)	-1.6	-1.3	-0.7	-0.6
C <sub>pe</sub> (15°)	-1.3	-1.3	-0.6	-0.5
C <sub>pe</sub>	-1.41	-1.3	-0.6369	-0.5369

**Tableau II.3.8 :** Les valeurs des  $C_{pe}$  sur la toiture dans le sens V2

$$\oplus C_{pe}(11.31^\circ) = (-1.6) + \left[ \frac{11.31-5}{15-5} ((-1.3) - (-1.6)) \right] = -1.41$$

$$\oplus C_{pe}(11.31^\circ) = (-1.3) + \left[ \frac{11.31-5}{15-5} ((-1.3) - (-1.3)) \right] = -1.3$$

$$\oplus C_{pe}(11.31^\circ) = (-0.7) + \left[ \frac{11.31-5}{15-5} ((-0.6) - (-0.7)) \right] = -0.6369$$

$$\oplus C_{pe}(11.31^\circ) = (-0.6) + \left[ \frac{11.31-5}{15-5} ((-0.5) - (-0.6)) \right] = -0.5369$$

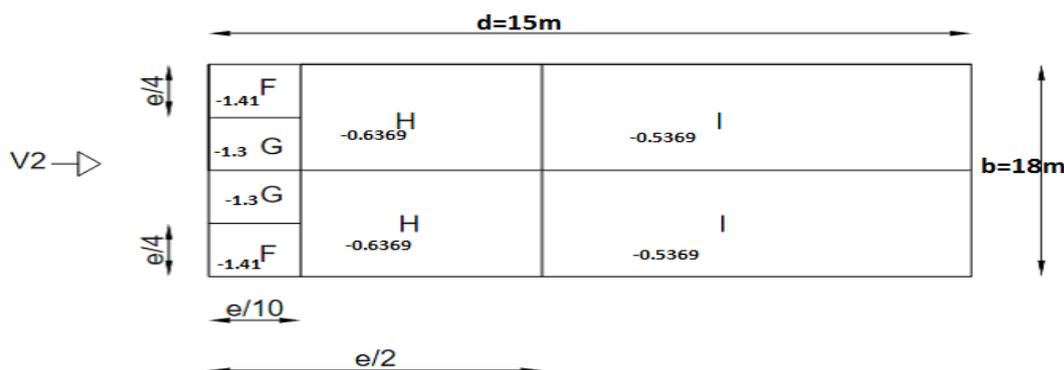
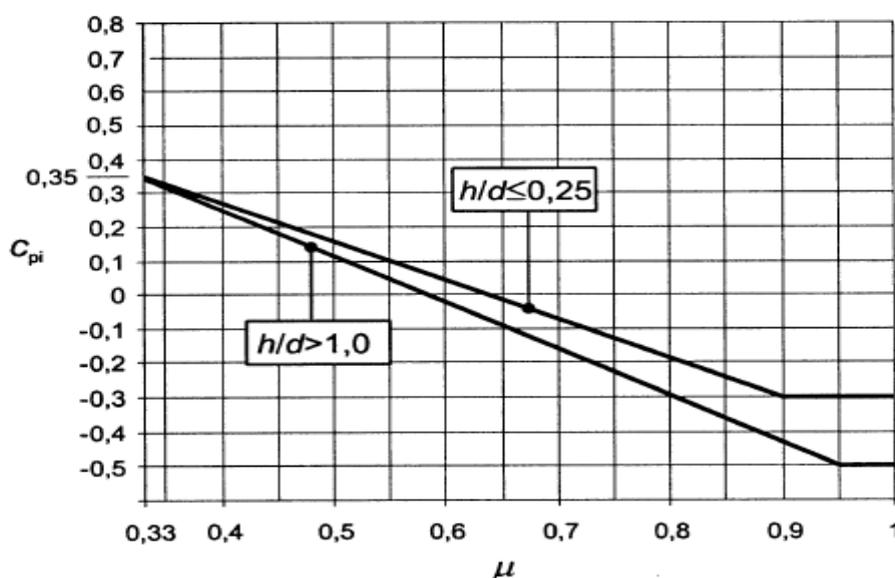


Figure II.3.10 : Répartition des Cpe sur la toiture dans le sens V2

- **Détermination de coefficient de pression intérieure Cpi :**

La combinaison la plus défavorable de la pression extérieure et intérieure, considérées comme agissant simultanément. Doit être envisagée simultanément pour chaque combinaison potentielle d'ouvertures et autres sources de fuite d'air. Le coefficient de pression **Cpi** est on fonction de l'indice de perméabilité  $\mu$  rapport  $h/d$ ..... [ch5. fig.5.14].



FigureII.3.11 : Coefficients de pression intérieure applicables pour des ouvertures uniformément réparties

❖ **Du coté de long pan : (V1 perpendiculaire à long pan) :**

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

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

Notre hangar possède :

- portes de dimension (3\* 2) m<sup>2</sup> dans pignon
- 2 portes de dimension (1.2\* 2) m<sup>2</sup> dans pignon
- 2 fenêtres de dimension (1,54\*4) m<sup>2</sup> dans pignon
- 2 fenêtres de dimension (1,46\*4) m<sup>2</sup> dans pignon
- 2 fenêtres de dimension (2.78\*4) m<sup>2</sup> dans pignon
- fenêtres de dimension (1.2\*1.95) m<sup>2</sup> dans pignon
- 2 fenêtres de dimension (1\*0.5) m<sup>2</sup> dans long pan-gauche
- fenêtres de dimension (4.38\*4) m<sup>2</sup> dans long pan-droite
- fenêtres de dimension (4.63\*4) m<sup>2</sup> dans long pan-droite
- fenêtres de dimension (5.1\*4) m<sup>2</sup> dans long pan-droite

On a : h = 7.8 m ; d =15 m.

1/l'aire des ouvertures dans faces (long pan) :

$$S1 = 56.94 \text{ m}^2$$

2/l'aire des ouvertures dans les autres faces(pignon) :

$$S2 =67.72 \text{ m}^2$$

$$S= (S1 +S2) =124.66\text{m}^2$$

$$\rightarrow (S1*2) \leq S$$

$$\mu_p = \frac{56.54}{124.66} =0.45$$

$$\text{On a : } 0.25 < h/d = 7.8 /15 =0.52 < 1$$

Donc une interpolation linéaire peut être utilisée.

<b>h/d</b>	<b>0.25</b>	<b>0.52</b>	<b>1</b>
<b>Cpi</b>	-0.116	Cpi (0.52)	-0.216

**Tableau II.3.9 :** les valeurs de cpi en fonction de h/d

$$+ Cpi(0.52) = Cpi(0.25) + \left[ \frac{11.31-5}{15-5} (Cpi(1) - Cpi(0.25)) \right]$$

$$Cpi(0.52) = -0.152$$

• **Détermination de la pression aérodynamique W (ze) :**

La pression aérodynamique W(Zj) agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de formule

Suivant:  $W(Zj) = qp(Ze) [Cpe - Cpi]$ . [Formule 2.6-RNV/2013]

✓ **Paroi vertical (Lang pan V1):**

Zone	Cd	qpN/m <sup>2</sup>	Cpe	Cpi	W (ze) N/m <sup>2</sup>
<b>A</b>	1	587.25	-1.0	-0.152	-497.988
<b>B</b>			-0.8		-380.538
<b>C</b>			-0.5		-204.363
<b>D</b>			+0.8		-559.062
<b>E</b>			-0.3		-86.913

**Tableau II.3.10 :** Valeurs des pressions sur les parois dans le sens v1 avec Cpi=0.152

✓ **Toiture (Lang pan V1):**

Zone	Cd	qpN/m <sup>2</sup>	Cpe	Cpi	W (ze) N/m <sup>2</sup>
<b>F</b>	1	674.25	-1.19	-0.152	-699.872
<b>G</b>			-0.94		-531.309
<b>H</b>			-0.41		-173.957
<b>J</b>			-0.47		-214.412
<b>I</b>			-0.852		-471.975

**Tableau II.3.11 :** Valeurs des pressions sur la toiture dans le sens V1 avec

$$cpi = -0.152$$

• **Détermination de la force de frottement :**

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés. Lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent (ou faiblement inclinées par rapport à la direction du vent) est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent (au sous le vent)... **[Selon RNVA 2013, Chapitre 2, Article 3.6.3].**

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

✚ Calcul des surfaces parallèles au vent :

- Les surfaces des deux pignons :

$$= [(6*18) + (1.8*9)] *2 = 248.4m^2$$

- La toiture qui est faiblement inclinée par rapport de la direction du vent :

$$= \left( \frac{1.8}{\sin 11.31} \right) * 2 * 15 = (9.178 * 2 * 15) = 275.345m^2$$

➤ Total des surfaces parallèle au vent = 248.4+275.345 = 523.745 m<sup>2</sup>

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

- Les surfaces des deux longs pans :

$$= [(6*15)] *2 = 180m^2$$

❖ **Vérification de la condition [article 2.6.3 RNVA2013] :**

L'aire totale des surfaces parallèle au vent ≤ 4 × (l'aire totale des surfaces perpendiculaire au vent)

$$523.745m^2 \leq 4*180=720m^2 \dots\dots\dots C'est vérifier.$$

⇒ Donc on doit négliger l'effet de frottement cas de vent perpendiculaire au long pan.

❖ **Du coté de pignon : (V2 perpendiculaire à pignon) :**

On a : h =7.8 m ; d =18 m.

$$\mu_p = \frac{67.72}{124.66} = 0.54$$

$$\rightarrow 0.25 < h/d = 7.8 /18 = 0.433 < 1$$

Donc une interpolation linéaire peut être utilisée.

<b>h/d</b>	<b>0.25</b>	<b>0.52</b>	<b>1</b>
<b>Cpi</b>	-0.116	Cpi (0.433)	-0.216

**Tableau II.3.13 :** les valeurs de cpi en fonction de h/d

$$C_{pi}(0.52) = C_{pi}(0.25) + \left[ \frac{11.31-5}{15-5} (C_{pi}(1) - C_{pi}(0.25)) \right]$$

$$C_{pi}(0.52) = -0.1404$$

✓ **Paroi vertical (pignon V2):**

Zone	Cd	qpN/m <sup>2</sup>	Cpe	Cpi	W (ze) N/m <sup>2</sup>
A	1	587.25	-1.0	-0.1404	-504.80
B			-0.8		-387.35
C			-0.5		-211.175
D			+0.8		-552.249
E			-0.3		-93.725

**Tableau II.3.14:** Valeurs des pressions sur les parois dans le sens v2 avec

$$C_{pi} = -0.1404$$

✓ **Toiture (pignon V2):**

Zone	Cd	qpN/m <sup>2</sup>	Cpe	Cpi	W (ze) N/m <sup>2</sup>
F	1	674.25	-1.41	-0.1404	-856.0278
G			-1.3		-781.86
H			-0.6369		-334.765
I			-0.5369		-267.34

**Tableau II.3.15 :** Valeurs des pressions sur la toiture dans le sens V2 avec

$$c_{pi} = -0.1404$$

• **Détermination de la force de frottement :**

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

..... [Selon RNVA 2013, Chapitre 2, Article 3.6.3].

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

✚ Calcul des surfaces parallèles au vent :

- Les surfaces de Lang pan :

$$= (6 \times 15) = 90 \text{ m}^2$$

- La toiture qui est faiblement inclinée par rapport de la direction du vent :

$$= \left( \frac{1.8}{\sin 11.31} \right) * 2 * 15 = (9.178 * 2 * 15) = 275.345 \text{ m}^2$$

➤ Total des surfaces parallèle au vent =  $90 + 275.345 = 365.345 \text{ m}^2$

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

- Les surfaces des deux pignons :

$$= [(6 \times 18) + (1.8 \times 9)] * 2 = 248.4 \text{ m}^2$$

❖ Vérification de la condition [article 2.6.3 RNVA2013] :

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

$$365.345 \text{ m}^2 \leq 4 * 248.4 = 993.6 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{C'est vérifier.}$$

⇒ Donc on doit négliger l'effet de frottement cas de vent perpendiculaire au long pan.

❖ **Partie B :**

→ **Géométries de l'ouvrage :**

- Largeur totale (pignon) : 18 m
- Longueur totale (long pan) : 30m
- Hauteur totale : 15 m
- Hauteur des poteaux : 13.2 m
- Pente des versants : 11.31°

➤ **Pression dynamique du vent :**

$$q_p(Z_j) = q_{ref} * C_e(Z_j) \quad [\text{Formule 2.1 RNV/2013}]$$

• **Coefficient d'exposition  $C_e$  :**

$$C_e(z) = C_t(z)^2 * (z)^2 * (1 + 7 * I_v) \quad [\text{Formule 2.2-RNV/2013}]$$

• **Calcul de Coefficient dynamique :**

La valeur du coefficient dynamique **Cd** pour les structures métalliques est donnée par le Paragraphe valeur simplifiée (Chapitre III : coefficient dynamique don RNVA2013).

**Cd=1.**Bâtiment dont la hauteur est inférieur à 15m.

• **Données relatives au site :**

qréf (N/m²)=435(N/m²)

• **Catégories de terrain :**

Les catégories des terrains sont données dans le tableau 2.4 (RNV2013) suivant :

	KT	Z0(m)	Zmin(m)	E
<b>Catégories III</b>	0.215	0.3	5	0.61

**Tableau II.3.16 :** Définition des catégories de terrain (RNV99)

• **Coefficient de rugosité (Cr) :**

$$Cr(z)=KT. \ln z/z_0 \quad \text{si } z_{min} \leq z \leq 200m \dots\dots(1)$$

$$Cr(z)=KT. \ln Z_{min}/z_0 \quad \text{si } Z < Z_{min} \dots\dots(2) \text{ [2.3 chapitre 2 RNVA 2013]}$$

Avec :

**Tel que :** Z0=0,3m, Zmin=5m

Z=15m dans la toiture.

Z=13.2 m dans les parois verticales.

Pour notre structure ont choisir (1) :

Donc :

❖  $Cr (15m) = 0.215 \times \ln (15 /0.3)=0.84$       toiture.

❖  $Cr (13.2 m) = 0.215 \times \ln (13.2 /0.3)=0.81$       parois vertical.

• **Coefficient de topographie Ct:**

Site plat  $\phi < 0,05$     alors:    (z)=1.

• **Intensité de turbulence  $I_v(z)$  :**

$$I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{pour } z > z_{min} \dots\dots\dots(1) [\text{Formule 2.5-RNV/2013}]$$

$$I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) * \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right)} \quad \text{pour } z \leq z_{min} \dots\dots\dots(2)$$

Pour notre structure ont choisir (1) :

❖  $(15) = \frac{1}{1 * \ln\left(\frac{15}{0.3}\right)} = 0.25$  toiture.

❖  $(13.2) = \frac{1}{1 * \ln\left(\frac{13.2}{0.3}\right)} = 0.26$  parois vertical.

Donc on peut déterminer la pression d'exposition  $C_e(z)$  :

- Toiture :  $C_e(15) = (1)^{2.5} * (0.84)^{2.5} * [1 + 7 * (0.25)] \rightarrow C_e(15) = 2.94$
- Parois vertical :  $C_e(13.2) = (1)^{2.5} * (0.81)^{2.5} * [1 + 7 * (0.26)] \rightarrow C_e(13.2) = 2.85$

Donc les valeurs Pression dynamique  $q_{dyn}$  :

- Toiture :  $q_{dyn}(15) = 435 * 2.94 = 1278.9 \text{ N/m}^2 = 127.89 \text{ daN/m}^2$
- Parois vertical :  $q_{dyn}(13.2) = 435 * 2.85 = 1239.75 \text{ N/m}^2 = 123.975 \text{ daN/m}^2$

• **Coefficient de pression extérieur  $C_{pe}$ :**

Le coefficient de pression extérieur  $C_{pe}$  dépend de la forme géométrique de la base de la structure, et de la dimension de la surface chargée.

Dans notre cas :  $S \geq 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe10}$

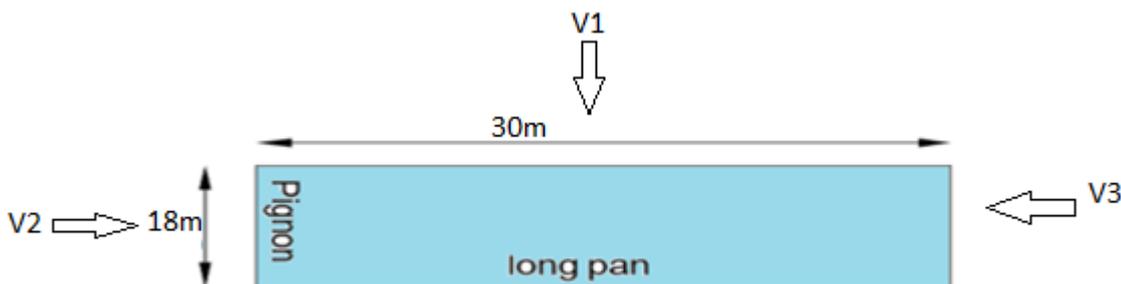


Figure II.3.12: Directions du vent sur la structure

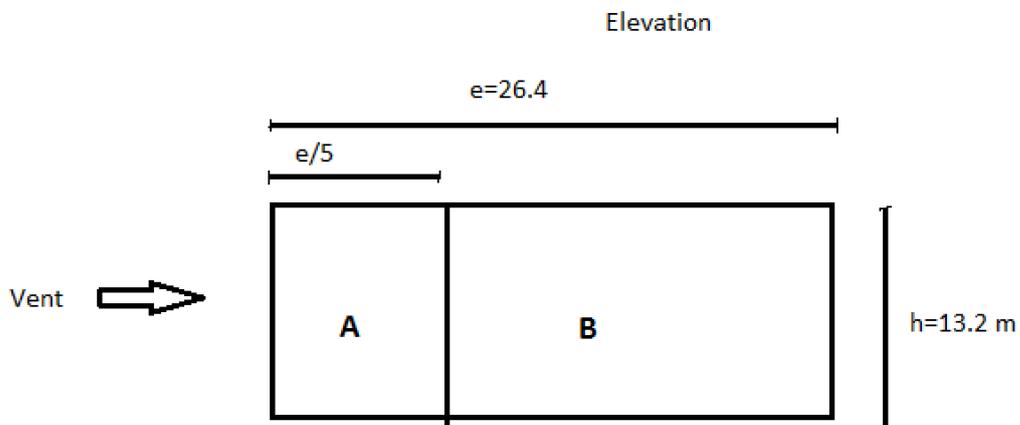
➤ **Vent perpendiculaire au long pan V1 :**

- **pour les parois verticales:**

$b=30\text{m}$  ;  $d=18\text{m}$  ;  $h=13.2\text{m}$  donc :

$$e = \text{Min}(b ; 2h) = \text{Min}(30 ; 2 \cdot (13.2)) = \text{Min}(30\text{m} ; 26.4\text{m}) = 26.4\text{m}$$

On voit bien que  $d=18\text{ m} < e= 26.4\text{m}$ , donc les parois verticales parallèles au vent V1 seront subdivisées en trois zones A, B et C comme suit : **[5.2. du chapitre V (RNV2013 p80)]**



**Figure II.3.13 : Légende pour les parois verticales**

Zone	A	B	D	E
Surface	5.28	13.2	21.12	13.2
(m <sup>2</sup> )	69.696	278.78	396	396
<i>cpe</i> (10)	-1.0	-0.8	+0.8	-0.3

**Tableau II.3.17 : Les valeurs des surfaces des zones de vent des parois dans le sens V1**

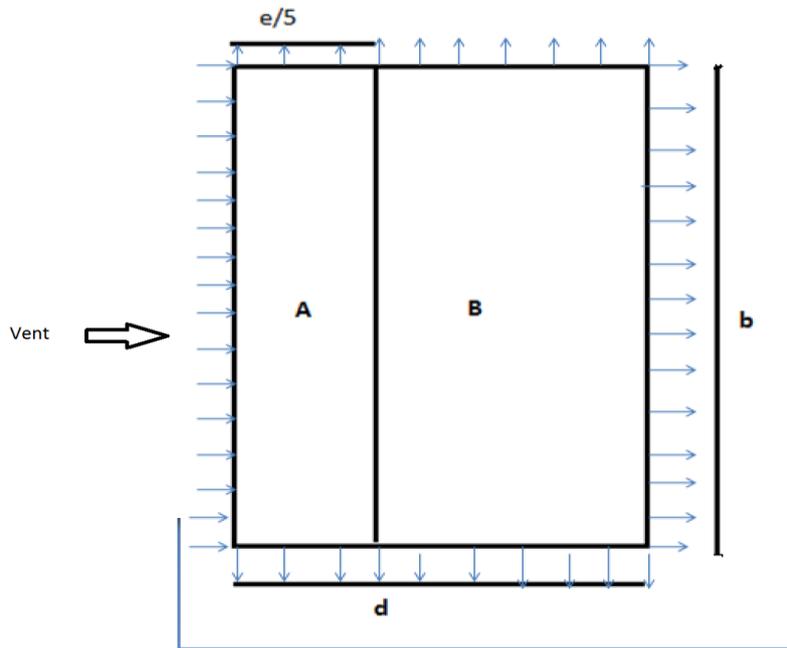


Figure II.3.14 : légende pour les parois verticales

- **Pour les Toiture :**

Le vent dont la direction est perpendiculaire aux génératrices, on prendra les valeurs de  $C_{pe}$  de toiture à deux versants ou la direction de vent  $\theta=0^\circ$

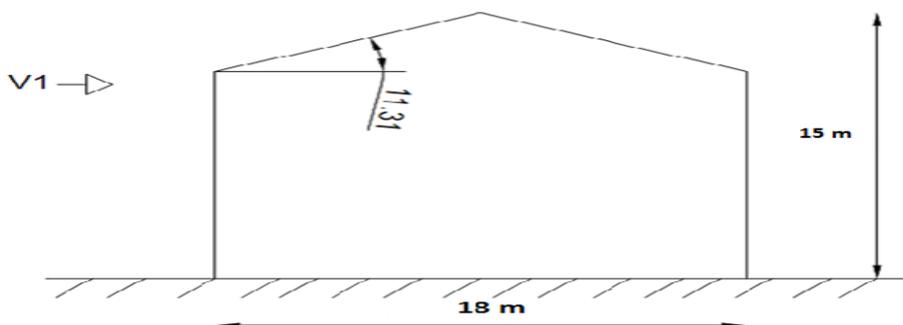


Figure II.3.15: Légende pour la toiture à deux versants

On a :  $\theta=0^\circ$ ;  $\alpha=11.31^\circ$  ;  $b=30\text{m}$  ;  $d=18\text{m}$ ;  $H=15\text{m}$

$E=M_{\min}(b ; 2h) = M_{\min}(30; 2 \times 15) = 30\text{m}$

Dans ce cas On a cinq zone F, G, H, J et I comme suit :

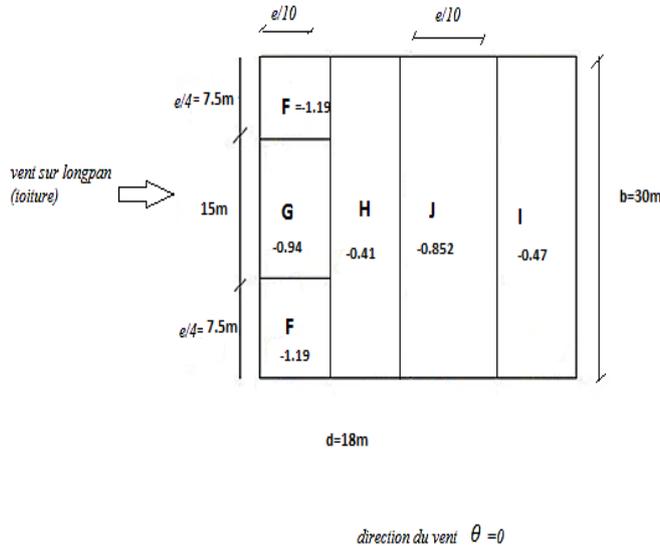


Figure II.3.16 : Répartition des zones de vent sur la toiture

Zone	F	G	H	J	I
Surface (m <sup>2</sup> )	22.5	45	180	90	180
Cpe 10	-1.19	-0.94	-0.41	-0.47	-0.852

Tableau II.3.18 : les valeurs des surfaces des zones de vent de la toiture sens v1

➤ **Vent perpendiculaire au pignon V2:**

- **pour les parois verticales:**

Pour cette direction du vent on à :  $b=18\text{ m}$ ,  $d= 30\text{ m}$ ,  $h=13.2\text{ m}$

$e= \min [b, 2h] = \min (18 ; 2* 13.2) = \min (18\text{ m} ; 26.4\text{ m}) \rightarrow e=12\text{ m}.$

Et on a :  $d=30\text{ m} > e=18\text{ m}.$

Donc on utilise la légende suivant:..... [5.2. du chapitre V (RNV2013 p80)].

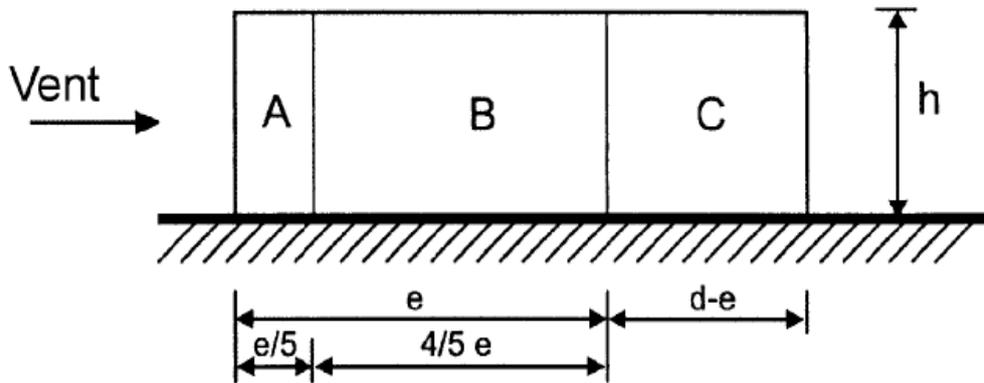


Figure II.3.17: répartition des surfaces sur pignon

Zone	A	B	C	D	E
Surface (m <sup>2</sup> )	3.6	13.2	12	18	13.2
	13.2	14.4	13.2		
	47.52	190.08	158.4	237.6	237.6
Cpe 10	-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau II.3.19 : les valeurs des surfaces des zones de vent des parois verticales sens v2

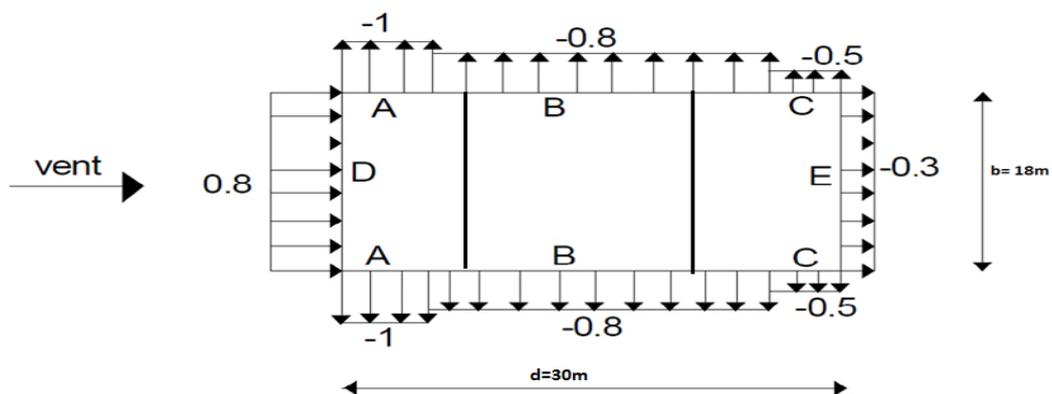


Figure II.3.18 : Cpe, 10 correspondant à chaque zone de parois verticales sens V2

- Pour les Toiture :

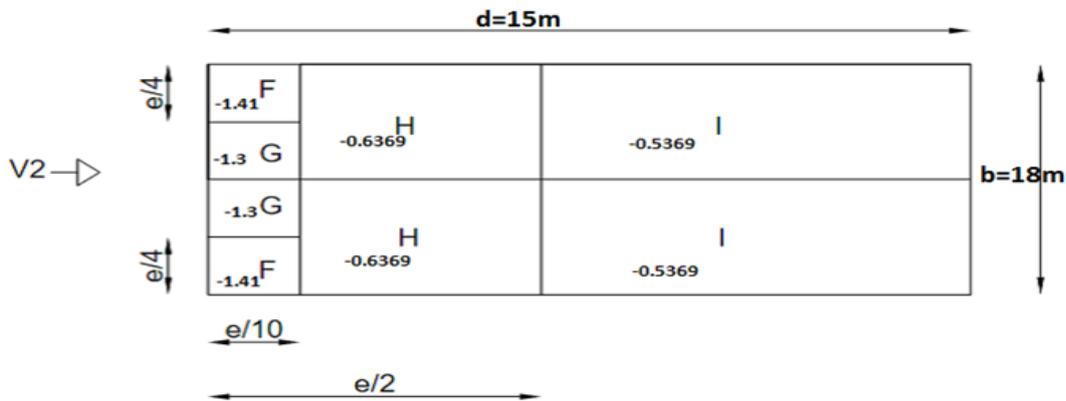


Figure II.3.19 : Légende pour la toiture

On a :  $\theta=90^\circ$ ;  $\alpha=11.31^\circ$  ;  $b=18\text{m}$  ;  $d=30\text{m}$ ;  $H=15\text{m}$

$E=M_{\min}(b ; 2h) = M_{\min}(18; 2 \times 15) = 18\text{m}$

Dans ce cas On a cinq zone F, G, H, et I comme suit :

Zone	F	G	H	I
Surface (m <sup>2</sup> )	3.6	7.2	43.2	81
Cpe 10	-1.41	-1.3	-0.63	-0.536

Tableau II.3.20 : Les valeurs des surfaces des zones de vent de la toiture dans le sens V2

- Détermination de coefficient de pression intérieure Cpi:
- ❖ Du coté de long pan : (V1 perpendiculaire à long pan) :

$$\mu_p = \frac{\Sigma \text{des surfaces des ouvertures ou } Cpe \leq 0}{\Sigma \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

Notre hangar possède :

-4 fenêtres de dimension (5.65\*1.2) m<sup>2</sup> dans long pan-gauche-

-4 fenêtres de dimension (5.65\*4) m<sup>2</sup> dans long pan-gauche-

-fenêtres de dimension (5.65\*1.2) m<sup>2</sup> dans long pan-droite-

-façade principal :

-4 fenêtres de dimension (4.13\*1.5) m<sup>2</sup> dans pignon

-4fenêtres de dimension (4.28\*1.95) m<sup>2</sup> dans pignon

-façade d'arrière

- portes de dimension (3.1\* 2) m<sup>2</sup> dans pignon

On a : h = 15m ; d =30 m.

1/l'aire des ouvertures dans faces (long pan) :

$$S1 = 144.64 \text{ m}^2$$

2/l'aire des ouvertures dans les autres faces (pignon) :

$$S2 =56.66 \text{ m}^2$$

$$S= (S1 +S2) =201.3\text{m}^2$$

$$\rightarrow (S1*2) \leq S=289.28\text{m}^2$$

$$\mu_p = \frac{144.64}{201.3}=0.71$$

On a :  $0.25 < h/d = 15 /30 =0.50 < 1$

Donc une interpolation linéaire peut être utilisée.

h/d	0.25	0.50	1
Cpi	-0.116	Cpi (0.50)	-0.216

**Tableau II.3.21:** les valeurs de cpi en fonction de h/d

$$\oplus Cpi(0.50) = Cpi(0.25) + \left[ \frac{11.31-5}{15-5} (Cpi(1) - Cpi(0.25)) \right]$$

$$Cpi(0.50) = -0.1404$$

• **Détermination de la pression aérodynamique W (ze) :**

La pression aérodynamique W(Zj) agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de formule

Suivant:  $W(Zj) = qp(Ze) [Cpe - Cpi]$ . [Formule 2.6-RNV/2013]

✓ **Paroi verticale (Lang pan V1):**

Zone	Cd	qpN/m <sup>2</sup>	Cpe	Cpi	W (ze) N/m <sup>2</sup>
A	1	1239.75	-1.0	-0.1404	-1055.025
B			-0.8		-807.077
D			+0.8		1176.52
E			-0.3		-187.20

**Tableau II.3.22:** Valeurs des pressions sur les parois dans le sens v1 avec

$$Cpi = -0.149$$

✓ **Toiture (Lang pan V1):**

Zone	Cd	qpN/m <sup>2</sup>	Cpe	Cpi	W (ze) N/m <sup>2</sup>
F	1	1278.9	-1.19	-0.149	-1331.33
G			-0.94		-1011.60
H			-0.41		-333.79
J			-0.47		-410.52
I			-0.852		-899.067

**Tableau II.3.23 :** Valeurs des pressions sur la toiture dans le sens V1 avec

$$cpi = -0.1404$$

• **Détermination de la force de frottement :**

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

✚ Calcul des surfaces parallèles au vent :

- Les surfaces des deux Lang pan :  
 $= (13.2 * 30) * 2 = 792 \text{ m}^2$

- La toiture qui est faiblement inclinée par rapport de la direction du vent :

$$= \left( \frac{1.8}{\sin 11.31} \right) * 2 * 30 = (1.8 * 2 * 30) = 550.68 \text{ m}^2$$

➤ Total des surfaces parallèle au vent = 507.6+550.68 = 1058.28 m<sup>2</sup>

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

- Les surfaces des deux pignons :

$$= [(13.2*18) + (1.8*9)] *2 = 507.6 \text{ m}^2$$

❖ Vérification de la condition [article 2.6.3 RNVA2013] :

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

$$1058.28 \text{ m}^2 \leq 4 * 507.6 = 2030.4 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{C'est vérifier.}$$

⇒Donc on doit négliger l'effet de frottement cas de vent perpendiculaire au long pan.

❖ Du coté de pignon : (V2 et V3) :

On a : h = 15m ; d =18 m.

$$\mu_p = \frac{56.66}{201.3} = 0.28$$

On a : 0.25 < h/d = 15 /18 =0.833 < 1

Donc une interpolation linéaire peut être utilisée.

<b>h/d</b>	<b>0.25</b>	<b>0.833</b>	<b>1</b>
<b>Cpi</b>	-0.116	Cpi (0.833)	-0.216

**Tableau II.3.24:** les valeurs de cpi en fonction de h/d

$$\color{red}{\oplus} \text{ Cpi}(0.833) = \text{Cpi}(0.25) + \left[ \frac{11.31-5}{15-5} (\text{Cpi}(1) - \text{Cpi}(0.25)) \right]$$

$$\text{Cpi}(0.833) = 0.193$$

- Détermination de la pression aérodynamique W (ze) :

$$W(Z_j) = q_p(Z_e) [C_{pe} - C_{pi}]. \text{ [Formule 2.6-RNV/2013]}$$

✓ **Paroi vertical (pignon V2 et V3):**

Zone	Cd	qpN/m <sup>2</sup>	Cpe	Cpi	W (ze) N/m <sup>2</sup>
A	1	1239.75	-1.0	-0.193	-1000.48
B			-0.8		-752.53
C			-0.5		-380.60
D			+0.8		1231.07
E			-0.3		-132.65

**Tableau II.3.25:** Valeurs des pressions sur les parois dans le sens **V2 et V3** avec Cpi=0.193

✓ **Toiture (pignon V2 et V3) :**

Zone	Cd	qpN/m <sup>2</sup>	Cpe	Cpi	W (ze) N/m <sup>2</sup>
A	1	1278.9	-1.41	-0.193	-1556.42
B			-1.3		-1415.74
D			-0.6369		-567.70
E			-0.5369		-439.81

**Tableau II.3.26:** Valeurs des pressions sur la toiture dans le sens **V2 et V3** avec cpi =-0.1404

• **Détermination de la force de frottement :**

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

✚ Calcul des surfaces parallèles au vent :

- Les surfaces de Lang pan :

$$= (13.2*30) * 2 = 396 \text{ m}^2$$

- La toiture qui est faiblement inclinée par rapport de la direction du vent :

$$= \left( \frac{1.8}{\sin 11.31} \right) * 2 * 30 = 550.68 \text{ m}^2$$

➤ Total des surfaces parallèle au vent = 396+550.68 = 946.68 m<sup>2</sup>

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

- Les surfaces des deux pignons :

$$= [(13.2*18) + (1.8*9)] * 2 = 507.6 \text{ m}^2$$

❖ Vérification de la condition [article 2.6.3 RNVA2013] :

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

$946.68 \text{ m}^2 \leq 4 \times 507.6 = 2030.4 \text{ m}^2$  ..... C'est vérifier.

⇒ Donc on doit négliger l'effet de frottement cas de vent perpendiculaire au long pan.

❖ **Partie C :**

→ **Géométries de l'ouvrage :**

- Largeur totale (pignon) : 15m
- Longueur totale (long pan) : 35m
- Hauteur totale : 11.52 m
- Hauteur des poteaux : 10.025 m
- Pente des versants : 11.31°
- 

➤ **Pression dynamique du vent :**

$$q_p(Z_j) = q_{ref} * C_e(Z_j) \quad [\text{Formule 2.1 RNV/2013}]$$

- **Coefficient d'exposition  $C_e$  :**

$$C_e(z) = C_t(z)^2 \times (z)^{-2} * (1 + 7 * I_v) \quad [\text{Formule 2.2-RNV/2013}]$$

- **Calcul de Coefficient dynamique :**

La valeur du coefficient dynamique **C<sub>d</sub>** pour les structures métalliques est donnée par le Paragraphe valeur simplifiée (Chapitre III : coefficient dynamique don RNVA2013).

**C<sub>d</sub>=1.** Bâtiment dont la hauteur est inférieure à 15m.

- **Données relatives au site :**

$$q_{ref} \text{ (N/m}^2\text{)} = 435 \text{ (N/m}^2\text{)}$$

- **Catégories de terrain :**

Les catégories des terrains sont données dans le tableau 2.4 (RNV2013) suivant :

	KT	Z0(m)	Zmin(m)	E
Catégories III	0.215	0.3	5	0.61

**Tableau II.3.27** : Définition des catégories de terrain (RNV99)

• **Coefficient de rugosité (Cr) :**

$$Cr(z)=KT. \ln z/z_0 \quad \text{si } z_{min} \leq z \leq 200\text{m} \dots\dots(1)$$

$$Cr(z)=KT. \ln Z_{min}/z_0 \quad \text{si } Z < Z_{min} \dots\dots(2) [2.3 \text{ chapitre 2 RNVA 2013}]$$

Avec :

**Tel que :** Z0=0,3m, Zmin=5m

Z=11.52m dans la toiture.

Z=10.025 m dans les parois verticales.

Pour notre structure ont choisir (1) :

Donc :

- ❖ Cr (11.52m) = 0.215 × ln (11.52 /0.3)=0.78      toiture.
- ❖ Cr (10.025 m) = 0.215 × ln (10.025 /0.3)=0.75      parois vertical.

• **Coefficient de topographie Ct:**

Site plat  $\phi < 0,05$     alors: (z)=1.

• **Intensité de turbulence Iv(z) :**

$$Iv(z) = \frac{1}{Ct(z) * \ln(\frac{z}{z_0})} \quad \text{pour } z > z_{min} \dots\dots\dots(1) [Formule 2.5-RNV/2013]$$

$$Iv(z) = \frac{1}{Ct(z) * \ln(\frac{z_{min}}{z_0})} \quad \text{pour } z \leq z_{min} \dots\dots\dots(2)$$

Pour notre structure ont choisir (1) :

- ❖ (11.52) =  $\frac{1}{1 * \ln(\frac{11.52}{0.3})}$  = 0.27      toiture.
- ❖ (10.025) =  $\frac{1}{1 * \ln(\frac{10.025}{0.3})}$  = 0.28      parois vertical.

Donc on peut déterminer la pression d'exposition  $C_e(z)$  :

- Toiture :  $C_e(11.52)=(1)^2*(0.84)^2*[1+7*(0.25)] \rightarrow C_e(11.52)=1.75$
- Parois vertical :  $C_e(10.025)=(1)^2*(0.78)^2*[1+7*(0.27)] \rightarrow C_e(10.025)=1.66$

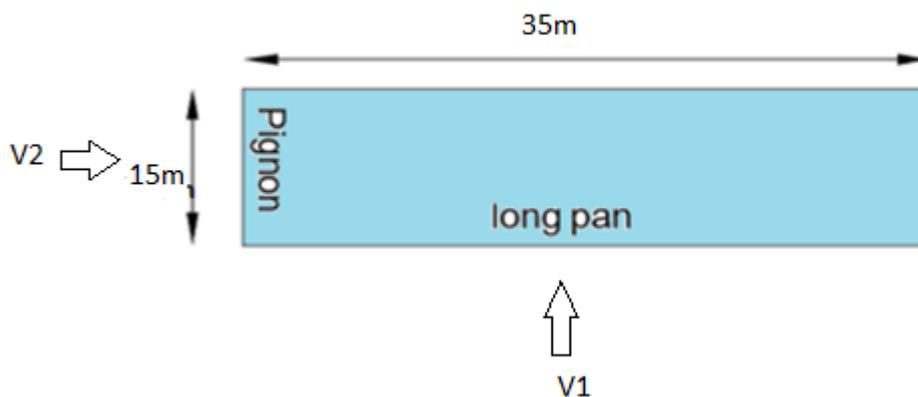
Donc les valeurs Pression dynamique  $q_{dyn}$  :

- Toiture :  $q_{dyn}(11.52)=435 \times 1.75 = 761.25 \text{ N/m}^2 = 76.125 \text{ daN/m}^2$
- Parois vertical :  $q_{dyn}(10.025)=435 \times 1.66 = 722.1 \text{ N/m}^2 = 72.21 \text{ daN/m}^2$

• **Coefficient de pression extérieur  $C_{pe}$ :**

Le coefficient de pression extérieur  $C_{pe}$  dépend de la forme géométrique de la base de la structure, et de la dimension de la surface chargée.

**Dans notre cas :  $S \geq 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe10}$**



**Figure II.3.20 : Directions du vent sur la structure**

➤ **Vent perpendiculaire au long pan V1 :**

- **pour les parois verticales:**

$b=35\text{m}$  ;  $d=15\text{m}$  ;  $h=10.025\text{m}$  donc :

$$e = \text{Min}(b ; 2h) = \text{Min}(35 ; 2*(10.025)) = \text{Min}(35\text{m} ; 20.25\text{m}) = 20.25 \text{ m}$$

On voit bien que  $d=15 \text{ m} > e= 20.25 \text{ m}$ , donc les parois verticales parallèles au vent V1 seront subdivisées en trois zones A, B et C comme suit : **[5.2. du chapitre V (RNV2013 p80)]**

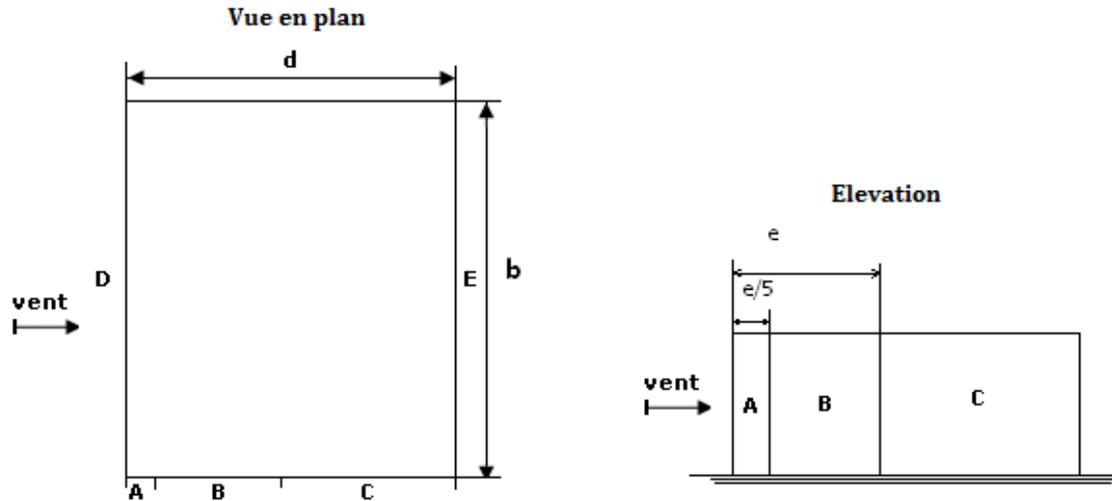


Figure II.3.21 : Légende pour les parois verticales

	A	B	C	D	E
<b>Zone</b>	4.05	10.025	16.2	10.025	-
			5.25	10.025	35
<b>Surface (m<sup>2</sup>)</b>	40.60	162.40	-52.63	350.87	350.87
<b>cpe(10)</b>	-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau II.3.28 : Les valeurs des surfaces des zones de vent des parois dans le sens V1

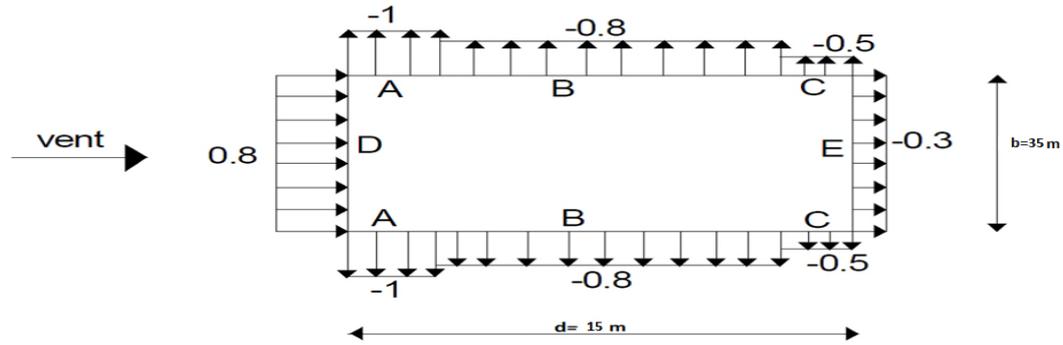


Figure II.3.22 : légende pour les parois verticales

• Pour les Toiture :

Le vent dont la direction est perpendiculaire aux génératrices, on prendra les valeurs de  $C_{pe}$  de toiture à deux versants ou la direction de vent  $\theta=0^\circ$

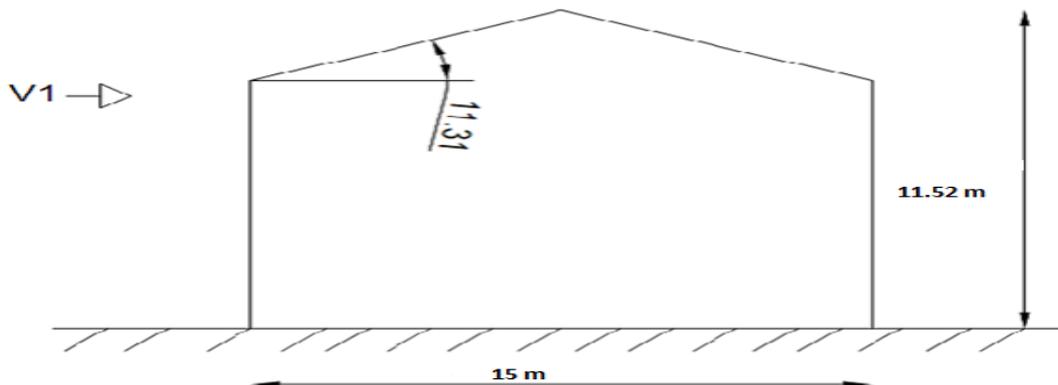


Figure II.3.23 : Légende pour la toiture à deux versants

On a :  $\theta=0^\circ$ ;  $\alpha=11.31^\circ$  ;  $b=35m$  ;  $d=15m$ ;  $H=11.52m$

$E=M_{\min}(b ; 2h) = M_{\min}(35; 2 \times 11.52) = 23.04m$

Dans ce cas On a cinq zone F, G, H, J et I comme suit :

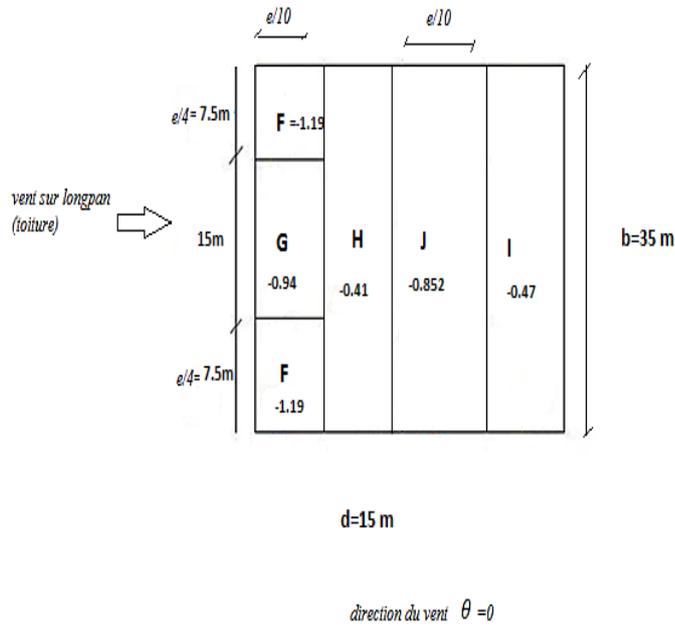


Figure II.3.24: Répartition des zones de vent sur la toiture

Zone	F	G	H	J	I					
Surface (m <sup>2</sup> )	2.30	5.76	2.30	23.48	5.2	30	2.30	35	5.2	35
Cpe 10	-1.19	-0.94	-0.41	-0.47	-0.852					

Tableau II.3.29 : les valeurs des surfaces des zones de vent de la toiture sens v1

➤ **Vent perpendiculaire au pignon V2:**

- **pour les parois verticales:**

Pour cette direction du vent on a : b=15 m, d= 35 m, h=10.025 m

$$e = \min [b, 2h] = \min (15 ; 2 * 10.025) = \min (15 \text{ m} ; 20.05 \text{ m}) \rightarrow e=15 \text{ m.}$$

Et on a : d=35 m > e=15 m.

Donc on utilise la légende suivant:..... [5.2. du chapitre V (RNV2013 p80)].

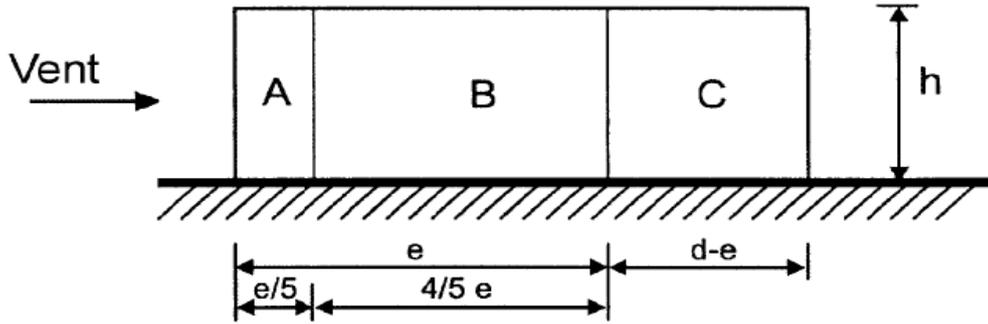


Figure II.3.25: répartition des surfaces sur pignon

Zone	A	B	C	D	E
Surface (m <sup>2</sup> )	30.075	120.3	200.5	150.375	150.375
Cpe 10	-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau II.3.30: les valeurs des surfaces des zones de vent des parois verticales sens V2

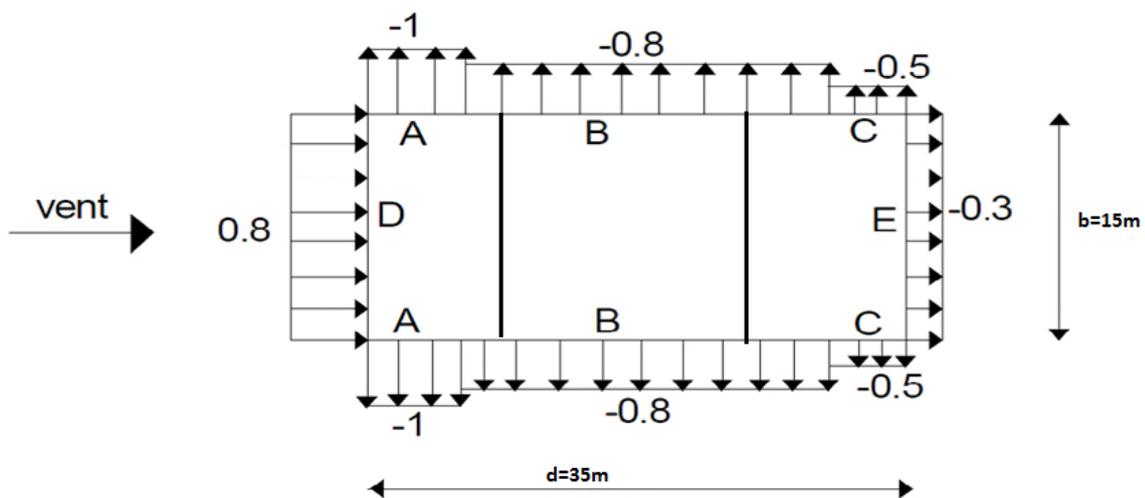


Figure II.3.26: Cpe, 10 correspondant à chaque zone de parois verticales sens V2

- Pour les Toiture :

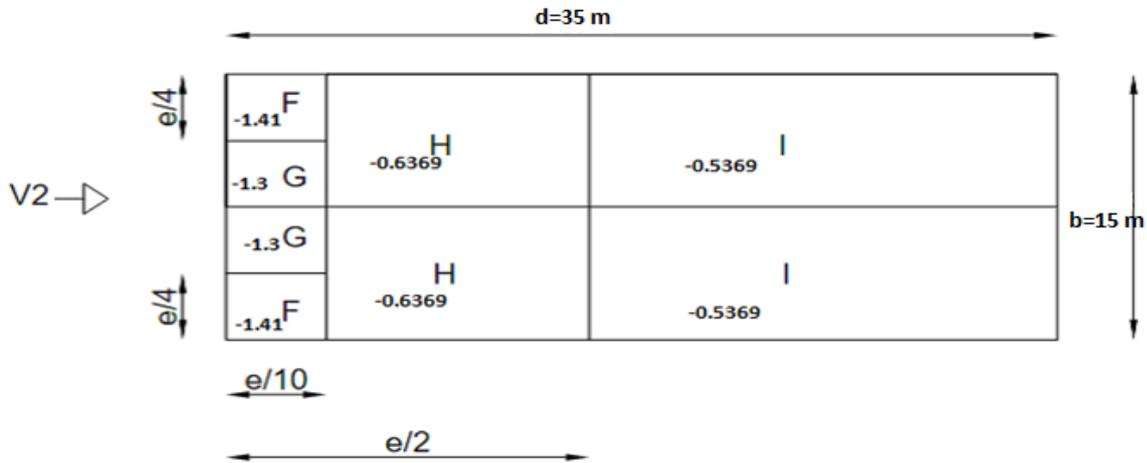


Figure II.3.27 : Légende pour la toiture

On a : $\theta=90^\circ$ ;  $\alpha=11.31^\circ$  ;  $b=15\text{m}$  ;  $d=35\text{m}$ ;  $H=11.52\text{m}$

$E=M_{\min}(b ; 2h) = M_{\min}(15; 2 \times 11.52) = 15\text{m}$

Dans ce cas On a cinq zone F, G, H, et I comme suit :

Zone	F		G		H	I	
	3.75	1.5	3.75	1.5	6	7.5	27.5
Surface (m <sup>2</sup> )	5.625		5.625		45	206.25	
Cpe 10	-1.41		-1.3		-0.63	-0.536	

Tableau II.3.31 : Les valeurs des surfaces des zones de vent de la toiture dans le sens V2

- Détermination de coefficient de pression intérieure Cpi:
- ❖ Du coté de long pan : (V1 perpendiculaire à long pan) :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures ou } Cpe \leq 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

- Notre hangar possède :
- porte de dimension (3.01\* 2) m<sup>2</sup> dans pignon
  - porte de dimension (3\* 2) m<sup>2</sup> dans pignon
  - 2 fenêtres de dimension (2.02\*4) m<sup>2</sup> dans pignon
  - fenêtre de dimension (2.03\*4) m<sup>2</sup> dans pignon
  - fenêtre de dimension (3.01\*2) m<sup>2</sup> dans pignon
  - fenêtre de dimension (3\*2) m<sup>2</sup> dans pignon
  - 2 fenêtres de dimension (1\*0.5) m<sup>2</sup> dans long pan-gauche
  - 6fenêtres de dimension (5.65\*4) m<sup>2</sup> dans long pan
  - 4fenêtres de dimension (5.6\*4) m<sup>2</sup> dans long pan

On a : h = 11.52 m ; d =35 m.

1/l'aire des ouvertures dans faces (long pan) :

$$S1 = 225.2 \text{ m}^2$$

2/l'aire des ouvertures dans les autres faces (pignon) :

$$S2 =48.32 \text{ m}^2$$

$$S= (S1 +S2) =273.52 \text{ m}^2$$

$$\rightarrow (S1*2) \leq S$$

$$\mu_p = \frac{56.54}{124.66}=0.82$$

$$\text{On a : } 0.25 < h/d = 11.52 /35 =0.329 < 1$$

Donc une interpolation linéaire peut être utilisée.

<b>h/d</b>	<b>0.25</b>	<b>0.329</b>	<b>1</b>
<b>Cpi</b>	-0.116	Cpi (0.329)	-0.216

**Tableau II.3.32 :** les valeurs de cpi en fonction de h/d

$$\color{red}{+} \text{ Cpi}(0.329) = \text{Cpi}(0.25) + \left[ \frac{11.31-5}{15-5} (\text{Cpi}(1) - \text{Cpi}(0.25)) \right]$$

$$\text{Cpi}(0.52) = -0.1265$$

• **Détermination de la pression aérodynamique W (ze) :**

La pression aérodynamique W(Zj) agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de formule Suivant:

$$W(Zj)= qp(Ze) [Cpe- Cpi]. \text{ [Formule2.6-RNV/2013]}$$

✓ **Paroi vertical ((Lang pan V1):**

Zone	Cd	qpN/m <sup>2</sup>	Cpe	Cpi	W (ze) N/m <sup>2</sup>
A	1	722.1	-1.0	-0.1265	-630.75
B			-0.8		-486.33
C			-0.5		-269.70
D			+0.8		669.025
E			-0.3		-125.28

**Tableau II.3.33:** Valeurs des pressions sur les parois dans le sens v1 avec

$$Cpi = -0.1265$$

✓ **Toiture (Lang pan V1):**

Zone	Cd	qpN/m <sup>2</sup>	Cpe	Cpi	W (ze) N/m <sup>2</sup>
F	1	761.25	-1.19	-0.1265	-809.58
G			-0.94		-619.27
H			-0.41		-215.81
J			-0.47		-261.48
I			-0.852		-552.28

**Tableau II.3.34 :** Valeurs des pressions sur la toiture dans le sens V1 avec

$$cpi = -0.1265$$

• **Détermination de la force de frottement :**

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

+ Calcul des surfaces parallèles au vent :

- Les surfaces des deux Lang pan :

$$= (10.025*35) * 2 = 350.875 \text{ m}^2$$

- La toiture qui est faiblement inclinée par rapport de la direction du vent :

$$= \left( \frac{1.495}{\sin 11.31} \right) * 2 * 35 = (7.62 * 2 * 35) = 533.4 \text{ m}^2$$

- Total des surfaces parallèle au vent = 323.175+533.4 = 856.575 m<sup>2</sup>

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

- Les surfaces des deux pignons :

$$= [(10.025*15) + (1.495*7.5)] *2 = 323.175 \text{ m}^2$$

❖ Vérification de la condition [article 2.6.3 RNVA2013] :

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

$$856.575 \text{ m}^2 \leq 4*323.175 =1292.7 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{C'est vérifier.}$$

⇒Donc on doit négliger l'effet de frottement cas de vent perpendiculaire au long pan.

❖ Du coté de pignon : (V2) :

On a : h = 11.052m ; d =15 m.

$$\mu_p = \frac{48.32}{273.52} = 0.17$$

On a : 0.25 < h/d = 11.52 /15 =0.768 < 1

Donc une interpolation linéaire peut être utilisée.

<b>h/d</b>	<b>0.25</b>	<b>0.768</b>	<b>1</b>
<b>Cpi</b>	-0.116	Cpi (0.768)	-0.216

**Tableau II.3.35 :** les valeurs de cpi en fonction de h/d

$$\color{red}{\oplus} \text{ Cpi}(0.768) = \text{Cpi}(0.25) + \left[ \frac{11.31-5}{15-5} (\text{Cpi}(1) - \text{Cpi}(0.25)) \right]$$

$$\text{Cpi}(0.768) = 0.185$$

- **Détermination de la pression aérodynamique W (ze) :**

$$W(Z_j) = q_p(Z_e) [C_{pe} - C_{pi}] \text{ [Formule 2.6-RNV/2013]}$$

- ✓ **Paroi vertical (pignon V2):**

Zone	Cd	qpN/m <sup>2</sup>	Cpe	Cpi	W (ze) N/m <sup>2</sup>
A	1	722.1	-1.0	-0.185	-588.51
B			-0.8		-444.09
C			-0.5		-227.46
D			+0.8		711.26
E			-0.3		-83.04

**Tableau II.3.36 :** Valeurs des pressions sur les parois dans le sens V2 avec

$$C_{pi} = -0.185$$

- ✓ **Toiture (pignon V2) :**

Zone	Cd	qpN/m <sup>2</sup>	Cpe	Cpi	W (ze) N/m <sup>2</sup>
F	1	761.25	-1.41	-0.185	-932.53
G			-1.3		-848.79
H			-0.6369		-344.02
I			-0.5369		-267.88

**Tableau II.3.37 :** Valeurs des pressions sur la toiture dans le sens V2 avec

$$c_{pi} = -0.185$$

- **Détermination de la force de frottement :**

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

- + Calcul des surfaces parallèles au vent :

- Les surfaces de Lang pan :

$$= (10.025 * 35) = 350.875 \text{ m}^2$$

- La toiture qui est faiblement inclinée par rapport de la direction du vent :

$$= \left( \frac{1.495}{\sin 11.31} \right) * 2 * 35 = 553.4 \text{ m}^2$$

- Total des surfaces parallèle au vent = 350.875 + 553.4 = 884.275 m<sup>2</sup>

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

▪ Les surfaces des deux pignons :

$$= [(10.025*15) + (1.45*7.5)] *2 = 323.175 \text{ m}^2$$

❖ Vérification de la condition [**article 2.6.3 RNVA2013**] :

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

$$884.275 \text{ m}^2 \leq 4 * 323.175 = 1292.7 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{C'est vérifier.}$$

⇒ Donc on doit négliger l'effet de frottement cas de vent perpendiculaire au long pan.

**CHAPITRE III:**

**DIMENSIONNEMENT DES**

**ÉLÉMENTS SECONDAIRE**

### III-1-Introduction :

Les éléments secondaires sont aussi importants que les éléments principaux et doivent être prise en considération au début de la conception global de la structure

Le terme secondaire ne qualifie pas l'importance de l'élément, mais c'est l'ordre d'apparition dans le processus de la conception et même dans la réalisation.

### III-2-CARACTERISTIQUES DE LA TOLE DE COUVERTURE:

La couverture est en tôle nervurée type TL75 d'épaisseur 10/10ème, de longueur 6 m et de largeur 0.726 m, Elle sera disposée de manière à utiliser son module de résistance maximale, (I/V) max.

#### ❖ **Partie A :**

##### ***I. Etude des pannes :***

Les pannes sont des éléments réalisées soit en profilé formé à chaud en (I), ou bien en (U), soit en profilé formée à froid en (Z) ou ( $\Sigma$ ) qui ont pour rôle de prendre le poids de la Couverture ainsi que les surcharges climatique, elles sont disposées Parallèlement à la ligne du Faitage dans le plan de versant, et elles sont calculées en flexion déviée pour pouvoir.

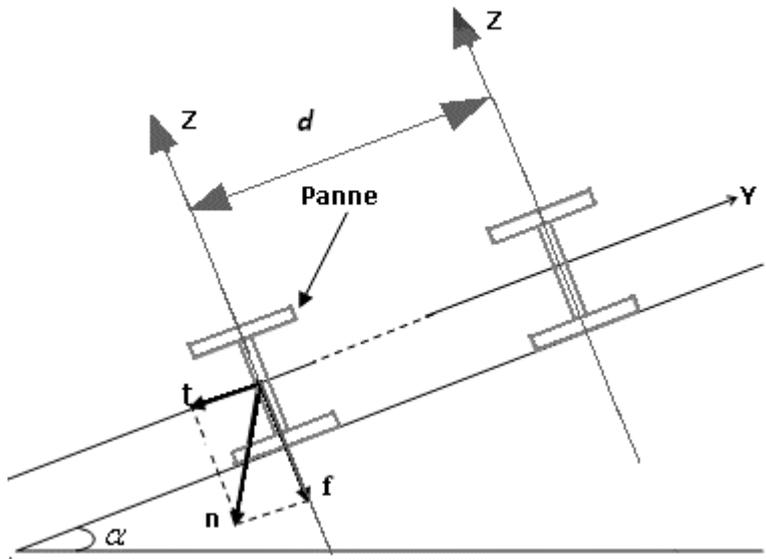
Résister au poids propre de la couverture, leurs poids propres, surcharge d'exploitation ainsi les Surcharges climatique.

On utilisera des profilés en (I) laminés à chaud Principe de calcule :

→ Les charges permanentes et le charge de la neige sont appliquées dans le sens de gravitation.

→ Le vent agit perpendiculairement à la face des éléments (axe de grande inertie).

On prend la combinaison la plus défavorable.



**Figure-III-1** : Disposition des pannes sur la toiture.

**II. Evaluation des charges et surcharges :**

**a) Les charges permanentes (G) :**

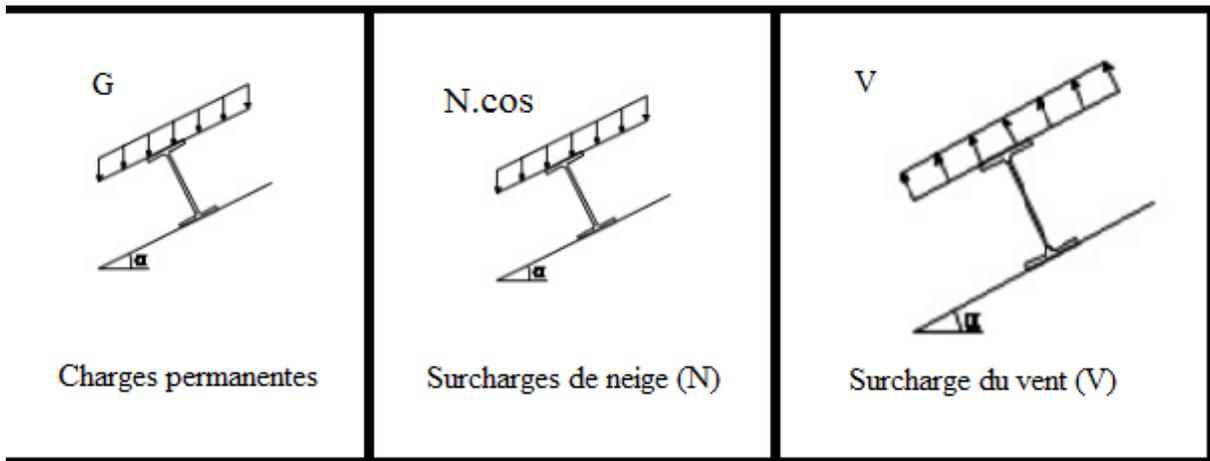
- ✓ Poids propre de la couverture (TL75)..... 17.90 Kg/m<sup>2</sup>.
- ✓ Poids propre d'accessoire d'attache ..... 47.1 Kg/m<sup>2</sup>.
- ✓ Poids propre de la panne estimé (IPE120)..... 10.4Kg/m.

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

e : espacement entre les pannes (e= 1,43m)

$$G = ( 17.90 + 47.1 ) * 1,43 + 10.4 = 103.35 \text{ Kg/m}$$

$$G = 1.0335 \text{ KN/m.}$$

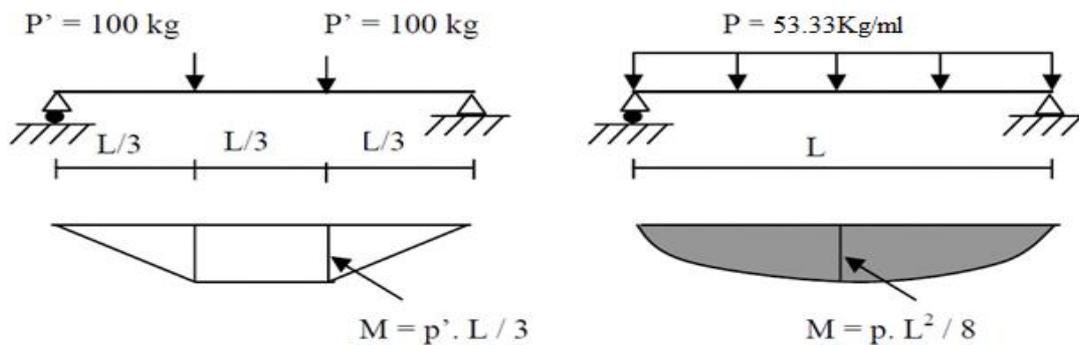


**Figure III.2 : Différentes charges sur la panne**

**b) Charge d'exploitation(Q) :**

Charge concentrée de 100 Kg, chacune situées à 1/3 et 2/3 de la portée. La charge uniformément répartie **q** est obtenue en égalisant les deux moments maximums dues à **Q'**.

$$M_{\max} = \frac{Q' \times L}{3} = \frac{q \times L^2}{8} \Rightarrow q = \frac{8 \times Q'}{3 \times L} = 0.5333 \text{ KN/ml}$$



**Figure III.3 : Schéma statique de la poutre équivalente.**

**c) Surcharges climatiques :**

- Surcharge du vent (W) :  $W = -0.856 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge de le neige (S) :  $S = 0.52 \text{ KN/m}^2$

**1. Charges à prendre en considération :**

- $G = 1.0335 \text{ KN/ml}$ .
- $W = (-0.856 * 1.43) = -1.224 \text{ KN/ml}$ .

- $S = (0.52 \times 1.43) = 0.7436 \text{ KN/ml}$ .
- $Q = 0.5333 \text{ KN/ml}$ .

### 2. Combinaisons des charges et actions :

Calcul des moments sollicitant à l'ELU :

$$q_1 = 1,35G + 1,5 Q_{ent} = (1,35 \times 1,0335) + (1,5 \times 0,533) = 2,1947 \text{ KN/ml}$$

$$q_2 = 1,35 G + 1,5 S = (1,35 \times 1,0335) + (1,5 \times 0,52 \times 1,43) = 2,5106 \text{ KN/ml}$$

$$q_3 = 1,35 G + 1,5 w = (1,35 \times 1,0335) + (1,5 \times -0,856 \times 1,43) = -0,44089 \text{ KN/ml}$$

$$q_{sd} = \max (q_1 ; q_2 ; q_3) = 2,5106 \text{ KN/ml}$$

### 3. Moment maximum pour une poutre continue sur cinq appuis simples :

Le moment maximum est déterminé suivant les formulaires de la R.D.M par la Méthode des 3 moments. Le diagramme résultant des moments fléchissant est montrée ci-dessous.

$$M_{max} = 0,1 \times q \times l^2$$

$$\sigma = \frac{M_{max}}{W} < f_y \Rightarrow M_{max} < f_y \times W$$

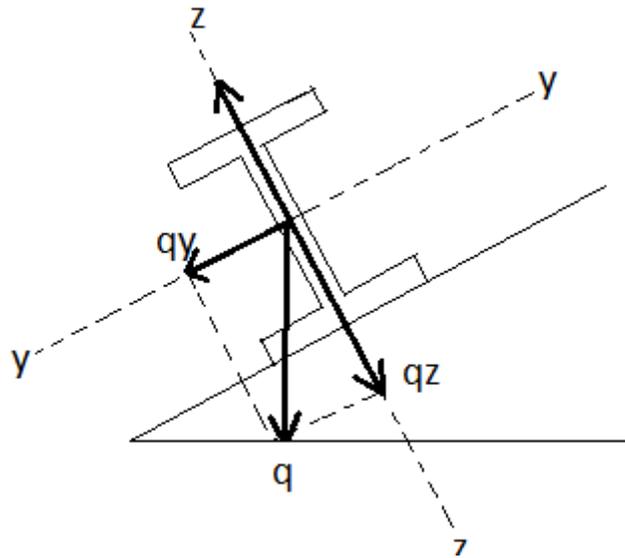
$$W = \text{Module de Résistance} = 5 \times 10^{-6}$$

$$0,1 \times q \times l^2 < f_y \times W$$

$$L < \sqrt{\frac{f_y \times W}{0,1 \times q_{sd}}} \Rightarrow L < \sqrt{\frac{235 \times 10^3 \times 5 \times 10^{-6}}{0,1 \times 2,5106}} \Rightarrow L \leq 2,1 \text{ m}$$

On prend :  $L=1,43 \text{ m}$

**III. Dimensionnement des pannes :**



- $G = 1.0335 \text{ KN/ml.}$
- $W = (-.0856 * 1.43) = -1.224 \text{ KN/ml.}$
- $S = (0.52 * 1.43) = 0.7436 \text{ KN/ml.}$
- $Q = 0.5333 \text{ KN/ml.}$

**IV. Décomposition des charges :**

**✚ Suivant l'axe Z-Z :**

$$G_z = G \cos (11.31^\circ) = 1.0134 \text{ KN/m.}$$

$$Q_z = Q \cos (11.31^\circ) = 0,435 \text{ KN/m.}$$

$$W_z = W = -1.224 \text{ KN/m.}$$

$$S_z = S \cos (11.31^\circ) = 0,729 \text{ KN/m.}$$

**✚ Suivant l'axe Y-Y :**

$$G_y = G \sin (11.31^\circ) = 0,202 \text{ KN/m.}$$

$$Q_y = Q \sin (11.31^\circ) = 0,105 \text{ KN/m.}$$

$$W_y = 0 \text{ KN/m.}$$

$$S_y = S \sin (11.31^\circ) = 0,146 \text{ KN/m.}$$

**V. Les combinaisons d'actions :**

**1) ELU :**

Suivant l'axe z-z :

$$\text{Comb 1} = 1.35G_z + 1.5Q_s = 2.153 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 2} = 1.35G_z + 1.5S_z = 2.461 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 3} = G_z + 1.5W = -0.8226 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 4} = G_z + 1.35W + S_z = 0.09 \text{ KN/ml}$$

Suivant l'axe y-y :

$$\text{Comb 1} = 1.35G_y + 1.5S_y = 0.491 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 2} = 1.35G_y + 1.5Q_y = 0.4302 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 3} = 1.35G_y = 0.2727 \text{ KN/ml}$$

Selon les deux axes y et z, les charges maximales à l'ELU /ml revenant à la panne la plus sollicitée est:

$$\begin{cases} q_{uz} = 1.35 G_z + 1.5 S_z = 2.461 \text{ KN/ml} \\ q_{uy} = 1.35 G_y + 1.5 S_y = 0.491 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

#### 2) ELS :

Suivant l'axe z-z :

$$\text{Comb 1} = G_z + Q_z = 1.5464 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 2} = G_z + S_z = 1.7424 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 3} = G_z + W = -0.2106 \text{ KN/ml}$$

Suivant l'axe y-y :

$$\text{Comb 1} = G_y + Q_y = 0.307 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 2} = G_y + S_y = 0.348 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 3} = G_y + W = 0.202 \text{ KN/ml}$$

Selon les deux axes y et z, les charges maximales à l'ELU /ml revenant à la panne la plus sollicitée est:

$$\begin{cases} q_{sz} = G_z + S_z = 1.7424 \text{ KN/ml} \\ q_{sy} = G_y + S_y = 0.348 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

#### VI. Principe de pré dimensionnement :

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

Elles doivent satisfaire les deux conditions suivantes :

Condition de flèche (l'ELS).

Condition de résistance (l'ELU).

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

**VII. Vérification à l'ELS (flèche) :**

• **Vérification à l'ELS:**

La flèche à l'état limite de service se fait avec les charges et surcharges de service (non Pondérée) :  $F \leq F_{adm}$ .

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

$$f_z = \frac{5 \times Q_z \times l^4}{384 \times E I_y} \leq \frac{L}{200} \Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times Q_z \times 200 \times l^3}{384 \times E} = \frac{5 \times 1.7424 \times 10^{-2} \times 200 \times 500^3}{384 \times 21000}$$

$$I_y \geq 270.089 \text{ cm}^4$$

Ce que nous donne  $I_y \geq 290.089 \text{ cm}^4$  donc **on opte pour un IPE120**

Profilé	h (mm)	b (mm)	d (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r (mm)	A (cm <sup>2</sup> )
<b>IPE 120</b>	120	64	93.4	4.4	6.3	7	13.21
	<i>I<sub>y</sub></i> (cm <sup>4</sup> )	<i>W<sub>ely</sub></i> (cm <sup>3</sup> )	<i>W<sub>ply</sub></i> (cm <sup>3</sup> )	<i>I<sub>z</sub></i> (cm <sup>4</sup> )	<i>W<sub>elz</sub></i> (cm <sup>3</sup> )	<i>W<sub>p lz</sub></i> (cm <sup>3</sup> )	<i>I<sub>t</sub></i> (cm <sup>4</sup> )
	317.8	52.96	60.73	27.67	8.65	13.58	1.74

**Tableau III.1:** Caractéristiques du profilé IPE 120.

**VIII. Dimensionnement des pannes :**

➤ **Condition de la flèche :**

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

$$f_z = \frac{5 \times Q_z \times l^4}{384 \times E I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{200}$$

• **Suivant l'axe Z-Z :**

$$f_z = \frac{5 \times q_z s \times l^4}{384 \times E I_y} \leq \frac{L}{200} = \frac{500}{200} = 2.5 \text{ cm} \Rightarrow f_z = \frac{5 \times 1.7424 \times 10^{-2} \times 500^4}{384 \times 21000 \times 317.8} = 2.1 \text{ cm} \leq 2.5 \text{ cm}$$

$f_z = 2.1 \text{ cm} \leq f_{adm} = 2.5 \text{ cm}$       **Condition vérifiée.**

- **Suivant l'axe Y-Y :**

$$f_y = \frac{5 \times q_{ys} \times l^4}{384 \times E I_y} \leq \frac{L}{200} = \frac{500}{200} = 2.5 \text{ cm} \Rightarrow f_y = \frac{5 \times 0.3486 \times 10^{-2} \times 500^4}{384 \times 21000 \times 27.7} = 4.87 \text{ cm} \leq 2.5 \text{ cm}$$

⇒ **La flèche résultante :**

$$f_{adm} = \sqrt{f_z^2 + f_y^2} = \sqrt{2.1^2 + 4.87^2} = 5.3 \text{ cm} > \frac{l}{200} = 2.5 \text{ cm}$$

⇒ *Donc la panne IPE 120 n'est pas vérifiée à la condition de la flèche suivant /yy*

*On utilise les liernes à mi-travée de la panne pour réduire la flèche :*

$$\Rightarrow f_y = \frac{5 \times 0.3486 \times 10^{-2} \times \left(\frac{500}{2}\right)^4}{384 \times 21000 \times 27.7} = 0.30 \text{ cm} \leq \frac{\frac{500}{2}}{200} = 1.25 \text{ cm}$$

La flèche elle est vérifiée suivant l'axe yy :

- **Classification de la section :**

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

*Semelle comprimée :*  $\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{6.3} = \frac{64/2}{6.3} = 5.07 < 10\varepsilon$       **Semelle de classe 1.**

*Ame fléchée :*  $\frac{d}{t_w} = \frac{93.4}{4.4} = 21.23 < 72\varepsilon$       **Ame de classe 1.**

**Profilé de classe 1.**

• **Condition de la résistance (ELU) :**

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

**a) Vérification à la flexion déviée :**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$\left[ \frac{M_{y.sd}}{M_{pl.y.rd}} \right]^\alpha = \left[ \frac{M_{z.sd}}{M_{pl.z.sd}} \right]^\beta \leq 1$$

Avec :  $\alpha = 2, \dots$  pour les profile en I.  $\beta = 5n \geq 1, n = N/N_{pl} = 0 \Rightarrow \beta = 1$

Et :  $M_{sd} = q.l^2/8$

$$M_{y.sd} = \frac{q_{u.sd} \times l^2}{8} = \frac{2.462 \times 5^2}{8} = 7.693 \text{ KN.m}$$

$$M_{z.sd} = \frac{q_{u.sd} \times l^2}{8} = \frac{0.493 \times 5^2}{8} = 1.5406 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl.y.rd} = W_{PLY} \times F_Y / \gamma_{M_0} = \frac{60.73 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 14.27 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl.z.rd} = W_{PLZ} \times F_Y / \gamma_{M_0} = \frac{13.58 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 3.19 \text{ KN.m}$$

Alors :  $\left[ \frac{7.693}{14.27} \right]^2 + \left[ \frac{1.5406}{3.19} \right]^1 = 0.5 \leq 1$

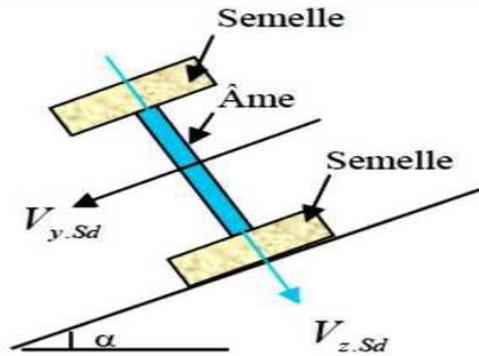
**Donc** la panne IPE 120 est vérifiée à la flexion bi axiale.

**b) Vérification au cisaillement :**

Pour la vérification au cisaillement on utilise la condition suivante :

$$V_{z.sd} \leq V_{pl.rd} \dots\dots\dots[EC .3 p158]$$

$$V_{y.sd} \leq V_{pl.y.rd} \dots\dots\dots[EC .3 p158]$$



**Figure III.4 : Représentation de cisaillement de la panne**

$A_{Vz}$  : est l'aire de cisaillement égale à :  $A_{Vz} = A - 2 \times t_f + (tW + 2r) \times t_f$

$$A_{Vz} = 6.31 \text{ cm}^2$$

$$V_{z.sd} = \frac{Q_z \times L}{2} = \frac{2.462 \times 5}{2} = 6.155 \text{ KN}$$

$$V_{pl.z.sd} = A_V \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_0}} = 6.31 \times \frac{23.5}{\sqrt{3} \times 1} = 85.61 \text{ KN}$$

**D'ou:**

$$V_{z.sd} = 6.155 \text{ KN} \leq V_{pl.rd.z} = 85.61 \text{ KN}$$

Et

$$V_{z.sd} = 6.155 \text{ KN} < 0.5 V_{pl.rd.z} = 42.805 \text{ KN}$$

$A_{Vy}$  : est l'aire de cisaillement égale à :  $A_{Vy} = A - A_{Vz} = 6.89 \text{ cm}^2$

$$V_{y.sd} = \frac{Q_y \times L}{2} = \frac{0.493 \times 2.5}{2} = 0.616 \text{ KN}$$

$$V_{pl.y.sd} = A_V \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_0}} = 6.89 \times \frac{23.5}{\sqrt{3} \times 1} = 93.481 \text{ KN}$$

**D'ou:**

$$V_{sd.y} = 0.616 \text{ KN} < V_{pl,rd.y} = 93.481 \text{ KN}$$

Et

$$V_{sd.y} = 0.616 \text{ KN} < 0.5 V_{pl, rd.y} = 46.740 \text{ KN}$$

Donc la résistance des pannes au cisaillement est vérifiée.  
Et pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort tranchant.

#### C) Vérification au déversement :

##### **Déversement = flambement latéral + rotation de la section transversale**

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges descendantes est susceptible de déverser. Vu qu'elle est fixée à la toiture il n'y a donc pas de risque de déversement contrairement à la semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement et qui est quant à elle susceptible de déverser du moment qu'elle est libre tout au long de sa portée.

On rappelle la combinaison de charge défavorable pour le risque de déversement. Il s'agit de la première combinaison dans laquelle le vent agit seul et risque de faire déverser la panne (Fléchie vers le haut) et en comprimant la semelle inférieure au niveau de la mi-travée (voir la Figure).



**Figure III.5 :** Représentation de phénomène de déversement dans la semelle inférieure.

**La vérification au déversement se fait par l'utilisation de la condition suivante :**

*D'après l'Eurocode 3 :*

$$M_{b.rd} = \frac{\chi_{Lt} \times W_{PL.Y} \times \beta_w \times f_y}{\gamma_{M_1}}$$

Avec :

$\beta_w = 1$  (section de classe I). et :  $\gamma_{M_1} = 1.1$ .

$\chi_{Lt}$  = Est le facteur de réduction pour le déversement.

$F_y = 235 \text{ N/mm}^2$ .

$$\chi_{Lt} = \frac{1}{\phi_{Lt} + (\phi_{Lt}^2 - \bar{\lambda}_{Lt}^2)^{0.5}}$$

$\lambda_{LT \text{ barre}}$  : C'est l'élançement de divergence  $\lambda_{Lt} = \sqrt{\left(\frac{\lambda_{Lt}}{\lambda_1}\right)}$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9\varepsilon \quad ; \quad \varepsilon = \sqrt{235/f_y} = 1 \Rightarrow \lambda_1 = 1$$

Pour une poutre constante et et doublement symétrique on peut utiliser la formule

Approximative ci-après qui place en sécurité.

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \frac{l/i_z}{\sqrt{c_1 \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{l/i_z}{h/t_f}\right)^2\right]^{0.5}}} \quad \text{[Annexe F EC03 partie 1-1]}$$

Tel que  $L = 300 \text{ mm}$  ;  $i_z = 1.45 \text{ mm}$  ;  $h = 120 \text{ mm} = 12 \text{ cm}$  ;  $I_y = 317.8 \text{ cm}^4$ ,  
 $I_z = 27.67 \text{ cm}^4$  ;  $C_1 = 1.132$  ;  $t_f = 6.3 \text{ mm} = 0.63 \text{ cm}$  ;  $W_{PL.Y} = 60.73 \text{ cm}^3$ .

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \frac{250/1.45}{\sqrt{1.132 \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{250/1.45}{12/0.63}\right)^2\right]^{0.5}}} = 107.85$$

Donc :  $\bar{\lambda}_{Lt} = \frac{\lambda_{Lt}}{93.9\varepsilon} = \frac{107.85}{93.9\varepsilon}$ , telle que  $\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = 1$  alors

$$\bar{\lambda}_{Lt} = 1.148 > 0.4$$

→ Il y a risque de déversement

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

$\alpha_{Lt} = 0.21$  Pour les profilés laminés.

$$\phi_{Lt} = 0.5 \times (1 + 0.21 \times (1.148 - 0.2) + 1.148^2) = 1.258$$

$$\Rightarrow \chi_{Lt} = \frac{1}{1.258 + (1.258^2 - 1.148^2)^{0.5}} = 0.519$$

$$M_{y.sd} = 7.693 \text{ KN.m} > M_{b.rd} = \frac{0.564 \times 60.73 \times 1 \times 23.5 \times 10^{-2}}{1} = 8.049 \text{ KN.m}$$

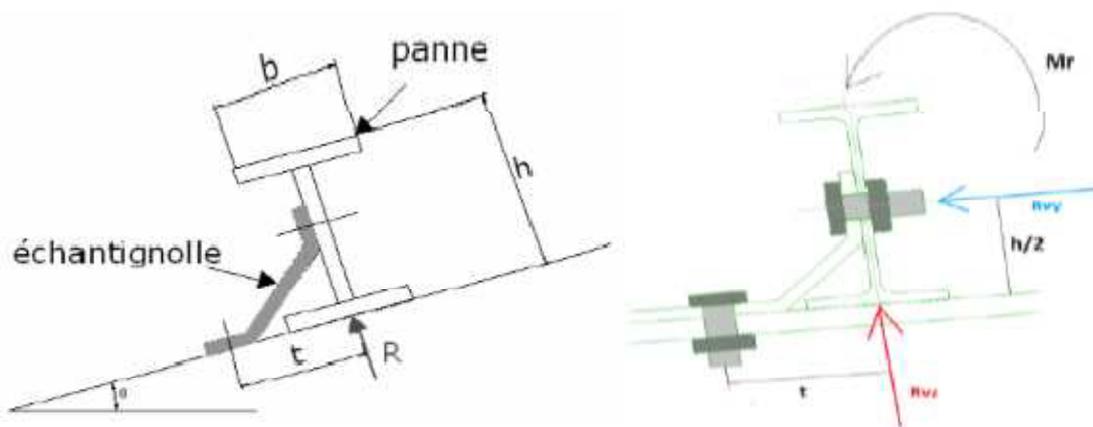
**⇒ Condition vérifiée.**

### IX. Calcul de l'échantignole :

L'échantignolle est un dispositif de fixation permettant d'attacher les pannes aux fermes.

Le principal effort de résistance de l'échantignolle est le moment de renversement dû au Chargement (surtout sous l'action de soulèvement du vent). L'excentrement « t » est limité par la condition suivante :

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



**Figure III.6 : Coupe transversale de l'échantignole**

Pour un IPE 120 :  $b = 64 \text{ mm} = 6.4 \text{ cm}$  et  $h = 120 \text{ mm} = 12 \text{ cm}$

$$6.4 \text{ cm} \leq t \leq 9.6 \text{ cm} \quad , \quad \text{on adopte } t = 8 \text{ cm} = 0.08 \text{ m}$$

Charge revenant à la panne /ml et en tenant compte de la continuité :

$$q_{uz} = 2.461 \text{ KN/m}$$

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).

$$\mathbf{R} = \mathbf{q} \times \mathbf{L}$$

$$R = q \times L = 2.462 \times 5 = 12.31 \text{ KN}$$

$$R = 12.31 \text{ KN}$$

➤ **La condition à vérifier:**

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.

$$M_R \leq M_{\text{pliage}} \Rightarrow M_R \leq W_{el.y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M_0}} ; \text{ Avec : } M_R = R \times t$$

Pour notre cas on a IPE 120 :

$$M_R = R \times t = 12.31 \times 0.08 = \mathbf{0.9848 \text{ KN.m}}$$

➤  $M_{\text{pliage}}$  : est le moment résistant au pliage de l'échantignolle.

Dans la construction métallique, généralement les échantignolles sont des éléments formés

à froid. La classe de la section est au moins de classe 3.

$$M_{\text{pliage}} = W_{el.y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M_0}} \rightarrow W_{el.y} \geq \frac{\gamma_{M_1} \times M_R}{f_y} = \frac{1 \times 0.9848}{23.5}$$

$$W_{el.y} \geq 0.0419 \text{ m}^3 \times 100 \Rightarrow W_{el.y} \geq 4.19 \text{ m}^3$$

Pour une section rectangulaire :

$$W_{el.y} = \frac{a \times e^2}{6} = (30 \times e^2) / 6$$

$$W_{el.y} = e \geq \sqrt{\frac{4.19}{6}} \rightarrow e \geq 0.84 \text{ cm}$$

On adopte une échantignolle d'épaisseur **e=8 mm**

### X. Calcule des liernes :

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction. Elles sont généralement formées de barres rondes. Leur rôle principal est d'éviter la déformation latérale des pannes.

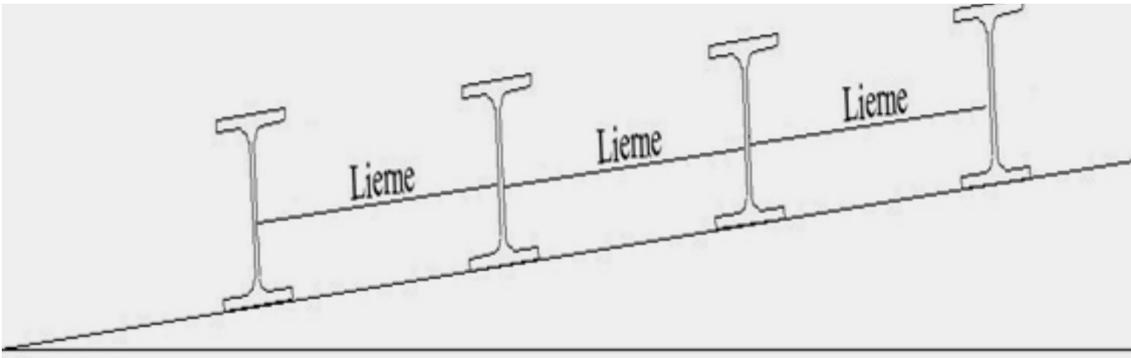


Figure III.7: Coupe transversale des liernes.

⇒ **Calcul de l'effort de traction dans la lierne la plus sollicitée.**

$$Q_{uy} = 2.1 \times q_{uy} = 2.1 \times (0.493) = 1.0353 \text{ KN/ml}$$

$$l = L/2 = 2.5 \text{ m}$$

$$R = 1.0353 \times 2.5 = 2.588 \text{ KN}$$

⇒ **Efforts de traction dans le tronçon de lierne L1 provenant de la panne sablière :**

$$N_1 = R/2 = 1.294 \text{ KN}$$

$$\text{Effort dans le tronçon } L_2 = N_2 = N_1 + R = 3.882 \text{ KN}$$

$$\text{Effort dans le tronçon } L_3 = N_3 = N_2 + R = 6.47 \text{ KN}$$

$$\text{Effort dans le tronçon } L_4 = N_4 = N_3 + R = 9.058 \text{ KN}$$

$$\text{Effort dans le tronçon } L_5 := N_5 = N_4 + R = 11.646 \text{ KN}$$

$$\text{Effort dans le tronçon } L_6 = N_6 = N_5 + R = 14.234 \text{ KN}$$

$$\text{Effort dans le tronçon } L_7 = N_7 = N_6 + R = 16.822 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow 2 T \cos \alpha = N_7$$

$$\text{Avec } \alpha = \arctan \frac{2.5}{2.1} \rightarrow \alpha = 49.96^\circ$$

$$T = N7 / 2 \cos 49.96^\circ$$

$$T = 13.07 \text{ KN}$$

**XI. Dimensionnement des liernes :**

Le tronçon le plus sollicité si celui qui a l'effort max  $N_{tsd}=13.07 \text{ KN}$ . La condition de résistance plastique de la section brute impose que :

$$N_{tsd} \leq N_{pl} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{M_0}}$$

D'où:

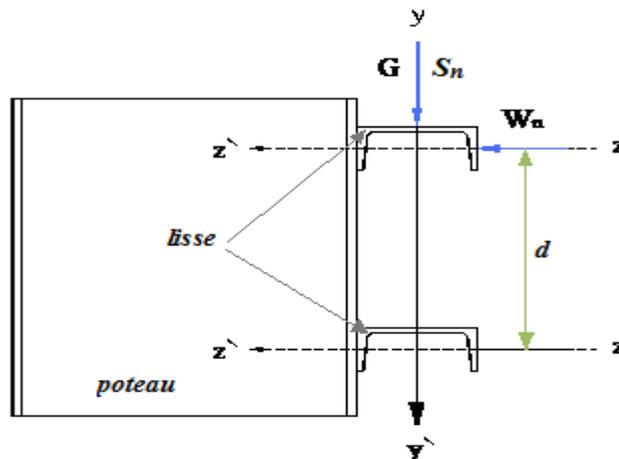
$$A \geq \frac{1 \times 13.07}{23.5} = 0.556 \text{ cm}^2$$

$$A \geq \frac{\pi \times \theta^2}{4} = 0.556 \text{ cm}^2 \Rightarrow \theta \geq \sqrt{\frac{4 \times 0.556}{3.14}} \Rightarrow \theta \geq 0.84 \text{ cm}$$

**Donc : on opte sur une tige d'un rond plein de  $\phi 14$ .**

**I. Calcul des lisses de bardage**

Les lisses de bardages sont constituées de poutrelles (IPE, UAP, UPE) ou de profils minces pliés. Etant disposées horizontalement, elles sont portées soit par les poteaux de portiques, Soit par les potelets intermédiaires. L'entre axe des lisse est déterminé par la portée admissible des bacs de bardage L'entre axe des lisses est déterminé par la portée admissible des bacs de bardage.



**Figure III.8 : Disposition de la lisse sur le poteau.**

### ⇒ Données de calcul

- Chaque lisse repose sur 2 appuis.
- Le porté entre axe des lisses  $e=1.5\text{m}$  (espace entre 2 lisse).
- On dispose de 4 lignes de lisses sur chaque paroi.

### II. Détermination des charges et surcharges :

#### a) les charges permanentes :

- Poids propre de bardage (LL 35)..... 13.38 Kg /m<sup>2</sup>
- Poids propre d'accessoires d'attaches (L60\*6) .....5.42 Kg/m<sup>2</sup>
- Poids propre de la lisse estimé (UPN120).....13.4 Kg/m

$$G = [(P \text{ bardage} + P \text{ accessoire}) \times e] + P_{\text{lisse}}$$

$e$  : espacement entre les lisse  $e= 1.79 \text{ m}$

$$G_p = (13.38 + 5.42) \times 1.79 + 13.4 = 47.052 \text{ Kg /ml}$$

$$G = 0.471 \text{ KN/ml}$$

#### b) La surcharges climatique du au vent :

On calcul les lisse de bardages avec la valeur obtenue :

$$W = 559.062 \text{ N/m}^2 = 0.559 \text{ KN/ m}^2 \text{ [Voir chapitre II]}$$

$$D'où : W = 0.559 \times e = 0.559 \times 1.79 = 1.00061 \text{ KN/ml}$$

#### 1) Charges appliquées à l'ELU :

$$Q_{uz} = 1.7169 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{uy} = 0.3436 \text{ KN/ml}$$

#### 2) Charges appliquées à l'ELS :

$$Q_{sz} = 1.1908 \text{ K N/ml}$$

$$Q_{sy} = 0.238 \text{ KN/ml}$$

### III. 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):

$$f_z = \frac{5 \times Q_z \times l^4}{384 \times E I_y} \leq \frac{L}{200} \Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times Q_z \times 200 \times l^3}{384 \times E} = \frac{5 \times 1.1908 \times 10^{-2} \times 200 \times 600^3}{384 \times 21000}$$

$$I_y \geq 318.96 \text{ cm}^4$$

⇒ Donc on adopte un **UPN120**

Avec  $I_y = 364 \text{ cm}^4$  et  $P = 13.4 \text{ kg/m}$  et  $I_z = 43.2 \text{ cm}^4$ .

#### IV. Vérification de la condition de flèche :

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

$$f_z = \frac{5 \times q_z \times l^4}{384 \times E I_y} \leq \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm} \Rightarrow f_z = \frac{5 \times 1.1908 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 364} = 2.6 \text{ cm} \leq 3 \text{ cm}$$

**$f_z = 2.6 \text{ cm} \leq f_{adm} = 3 \text{ cm}$  Condition vérifiée.**

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

$$f_y = \frac{5 \times q_y \times l^4}{384 \times E I_y} \leq \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm} \Rightarrow f_z = \frac{5 \times 0.238 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 43.2} = 4.4 \text{ cm} \leq 3 \text{ cm}$$

**(Non vérifiée).**

Donc on adopte des suspentes, les résultats de la nouvelle vérification sont donnés comme suit :

$$\Rightarrow f_y = \frac{5 \times 0.238 \times 10^{-2} \times (300)^4}{384 \times 21000 \times 43.2} = 0.276 \text{ cm} \leq \frac{500}{2} = 1.5 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée.}$$

#### V. Condition de la résistance (ELU):

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

Pour cette vérification on utilise la condition suivante : ..... [EC.3 p163]

##### a) Vérification à la flexion bi-axiale:

$$\left[ \frac{M_{y.sd}}{M_{pl.y.rd}} \right]^\alpha = \left[ \frac{M_{z.sd}}{M_{pl.z.sd}} \right]^\beta \leq 1$$

Avec :  $\alpha=2, \beta=1$  pour les sections de classe 1

$$M_{y.sd} = \frac{q_{u.y} \times l^2}{8} = \frac{1.7169 \times 6^2}{8} = 7.726 \text{ KN.m}$$

$$M_{z.sd} = \frac{q_{u.z} \times l^2}{8} = \frac{0.3436 \times 6^2}{8} = 1.546 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl.y.rd} = W_{PL.Y} \times F_Y / \gamma_{M_0} = \frac{72.6 \times 23.5 \times 10^{-2}}{1} = 17.06 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl.z.rd} = W_{PL.Z} \times F_Y / \gamma_{M_0} = \frac{21.2 \times 23.5 \times 10^{-2}}{1} = 4.98 \text{ KN.m}$$

Alors :  $\left[\frac{7.726}{17.06}\right]^2 + \left[\frac{1.546}{4.98}\right]^1 = 0.51 \leq 1 \rightarrow$  **Donc la résistance du moment est vérifiée.**

#### b) Vérification au cisaillement :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante : ..... [EC.3 p158]

$$V_{z.sd} \leq V_{pl.rd}$$

$$V_{z.sd} = \frac{Q_z \times L}{2} = \frac{1.7169 \times 6}{2} = 5.1507 \text{ KN}$$

$$V_{pl.z.sd} = A_V \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_0}} = 8.8 \times \frac{23.5}{\sqrt{3} \times 1} = 119.396 \text{ KN}$$

**D'où:**

$$V_{sd.z} = 5.1507 \text{ KN} < V_{pl.rd} = 119.396 \text{ KN}$$

$\rightarrow$  Donc la résistance des lisses au cisaillement est vérifiée.

#### c) Vérification au déversement :

- Calcul de l'élanement réduit

$$\lambda_{Lt} = \frac{43.2/1.59}{\sqrt{1.132} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{43.2/1.59}{12/0.9}\right)^2\right]^{0.5}} = 24.36$$

Donc :  $\overline{\lambda}_{Lt} = \frac{\lambda_{Lt}}{93.9\varepsilon} = \frac{24.36}{93.9\varepsilon}$ , telle que  $\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = 1$  alors

$$\overline{\lambda}_{Lt} = 0.25 > 0.4$$

Il y a risque de déversement

$$\phi_{Lt} = 0.5 \times (1 + 0.21 \times (0.25 - 0.2) + 0.25^2) = 0.5365$$

$$\Rightarrow \chi_{Lt} = \frac{1}{1.258 + (0.5365^2 - 0.25^2)^{0.5}} = 0.988 \leq 1$$

$$\begin{aligned} M_{y.sd} = 7.726 \text{ KN.m} > M_{b.rd} &= \frac{0.988 \times 72.6 \times 1 \times 23.5 \times 10^{-2}}{1} \\ &= 16.85 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

**⇒ Condition vérifiée.**

#### **VI. Calcul des potelets :**

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

Sous l'action du vent, le potelet travaille à la flexion composée. En effet, la flexion est provoquée par les efforts dus au vent transmis par les bardages et lisses. Cette flexion peut aussi bien se produire soit vers l'intérieur de la construction sous l'effet des surpressions, soit vers l'extérieur de la construction sous l'effet des dépressions. Quant à la compression, celle-ci est due à son poids propre, au poids du bardage et à celui des lisses qui lui sont attachées.

Par conséquent le potelet risque de :

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

**VII. Calcul des charges et surcharges revenant au potelet le plus chargé :**

**A/ Charges permanentes G :**

Poids du bardage(LL35).....13.38 Kg/m<sup>2</sup>

Poids propre de la lisse (UPN120).....13.4.1Kg/ml

Poids propre d'accessoire d'attaches.....5.67Kg/m<sup>2</sup>

L'entraxe des potelets est de e = 4.5 m

G= poids propre du potelet + poids propre des lisses + poids propre du bardage

H= hauteur du potelet H= 6.9 m

**B/ Surcharge climatiqueW :**

La charge du vent la plus défavorable sur le pignon est :

$$W = 559.06 \text{ N/m}^2 = 0.559 \text{ KN/ m}^2$$

**VIII. Le pré dimensionnement du potelet :**

Le pré dimensionnement se fait par la condition de flèche :

$$q_{ws} = W \times e = 0.559 \times 4.5 = 2.52 \text{ KN/m}$$

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

$$f_z = \frac{5 \times q_{ws} \times h^4}{384 \times E I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{200}$$

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times q_{ws} \times 200 \times h^3}{384 \times E} = \frac{5 \times 2.52 \times 10^{-2} \times 200 \times 690^3}{384 \times 21000} = 1026.59 \text{ cm}^4$$

$$\rightarrow \text{AN : } I_y \geq 1026.59 \text{ cm}^4$$

Ce qui correspond à un profilé :

IPE 270 dont  $I_y=5790 \text{ cm}^4$  et le poids/ml = 36.1kg/ml

$I_y$ (cm <sup>4</sup> )	$W_{ely}$ (cm <sup>3</sup> )	$W_{ply}$ (cm <sup>3</sup> )	$I_z$ (cm <sup>4</sup> )	$W_{elz}$ (cm <sup>3</sup> )	$W_{plz}$ (cm <sup>3</sup> )
<b>5790</b>	428.9	484	420	62.2	96.95

**Tableau III.2 : Caractéristiques géométriques de l'IPE 270**

**IX. Vérification de la section à la résistance :**

❖ **Incidence de l'effort tranchant :**

Si :  $V_{z.sd} < 0.5V_{pl.rd.z}$

$Q_{z.sd} = 1,5 W = 1,5 \times 2.52 = 3.78 \text{ KN/m}$

$V_{z.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times L}{2} = \frac{3.78 \times 6.9}{2} = 13.04 \text{ KN}$

$A_{vz} = 22.14 \text{ cm}^2$  [tab de profilé en I]

$V_{pl.z.sd} = A_v \frac{\left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M_0}} = 22.14 \times \frac{2350/\sqrt{3}}{1.1} = 27308.14 \text{ daN} = 273.08 \text{ KN}$

$\frac{V_{sd.z}}{V_{pl.z.rd}} = \frac{13.04}{273.08} = 0.047 < 0.50$

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

❖ **Incidence de l'effort normal :**

$N_{sd} \leq \min (0, 25 N_{pl.Rd} ; 0.5 A_w . f_y / \gamma_{M_0} )$

$N_{sd} = 1, 35G$

Avec :

**Poids lisse:**  $(13,4 \times 4,5 \times 6,9) = 361.8 \text{ daN}$

**Poids bardage :**  $(13.38 + 5.67) \times 6.9 \times 4.5 = 591.51 \text{ daN}$

**Poids potelet :**  $(36.1 \times 6.9) = 249.09 \text{ daN}$

$G = 361.8 + 591.51 + 249.09 = 1202.4 \text{ daN} = 12.02 \text{ KN}$

Donc :

$N_{sd} = 1, 35G = 1, 35 \times 12.02 = 16.23 \text{ KN}$

$$N_{pl.rd} = A \times f_y / \gamma_{M0} = \frac{46 \times 2350}{1.1} = 98272.73 \text{ daN} = 982.73 \text{ KN}$$

$$0,25 N_{pl.Rd} = 0,25 \times 982.73 = 245.68 \text{ KN}$$

$$A_w = A - 2b t_f = 46 - (2 \times 13.5) \times 1.02 = 18.46 \text{ cm}^2$$

$$0.5 A_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = \frac{0.5 \times 18.46 \times 2350}{1.1} = 19718.64 \text{ daN} = 197.18 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 16.23 \text{ KN} \leq \min(245.68 \text{ KN} ; 197.18 \text{ KN}) = 197.18 \text{ KN}$$

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

❖ **Classification de la section :**

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

*Semelle comprimée :*  $\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{6.3} = \frac{135/2}{10.2} = 6.62 < 10\varepsilon$       Semelle de classe 1.

*Ame fléchée :*  $\frac{d}{t_w} = \frac{219.6}{6.6} = 33.27 < 72\varepsilon$       Ame de classe 1.

**Profilé de classe 1.**

$$M_{c.rd} = M_{pl.y.rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{484 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 10340 \text{ daN.m} = 103.4 \text{ KN.m}$$

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times l^2}{2} = \frac{3.78 \times (4.5)^2}{8} = 9.57 \text{ KN.m}$$

$$M_{y.sd} = 9.57 \text{ KN.m} < M_{pl.y.rd} = 103.4 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{ok}$$

❖ **Résistance au flambement :**

$$N_{b.rd} = \frac{\chi_{Lt} \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Donc : les courbes de flambement considérées par chaque axe sont :

Axe (y-y) : courbe a =  $\alpha = 0,21$       [tableau 5.5.3 .Eurocode 3].

Axe (z-z) : courbe b =  $\alpha = 0,34$

**Plan (y-y):  $i_y = 11.23$**

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{0.5(450)}{11.23} = 20.04$$

**Plan (z-z) :  $i_z = 3.02$**

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{0.5(450)}{3.02} = 74.50$$

➤ **Calcul de l'élanement critique :**

**Acier S235**

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

Donc :  $\lambda_{cr} = 93.9\varepsilon = 93.9 \times 1 = 93.9$

➤ **Calcul de l'élanement réduite :**

$$\begin{cases} \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_w} = \frac{20.04}{93.9} \times \sqrt{1} = 0.21 > 0.2 \\ \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_w} = \frac{74.50}{93.9} \times \sqrt{1} = 0.79 > 0.2 \end{cases}$$

Il y a risque de

déversement

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \max(\bar{\lambda}_y ; \bar{\lambda}_z) = 0.79$$

$\chi$ : Est déterminé en fonction de  $\bar{\lambda}_{Lt}$  et la courbe de flambement b :

$$\chi_{Lt} = \frac{1}{\phi_{Lt} + (\phi_{Lt}^2 - \bar{\lambda}_{Lt}^2)^{0.5}}$$

$$\phi_{Lt} = 0.5 \times (1 + 0.21 \times (0.79 - 0.2) + 0.79^2) = 0.874$$

$$\Rightarrow \chi_{Lt} = \frac{1}{0.874 + (0.874^2 - 0.79^2)^{0.5}} = 0.80 \leq 1$$

❖ **Résistance au flambement :**

D'où :

$$N_{b,rd} = \frac{0.80 \times 1 \times 4600 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 786.18 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 16.23 \text{ KN} \leq N_{brd} = 786.18 \text{ KN}$$

**⇒ Condition vérifiée.**

**❖ Partie B :**

**i. Etude des pannes :**

**ii. Evaluation des charges et surcharges :**

**A. Les charges permanentes (G) :**

- ✓ Poids propre de la couverture (TL75).....17.90 Kg/m<sup>2</sup>.
- ✓ Poids propre d'accessoire d'attache.....47.1 Kg/m<sup>2</sup>.
- ✓ Poids propre de la panne estimé (IPE120).....10.4Kg/m.

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

e : espacement entre les pannes (e= 1,43m)

$$G = (17.90 + 47.1) * 1.43 + 10.4 = 103.35 \text{ Kg/m}$$

$$G = \mathbf{1.0335 \text{ KN/m.}}$$

**B. Charge d'exploitation(Q) :**

$$M \text{ max} = \frac{Q' \times L}{3} = \frac{q \times L^2}{8} \Rightarrow q = \frac{8 \times Q'}{3 \times L} = 0.5333 \text{ KN/ml}$$

**C. Surcharges climatiques :**

- Surcharge du vent (W) : W= -1556.42 N /m<sup>2</sup> = - 1.556 KN /m<sup>2</sup>
- Surcharge de le neige (S) : S =0.52 KN/m<sup>2</sup>

✓ **Charges à prendre en considération :**

- G =1.0335 KN/ml.
- W = (-1.556 \*1.43) = -2.225 KN/ml.
- S = (0.52\*1.43) = 0.7436KN/ml.

- $Q = 0.5333 \text{ KN/ml}$

✓ **Combinaisons des charges et actions :**

- Calcul des moments sollicitant à l'ELU :

- $q_1 = 1,35G + 1.5 Q_{ent} = (1.35 \times 1.0335) + (1.5 \times 0.533) = 2.1947 \text{ KN/ml.}$

- $q_2 = 1,35 G + 1.5 S = (1.35 \times 1.0335) + (1.5 \times 0.52 \times 1.43) = 2.5106 \text{ KN/ml.}$

- $q_3 = 1,35 G + 1.5 w = (1.35 \times 1.0335) + (1.5 \times -1.556 \times 1.43) = -1.942 \text{ KN/ml.}$

$$q_{sd} = \max (q_1 ; q_2 ; q_3) = 2.5106 \text{ KN/ml.}$$

✓ **Moment maximum pour une poutre continue sur cinq appuis simples :**

- $M_{max} = 0.1 \times q \times l^2$

$$\sigma = \frac{M_{max}}{W} < f_y \Rightarrow M_{max} < f_y \times W$$

$W = \text{Module de Résistance} = 5 \times 10^{-6}$

$$0.1 \times q \times l^2 < f_y \times W$$

$$L < \sqrt{\frac{f_y \times W}{0.1 \times q_{sd}}} \Rightarrow L < \sqrt{\frac{235 \times 10^3 \times 5 \times 10^{-6}}{0.1 \times 2.5106}} \Rightarrow L \leq 2.1 \text{ m}$$

On prend :  $L=1,43 \text{ m}$

✓ **Décomposition des charges :**

✚ **Suivant l'axe Z-Z :**

$G_z = G \cos (11.31^\circ) = 1.0134 \text{ KN/m.}$

$Q_z = Q \cos (11.31^\circ) = 0,523 \text{ KN/m.}$

$W_z = W = -2.225 \text{ KN/m.}$

$S_z = S \cos (11.31^\circ) = 0,729 \text{ KN/m.}$

✚ **Suivant l'axe Y-Y :**

$G_y = G \sin (11.31^\circ) = 0,202 \text{ KN/m.}$

$$Q_y = Q \sin (11.31^\circ) = 0,087 \text{ KN/m.}$$

$$W_y = 0 \text{ KN/m.}$$

$$S_y = S \sin (11.31^\circ) = 0,146 \text{ KN/m.}$$

#### ✓ Les combinaisons d'actions :

##### 1) ELU :

Suivant l'axe z-z :

$$\text{Comb 1} = 1.35G_z + 1.5Q_s = 2.020 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 2} = 1.35G_z + 1.5S_z = 2.461 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 3} = G_z + 1.5W = -2.324 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 4} = G_z + 1.35W + S_z = -1.26 \text{ KN/ml}$$

Suivant l'axe y-y :

$$\text{Comb 1} = 1.35G_y + 1.5S_y = 0.491 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 2} = 1.35G_y + 1.5Q_y = 0.4302 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 3} = 1.35G_y = 0.2727 \text{ KN/ml}$$

Selon les deux axes y et z, les charges maximales à l'ELU /ml revenant à la panne la plus sollicitée est:

$$\begin{cases} q_{uz} = 1.35 G_z + 1.5 S_z = 2.461 \text{ KN/ml} \\ q_{uy} = 1.35 G_y + 1.5 S_y = 0.491 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

##### 2) ELS :

Suivant l'axe z-z :

$$\text{Comb 1} = G_z + Q_z = 1.4484 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 2} = G_z + S_z = 1.7424 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 3} = G_z + W = -1.2116 \text{ KN/ml}$$

Suivant l'axe y-y :

$$\text{Comb 1} = G_y + Q_y = 0.289 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 2} = G_y + S_y = 0.348 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 3} = G_y + W = 0.202 \text{ KN/ml}$$

Selon les deux axes y et z, les charges maximales à l'ELU /ml revenant à la panne la plus sollicitée est:

$$\begin{cases} q_{sz} = G_z + S_z = 1.7424 \text{ KN/ml} \\ q_{sy} = G_y + S_y = 0.348 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

**X. Principe de pré dimensionnement :**

❖ **Vérification à l'ELS (flèche) :**

**Vérification à l'ELS:**

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

Pondérée) :  $F \leq F_{adm}$ .

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

$$\begin{aligned} f_z &= \frac{5 \times Q_z \times l^4}{384 \times E I_y} \leq \frac{L}{200} \Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times Q_z \times 200 \times l^3}{384 \times E} \\ &= \frac{5 \times 1.7424 \times 10^{-2} \times 200 \times 500^3}{384 \times 21000} \\ I_y &\geq 270.089 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

Ce que nous donne  $I_y \geq 290.089 \text{ cm}^4$  donc **opte pour un IPE120**

<i>Profilé</i>	<i>h (mm)</i>	<i>b (mm)</i>	<i>d (mm)</i>	<i>tw(mm)</i>	<i>tf(mm)</i>	<i>r (mm)</i>	<i>A (cm<sup>2</sup>)</i>
<b>IPE 120</b>	120	64	93.4	4.4	6.3	7	13.21
	<i>I<sub>y</sub></i>	<i>W<sub>ely</sub></i>	<i>W<sub>ply</sub></i>	<i>I<sub>z</sub></i>	<i>W<sub>elz</sub></i>	<i>W<sub>pz</sub></i>	<i>I<sub>t</sub></i>
	( <i>cm<sup>4</sup></i> )	( <i>cm<sup>3</sup></i> )	( <i>cm<sup>3</sup></i> )	( <i>cm<sup>4</sup></i> )	( <i>cm<sup>3</sup></i> )	( <i>cm<sup>3</sup></i> )	( <i>cm<sup>4</sup></i> )
	317.8	52.96	60.73	27.67	8.65	13.58	1.74

**Tableau III.1:** Caractéristiques du profilé IPE 120.

**XI. Dimensionnement des pannes :**

➤ **Condition de la flèche :**

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

$$f_z = \frac{5 \times Q_z \times l^4}{384 \times E I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{200}$$

**Suivant l'axe Z-Z :**

$$\begin{aligned} f_z &= \frac{5 \times q_{zs} \times l^4}{384 \times E I_y} \leq \frac{L}{200} = \frac{500}{200} = 2.5 \text{ cm} \Rightarrow f_z \\ &= \frac{5 \times 1.7424 \times 10^{-2} \times 500^4}{384 \times 21000 \times 317.8} = 2.1 \text{ cm} \leq 2.5 \text{ cm} \end{aligned}$$

**fz = 2.1 cm ≤ fadm = 2.5 cm                      Condition vérifiée.**

**Suivant l'axe Y-Y :**

$$\begin{aligned} f_y &= \frac{5 \times q_{ys} \times l^4}{384 \times E I_y} \leq \frac{L}{200} = \frac{500}{200} = 2.5 \text{ cm} \Rightarrow f_y \\ &= \frac{5 \times 0.3486 \times 10^{-2} \times 500^4}{384 \times 21000 \times 27.7} = 4.87 \text{ cm} \leq 2.5 \text{ cm} \end{aligned}$$

**La flèche résultante :**

$$f_{adm} = \sqrt{f_{z_{max}}^2 + f_{y_{max}}^2} = \sqrt{2.1^2 + 4.87^2} = 5.3 \text{ cm} > \frac{l}{200} = 2.5 \text{ cm}$$

⇒ **Donc la panne IPE 120 n'est pas vérifiée à la condition de la flèche suivant /yy**

**On utilise les liernes à mi- travée de la panne pour réduire la flèche :**

$$\Rightarrow f_y = \frac{5 \times 0.3486 \times 10^{-2} \times \left(\frac{500}{200}\right)^4}{384 \times 21000 \times 27.7} = 0.30 \text{ cm} \leq \frac{\frac{500}{2}}{200} = 1.25 \text{ cm}$$

La flèche elle est vérifiée suivant l'axe yy

**Classification de la section :**

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

*Semelle comprimée* :  $\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{6.3} = \frac{64/2}{6.3} = 5.07 < 10\epsilon$  Semelle de classe 1.

*Ame fléchée* :  $\frac{d}{t_w} = \frac{93.4}{4.4} = 21.23 < 72\epsilon$  Ame de classe 1.

⇒ **Profilé de classe 1.**

**Condition de la résistance (ELU) :**

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

**b) Vérification à la flexion déviée :**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$\left[ \frac{M_{y.sd}}{M_{pl.y.rd}} \right]^\alpha = \left[ \frac{M_{z.sd}}{M_{pl.z.sd}} \right]^\beta \leq 1$$

Avec :  $\alpha = 2, \dots$  pour les profile en I.  $\beta = 5n \geq 1, n = N/N_{pl} = 0 \Rightarrow \beta = 1$

Et :  $M_{sd} = q.l^2/8$

$$M_{y.sd} = \frac{q_{u.sd} \times l^2}{8} = \frac{2.462 \times 5^2}{8} = 7.693 \text{ KN.m}$$

$$M_{z.sd} = \frac{q_{u.sd} \times l^2}{8} = \frac{0.493 \times 5^2}{8} = 1.5406 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl.y.rd} = W_{PL.Y} \times F_Y / \gamma_{M_0} = \frac{60.73 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 14.27 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl.z.rd} = W_{PL.Z} \times F_Y / \gamma_{M_0} = \frac{13.58 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 3.19 \text{ KN.m}$$

Alors :  $\left[ \frac{7.693}{14.27} \right]^2 + \left[ \frac{1.5406}{3.19} \right]^1 = 0.5 \leq 1$

**Donc** la panne IPE 120 est vérifiée à la flexion bi axiale.

**b) Vérification au cisaillement :**

Pour la vérification au cisaillement on utilise la condition suivante :

$$V_{z.sd} \leq V_{pl.rd} \dots\dots\dots[EC .3 \text{ p158}]$$

$$V_{y.sd} \leq V_{pl.y.rd} \dots\dots\dots[EC .3 \text{ p158}]$$

$A_{Vz}$ : est l'aire de cisaillement égale à :  $A_{Vz} = A - 2 \times t f + (tW + 2r) \times t f$

**$A_{Vz} = 6.31 \text{ cm}^2$**

$$V_{z.sd} = \frac{Q_z \times L}{2} = \frac{2.462 \times 5}{2} = 6.155 \text{ KN}$$

$$V_{pl.z.sd} = A_V \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_0}} = 6.31 \times \frac{23.5}{\sqrt{3} \times 1} = 85.61 \text{ KN}$$

**D'ou:**

$V_{z.sd} = 6.155 \text{ KN} \leq V_{pl.rd.z} = 85.61 \text{ KN}$

Et

$V_{z.sd} = 6.155 \text{ KN} < 0.5 V_{pl.rd.z} = 42.805 \text{ KN}$

$A_{Vy}$ : est l'aire de cisaillement égale à :  $A_{Vy} = A - A_{Vz}$

**$A_{Vy} = 6.89 \text{ cm}^2$**

$$V_{y.sd} = \frac{Q_y \times L}{2} = \frac{0.493 \times 2.5}{2} = 0.616 \text{ KN}$$

$$V_{pl.y.sd} = A_V \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_0}} = 6.89 \times \frac{23.5}{\sqrt{3} \times 1} = 93.481 \text{ KN}$$

**D'ou:**

$V_{sd.y} = 0.616 \text{ KN} < V_{pl.rd.y} = 93.481 \text{ KN}$

Et

$V_{sd.y} = 0.616 \text{ KN} < 0.5 V_{pl, rd.y} = 46.740 \text{ KN}$

Donc la résistance des pannes au cisaillement est vérifiée.

Et pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort tranchant.

**C) Vérification au déversement :**

**La vérification au déversement se fait par l'utilisation de la condition suivante :**

**D'après l'Eurocode 3 :**

$$M_{b.rd} = \frac{\chi_{Lt} \times W_{PL.Y} \times \beta_w \times f_y}{\gamma_{M_1}}$$

Avec :

$\beta_w = 1$  (section de classe I). et :  $\gamma_{M_1} = 1.1$ .

$\chi_{Lt}$  = Est le facteur de réduction pour le déversement.

$f_y = 235 \text{ N/mm}^2$ .

$$\chi_{Lt} = \frac{1}{\phi_{Lt} + (\phi_{Lt}^2 - \bar{\lambda}_{Lt}^2)^{0.5}}$$

$\lambda_{LT \text{ barre}}$  : C'est l'élanement de divergence  $\lambda_{Lt} = \sqrt{\left(\frac{\lambda_{Lt}}{\lambda_1}\right)}$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9\varepsilon \quad ; \quad \varepsilon = \sqrt{235/f_y} = 1 \Rightarrow \lambda_1 = 1$$

Pour une poutre constante et et doublement symétrique on peut utiliser la formule Approximative ci-après qui place en sécurité.

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \frac{l/i_z}{\sqrt{c_1 \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{l/i_z}{h/t_f}\right)^2\right]^{0.5}}} \quad \text{[Annexe F EC03 partie 1-1]}$$

Tel que  $L = 300 \text{ mm}$  ;  $i_z = 1.45 \text{ mm}$  ;  $h = 120 \text{ mm} = 12\text{cm}$  ;  $I_y = 317.8\text{cm}^4$ ,  
 $I_z = 27.67 \text{ cm}^4$  ;  $C_1 = 1.132$  ;  $t_f = 6.3\text{mm} = 0.63 \text{ cm}$  ;  $W_{PL.Y} = 60.73 \text{ cm}^3$ .

$$\lambda_{Lt} = \frac{250/1.45}{\sqrt{1.132 \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{250/1.45}{12/0.63}\right)^2\right]^{0.5}}} = 107.85$$

Donc :  $\bar{\lambda}_{Lt} = \frac{\lambda_{Lt}}{93.9\varepsilon} = \frac{107.85}{93.9\varepsilon}$ , telle que  $\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = 1$  alors

$$\bar{\lambda}_{Lt} = 1.148 > 0.4$$

→ Il y a risque de déversement

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

$\alpha_{Lt} = 0.21$  Pour les profilés laminés.

$$\phi_{Lt} = 0.5 \times (1 + 0.21 \times (1.148 - 0.2) + 1.148^2) = 1.258$$

$$\Rightarrow \chi_{Lt} = \frac{1}{1.258 + (1.258^2 - 1.148^2)^{0.5}} = 0.519$$

$$M_{y.sd} = 7.693 \text{ KN.m} > M_{b.rd} = \frac{0.564 \times 60.73 \times 1 \times 23.5 \times 10^{-2}}{1} \\ = 8.049 \text{ KN.m}$$

**⇒ Condition vérifiée.**

## **XII. Calcul de l'échantignole :**

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

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

Pour un IPE 120 :  $b = 64 \text{ mm} = 6.4 \text{ cm}$  et  $h = 120 \text{ mm} = 12 \text{ cm}$

$$6.4 \text{ cm} \leq t \leq 9.6 \text{ cm, on adopte } t = 8 \text{ cm} = 0.08 \text{ m}$$

Charge revenant à la panne /ml et en tenant compte de la continuité :

$$q_{uz} = 2.461 \text{ KN/m}$$

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).

$$\mathbf{R = q_{uz} \times L}$$

$$R = q_{uz} \times L = 2.462 \times 5 = 12.31 \text{ KN}$$

$$R = 12.31 \text{ KN}$$

### **➤ La condition à vérifier:**

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.

$$M_R \leq M_{pliage} \Rightarrow M_R \leq W_{el.y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M_0}} ; \text{ Avec : } M_R = R \times t$$

Pour notre cas on a IPE 120 :

$$M_R = R \times t = 12.31 \times 0.08 = \mathbf{0.9848 \text{ KN.m}}$$

➤  $M_{\text{pliage}}$  : est le moment résistant au pliage de l'échantignolle.

Dans la construction métallique, généralement les échantignolles sont des éléments formés à froid. La classe de la section est au moins de classe 3.

$$M_{\text{pliage}} = W_{\text{el.y}} \times \frac{f_y}{\gamma_{M_0}} \rightarrow W_{\text{el.y}} \geq \frac{\gamma_{M_1} \times M_R}{f_y} = \frac{1 \times 0.9848}{23.5}$$

$$W_{\text{el.y}} \geq 0.0419 \text{ m}^3 \times 100 \Rightarrow W_{\text{el.y}} \geq 4.19 \text{ m}^3$$

Pour une section rectangulaire :

$$W_{\text{el.y}} = \frac{a \times e^2}{6} = (30 \times e^2) / 6$$

$$W_{\text{el.y}} = e \geq \sqrt{\frac{4.19}{6}} \rightarrow e \geq 0.84 \text{ cm}$$

On adopte une échantignolle d'épaisseur  $e=8 \text{ mm}$

#### XIII. Calcule des liernes :

- **Calcul de l'effort de traction dans la lierne la plus sollicitée.**

$$Q_{uy} = 2.1 \times q_{uy} = 2.1 \times (0.493) = 1.0353 \text{ KN/ml}$$

$$l = L/2 = 2.5 \text{ m}$$

$$R = 1.0353 \times 2.5 = 2.588 \text{ KN}$$

- ✓ **Efforts de traction dans le tronçon de lierne L1 provenant de la panne sablière :**

$$N_1 = R/2 = 1.294 \text{ KN}$$

$$\text{Effort dans le tronçon } L_2 = N_2 = N_1 + R = 3.882 \text{ KN}$$

$$\text{Effort dans le tronçon } L_3 = N_3 = N_2 + R = 6.47 \text{ KN}$$

$$\text{Effort dans le tronçon } L_4 = N_4 = N_3 + R = 9.058 \text{ KN}$$

$$\text{Effort dans le tronçon } L_5 := N_5 = N_4 + R = 11.646 \text{ KN}$$

$$\text{Effort dans le tronçon } L_6 = N_6 = N_5 + R = 14.234 \text{ KN}$$

$$\text{Effort dans le tronçon } L_7 = N_7 = N_6 + R = 16.822 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow 2 T \cos \alpha = N7$$

$$\text{Avec } \alpha = \arctan \frac{2.5}{2.1} \rightarrow \alpha = 49.96^\circ$$

$$T = N7 / 2 \cos 49.96^\circ$$

$$T = 13.07 \text{ KN}$$

✓ **Dimensionnement des liernes :**

Le tronçon le plus sollicité si celui qui a l'effort max  $N_{tsd} = 13.07 \text{ KN}$ . La condition de résistance plastique de la section brute impose que :

$$N_{tsd} \leq N_{pl} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{M_0}}$$

D'où:

$$A \geq \frac{1 \times 13.07}{23.5} = 0.556 \text{ cm}^2$$

$$A \geq \frac{\pi \times \theta^2}{4} = 0.556 \text{ cm}^2 \Rightarrow \theta \geq \sqrt{\frac{4 \times 0.556}{3.14}} \Rightarrow \theta \geq 0.84 \text{ cm}$$

**Donc : on opte sur une tige d'un rond plein de  $\phi 14$ .**

**XIV. Calcul des lisses de bardage :**

**Données de calcul**

- Chaque lisse repose sur 2 appuis.
- Le porté entre axe des lisses  $e = 1.77 \text{ m}$  (espace entre 2 lisse).
- On dispose de 7 lignes de lisses sur chaque paroi.

⇒ **Détermination des charges et surcharges**

**a) les charges permanentes :**

- Poids propre de bardage (LL 35)..... 13.38 Kg /m<sup>2</sup>
- Poids propre d'accessoires d'attaches (L60\*6)..... 5.42 Kg/m<sup>2</sup>
- Poids propre de la lisse estimé (UPN120)..... 13.4 Kg/m

$$G = [(P_{\text{bardage}} + P_{\text{accessoire}}) \times e] + P_{\text{lisse}}$$

$e$  : espacement entre les lisse  $e = 1.77 \text{ m}$

$$G_p = (13.38 + 5.42) \times 1.77 + 13.4 = 46.676 \text{ Kg /ml}$$

$$G = 0.466 \text{ KN/ml}$$

#### b) La surcharges climatique du au vent :

On calcul les lisse de bardages avec la valeur obtenue :

$$W = 1231.07 \text{ N/m}^2 = 1.231 \text{ KN/ m}^2 \text{ [Voir chapitre II]}$$

$$D'où : W = 1.231 \times e = 1.231 \times 1.79 = 2.17887 \text{ KN/ml}$$

#### 1) Charges appliquées à l'ELU :

$$Q_{uz} = 1.7103 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{uy} = 0.342 \text{ KN/ml}$$

#### 2) Charges appliquées à l'ELS :

$$Q_{sz} = 1.1859 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{sy} = 0.237 \text{ KN/ml}$$

⇒ **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):

$$f_z = \frac{5 \times Q_z \times l^4}{384 \times E I_y} \leq \frac{L}{200} \Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times Q_z \times 200 \times l^3}{384 \times E} = \frac{5 \times 1.1859 \times 10^{-2} \times 200 \times 600^3}{384 \times 21000}$$

$$I_y \geq 317.65 \text{ cm}^4$$

⇒ Donc on adopte un **UPN120**

Avec  $I_y = 364 \text{ cm}^4$  et  $P = 13.4 \text{ kg/m}$  et  $I_z = 43.2 \text{ cm}^4$ .

⇒ **Vérification de la condition de flèche :**

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

$$f_z = \frac{5 \times q_{zs} \times l^4}{384 \times E I_y} \leq \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm} \Rightarrow f_z = \frac{5 \times 1.1859 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 364} = 2.6 \text{ cm} \leq 3 \text{ cm}$$

$f_z = 2.6 \text{ cm} \leq f_{adm} = 3 \text{ cm}$       **Condition vérifiée.**

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

$$f_y = \frac{5 \times q_{ys} \times l^4}{384 \times E I_Y} \leq \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm} \Rightarrow f_z = \frac{5 \times 0.237 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 43.2} = 4.4 \text{ cm}$$

$\leq 3 \text{ cm}$

**(Non vérifiée).**

Donc on adopte des suspentes, les résultats de la nouvelle vérification sont donnés comme suit :

$$\Rightarrow f_y = \frac{5 \times 0.237 \times 10^{-2} \times (300)^4}{384 \times 21000 \times 43.2} = 0.275 \text{ cm} \leq \frac{500}{200} = 1.5 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**Condition de la résistance (ELU):**

Dans la condition de résistance à l'ELU il faut faire les vérifications suivantes Pour cette vérification on utilise la condition suivante : [EC.3 p163]

**a) Vérification à la flexion bi-axiale:**

$$\left[ \frac{M_{y.sd}}{M_{pl.y.rd}} \right]^\alpha = \left[ \frac{M_{z.sd}}{M_{pl.z.sd}} \right]^\beta \leq 1$$

Avec :  $\alpha=2, \beta=1$  pour les sections de classe 1

$$M_{y.sd} = \frac{q_{u.y} \times l^2}{8} = \frac{1.7103 \times 6^2}{8} = 7.696 \text{ KN.m}$$

$$M_{z.sd} = \frac{q_{u.z} \times l^2}{8} = \frac{0.342 \times 6^2}{8} = 1.539 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl.y.rd} = W_{PL.Y} \times F_Y / \gamma_{M_0} = \frac{72.6 \times 23.5 \times 10^{-2}}{1} = 17.06 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl.z.rd} = W_{PL.Z} \times F_Y / \gamma_{M_0} = \frac{21.2 \times 23.5 \times 10^{-2}}{1} = 4.98 \text{ KN.m}$$

Alors :  $\left[\frac{7.696}{17.06}\right]^2 + \left[\frac{1.539}{4.98}\right]^1 = 0.51 \leq 1 \rightarrow$  **Donc la résistance du moment est vérifié.**

**b) Vérification au cisaillement :**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante : ..... [EC.3 p158]

$$V_{z.sd} \leq V_{pl.rd}$$

$$V_{z.sd} = \frac{Q_z \times L}{2} = \frac{1.7103 \times 6}{2} = 5.1 \text{ KN}$$

$$V_{pl.z.sd} = A_V \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_0}} = 8.8 \times \frac{23.5}{\sqrt{3} \times 1} = 119.396 \text{ KN}$$

**D'où:**

$$V_{sd.z} = 5.1 \text{ KN} < V_{pl.rd} = 119.396 \text{ KN}$$

$\rightarrow$  Donc la résistance des lisses au cisaillement est vérifiée.

**c) Vérification au déversement :**

- Calcul de l'élancement réduit

$$\lambda_{Lt} = \frac{43.2/1.59}{\sqrt{1.132} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{43.2/1.59}{12/0.9}\right)^2\right]^{0.5}} = 24.36$$

Donc :  $\overline{\lambda}_{Lt} = \frac{\lambda_{Lt}}{93.9\varepsilon} = \frac{24.36}{93.9\varepsilon}$ , telle que  $\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = 1$  alors

$$\overline{\lambda}_{Lt} = 0.25 > 0.4$$

$\rightarrow$  Il y a risque de déversement

$$\phi_{Lt} = 0.5 \times (1 + 0.21 \times (0.25 - 0.2) + 0.25^2) = 0.5365$$

$$\Rightarrow \chi_{Lt} = \frac{1}{1.258 + (0.5365^2 - 0.25^2)^{0.5}} = 0.988 \leq 1$$

$$M_{y.sd} = 7.726 \text{ KN.m} > M_{brd} = \frac{0.988 \times 72.6 \times 1 \times 23.5 \times 10^{-2}}{1} = 16.85 \text{ KN.m}$$

⇒ **Condition vérifiée.**

⇒ **Calcul des suspentes :**

**Calcul de l'effort de traction dans la lierne la plus sollicitée.**

$$Q_{uy} = 1.77 \times q_{uy} = 2.1 \times (0.342) = 0.605 \text{ KN/ml}$$

$$l = L/2 = 3 \text{ m}$$

$$R = 0.605 \times 3 = 1.815 \text{ KN}$$

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

$$L1 = T1 = R/2 = 0.9075 \text{ KN}$$

$$\text{Effort dans le tronçon } L2 = T2 = T1 + R = 2.72 \text{ KN}$$

$$\text{Effort dans le tronçon } L3 = T3 = T2 + R = 4.535 \text{ KN}$$

$$\text{Effort dans le tronçon } L4 = T4 = T3 + R = 6.35 \text{ KN}$$

$$\text{Effort dans le tronçon } L5 := T5 = T4 + R = 8.165 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow L6 := T6 = 2 T \sin \alpha = T5$$

$$\text{Avec } \alpha = \arctan \frac{1.77}{3} \rightarrow \alpha = 30.54^\circ$$

$$T6 = T5 / 2 \sin 30.54^\circ$$

$$T = 8.034 \text{ KN}$$

**Calcul de la section des suspentes :** condition de vérification à la résistance :  
résistance plastique de la section brute

$$T5 = 8.165 \text{ KN} \quad \text{le plus sollicité}$$

$$N_{tsd} \leq N_{pl} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{M_0}}$$

D'où:

$$A \geq \frac{1 \times 8.165}{23.5} = 0.347 \text{ cm}^2$$

$$A \geq \frac{\pi \times \theta^2}{4} = 0.347 \text{ cm}^2 \Rightarrow \varphi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0.347}{3.14}} \Rightarrow \varphi \geq 0.664 \text{ cm}$$

**Donc : on opte sur une tige d'un rond plein de  $\phi 14$ .**

**XV. Calcul des potelets :**

**Calcul des charges et surcharges revenant au potelet le plus chargé**

**A/ Charges permanentes G :**

Poids du bardage(LL35).....13.38 Kg/m<sup>2</sup>

Poids propre de la lisse (UPN120).....13.4.1Kg/ml

Poids propre d'accessoire d'attaches.....5.67Kg/m<sup>2</sup>

L'entraxe des potelets est de  $e = 4.5 \text{ m}$

$G =$  poids propre du potelet + poids propre des lisses + poids propre du bardage

$H =$  hauteur du potelet  $H = 14.1 \text{ m}$

**B/ Surcharge climatique W :**

La charge du vent la plus défavorable sur le pignon est :

$$W = -1556.42 \text{ N/m}^2 = -1.556 \text{ KN/ m}^2$$

**Le pré dimensionnement du potelet :**

Le pré dimensionnement se fait par la condition de flèche :

$$q_{ws} = W \times e = 1.556 \times 4.5 = 7.002 \text{ KN/m}$$

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

$$f_z = \frac{5 \times q_{ws} \times h^4}{384 \times E I_Y} \leq f_{adm} = \frac{L}{200}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{2016}{200} = 10.08$$

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times q_{ws} \times 200 \times h^3}{384 \times E} = \frac{5 \times 7.002 \times 10^{-2} \times 200 \times 1410^3}{384 \times 21000} = 24340.46.59 \text{ cm}^4$$

AN :  $I_y \geq 24340.46 \text{ cm}^4$

Ce qui correspond à un profilé :

IPE 450 dont  $I_y=33740 \text{ cm}^4$  et le poids/ml = 77.6 kg/ml

$I_y(\text{cm}^4)$	$W_{ely}$ ( $\text{cm}^3$ )	$W_{ply}$ ( $\text{cm}^3$ )	$I_z$ ( $\text{cm}^4$ )	$W_{elz}$ ( $\text{cm}^3$ )	$W_{plz}$ ( $\text{cm}^3$ )
5790	1500	1702	1676	176.4	276.4

**Tableau III.2 : Caractéristiques géométriques de l'IPE 450**

**Vérification de la section à la résistance :**

**Incidence de l'effort tranchant :**

Si :  $V_{z.sd} < 0.5 V_{pl.rd.z}$

$Q_{z.sd}=1,5 W =, 1,5 \times 7.002 = 10.5 \text{ KN/m}$

$$V_{z.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times L}{2} = \frac{10.5 \times 14.1}{2} = 74.025 \text{ KN}$$

$A_{vz} = 50.85 \text{ cm}^2$  [tab de profilé en I]

$$V_{pl.z.sd} = A_v \frac{\left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M_0}} = 50.85 \times \frac{2350/\sqrt{3}}{1.1} = 62719.99 \text{ daN} = 627.199 \text{ KN}$$

$$\frac{V_{sd.z}}{V_{pl.z.rd}} = \frac{74.025}{627.199} = 0.16 < 0.50$$

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

**Incidence de l'effort normal :**

$N_{sd} \leq \min (0, 25 N_{pl.Rd} ; 0.5 A_w \cdot f_y / \gamma_{M_0} )$

$N_{sd}=1, 35G$

Avec :

**Poids lisse:  $(13,4 \times 4,5 \times 6,9) = 361,8 \text{ daN}$**

**Poids bardage :  $(13,38+5,67) \times 14,1 \times 4,5 = 1208,7 \text{ daN}$**

**Poids potelet :  $(77,6 \times 14,1) = 1094,16 \text{ daN}$**

**$G = 361,8 + 1208,7 + 1094,16 = 2664,66 \text{ daN} = 26,65 \text{ KN}$**

Donc :

**$N_{sd} = 1,35G = 1,35 \times 26,65 = 35,97 \text{ KN}$**

$$N_{pl,rd} = A \times f_y / \gamma_{M0} = \frac{98,9 \times 2350}{1,1} = 211072,7 \text{ daN} = 2110,7 \text{ KN}$$

**$0,25 N_{pl,Rd} = 0,25 \times 2110,7 = 527,675 \text{ KN}$**

**$A_w = A - 2btf = 98,9 - (2 \times 190) \times 14,6 = -5449,2 \text{ cm}^2$**

$$0,5 A_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = \frac{0,5 \times 5449,2 \times 2350}{1,1} = 5820736,36 \text{ daN}$$

$$= 58207,36 \text{ KN}$$

**$N_{sd} = 35,97 \text{ KN} \leq \min (= 527,675 \text{ KN} ; 58207,36 \text{ KN}) = 527,675 \text{ KN}$**

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

**Classification de la section :**

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

*Semelle comprimée* :  $\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{190/2}{14,6} = 6,51 < 10\varepsilon$       Semelle de classe 1.

*Ame fléchée* :  $\frac{d}{t_w} = \frac{378,8}{9,4} = 40,29 < 72\varepsilon$  Ame de classe 1.

***Profilé de classe 1.***

$$M_{c,rd} = M_{pl,y,rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1702 \times 2350 \times 10^{-2}}{1,1}$$

$$= 3636,09 \text{ daN.m} = 36,36 \text{ KN.m}$$

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times l^2}{2} = \frac{10.5 \times (4.5)^2}{8} = 26.57 \text{ KN.m}$$

$$M_{y.sd} = 26.57 \text{ KN.m} < M_{pl.y.rd} = 36.36 \text{ KN.m} \dots\dots\dots\text{ok}$$

**Résistance au flambement :**

$$N_{b.rd} = \frac{X_{Lt} \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M_1}}$$

Donc : les courbes de flambement considérées par chaque axe sont :

Axe (y-y) : courbe a =  $\alpha_y = 0,21$  [tableau 5.5.3 .Eurocode 3].

Axe (z-z) : courbe b =  $\alpha_z = 0,34$

**Plan (y-y) :  $i_y = 18.48$**

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{0.5(450)}{18.48} = 12.17$$

**Plan (z-z) :  $i_z = 4.12$**

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{0.5(450)}{4.12} = 54.6$$

➤ **Calcul de l'élanement critique :**

*Acier S235*

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

Donc :  $\lambda_{cr} = 93.9\varepsilon = 93.9 \times 1 = 93.9$

➤ **Calcul de l'élanement réduite :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_w} = \frac{12.17}{93.9} \times \sqrt{1} = 0.12 > 0.2 \\ \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_w} = \frac{54.6}{93.9} \times \sqrt{1} = 0.58 > 0.2 \end{array} \right. \quad \text{Il y a risque de déversement}$$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \max(\bar{\lambda}_y ; \bar{\lambda}_z) = 0.58$$

$\chi$ : Est déterminé en fonction de  $\bar{\lambda}_{Lt}$  et la courbe de flambement b :

$$\chi_{Lt} = \frac{1}{\Phi_{Lt} + (\Phi_{Lt}^2 - \bar{\lambda}_{Lt}^2)^{0.5}}$$

$$\phi_{Lt} = 0.5 \times (1 + 0.21 \times (0.58 - 0.2) + 0.58^2) = 0.708$$

$$\Rightarrow \chi_{Lt} = \frac{1}{0.708 + (0.708^2 - 0.58^2)^{0.5}} = 0.87 \leq 1$$

**Résistance au flambement :**

D'où :

$$N_{b,rd} = \frac{0.87 \times 1 \times 102 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 316.34 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 35.97 \text{ KN} \leq N_{b,rd} = 316.34 \text{ KN}$$

$\Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

**❖ Partie C :**

**i. Etude des pannes :**

**Evaluation des charges et surcharges :**

**d) Les charges permanentes (G) :**

- ✓ Poids propre de la couverture (TL75).....17.90 Kg/m<sup>2</sup>.
- ✓ Poids propre d'accessoire d'attache.....47.1 Kg/m<sup>2</sup>.
- ✓ Poids propre de la panne estimé (IPE120) .....10.4Kg/m.

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

e : espacement entre les pannes (e= 1,18m)

$$G = (17.90 + 47.1) * 1,18 + 10.4 = 87.1 \text{ Kg/m}$$

$$G = \mathbf{0.871 \text{ KN/m.}}$$

**e) Charge d'exploitation(Q) :**

$$M_{\max} = \frac{Q \times L}{3} = \frac{q \times L^2}{8} \Rightarrow q = \frac{8 \times Q}{3 \times L} = 0.5333 \text{ KN/ml}$$

*f) Surcharges climatiques :*

- Surcharge du vent (W) :  $W = -932.53 \text{ N/m}^2 = -0.933 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge de la neige (S) :  $S = 0.52 \text{ KN/m}^2$

✓ *Charges à prendre en considération :*

- $G = 0.871 \text{ KN/ml}$ .
- $W = -0.933 \times 1.18 = -1.1009 \text{ KN/ml}$ .
- $S = (0.52 \times 1.18) = 0.6136 \text{ KN/ml}$ .
- $Q = 0.5333 \text{ KN/ml}$ .

✓ **Combinaisons des charges et actions :**

Calcul des moments sollicitant à l'ELU :

- $q_1 = 1,35G + 1,5 Q_{ent} = (1,35 \times 0,871) + (1,5 \times 0,533) = 1,97535 \text{ KN/ml}$ .
- $q_2 = 1,35 G + 1,5 S = (1,35 \times 0,871) + (1,5 \times 0,52 \times 1,18) = 2,09625 \text{ KN/ml}$ .
- $q_3 = 1,35 G + 1,5 w = (1,35 \times 0,871) + (1,5 \times -0,933 \times 1,18) = -0,47556 \text{ KN/ml}$ .

$$q_{sd} = \max (q_1 ; q_2 ; q_3) = 2,09625 \text{ KN/ml}$$

✓ **Moment maximum pour une poutre continue sur cinq appuis simples :**

- $M_{max} = 0,1 \times q \times l^2$

$$\sigma = \frac{M_{max}}{W} < f_y \Rightarrow M_{max} < f_y \times W$$

$W = \text{Module de Résistance} = 5 \times 10^{-6}$

$$0,1 \times q \times l^2 < f_y \times W$$

$$L < \sqrt{\frac{f_y \times W}{0,1 \times q_{sd}}} \Rightarrow L < \sqrt{\frac{235 \times 10^3 \times 5 \times 10^{-6}}{0,1 \times 2,09625}} \Rightarrow L \leq 2,36 \text{ m}$$

On prend :  $L = 1,18 \text{ m}$

⇒ **Décomposition des charges :**

✚ **Suivant l'axe Z-Z :**

$G_z = G \cos (11,31^\circ) = 0,8540 \text{ KN/m}$ .

$Q_z = Q \cos (11,31^\circ) = 0,523 \text{ KN/m}$ .

$$W_z = W = -1.1009 \text{ KN/m.}$$

$$S_z = S \cos (11.31^\circ) = 0,6016 \text{ KN/m.}$$

**➤ Suivant l'axe Y-Y :**

$$G_y = G \sin (11.31^\circ) = 0,1708 \text{ KN/m.}$$

$$Q_y = Q \sin (11.31^\circ) = 0,1045 \text{ KN/m.}$$

$$W_y = 0 \text{ KN/m.}$$

$$S_y = S \sin (11.31^\circ) = 0,1203 \text{ KN/m.}$$

⇒ **Les combinaisons d'actions :**

**1) ELU :**

Suivant l'axe z-z :

$$\text{Comb 1} = 1.35G_z + 1.5Q_s = 1.9368 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 2} = 1.35G_z + 1.5S_z = 2.0553 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 3} = G_z + 1.5W = -0.7935 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 4} = G_z + 1.35W + S_z = -0.0306 \text{ KN/ml}$$

Suivant l'axe y-y :

$$\text{Comb 1} = 1.35G_y + 1.5S_y = 0.4110 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 2} = 1.35G_y + 1.5Q_y = 0.3873 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 3} = 1.35G_y = 0.2306 \text{ KN/ml}$$

Selon les deux axes y et z, les charges maximales à l'ELU /ml revenant à la panne la plus sollicitée est:

$$\begin{cases} q_{uz} = 1.35 G_z + 1.5 S_z = 2.0553 \text{ KN/ml} \\ q_{uy} = 1.35 G_y + 1.5 S_y = 0.4110 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

**2) ELS :**

Suivant l'axe z-z :

$$\text{Comb 1} = G_z + Q_z = 1.3766 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 2} = G_z + S_z = 1.4556 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 3} = G_z + W = -0.2469 \text{ KN/ml}$$

Suivant l'axe y-y :

$$\text{Comb 1} = G_y + Q_y = 0.2753 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 2} = G_y + S_y = 0.2911 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Comb 3} = G_y + W = 0.1708 \text{ KN/ml}$$

Selon les deux axes y et z, les charges maximales à l'ELU /ml revenant à la panne la plus sollicitée est:

$$\begin{cases} q_{sz} = G_z + S_z = 1.4556 \text{ KN/ml} \\ q_{sy} = G_y + S_y = 0.2911 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

**ii. Principe de pré dimensionnement :**

⇒ **Vérification à l'ELS (flèche) :**

**Vérification à l'ELS:**

La flèche à l'état limite de service se fait avec les charges et surcharges de service (non Pondérée) :  $F \leq F_{adm}$ .

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

$$f_z = \frac{5 \times Q_z \times l^4}{384 \times E I_y} \leq \frac{L}{200} \Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times Q_z \times 200 \times l^3}{384 \times E}$$

$$= \frac{5 \times 1.4556 \times 10^{-2} \times 200 \times 500^3}{384 \times 21000}$$

$$I_y \geq 225.63 \text{ cm}^4$$

Ce que nous donne  $I_y \geq 225.63 \text{ cm}^4$  donc **opte pour un IPE120**

Profilé	h (mm)	b (mm)	d (mm)	tw(mm)	tf(mm)	r (mm)	A (cm <sup>2</sup> )
<b>IPE 120</b>	120	64	93.4	4.4	6.3	7	13.21
	<i>I<sub>y</sub></i>	<i>W<sub>ely</sub></i>	<i>W<sub>ply</sub></i>	<i>I<sub>z</sub></i>	<i>W<sub>elz</sub></i>	<i>W<sub>p lz</sub></i>	<i>I<sub>t</sub></i>
	(cm <sup>4</sup> )	(cm <sup>3</sup> )	(cm <sup>3</sup> )	(cm <sup>4</sup> )	(cm <sup>3</sup> )	(cm <sup>3</sup> )	(cm <sup>4</sup> )
	317.8	52.96	60.73	27.67	8.65	13.58	1.74

**Tableau III.1:** Caractéristiques du profilé IPE 120.

**iii. Dimensionnement des pannes :**

➤ **Condition de la flèche :**

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

$$f_z = \frac{5 \times Q_z \times l^4}{384 \times E I_Y} \leq f_{adm} = \frac{L}{200}$$

**Suivant l'axe Z-Z :**

$$\begin{aligned} f_z &= \frac{5 \times q_{zs} \times l^4}{384 \times E I_Y} \leq \frac{L}{200} = \frac{500}{200} = 2.5 \text{ cm} \Rightarrow f_z \\ &= \frac{5 \times 1.4556 \times 10^{-2} \times 500^4}{384 \times 21000 \times 317.8} = 1.77 \text{ cm} \leq 2.5 \text{ cm} \end{aligned}$$

**fz = 1.77 cm ≤ fadm = 2.5 cm                      Condition vérifiée.**

**Suivant l'axe Y-Y :**

$$\begin{aligned} f_y &= \frac{5 \times q_{ys} \times l^4}{384 \times E I_Y} \leq \frac{L}{200} = \frac{500}{200} = 2.5 \text{ cm} \Rightarrow f_y \\ &= \frac{5 \times 0.2911 \times 10^{-2} \times 500^4}{384 \times 21000 \times 27.7} = 4.07 \text{ cm} \leq 2.5 \text{ cm} \end{aligned}$$

**La flèche résultante :**

$$f_{adm} = \sqrt{f_z^2 + f_y^2} = \sqrt{1.77^2 + 4.07^2} = 4.43 \text{ cm} > \frac{l}{200} = 2.5 \text{ cm}$$

⇒ ***Donc la panne IPE 120 n'est pas vérifiée à la condition de la flèche suivant /yy***

***On utilise les liernes à mi-travée de la panne pour réduire la flèche :***

$$\Rightarrow f_y = \frac{5 \times 0.2911 \times 10^{-2} \times \left(\frac{500}{200}\right)^4}{384 \times 21000 \times 27.7} = 0.25 \text{ cm} \leq \frac{\frac{500}{2}}{200} = 1.25 \text{ cm}$$

La flèche elle est vérifiée suivant l'axe yy

**Classification de la section :**

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

*Semelle comprimée* :  $\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{6.3} = \frac{64/2}{6.3} = 5.07 < 10\varepsilon$  Semelle de classe 1.

*Ame fléchée* :  $\frac{d}{t_w} = \frac{93.4}{4.4} = 21.23 < 72\varepsilon$  Ame de classe 1.

$\Rightarrow$  **Profilé de classe 1.**

**Condition de la résistance (ELU) :**

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

**c) Vérification à la flexion déviée :**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$\left[ \frac{M_{y.sd}}{M_{pl.y.rd}} \right]^\alpha = \left[ \frac{M_{z.sd}}{M_{pl.z.sd}} \right]^\beta \leq 1$$

Avec :  $\alpha = 2, \dots$  pour les profile en I.  $\beta = 5n \geq 1$ ,  $n = N/N_{pl} = 0 \Rightarrow \beta = 1$

Et :  $M_{sd} = q.l^2/8$

$$M_{y.sd} = \frac{q_{u.sd} \times l^2}{8} = \frac{2.0553 \times 5^2}{8} = 6.422 \text{ KN.m}$$

$$M_{z.sd} = \frac{q_{u.sd} \times l^2}{8} = \frac{0.4110 \times 5^2}{8} = 1.284 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl.y.rd} = W_{PL.Y} \times F_Y / \gamma_{M_0} = \frac{60.73 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 14.27 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl.z.rd} = W_{PL.Z} \times F_Y / \gamma_{M_0} = \frac{13.58 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 3.19 \text{ KN.m}$$

Alors :  $\left[ \frac{6.422}{14.27} \right]^2 + \left[ \frac{1.284}{3.19} \right]^1 = 0.61 \leq 1$

**Donc** la panne IPE 120 est vérifiée à la flexion bi axiale.

**b) Vérification au cisaillement :**

Pour la vérification au cisaillement on utilise la condition suivante :

$$V_{z.sd} \leq V_{pl.rd} \dots\dots\dots[EC .3 p158]$$

$$V_{y.sd} \leq V_{pl.y.rd} \dots\dots\dots[EC .3 p158]$$

$A_{Vz}$ : est l'aire de cisaillement égale à :  **$A_{Vz}=A-2 \times t f + (t W + 2 r) \times t f$**

**$A_{Vz}=6.31 \text{ cm}^2$**

$$V_{z.sd} = \frac{Q_z \times L}{2} = \frac{2.0553 \times 5}{2} = 5.138 \text{ KN}$$

$$V_{pl.z.sd} = A_V \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_0}} = 6.31 \times \frac{23.5}{\sqrt{3} \times 1} = 85.61 \text{ KN}$$

**D'ou:**

$$V_{z.sd} = 5.138 \text{ KN} \leq V_{pl.rd.z} = 85.61 \text{ KN}$$

Et

$$V_{z.sd} = 5.138 \text{ KN} < 0.5 V_{pl.rd.z} = 42.805 \text{ KN}$$

$A_{Vy}$ : est l'aire de cisaillement égale à :  **$A_{Vy}=A- A_{Vz} A_{Vy}=6.89 \text{ cm}^2$**

$$V_{y.sd} = \frac{Q_y \times L}{2} = \frac{0.4110 \times 2.5}{2} = 0.5137 \text{ KN}$$

$$V_{pl.y.sd} = A_V \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_0}} = 6.89 \times \frac{23.5}{\sqrt{3} \times 1} = 93.481 \text{ KN}$$

**D'ou:**

$$V_{sd.y} = 0.5137 \text{ KN} < V_{pl,rd.y} = 93.481 \text{ KN}$$

Et

$$V_{sd.y} = 0.5137 \text{ KN} < 0.5 V_{pl, rd.y} = 46.740 \text{ KN}$$

Donc la résistance des pannes au cisaillement est vérifiée.  
Et pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort tranchant.

**C) Vérification au déversement :**

La vérification au déversement se fait par l'utilisation de la condition suivante :

D'après l'Eurocode 3 :

$$M_{b.rd} = \frac{X_{Lt} \times W_{PL.Y} \times \beta_w \times f_y}{\gamma_{M_1}}$$

Avec :

$\beta_w = 1$  (section de classe I).et :  $\gamma_{M_1} = 1.1$ .

$X_{Lt}$  = Est le facteur de réduction pour le déversement.

$f_y = 235$  N/mm<sup>2</sup>.

$$X_{Lt} = \frac{1}{\phi_{Lt} + (\phi_{Lt}^2 - \bar{\lambda}_{Lt}^2)^{0.5}}$$

$\lambda_{LT}$  barre : C'est l'élanement de divergence  $\lambda_{Lt} = \sqrt{\left(\frac{\lambda_{Lt}}{\lambda_1}\right)}$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9\varepsilon \quad ; \quad \varepsilon = \sqrt{235/f_y} = 1 \Rightarrow \lambda_1 = 1$$

Pour une poutre constante et et doublement symétrique on peut utiliser la formule

Approximative ci-après qui place en sécurité.

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \frac{l/i_z}{\sqrt{c_1 \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{l/i_z}{h/t_f}\right)^2\right]^{0.5}}} \quad \text{[Annexe F EC03 partie 1-1]}$$

Tel que  $L = 250$  mm ;  $i_z = 1.45$  mm ;  $h = 120$  mm = 12cm ;  $I_y = 317.8$ cm<sup>4</sup>,  
 $I_z = 27.67$  cm<sup>4</sup> ;  $C_1 = 1.132$  ;  $t_f = 6.3$ mm = 0.63 cm ;  $W_{PL.Y} = 60.73$  cm<sup>3</sup>.

$$\lambda_{Lt} = \frac{250/1.45}{\sqrt{1.132 \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{250/1.45}{12/0.63}\right)^2\right]^{0.5}}} = 107.85$$

Donc :  $\overline{\lambda}_{Lt} = \frac{\lambda_{Lt}}{93.9\varepsilon} = \frac{107.85}{93.9\varepsilon}$ , telle que  $\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = 1$  alors

$$\overline{\lambda}_{Lt} = 1.148 > 0.4$$

→ Il y a risque de déversement

$$\phi_{Lt} = 0.5 \times (1 + \alpha_{Lt} \times (\overline{\lambda}_{Lt} - 0.2) + \overline{\lambda}_{Lt}^2)$$

$\alpha_{Lt} = 0.21$  Pour les profilés laminés.

$$\phi_{Lt} = 0.5 \times (1 + 0.21 \times (1.148 - 0.2) + 1.148^2) = 1.258$$

$$\Rightarrow \chi_{Lt} = \frac{1}{1.258 + (1.258^2 - 1.148^2)^{0.5}} = 0.519$$

$$M_{y.sd} = 6.422 \text{ KN.m} < M_{b.rd} = \frac{0.564 \times 60.73 \times 1 \times 23.5 \times 10^{-2}}{1} \\ = 8.049 \text{ KN.m}$$

⇒ **Condition vérifiée.**

**iv. Calcul de l'échantignole :**

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

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

Pour un IPE 120 :  $b = 64 \text{ mm} = 6.4 \text{ cm}$  et  $h = 120 \text{ mm} = 12 \text{ cm}$

$$6.4 \text{ cm} \leq t \leq 9.6 \text{ cm, on adopte } t = 8 \text{ cm} = 0.08 \text{ m}$$

Charge revenant à la panne /ml et en tenant compte de la continuité :

$$q_{uz} = 2.0553 \text{ KN/m}$$

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).

$$\mathbf{R} = q_{uz} \times \mathbf{L}$$

$$R = q_{uz} \times L = 2.0553 \times 5 = 10.28 \text{ KN}$$

$$R = 10.28 \text{ KN}$$

➤ **La condition à vérifier:**

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.

$$M_R \leq M_{\text{pliage}} \Rightarrow M_R \leq W_{el,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M_0}} ; \text{ Avec : } M_R = R \times t$$

Pour notre cas on a IPE 120 :

$$M_R = R \times t = 10.28 \times 0.08 = \mathbf{0.82 \text{ KN.m}}$$

➤  $M_{\text{pliage}}$  : est le moment résistant au pliage de l'échantignolle.

Dans la construction métallique, généralement les échantignolles sont des éléments formés à froid. La classe de la section est au moins de classe 3.

$$M_{\text{pliage}} = W_{el,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M_0}} \rightarrow W_{el,y} \geq \frac{\gamma_{M_1} \times M_R}{f_y} = \frac{1 \times 0.82}{23.5}$$

$$W_{el,y} \geq 0.0348 \text{ m}^3 \times 100 \Rightarrow W_{el,y} \geq 3.48 \text{ cm}^3$$

Pour une section rectangulaire :

$$W_{el,y} = \frac{a \times e^2}{5} = (30 \times e^2) / 5$$

$$W_{el,y} = e \geq \sqrt{\frac{3.48}{6}} \rightarrow e \geq 0.76 \text{ cm}$$

On adopte une échantignolle d'épaisseur **e=8 mm**

**v. Calcul des liernes :**

**Calcul de l'effort de traction dans la lierne la plus sollicitée.**

$$Q_{uy} = 2.1 \times q_{uy} = 2.1 \times (0.4110) = 0.8631 \text{ KN/ml}$$

$$l = L/2 = 2.5 \text{ m}$$

$$R = 0.8631 \times 2.5 = 2.1577 \text{ KN}$$

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

$$N1 = R/2 = 1.0788 \text{ KN}$$

$$\text{Effort dans le tronçon } L2 = N2 = N1 + R = 3.2365 \text{ KN}$$

$$\text{Effort dans le tronçon } L3 = N3 = N2 + R = 5.3942 \text{ KN}$$

$$\text{Effort dans le tronçon } L4 = N4 = N3 + R = 7.5519 \text{ KN}$$

$$\text{Effort dans le tronçon } L5 := N5 = N4 + R = 9.7096 \text{ KN}$$

$$\text{Effort dans le tronçon } L6 = N6 = N5 + R = 11.8673 \text{ KN}$$

$$\text{Effort dans le tronçon } L7 = N7 = N6 + R = 14.025 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow 2 T \cos \alpha = N7$$

$$\text{Avec } \alpha = \arctan \frac{2.5}{2.1} \rightarrow \alpha = 49.96^\circ$$

$$T = N7 / 2 \cos 49.96^\circ$$

$$T = 10.90 \text{ KN}$$

**\(\Rightarrow\) Dimensionnement des liernes :**

Le tronçon le plus sollicité si celui qui a l'effort  $\max N_{tsd} = 13.07 \text{ KN}$ . La condition de résistance plastique de la section brute impose que :

$$N_{tsd} \leq N_{pl} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{M_0}}$$

D'où:

$$A \geq \frac{1 \times 10.90}{23.5} = 0.4638 \text{ cm}^2$$

$$A \geq \frac{\pi \times \varphi^2}{4} = 0.4638 \text{ cm}^2 \Rightarrow \varphi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0.4638}{3.14}} \Rightarrow \varphi \geq 0.76 \text{ cm}$$

**Donc : on opte sur une tige d'un rond plein de  $\phi 14$ .**

**vi. Calcul des lisses de bardage :**

**Données de calcul**

- Chaque lisse repose sur 2 appuis.
- Le porté entre axe des lisses  $e=1.77\text{m}$  (espace entre 2 lisse).
- On dispose de 7 lignes de lisses sur chaque paroi.

⇒ **Détermination des charges et surcharges**

**a) les charges permanentes :**

- Poids propre de bardage (LL 35)..... 13.38 Kg /m<sup>2</sup>
- Poids propre d'accessoires d'attaches (L60\*6) .....5.42 Kg/m<sup>2</sup>
- Poids propre de la lisse estimé (UPN1.....13.4 Kg/m

$$G=[(P_{\text{bardage}} + P_{\text{accessoire}}) \times e] + P_{\text{lisse}}$$

**e** : espacement entre les lisse  $e= 1.77 \text{ m}$

$$G_p= (13.38 +5.42)*1.77 +13.4 = 46.676 \text{ Kg /ml}$$

$$G = 0.466 \text{ KN/ml}$$

**b) La surcharges climatique du au vent :**

On calcul les lisse de bardages avec la valeur obtenue :

$$W= 711.26 \text{ N/m}^2 = 0.71126 \text{ KN/ m}^2 \text{ [Voir chapitre II]}$$

$$D'où : W= 0.71126 \times e = 0.71126 \times 1.77 = 1.2589 \text{ KN/ml}$$

**1) Charges appliquées à l'ELU :**

$$Q_{uz} = 1.5201 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{uy} = 0.3039 \text{ KN/ml}$$

**2) Charges appliquées à l'ELS :**

$$Q_{sz}= 1.0592 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{sy}= 0.2118 \text{ KN/ml}$$

→ **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):

$$f_z = \frac{5 \times Q_z \times l^4}{384 \times E I_y} \leq \frac{L}{200} \Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times Q_z \times 200 \times l^3}{384 \times E} = \frac{5 \times 1.0592 \times 10^{-2} \times 200 \times 500^3}{384 \times 21000}$$

$$I_y \geq 164.18 \text{ cm}^4$$

⇒ Donc on adopte un **UPN120**

Avec  $I_y = 364 \text{ cm}^4$  et  $P = 13.4 \text{ kg/m}$  et  $I_z = 43.2 \text{ cm}^4$ .

**Vérification de la condition de flèche :**

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

$$f_z = \frac{5 \times q_z s \times l^4}{384 \times E I_y} \leq \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm} \Rightarrow f_z = \frac{5 \times 1.0592 \times 10^{-2} \times 500^4}{384 \times 21000 \times 364} = 1.12 \text{ cm} \leq 3 \text{ cm}$$

$f_z = 1.12 \text{ cm} \leq f_{adm} = 2.5 \text{ cm}$       **Condition vérifiée.**

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

$$f_y = \frac{5 \times q_y s \times l^4}{384 \times E I_y} \leq \frac{L}{200} = \frac{500}{200} = 2.5 \text{ cm} \Rightarrow f_z = \frac{5 \times 0.2118 \times 10^{-2} \times 500^4}{384 \times 21000 \times 43.2} = 1.89 \text{ cm} \leq 2.5 \text{ cm} \text{ (Vérifiée).}$$

**Condition de la résistance (ELU):**

Dans la condition de résistance à l'ELU il faut faire les vérifications suivantes Pour cette vérification on utilise la condition suivante : ....[EC.3 p163]

**a) Vérification à la flexion bi-axiale:**

$$\left[ \frac{M_{y.sd}}{M_{pl.y.rd}} \right]^\alpha = \left[ \frac{M_{z.sd}}{M_{pl.z.sd}} \right]^\beta \leq 1$$

Avec :  $\alpha=2$ ,  $\beta=1$  pour les sections de classe 1

$$M_{y.sd} = \frac{q_{u.z} \times l^2}{8} = \frac{1.5201 \times 5^2}{8} = 4.7503 \text{ KN.m}$$

$$M_{z.sd} = \frac{q_{u.y} \times l^2}{8} = \frac{0.3039 \times 5^2}{8} = 0.9496 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl.y.rd} = W_{PL.Y} \times F_Y / \gamma_{M_0} = \frac{72.6 \times 23.5 \times 10^{-2}}{1} = 17.06 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl.z.rd} = W_{PL.Z} \times F_Y / \gamma_{M_0} = \frac{21.2 \times 23.5 \times 10^{-2}}{1} = 4.98 \text{ KN.m}$$

Alors :  $\left[\frac{4.7503}{17.06}\right]^2 + \left[\frac{0.9496}{4.98}\right]^1 = 0.26 \leq 1 \rightarrow$  **Donc la résistance du moment est vérifié.**

**b) Vérification au cisaillement :**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante : ..... [EC.3 p158]

$$V_{z.sd} \leq V_{pl.rd}$$

$$V_{z.sd} = \frac{Q_z \times L}{2} = \frac{1.5201 \times 5}{2} = 3.8002 \text{ KN}$$

$$V_{pl.z.sd} = A_V \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_0}} = 8.8 \times \frac{23.5}{\sqrt{3} \times 1} = 119.396 \text{ KN}$$

**D'où:**

$$V_{sd.z} = 3.8002 \text{ KN} < V_{pl,rd.} = 119.396 \text{ KN}$$

$\rightarrow$  Donc la résistance des lisses au cisaillement est vérifiée.

**c) Vérification au déversement :**

- Calcul de l'élancement réduit

$$\lambda_{Lt} = \frac{43.2/1.59}{\sqrt{1.132} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{43.2/1.59}{12/0.9}\right)^2\right]^{0.5}} = 24.36$$

Donc :  $\overline{\lambda}_{Lt} = \frac{\lambda_{Lt}}{93.9\varepsilon} = \frac{24.36}{93.9\varepsilon}$ , telle que  $\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = 1$  alors

$$\overline{\lambda}_{Lt} = 0.25 > 0.4$$

→ Il y a risque de déversement

$$\phi_{Lt} = 0.5 \times (1 + 0.21 \times (0.25 - 0.2) + 0.25^2) = 0.5365$$

$$\Rightarrow \chi_{Lt} = \frac{1}{1.258 + (0.5365^2 - 0.25^2)^{0.5}} = 0.988 \leq 1$$

$$M_{y.sd} = 4.7503 \text{ KN.m} < M_{b.rd} = \frac{0.988 \times 72.6 \times 1 \times 23.5 \times 10^{-2}}{1} \\ = 16.85 \text{ KN.m}$$

**⇒ Condition vérifiée.**

**vii. Calcul des suspentes :**

**Calcul de l'effort de traction dans la lierne la plus sollicitée.**

$$Q_{uy} = 1.77 \times q_{uy} = 1.77 \times (0.3039) = 0.5379 \text{ KN/ml}$$

$$l = L/2 = 2.5 \text{ m}$$

$$R = 0.5379 \times 2.5 = 1.3447 \text{ KN}$$

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

$$L1 = T1 = R/2 = 0.6723 \text{ KN}$$

$$\text{Effort dans le tronçon } L2 = T2 = T1 + R = 2.017 \text{ KN}$$

$$\text{Effort dans le tronçon } L3 = T3 = T2 + R = 3.3617 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow L4 = T4 = 2 T \sin \alpha = T3$$

$$\text{Avec } \alpha = \arctan \frac{1.77}{2.5} \rightarrow \alpha = 35.29^\circ$$

$$T4 = T3 / 2 \sin 35.29^\circ$$

$$T = 2.908 \text{ KN}$$

**Calcul de la section des suspentes :** condition de vérification à la résistance :  
résistance plastique de la section brute

T3 = 3.3617 KN le plus sollicité

$$N_{tsd} \leq N_{pl} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{M_0}}$$

D'où:

$$A \geq \frac{1 \times 3.3617}{23.5} = 0.1430 \text{ cm}^2$$

$$A \geq \frac{\pi \times \theta^2}{4} = 0.1430 \text{ cm}^2 \Rightarrow \theta \geq \sqrt{\frac{4 \times 0.1430}{3.14}} \Rightarrow \theta \geq 0.426 \text{ cm}$$

**Donc : on opte sur une tige d'un rond plein de  $\phi 14$ .**

**viii. Calcul des potelets :**

- **Calcul des charges et surcharges revenant au potelet le plus chargé**

**A/ Charges permanentes G :**

Poids du bardage(LL35).....13.38 Kg/m<sup>2</sup>

Poids propre de la lisse (UPN120).....13.4.1Kg/ml

Poids propre d'accessoire d'attaches.....5.67Kg/m<sup>2</sup>

L'entraxe des potelets est de e = 3.75 m

G= poids propre du potelet + poids propre des lisses + poids propre du bardage

H= hauteur du potelet H= 10.77 m

**B/ Surcharge climatique W :**

La charge du vent la plus défavorable sur le pignon est :

W= 74.26 N/m<sup>2</sup> = 0.7426 KN/ m<sup>2</sup>

- **Le pré dimensionnement du potelet :**

Le pré dimensionnement se fait par la condition de flèche :

$$q_{ws} = W \times e = 0.7426 \times 3.75 = 2.78 \text{ KN/m}$$

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

$$f_z = \frac{5 \times q_{ws} \times h^4}{384 \times E I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{200}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{1063}{200} = 5.315$$

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times q_{ws} \times 200 \times h^3}{384 \times E} = \frac{5 \times 2.78 \times 10^{-2} \times 200 \times 1077^3}{384 \times 21000} = 4306.68 \text{ cm}^4$$

**AN :  $I_y \geq 4306.68 \text{ cm}^4$**

Ce qui correspond à un profilé :

IPE 270 dont  $I_y=5790 \text{ cm}^4$  et le poids/ml = 36.1 kg/ml

$I_y(\text{cm}^4)$	$W_{ely}$ ( $\text{cm}^3$ )	$W_{ply}$ ( $\text{cm}^3$ )	$I_z$ ( $\text{cm}^4$ )	$W_{elz}$ ( $\text{cm}^3$ )	$W_{plz}$ ( $\text{cm}^3$ )
<b>5790</b>	428.9	484	420	62.2	96.95

**Tableau III.2 : Caractéristiques géométriques de l'IPE 270**

- **Vérification de la section à la résistance :**

**Incidence de l'effort tranchant :**

**Si :  $V_{z.sd} < 0.5 V_{pl.rd.z}$**

**$Q_{z.sd} = 1,5 W = 1,5 \times 2.78 = 4.17 \text{ KN/m}$**

$$V_{z.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times L}{2} = \frac{4.17 \times 10.77}{2} = 22.64 \text{ KN}$$

**$A_{vz} = 22.14 \text{ cm}^2$  [tab de profilé en I]**

$$V_{pl.z.sd} = A_v \frac{\left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M_0}} = 22.14 \times \frac{2350/\sqrt{3}}{1.1} = 27308.14 \text{ daN} = 273.08 \text{ KN}$$

$$\frac{V_{sd.z}}{V_{pl.z.rd}} = \frac{22.46}{273.08} = 0.081 < 0.50$$

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

**Incidence de l'effort normal :**

$$N_{sd} \leq \min (0, 25 N_{pl.Rd} ; 0.5 A_w \cdot f_y / \gamma_{M0} )$$

$$N_{sd} = 1,35G$$

**Avec :**

$$\text{Poids lisse: } (13,4 \times 3,75 \times 5) = 251,2 \text{ daN}$$

$$\text{Poids bardage : } (13,38 + 5,67) \times 10,77 \times 3,75 = 769,38 \text{ daN}$$

$$\text{Poids potelet : } (36,1 \times 10,77) = 388,79 \text{ daN}$$

$$G = 251,2 + 769,38 + 388,79 = 1409,34 \text{ daN} = 14,09 \text{ KN}$$

Donc :

$$N_{sd} = 1,35G = 1,35 \times 14,09 = 19,02 \text{ KN}$$

$$N_{pl.Rd} = A \times f_y / \gamma_{M0} = \frac{46 \times 2350}{1,1} = 98272,73 \text{ daN} = 982,73 \text{ KN}$$

$$0,25 N_{pl.Rd} = 0,25 \times 982,73 = 245,68 \text{ KN}$$

$$A_w = A - 2btf = 46 - (2 \times 135) \times 10,2 = 18,46 \text{ cm}^2$$

$$0,5 A_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = \frac{0,5 \times 18,46 \times 2350}{1,1} = 19718,64 \text{ daN} = 197,18 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 19,02 \text{ KN} \leq \min (245,68 \text{ KN} ; 197,18 \text{ KN}) = 197,18 \text{ KN}$$

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

**Classification de la section :**

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

$$\text{Semelle comprimée : } \frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{135/2}{10,2} = 6,62 < 10\varepsilon \quad \text{Semelle de classe 1.}$$

$$\text{Ame fléchée : } \frac{d}{t_w} = \frac{219,6}{6,6} = 33,27 < 72\varepsilon \quad \text{Ame de classe 1.}$$

⇒ **Profilé de classe 1.**

$$M_{c.rd} = M_{pl.y.rd} = \frac{W_{pl.y} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{484 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 10340 \text{ daN.m}$$

$$= 103.4 \text{ KN.m}$$

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times l^2}{2} = \frac{4.17 \times (3.75)^2}{8} = 7.33 \text{ KN.m}$$

$$M_{y.sd} = 7.33 \text{ KN.m} < M_{pl.y.rd} = 103.4 \text{ KN.m} \dots\dots\dots\text{ok}$$

**Résistance au flambement :**

$$N_{b.rd} = \frac{\chi_{Lt} \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M_1}}$$

Donc : les courbes de flambement considérées par chaque axe sont :

Axe (y-y) : courbe a =  $\alpha_y = 0,21$  [tableau 5.5.3 .Eurocode 3].

Axe (z-z) : courbe b =  $\alpha_z = 0,34$

**Plan (y-y) :  $i_y = 11.23$**

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{0.5(375)}{11.23} = 16.69$$

**Plan (z-z) :  $i_z = 3.02$**

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{0.5(375)}{3.02} = 62.08$$

➤ **Calcul de l'élancement critique :**

**Acier S235**

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

Donc :  $\lambda_{cr} = 93.9\varepsilon = 93.9 \times 1 = 93.9$

➤ **Calcul de l'élancement réduite :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_w} = \frac{16.69}{93.9} \times \sqrt{1} = 0.17 > 0.2 \\ \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_w} = \frac{62.08}{93.9} \times \sqrt{1} = 0.66 > 0.2 \end{array} \right. \quad \text{Il y a risque de déversement}$$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \max(\bar{\lambda}_y ; \bar{\lambda}_z) = 0.66$$

$\chi$ : Est déterminé en fonction de  $\lambda$  et la courbe de flambement  $b$  :

$$\chi_{Lt} = \frac{1}{\phi_{Lt} + (\phi_{Lt}^2 - \bar{\lambda}_{Lt}^2)^{0.5}}$$

$$\phi_{Lt} = 0.5 \times (1 + 0.21 \times (0.66 - 0.2) + 0.66^2) = 0.766$$

$$\Rightarrow \chi_{Lt} = \frac{1}{0.766 + (0.766^2 - 0.66^2)^{0.5}} = 0.86 \leq 1$$

**Résistance au flambement :**

**D'où :**

$$N_{b.rd} = \frac{0.86 \times 1 \times 4840 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 889.24 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 19.02 \text{ KN} \leq N_{b.rd} = 889.24 \text{ KN}$$

$\Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

**CHAPITRE IV :**  
**ETUDE SISMIQUE**

### ❖ Partie A :

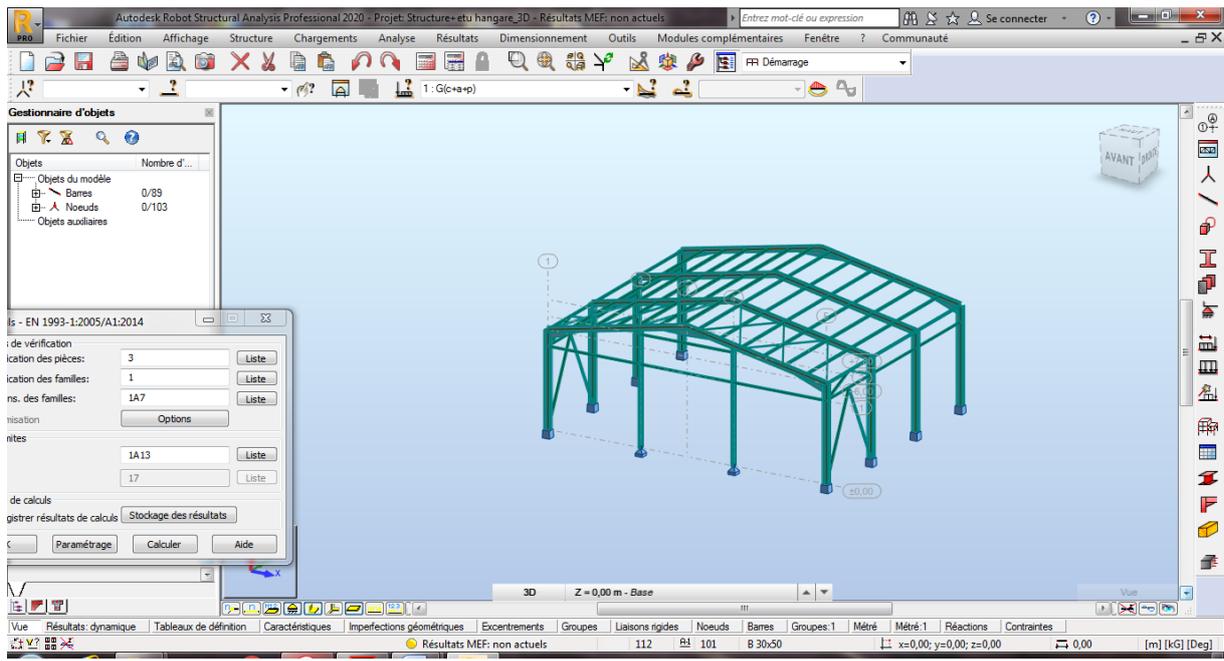


Figure IV-1: Modèle de la structure en 3D.

#### 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 types d'analyse :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérographe.

Pour la partie (A) de noter projet et 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 engendrés 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.

#### a. Classification des zones sismiques

- ZONE 0 : sismicité négligeable
- ZONE I : sismicité faible
- ZONE II(a) et II(b): sismicité moyenne
- ZONE III : sismicité élevée

Pour notre cas, et d'après la carte et le tableau des zones : Tlemcen se situe dans une zone de sismicité faible « ZONE I ».

#### b. Classification de l'ouvrage

D'après le RPA99 Ver 2003 notre ouvrage est classé en ZONE I groupe 1B .Selon le rapport géotechnique, notre ouvrage est posé sur un sol meuble de catégorie S3.

⇒ **Catégorie S3** (site meuble) :

Dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec VS 200 m/s à partir de 10 m de profondeur.

### IV-3-Détermination des paramètres du spectre de réponse de calcul :

Selon le RPA99 V2003, les paramètres du spectre sont donnés par les valeurs suivantes :

⇒ **Coefficient d'accélération A :**

Zone sismique : **I**

Classification des ouvrages : 1B ⇒  $A = 0.10$   
V2003,

Voir tableau 4.1 du RPA 99

⇒ **Coefficient de comportement global de la structure R :**

Selon le R.P.A.99/V2003, la valeur de « R » est donnée par le tableau 4.3 du RPA 99V2003, (Annexe C) en fonction du système contreventé, dans notre Structure on a un système d'ossature contreventée par palées triangulées en

$$X \Rightarrow R = 4.$$

⇒ **Le pourcentage d'amortissement critique  $\xi$  :**

La valeur «  $\xi$  » est en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages Acier dense  $\Rightarrow \xi = 4\%$  (voir tableau 4.3 du RPA 99 V2003,

⇒ **Facteur de correction d'amortissement  $\eta$  :**

Correction de l'amortissement: 
$$\eta = [7 / (2 + \xi)]^{0,5} = 1.000$$

⇒ **Périodes T1, T2 du site :**

Catégorie S3

Voir tableau 4.7 du du RPA 99 V2003

$$T1 = 0.15 \text{ (s)}$$

$$T2 = 0.50 \text{ (s)}$$

⇒ **Facteur de qualité Q :**

La valeur « Q » est determine par la formule suivant:

$$Q = 1 + \sum_1^6 pq$$

Pq : la pénalité à retenir selon que le critère de qualité « q »

Les critères de qualité « q »

Le tableau suivant donne les valeurs de pénalité Pq :

Critère q	Observé	N/observé
Conditions minimales sur les files de contreventement	0	
Redondance en plan	0	
Régularité en plan	0	
Régularité en elevation		0.05
Contrôle de la qualité des matériaux		0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution		0.10
		$\Sigma Pq = 0.20$

**Tableau IV -1: Valeurs des pénalités Pq**

Facteur de qualité  $Q=1.20$

### **IV-4-Analyse dynamique de la structure :**

L'objectif de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non amorti. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

### **IV-5-Modélisation de la structure :**

La modélisation représente l'établissement d'un modèle à partir de la structure réelle. Ce travail sera suivi de certaines modifications en vue d'approcher au maximum le comportement de la structure d'origine.

On a fait appel pour la modélisation de notre structure à un logiciel de calcul Robot. Ce dernier permet la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures.

⇒ *Etapes de la modélisation de la structure :*

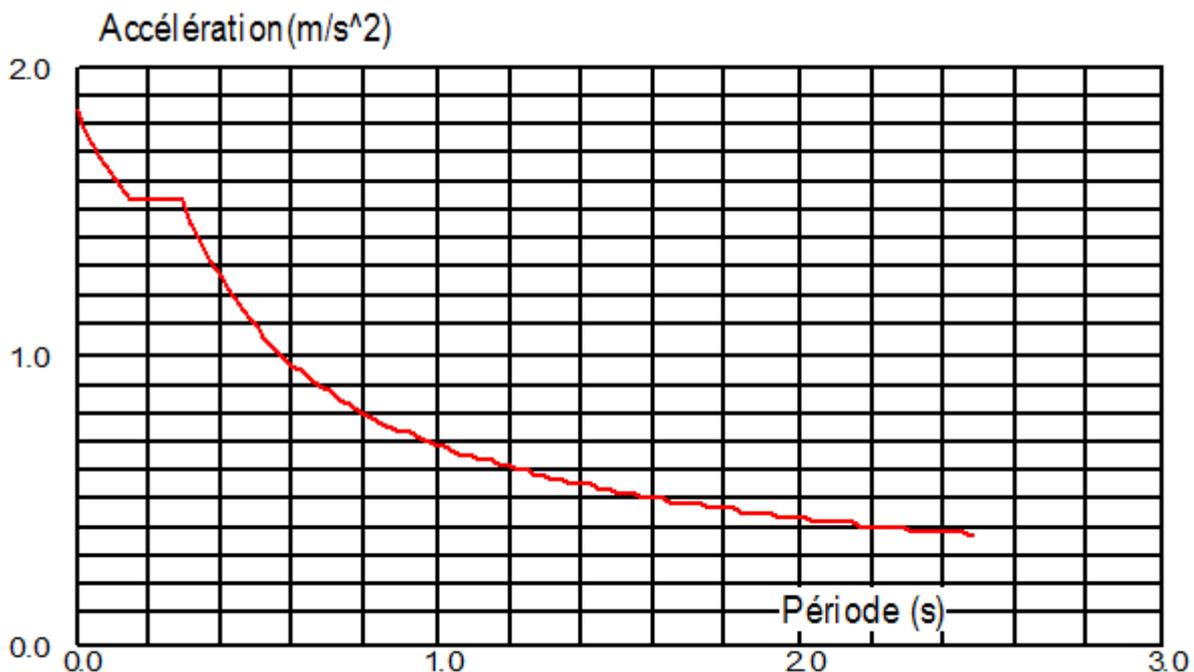
1. Opter pour un système d'unités (kN et m)
2. Définition de la géométrie de base
3. Définition des matériaux
4. Définition des sections
5. Affecter à chaque élément les sections déjà prédéfinies
6. Définition des charges a appliquées
7. Introduction du spectre de réponse
8. Définition des combinaisons de charges
9. Définition des conditions aux limites

### 10. Lancer l'analyse

#### IV-6-Analyse modale :

L'analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des effets maximaux d'un séisme sur une structure, elle est caractérisée par une sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse.

Ce type d'analyse peut être appliqué tous types de structure avec des résultats plus exacts et souvent satisfaisants à condition d'avoir fait une bonne modélisation (voir figure IV.1).



**Figure IV- 2 : Spectre de réponse**

#### IV-7-Nombre des modes à considérer (RPA99 /V2003) :

D'après le RPA99/version2003 (article 4.3.4 -a), pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions de l'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum des modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

### IV-8-Vérification de la période fondamentale de la structure :

La valeur de T, calculée par le logiciel ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique appropriée de plus de 30% (l'article 4.2.4.4).

La période fondamentale obtenu par le logiciel :  $T = 0,38s$

La période empirique est donnée par la formule suivante :  $T = C_t \times h_n^{3/4}$

Avec :

Ct: Coefficient donnée en fonction du système de contreventement et du  $C_t = 0,05$

hn : La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).  $h_n = 7.8$  m.

Donc :  $T = 0.05 \times (7.8)^{3/4}$  **T = 0,23 s**

$T = 0,23$  s < 130%  $T = 1,3 * 0,23 = 0,299$  s  $\Rightarrow$  La période est vérifiée

### IV-9-Vérification de la force sismique à la base- :

La résultante des forces sismiques à la base «  $V_t$  » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V_t > 0,8 V \dots \dots \dots \text{RPA99/2003 (4.3.6) [13]}$$

Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont comme suit :

Effort sismique dans le sens (X) :  $V_t = 101.4$  KN

Effort sismique dans le sens (Y) :  $V_t = 436.46$  KN

 **Calcul de la force sismique totale :** **art 4.2.3 RPA99/03 [13]**

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure est donnée par la formule suivante :

$$V = (A.D.Q/R) \times W$$

V: la force sismique totale

A: coefficient d'accélération de zone

D: Facteur d'amplification dynamique moyen

Q: facteur de qualité

R: Coefficient de comportement global de la structure

W: Calcul de poids de la structure  $W = 166.23 \text{ KN}$

### ❖ Coefficient d'accélération de zone (A) :

Donné par un tableau (4.1) dans le RPA en fonction de la zone sismique et le groupe du bâtiment. Dans notre cas

\*Zone I

\*groupe IB  $A=0.10$

### ❖ Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :

Fonction de la catégorie de site du facteur d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = 2,5 \eta = 2,5 \times 1 \Rightarrow D = 2,5$$

$$\Rightarrow V = (0.1 \times 2,5 \times 1,20/4) \times 166,23$$

$$V = 12.467 \text{ kN}$$

	$V_t \text{ (KN)}$	$V \text{ (KN)}$	$80\%V \text{ (KN)}$	$V_t > 80\%V \text{ (KN)}$
$V_x$	101.4	12.467	9.9736	Vérifier
$V_y$	436.46	12.467	9.9736	Vérifier

### ✚ Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) est calculé par la formule suivante :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad (4-19)$$

Avec :

R : Coefficient de comportement ;

$\delta_{ek}$  : Déplacement du aux force sismique les déplacements latéraux ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Toiture	$\delta_{ek} (cm)$	R	$\delta_k (cm)$	1.0%	Condition
	0.8	4	3.2	14	Vérifiée

Tableau IV.2 : déplacement relatifs dans le sens (X-X)

Toiture	$\delta_{ek} (cm)$	R	$\delta_k (cm)$	1.0%	Condition
	1.2	4	7.2	14	Vérifiée

Tableau IV.3: déplacement relatifs dans le sens (y-y)

### ❖ Partie C :

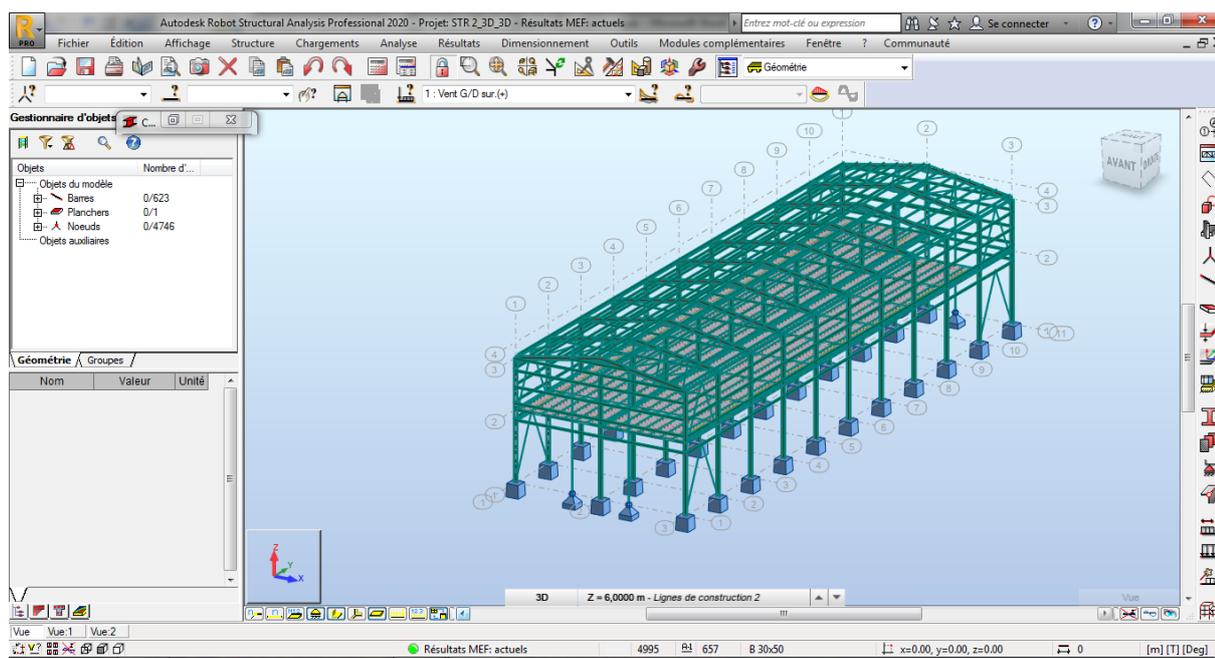


Figure IV-3: Modèle de la structure en 3D.

### IV-10-Choix de la méthode dans notre cas :

Les deux dernières méthodes sont utilisées dans tous les cas, mais la première méthode, Nommé méthode statique équivalente, pour qu'elle soit appliqué, il faut que la structure Vérifie Un certain nombre de condition

### IV-11-Condition d'applications :

(Voir article n°4.2 Page 120 de RPA 99 / version 2003).

Notre bâtiment satisfait aux conditions de régulation en plan et en élévation, il est situé Dans la zone sismique **I** : Et il a une hauteur de 9.05m inférieur 30m.

Dans notre étude on opte pour la méthode statique équivalente.

### IV-12-Principe de la méthode statique équivalente :

Le principe de la méthode est de remplacer les efforts (Effort tranchant) dus à l'action Sismique par des forces statiques fictives équivalentes.

→ L'effort sismique totale applique à la base de la structure est donné par la formule suivant :

**(Voir RPA 4.2.3 Page 37) :  $V = (A.D.Q/R) \times W$**

→ Zone sismique : **I**

Classification des ouvrages : 02 ⇒ **groupe02= 0.08** Voir tableau 4.1 du RPA 99 V2003,

### IV-13-Calcul du facteur d'amplification dynamique D :

Le facteur d'amplification dynamique moyen est donné par la formule suivante :

(Voir RPA 99 / version 2003 formule 4.2 Page 38).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{Si } \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2 / T)^{2/3} & \text{Si } \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(3.0)^{2/3} \times (3.0 / T)^{5/3} & \text{Si } \dots\dots\dots T \geq 3.0s \end{cases}$$

T<sub>2</sub> : période caractéristique associé à la catégorie du site.

(Voir RPA 99 /version 2003 tab 4.7 Page 49).

Site : S<sub>3</sub> : site meuble (voir RPA 99 /version 2003 tab 3.2 Page 26).

D'où : T<sub>1</sub> = 0.15 (s)

T<sub>2</sub> = 0.50 (s)

ξ(%): Le pourcentage d'amortissement critique (Voir RPA 99 / V 2003 tab 4.2 Page 38).

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Remplissages dense} \\ \text{Portique en acier} \end{array} \right. \Rightarrow \varepsilon = 5\%$

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule.

(Voir RPA 99 / V 2003 formule 4.3 Page 38).  $\eta = [7/(2+\xi)]^{0,5} \geq 0.7$

Puisque :  $\varepsilon = 4\%$   $\eta = 1.08$

$$\rightarrow T = C_t \times h_n^{3/4}$$

**Avec :**

$h_n$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$C_t$  : coefficient, il est en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, donné par le tab4.6 ( $C_t=0.085$ ), portique auto stable ductile en acier sans remplissage en maçonnerie.

$$T = 0.05 \times (11.52)^{3/4} + 0.085 \quad \mathbf{T = 0.39 s}$$

D'après le tableau 4.7 du RPA99 :

$$\mathbf{T1 = 0.15 (s)} \quad \text{donc : } 0 \leq T \leq 3s \rightarrow \mathbf{D=2,5}$$

$$\mathbf{T2 = 0,50 (s)} \quad \text{donc : } 0 \leq T \leq 3s \rightarrow \mathbf{D=2,7}$$

→ On prend la valeur de R..... (Voir tableau (4.3) (p42))

On a :

Catégorie : B (acier)

Sens transversale : portique auto stable ordinaire :  $\mathbf{RX = 4}$

Sens longitudinale : ossature contreventé par palées triangulées en x:  $\mathbf{RY = 4}$

$$\rightarrow \mathbf{Q = 1 + \sum_1^6 pq} \quad \text{(Voir RPA 99 / V 2003 formule 4.4 Page 43).}$$

Critère q	Observé	N/observé
Conditions minimales sur les files de contreventement	0	
Redondance en plan	0	
Régularité en plan	0	
Régularité en élévation	0	
Contrôle de la qualité des matériaux	0	
Contrôle de la qualité de l'exécution		0.05

**Tableau IV -4: Facteur de qualité**

$$Q_x = Q_y = 1.05$$

### IV-14-Calcul du poids actif soumis au séisme W :

Le poids actif de la structure soumis au séisme est donné par la formule (4.5) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

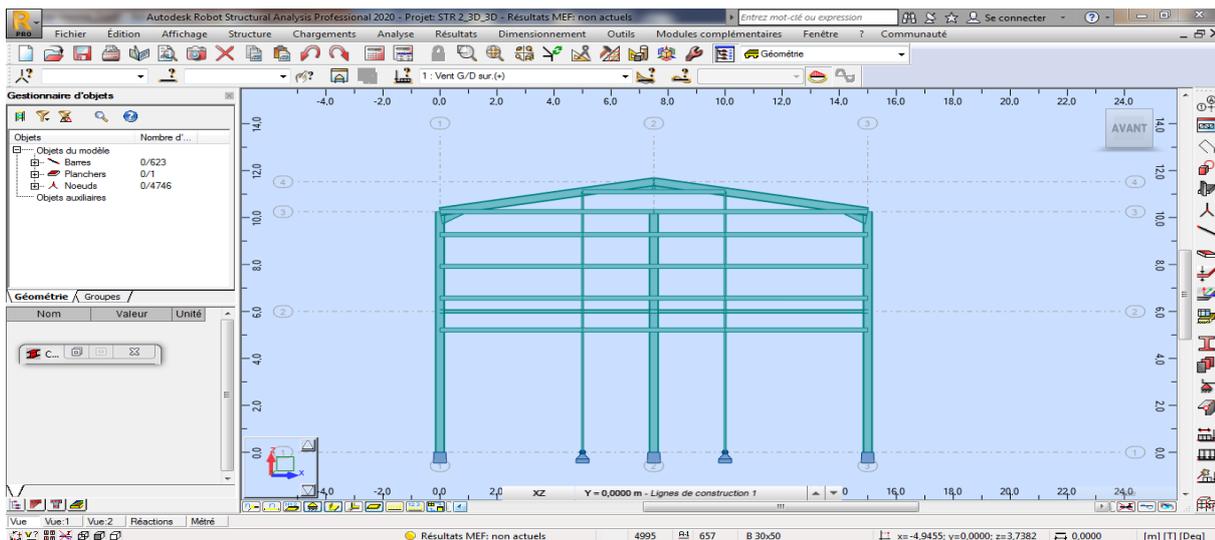
Avec :  $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

$W$  : Poids du au charges permanents.

$W_{Qi}$  : Poids du au charges d'exploitation.

$\beta$ : coefficient de pondération tableau 4.5

Donc :  $\beta = 0.4$  (RPA table 4.5.p 45)



**Figure IV-4: Répartition par niveau**

## Chapitre IV : Etude sismique

### ❖ Niveau 1 :

élément	section	Masse (KN/m)	Hauteur(m)	Masse/élément(KN)	Nombre	Poids total(KN)	
Poteau	HEA400	1.25	6	7.5	33	247.5	
Potelet	IPE270	0.361	6	2.3	4	9.2	
Lisse	UPN120	0.134	5	0.67	32	21.44	75.04
			5	0.67	80	53.6	
Bardage	LL35	0.1338 KN/m <sup>2</sup>	1200 m <sup>2</sup>	/	/	160.56	
Palée de stabilité	L100*10	0.15	5	0.75	8	6	12
			5	0.75	8	6	
Solive	IPE180	0.188	5.95	1.1186	34	38.03	
Poutre maitresse (planche)	IPE330	0.491	5	2.455	25	61.375	
Plancher	/	6.15 KN/m <sup>2</sup>	595 m <sup>2</sup>	/	/	3659.25	
Poutre secondaire	IPE180	0.188	5.95	1.1186	15	16.779	
Poteau de plancher	HEA400	1.25	6	7.5	11	82.5	
<b>Totale</b>						<b>4353.034</b>	

**Tableau IV -5:** Les charges permanentes pour niveau 1

### ❖ Niveau 2 :

élément	section	Masse (KN/m)	Hauteur(m)	Masse/élément(KN)	Nombre	Poids total(KN)
Panne	IPE120	0.104	5	0.52	140	72.8
Sablière	HEA120	0.199	5	0.995	20	19.9
Couverture	TL75	0.179 KN/m <sup>2</sup>	1200 m <sup>2</sup>	/	/	214.8
Poteau	HEA400	1.25	4.3	5.375	33	177.375

## Chapitre IV : Etude sismique

<b>Potelet</b>	IPE270	0.361	6	2.166	4	8.664	14.864
			4.3	1.55		6.2	
<b>Lisse</b>	UPN120	0.134	5	0.67	32	21.44	75.04
			5	0.67	80	53.6	
<b>Traverse</b>	IPE360	0.571	7.5	4.2825	22	94.215	
<b>Poutre a vent</b>	L60*6	0.0542	5	0.271	48	13.008	
<b>Palée de stabilité</b>	L100*10	0.15	5	0.75	8	6	12
			5	0.75	8	6	
<b>Totale</b>						694.002	

**Tableau IV -6:** Les charges permanentes pour niveau 2

### Charge d'exploitation :

$$WQ1 = 2.5 \times 100 = 250KN$$

$$WQ2 = 2.5 \times 100 = 250 KN$$

Etage	Wgi(KN)	WQi(KN)	0.5(KN)	Wi(KN)
<b>Niveau 1</b>	4353.034	250	125	4478.034
<b>Niveau 2</b>	694.002	250	125	819.002
<b>Total</b>				5297.036

**Tableau IV -7:** Poids total de la structure

Résumé des résultats obtenus par la méthode équivalente.

✓ **Sens longitudinal (y-y) :**

$$V = \frac{0.08 \times 2.5 \times 1.05}{4} \times 5297.036 = 278.094 KN$$

✓ **Sens transversal (x-x) :**

$$V = \frac{0.08 \times 2.7 \times 1.05}{4} \times 5297.036 = 300.34 KN$$

D'où l'effort sismique globale agissant à la base :  $V = 300.34 KN$

### IV-15-Distribution de la force sismique sur les étages :

La résultante des efforts sismiques à la base **V** doit être distribuée sur la hauteur de la Structure Selon les formules suivantes : ..... (Voir la formule (4-10) (p46)).

$V = Ft + \Sigma Fi$  : Force concentrée au sommet de la structure.

$F_t = 0$  : Puisque la période fondamentale de notre structure est inférieure 0.7s

$T_x$  et  $T_y < 0.7s$  donc  $F_t = 0$

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum_{j=1}^n W_j \times h_j} \quad (RPA 99 -2003 -formule (4-11) p47)$$

$$F_1 = \frac{V \times W_1 \times h_1}{(W_1 \times h_1) + (W_2 \times h_2)}$$

$$F_2 = \frac{V \times W_2 \times h_2}{(W_1 \times h_1) + (W_2 \times h_2)}$$

Les résultants de la distribution de la force sismique globale **V** est résumées dans le tableau Suivante :

✓ **Sens transversal (x-x):**

Niveau	V	$W_i = W_j$	$h_i = h_j$	$W_i \cdot h_j$	$F_i(t)$
1	300.34	4353.034	6	26118.204	269.54
2	300.34	694.002	4.3	2984.22	30.797
				29102.424	

✓ **Sens longitudinal (y-y) :**

Niveau	V	$W_i = W_j$	$h_i = h_j$	$W_i \cdot h_j$	$F_i(t)$
1	300.34	4353.034	6	26118.204	269.54
2	300.34	694.002	4.3	2984.22	30.797
				29102.424	

### IV-16-Répartition des efforts entre les portiques:

Cette répartition dépend essentiellement de la rigidité et de l'excentricité.

Notre bâtiment possède une symétrie en plan et en régularité en inertie de la on peut déduire (Sans faire de calcul) le centre de masse et le centre de torsion.

**a) Centre de masse :**

Les coordonnées du centre de masse  $C_g$  ( $X_g$ ,  $Y_g$ ) sont données par la formule suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} X_g = \frac{\sum m_i x_i}{\sum m_i} \\ \text{et} \\ Y_g = \frac{\sum m_i y_i}{\sum m_i} \end{array} \right\} \quad \text{Pour notre structure on a : } \left\{ \begin{array}{l} X_g = 20.78\text{m} \\ Y_g = 30 \text{ m} \end{array} \right\}$$

**b) Centre de torsion:**

Les coordonnées du centre de torsion  $C_t$  ( $X_t$ ,  $Y_t$ ) sont données par la formule suivante:

$$\left\{ \begin{array}{l} X_g = \frac{\sum i_{xi} x_i}{\sum m_i} \\ \text{et} \\ Y_g = \frac{\sum i_{yi} y_i}{\sum i_{yi}} \end{array} \right\} \quad \text{Pour notre structure on a : } \left\{ \begin{array}{l} X_g = 20.78\text{m} \\ Y_g = 30 \text{ m} \end{array} \right\}$$

**c) Excentricité:**

➤ *Excentricité réel :*

$$ex = X_g - X_t$$

$$ex = 0$$

$$ey = Y_g - Y_t$$

$$ey = 0$$

➤ *Excentricité théorique :*

Le RPA99 limite l'excentricité accidentelle à une valeur maximale de 5% de la plus grande dimension de la structure.

$$e = ex = ey = \text{MAX} \left\{ \begin{array}{l} \text{MAX} \{ ex = 0 \\ ey = 0 \} \\ 5\%[54] = 2.7 \end{array} \right\} \quad \left\{ \begin{array}{l} ex = 3.8 \text{ m} \\ ey = 3.8 \text{ m} \end{array} \right\}$$

La force sismique appliquée au niveau de chaque étage, suivant les directions  $OX$  et  $OY$ , se répartie sur le système de contreventement et sur les portiques auto stable respectivement.

Cette répartition est basée sur le principe suivant:

- l'élément le plus rigide et le plus loin du centre de torsion prend le pourcentage le plus grand de l'effort sismique. La distribution des forces sismiques se faite a l'aide de la formule Suivante :

$$F_i^k = F_k \times \left[ \left( \frac{I_i}{\sum I_i} \right) + \left( \frac{e \times I_i \times d_i}{\sum I_i \times d_i^2} \right) \right]$$

$F_i^k$ : La force sismique qui revient à la file i du niveau k

$F_k \left( \frac{I_i}{\sum I_i} \right)$ : Contribution due à la translation.

$d_i$ : la distance entre la file i et le centre de torsion suivant la direction XX ou YY.

**d) Distribution des forces par files :**

➤ **Sens transversal (x-x):**

\* $e_y=3.8$  m.

\* $I_y(\text{HEA400}) = 45070 \text{ cm}^4$

	$F_i^T$	$\frac{I_y}{\sum I_y}$	$e_x$	$I_{yi} \cdot d_i$		$\sum I_{yi} \cdot d_i$	$F_i^j(\text{KN})$	
<b>Niveau 1</b>	190.82	$\frac{11I}{33I} = 0.36$	3.8	1	11I*27	9180I	1	11.75
				2	11I*21		2	11.24
				3	11I*15		3	10.80
				4	11I*9		4	10.35
				5	11I*3		5	9.96
				6	11I*3		6	9.96
				7	11I*9		7	10.30
				8	11I*15		8	10.80
				9	11I*21		9	11.24
				10	11I*27		10	11.75
				11	11I*30		11	11.80

## Chapitre IV : Etude sismique

Niveau	$F_i T$	$\frac{I_y}{\sum I_y}$	$e_y$	Portique	$I_z$	$\sum I_z \cdot d_i$	Force	
Niveau 2	90.75	$\frac{11I}{33I} = 0.36$	3.8	1	11I*27	9180I	1	11.75
				2	11I*21		2	11.24
				3	11I*15		3	10.80
				4	11I*9		4	10.35
				5	11I*3		5	9.96
				6	11I*3		6	9.96
				7	11I*9		7	10.30
				8	11I*15		8	10.80
				9	11I*21		9	11.24
				10	11I*27		10	11.75
				11	11I*30		11	11.80

**Tableau IV -8:** Distribution des forces sismique par portiques (sens transversal)

➤ **Sens longitudinal (y-y) :**

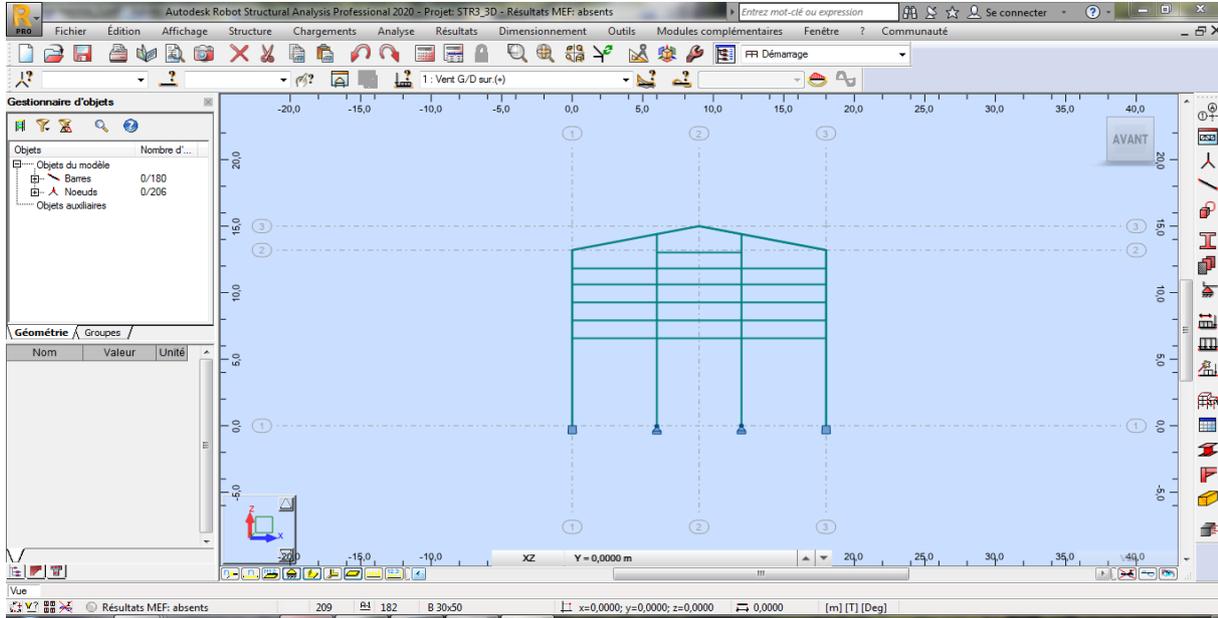
On a :  $e_y = 3.8 \text{ m}$

$I_z(\text{HEA400}) = 8564 \text{ cm}^4$

Niveau	$F_i T$	$\frac{I_y}{\sum I_y}$	$e_y$	Portique	$I_z$	$\sum I_z \cdot d_i$	Force	
Niveau 1	190.82	$\frac{4I}{33I} = 0.13$	3.8	D	4I*20.78	8450.01I	D	80.78
				E	4I*20.78		E	63.62
				F	4I*0		F	63.62
				G	4I*20.78		G	80.78
Niveau 2	90.75	$\frac{4I}{33I} = 0.13$	3.8	D	4I*20.78	8450.01I	D	40.59
				E	4I*20.78		E	40.59
				F	4I*0		F	35.18
				G	4I*20.78		G	40.59

**Tableau IV -9:** Distribution des forces sismique par files (sens longitudinale)

### ❖ Partie B :



**Figure IV-5: Répartition par niveau**

L'étude sismique de la partie (B) de noter projet est la même que celle de la partie (C)

### ❖ Niveau 1 :

élément	Section	Masse (KN/m)	Hauteur(m)	Masse/élément(KN)	Nombre	Poids total(KN)	
Poteau	HEA400	1.25	5.95	7.44	30	223.2	
Potelet	IPE270	0.361	5.95	2.15	4	8.6	
Lisse	UPN120	0.134	5	0.67	40	26.8	83.75
			5	0.67	85	56.95	
Bardage	LL35	0.1338 KN/m <sup>2</sup>	1200 m <sup>2</sup>	/	/	160.56	
Palée de stabilité	L100*10	0.15	5	0.75	8	6	12
			5	0.75	8	6	

## Chapitre IV : Etude sismique

<b>Solive</b>	IPE180	0.188	5.95	1.1186	34	38.03
<b>Poutre maitresse (planche)</b>	IPE330	0.491	5	2.455	25	61.375
<b>Plancher</b>	/	6.15 KN/m <sup>2</sup>	595 m <sup>2</sup>	/	/	3659.25
<b>Poutre secondaire</b>	IPE180	0.188	5.95	1.1186	15	16.779
<b>Poteau de plancher</b>	HEA400	1.25	5.95	7.44	10	74.4
<b>Totale</b>						4329.344

**Tableau IV -10:** Les charges permanentes pour niveau

❖ **Niveau 2 :**

élément	section	Masse (KN/m)	Hauteur(m)	Masse/élément(KN)	Nombre	Poids total(KN)	
<b>Poteau</b>	HEA400	1.25	4.2	5.25	30	157.5	
<b>Potelet</b>	IPE270	0.361	4.2	1.54	4	6.16	
<b>Lisse</b>	UPN120	0.134	5	0.67	40	26.8	83.75
			5	0.67	85	56.95	
<b>Bardage</b>	LL35	0.1338 KN/m <sup>2</sup>	1200 m <sup>2</sup>	/	/	160.56	
<b>Palée de stabilité</b>	L100*10	0.15	5	0.75	8	6	12
			5	0.75	8	6	
<b>Solive</b>	IPE180	0.188	5.95	1.1186	34	38.03	
<b>Poutre maitresse (planche)</b>	IPE330	0.491	5	2.455	25	61.375	
<b>Plancher</b>	/	6.15 KN/m <sup>2</sup>	595 m <sup>2</sup>	/	/	3659.25	
<b>Poutre secondaire</b>	IPE180	0.188	5.95	1.1186	15	16.779	

## Chapitre IV : Etude sismique

<b>Poteau de plancher</b>	HEA400	1.25	4.2	5.25	10	52.5
<b>Totale</b>						4247.9

**Tableau IV -11:** Les charges permanentes pour niveau

### ❖ Niveau 3 :

élément	section	Masse (KN/m)	Hauteur(m)	Masse/élément(KN)	Nombre	Poids total(KN)	
<b>Panne</b>	IPE120	0.104	5	0.52	129	67.08	
<b>Sablière</b>	HEA120	0.199	5	0.995	19	18.905	
<b>Couverture</b>	TL75	0.179 KN/m <sup>2</sup>	1200 m <sup>2</sup>	/	/	214.8	
<b>Poteau</b>	HEA400	1.25	2.98	5.375	33	177.375	
<b>Potelet</b>	IPE270	0.361	2.98	1.075	4	4.3	10.364
			4.2	1.516		6.064	
<b>Lisse</b>	UPN120	0.134	5	0.67	32	21.44	75.04
			5	0.67	80	53.6	
<b>Traverse</b>	IPE360	0.571	7.5	4.2825	20	85.65	
<b>Poutre a vent</b>	L60*6	0.0542	5	0.271	48	13.008	
<b>Palée de stabilité</b>	L100*10	0.15	5	0.75	8	6	12
			5	0.75	8	6	
						459.422	

**Tableau IV -12:** Les charges permanentes pour niveau 2

### Charge d'exploitation :

$$WQ1 = 2.5 \times 100 = 250KN$$

$$WQ2 = 2.5 \times 100 = 250 KN$$

$$WQ3 = 0 \text{ KN}$$

Etage	Wgi(KN)	WQi(KN)	0.5(KN)	Wi(KN)
Niveau 1	4329.344	250	125	4454.344
Niveau 2	4247.9	250	125	4372.9
Niveau 3	459.422	0	0	459.422
<b>Total</b>				9286.66

**Tableau IV -13:** Poids total de la structure

Résumé des résultats obtenus par la méthode équivalente.

✓ **Sens longitudinal (y-y) :**

$$V = \frac{0.08 \times 2.5 \times 1.05}{4} \times 9286.66 = 487.55 \text{ KN}$$

✓ **Sens transversal (x-x) :**

$$V = \frac{0.08 \times 2.7 \times 1.05}{4} \times 9286.66 = 526.55 \text{ KN}$$

D'où l'effort sismique globale agissant à la base :  $V = 526.55 \text{ KN}$

**IV-17-Distribution de la force sismique sur les étages :**

La résultante des efforts sismiques à la base **V** doit être distribuée sur la hauteur de la Structure Selon les formules suivantes :..... (**Voir la formule (4-10) (p46)**).

$V = Ft + \Sigma Fi$  : Force concentrée au sommet de la structure.

$Ft = 0$  : Puisque la période fondamentale de notre structure est inférieure 0.7s

$T_x$  et  $T_y < 0.7s$  donc  $Ft = 0$

$$F_i = \frac{(V - Ft) \times W_i \times h_i}{\sum_{j=1}^n W_j \times h_j} \quad \text{(RPA 99 -2003 -formule (4-11) p47)}$$

$$F_1 = \frac{V \times W_1 \times h_1}{(W_1 \times h_1) + (W_2 \times h_2) + (W_3 \times h_3)}$$

$$F_2 = \frac{V \times W_2 \times h_2}{(W_1 \times h_1) + (W_2 \times h_2) + (W_3 \times h_3)}$$

$$F_3 = \frac{V \times W_3 \times h_3}{(W_1 \times h_1) + (W_2 \times h_2) + (W_3 \times h_3)}$$

Les résultants de la distribution de la force sismique globale V est résumées dans le tableau Suivante :

✓ **Sens transversal (x-x) :**

Niveau	V	$W_i = W_j$	$h_i = h_j$	$W_i \cdot h_j$	$F_i(t)$
1	526.55	4329.344	5.95	25759.59	301.64
2	526.55	4247.9	4.2	17841.18	208.90
3	526.55	459.422	2.98	1369.077	16.03
				44969.847	

✓ **Sens longitudinal (y-y) :**

Niveau	V	$W_i = W_j$	$h_i = h_j$	$W_i \cdot h_j$	$F_i(t)$
1	526.55	4329.344	5.95	25759.59	301.64
2	526.55	4247.9	4.2	17841.18	208.90
3	526.55	459.422	2.98	1369.077	16.03
				44969.847	

### IV-18-Répartition des efforts entre les portiques:

#### a) Centre de masse :

Les coordonnées du centre de masse Cg (Xg, Yg) sont données par la formule suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} Xg = \frac{\sum m_i x_i}{\sum m_i} \\ \text{et} \\ Yg = \frac{\sum m_i y_i}{\sum m_i} \end{array} \right. \quad \text{Pour notre structure on a : } \left\{ \begin{array}{l} Xg = 20.78\text{m} \\ Yg = 30 \text{ m} \end{array} \right.$$

#### b) Centre de torsion:

Les coordonnées du centre de torsion Ct (Xt , Yt ) sont données par la formule suivante:

$$\left\{ \begin{array}{l} Xg = \frac{\sum i_{xi} x_i}{\sum m_i} \\ \text{et} \\ Yg = \frac{\sum i_{yi} y_i}{\sum i_{yi}} \end{array} \right. \quad \text{Pour notre structure on a : } \left\{ \begin{array}{l} Xg = 20.78\text{m} \\ Yg = 30 \text{ m} \end{array} \right.$$

**c) Excentricité:**

➤ *Excentricité réel :*

$$ex = Xg - Xg$$

$$ex = 0$$

$$ey = Yg - Yg$$

$$ey = 0$$

➤ *Excentricité théorique :*

Le RPA99 limite l'excentricité accidentelle à une valeur maximale de 5% de la plus grande dimension de la structure.

$$e = ex = ey = MAX \left\{ \begin{array}{l} MAX\{ex = 0\} \\ MAX\{ey = 0\} \\ \frac{5\%[54] = 2.7} \end{array} \right\} \quad \left\{ \begin{array}{l} ex = 3.8 \text{ m} \\ ey = 3.8 \text{ m} \end{array} \right.$$

La force sismique appliquée au niveau de chaque étage, suivant les directions *OX* et *OY*, se répartie sur le système de contreventement et sur les portiques auto stable respectivement.

Cette répartition est basée sur le principe suivant:

- l'élément le plus rigide et le plus loin du centre de torsion prend le pourcentage le plus grand de l'effort sismique. La distribution des forces sismiques se fait à l'aide de la formule suivante :

$$F_i^k = F_k \times \left[ \left( \frac{I_i}{\sum I_i} \right) + \left( \frac{e \times I_i \times d_i}{\sum I_i \times d_i^2} \right) \right]$$

$F_i^k$ : La force sismique qui revient à la file *i* du niveau *k*

$F_k \left( \frac{I_i}{\sum I_i} \right)$  : Contribution due à la translation.

$d_i$  : la distance entre la file *i* et le centre de torsion suivant la direction *XX* ou *YY*.

**d) Distribution des forces par files :**

➤ **Sens transversal (x-x):**

\* $e_y = 3.8$  m.

\* $I_y(\text{HEA400}) = 45070 \text{ cm}^4$

	$F_i T$	$\frac{I_y}{\sum I_y}$	$e_x$	$I_{y_i} \cdot d_i$		$\sum I_{y_i} \cdot d_i$	$F_i^j (\text{KN})$	
<b>Niveau 1</b>	200.80	$\frac{10I}{30I} = 0.3$	3.8	1	11I*27	12580I	1	11.75
				2	11I*21		2	11.24
				3	11I*15		3	10.80
				4	11I*9		4	10.35
				5	11I*3		5	9.96
				6	11I*3		6	9.96
				7	11I*9		7	10.30
				8	11I*15		8	10.80
				9	11I*21		9	11.24
				10	11I*27		10	11.75

## Chapitre IV : Etude sismique

	$F_i T$	$\frac{I_y}{\sum I_y}$	$ex$	$I_y \cdot d_i$		$\sum I_y \cdot d_i$	$F_i^j$ (KN)	
<b>Niveau 2</b>	190.82	$\frac{10I}{30I} = 0.3$	3.8	1	11I*27	12580I	1	11.75
				2	11I*21		2	11.24
				3	11I*15		3	10.80
				4	11I*9		4	10.35
				5	11I*3		5	9.96
				6	11I*3		6	9.96
				7	11I*9		7	10.30
				8	11I*15		8	10.80
				9	11I*21		9	11.24
				10	11I*27		10	11.75

<b>Niveau 3</b>	90.75	$\frac{10I}{30I} = 0.3$	3.8	1	11I*27	12580I	1	11.75
				2	11I*21		2	11.24
				3	11I*15		3	10.80
				4	11I*9		4	10.35
				5	11I*3		5	9.96
				6	11I*3		6	9.96
				7	11I*9		7	10.30
				8	11I*15		8	10.80
				9	11I*21		9	11.24
				10	11I*27		10	11.75

**Tableau IV -14:** Distribution des forces sismique par portiques (sens transversal)

➤ **Sens longitudinal (y-y) :**

On a :  $e_y = m$

$I_z(\text{HEA400}) = 8564 \text{ cm}^4$

	$F_i T$	$\frac{I_y}{\sum I_y}$	$e_y$	$I_{zi} \cdot d_i$		$\sum I_{zi} \cdot d_i$	$F_i^j (\text{KN})$	
<b>Niveau 1</b>	200.80	$\frac{4I}{30I} = 0.13$	3.8	A	4I*20.78	8450.01I	D	80.78
				B	4I*20.78		E	63.62
				C	4I*0		F	63.62
				D	4I*20.78		G	80.78
<b>Niveau 2</b>	190.82	$\frac{4I}{30I} = 0.13$	3.8	A	4I*20.78	8450.01I	D	40.59
				B	4I*20.78		E	40.59
				C	4I*0		F	35.18
				D	4I*20.78		G	40.59
<b>Niveau 3</b>	90.75	$\frac{4I}{30I} = 0.13$	3.8	A	4I*20.78	8450.01I	D	40.59
				B	4I*20.78		E	40.59
				C	4I*0		F	35.18
				D	4I*20.78		G	40.59

**Tableau IV -14:** Distribution des forces sismique par files (sens longitudinale)

**CHAPITRE V :**

**ETUDE DU PLANCHER**

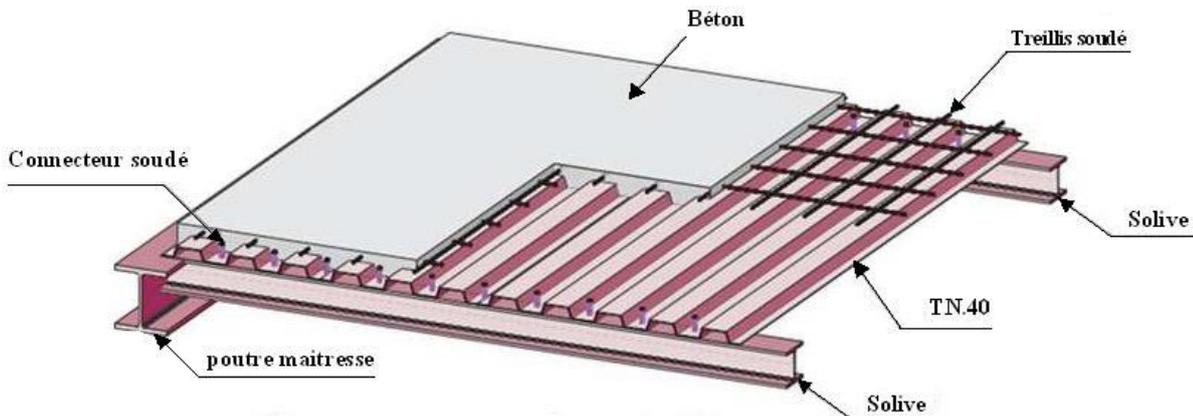
**MIXTE**

### V-1- Introduction :

L'étude du plancher mixte (acier-béton) qui constitue un plan horizontal rigide a pour but de supporter les charges verticales qui sont produites par le poids propre des différents composants ainsi que la surcharge d'exploitation et de les transmettre aux Poteaux et aux palées de stabilité .

### V-2-Définition :

Un plancher mixte est composé d'une couche en béton armé ou précontrainte connecté aux semelles supérieures des solives par des éléments de liaison appelés connecteurs dont le rôle est de rendre solidaire les solives en acier de la dalle de béton en évitant tout glissement relatif. Une telle dalle est dite collaborant, elle participe à l'inertie globale du plancher. Etant la solution la plus économique et la plus judicieuse Techniquement.



*Figure V -1 : Eléments constructifs du plancher*

### V-3-Disposition des solives :

Pour tous les planchers de notre ouvrage, les poutrelles sont disposées dans chaque Trame de 2 poutrelles (solives) avec :

- la distance entre les solives est  $d = 1 \text{ m}$ .
- la longueur de solives est  $l = 5.95 \text{ m}$ .

### V-4- Caractéristiques des éléments constructifs :

#### ✚ L'acier :

On utilise des poutres en IPE, comme solives qui ont les caractéristiques suivantes :

- Module de YOUNG (module d'élasticité longitudinal) →  $E_a = 21.104 \text{ MPA}$
- La limite élastique de traction →  $f_y = 275 \text{ MPA}$
- La limite élastique de cisaillement →  $\tau_e = 0,58 f_y = 159.5 \text{ MPA}$

#### ✚ Le béton :

Pour les planchers, on utilise un béton **C20/25** d'épaisseur  $e = 15 \text{ cm}$  qui ont les Caractéristiques suivantes :

- La résistance caractéristique à la compression →  $f_{c28} = 20 \text{ MPA}$
- La masse volumique →  $\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3 = 25 \text{ KN/m}^3$
- Le module d'élasticité longitudinale →  $E_b = 14000 \text{ MPA}$ .
- Le coefficient de retrait du béton →  $\epsilon = 2.10^{-4}$
- Le coefficient d'équivalence acier/béton :

$$n = \frac{E_a}{E_b} = \frac{210000}{14000} = 15 \quad \rightarrow n = 15$$

### V-5- Méthode de calcul :

Le calcul de plancher mixte se fait en deux phases :

- Phase de construction
- Phase finale

#### V-5-1- Phase de construction :

Le profilé d'acier travail seul et les charges de la phase de construction sont :

- Poids propre du profilé
- Poids propre de la tôle
- Poids propre du béton frais
- Surcharge de construction (ouvrier)

#### V-5-2- Phase finale :

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble. On doit tenir compte des charges suivantes :

- Poids propre du profilé.
- Poids propre de la tôle.

- Poids propre du béton (sec) et revêtement.
- Surcharge d'exploitation finition.

**V-6-Vérification au stade de montage :**

❖ **Evaluation des charges :**

➤ **Les charges permanentes G :**

Poids de la dalle en béton :  $G1 = \rho \cdot e = 2500 \times 0,1 \dots\dots\dots G1 = 2,5 \text{ KN/m}^2$

Poids de la tôle (TN40) + accessoire  $\dots\dots\dots G2 = 0.14 \text{ KN/m}^2$

Poids du treillis soudé  $\dots\dots\dots G3 = 0.01 \text{ KN/m}^2$

Surcharge de construction (parking).....QC = 2.5 KN/m<sup>2</sup>

➤ **Combinaison des charges :**

✓ **à l'ELS :**

$$G = (G1 + G2 + G3 + Q) \times d = (2.5 + 0.14 + 0.01 + 2.5) \times 1 = 5.15 \text{ KN/m}$$

$$qs = 5.15 \text{ KN/m}$$

✓ **à l'ELU :**

$$G = [1.35 (G1 + G2 + G3) + 1.5Q] \times d = [1.35 (2.5 + 0.14 + 0.01) + 1.5 (2.5)] \times 1 = 7.3 \text{ KN/m}$$

$$qu = 7.3 \text{ KN/m}$$

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

$$fz = \frac{5 \times qz \times l^4}{384 \times E \times Iy} \leq fadm$$

Avec :  $fadm = \frac{L}{200} = \frac{595}{200} = 2.975 \text{ cm}$

$$fz = \frac{5 \times qz \times l^4}{384 \times E \times Iy} \leq \frac{L}{200} = 2.975 \text{ cm}$$

$$Iy \geq \frac{5 \times qz \times l^4}{384 \times E \times 2.975} = \frac{5 \times 5.14 \times 10^{-2} \times 595^4}{384 \times 21000 \times 2.975} = 1342.65 \text{ cm}^4$$

$$Iy \geq 1342.65 \text{ cm}^4$$

**D'après le tableau des profilés on adopte IPE 200.**

**V-7- Vérifications à la résistance :**

**Vérification au moment fléchissant :(résistance)**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{plz.rd}$$

$$M_{sd} = \frac{qz \times l^2}{8} = \frac{5.14 \times 5.95^2}{8} = 22.746 \text{ KN. m}$$

$$M_{plz.rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{220.6 \times 23.5}{1} = 5184.1 \text{ KN. cm} = 51.841 \text{ KN. m}$$

$$M_{sd} = 22.746 \text{ KN. m} \leq M_{plz.rd} = 51.841 \text{ KN. m}$$

Donc la condition est vérifiée

**Vérification au cisaillement :**

La vérification au cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$V_{sd} \leq 1/2 V_{plz.rd}$$

$$V_{sd,z} = \frac{qu \times l}{2} = \frac{7.3 \times 5.95}{2} = 21.71 \text{ KN}$$

$$V_{plz.rd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{1400 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1} = 189.94 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 21.71 \text{ KN} \leq 1/2 V_{plz.rd} = 94.97 \text{ KN}$$

Donc la condition  $V_{sd} \leq V_{plz.rd}/2$  est vérifiée

**Remarque :** toutes les conditions sont vérifiées .Donc on n'a pas besoin d'étayement pour la phase de construction.

**Vérification au stade final :( Après durcissement du béton)**

***Evaluation des charges :***

**❖ Les charges permanentes G :**

→ Poids de la dalle en béton :  $G1 = \rho \cdot e = 2500 \times 0,15 \dots \dots \dots G1 = 3,75 \text{ kN/m}^2$

→ Poids de la tôle (TN40) +accessoire.....  $G2 = 0,14 \text{ kN/m}^2$

→ Poids de solive IPE 200.....  $G3 = 0.224 \text{ kN/m}$

→ Poids de revêtement de carrelage et mortier de pose..... **G4 = 1,2kN/m<sup>2</sup>**

→ Poids de cloison ..... **G5 = 1kN/m<sup>2</sup>**

→ Poids de l'enduit en mortier..... **G6 = 0,1kN/m<sup>2</sup>**

$$G = (G1 + G2 + G4 + G5 + G6) \cdot d + G3$$

$$= (3.75 + 0.14 + 1.2 + 1 + 0.1) \cdot 1 + 0.224 \quad \rightarrow G = \mathbf{6.414 \text{ KN/m}}$$

❖ **Les charges variables Q :**

- Surcharge d'exploitation : **P = 2,5 KN/m<sup>2</sup>**

$$Q = P \times d = 2,5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/m}$$

$$Q = \mathbf{2.5 \text{ KN/m}}$$

❖ **Combinaisons des charges :**

à l'ELS :

$$\Sigma G + Q = 6.414 + 2.5 = 8.914 \text{ KN/m} \quad \mathbf{qs = 8.914 \text{ KN/m}}$$

à l'ELU :

$$\Sigma 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q = (1,35 \times 6.414) + (1,5 \times 2.5) = 12.409 \text{ KN/m}$$

$$\mathbf{qu = 12.409 \text{ KN/m}}$$

Après le durcissement du béton, l'inertie de la dalle **IB** participe avec l'inertie des solives **IA**, ce qui donne une inertie équivalente **IA**.

❖ **Calcul de largeur efficace du béton :**

La largeur efficace du béton qui participe à l'inertie équivalente **I**, de la section mixte Notée par  $B_{eff}$  est donnée par :

$$B_{eff} = \min\left(\frac{2 \times l_0}{8}, b\right)$$

, avec  $l_0 = 5.95 \text{ m}$  et  $b = 1 \text{ m}$ ,

$$B_{eff} = \min\left(\frac{2 \times 5.95}{8}, 1\right) = \min(1.48; 1) = 1 \text{ m}$$

$$\text{Donc } B_{eff} = 1 \text{ m}.$$

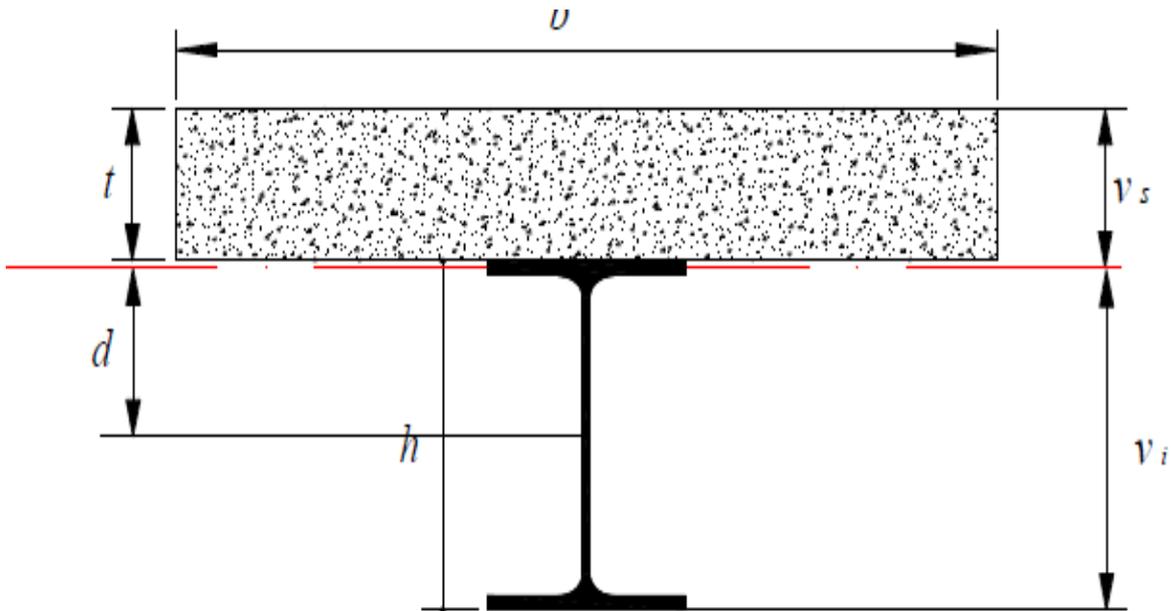


Figure V -2- : Largeur de la dalle effective

❖ La position de l'axe neutre :

La position de l'axe neutre ( $\Delta$ ) de la section mixte par rapport à l'axe neutre de solive est donnée par la formule suivante :

$$d = \frac{B_{eff} \times t}{n} \times \frac{t+h}{2s} \quad \text{avec : } n=15, \quad t = e = 15\text{cm}, \quad B_{eff} = 1 \text{ m}$$

$$S = A + \frac{B}{n} \quad \text{Avec : } B=b \times t$$

$$S = 24 + \frac{100 \times 15}{15} = 124 \text{ cm}^2$$

$$d = \frac{100 \times 15}{15} \times \frac{15+18}{2 \times 124} = 13.30 \text{ cm} \quad d = 13.30 \text{ cm} > \frac{h}{2} = \frac{18}{2} = 9 \text{ cm}$$

❖ Position de l'axe neutre plastique :

$Z_{anp}$  : Position de l'axe neutre plastique à partir de la fibre supérieure du béton.

L'axe neutre plastique c'est un axe qui divise la section de deux aires égales.

$$F_a = A \times \frac{f_y}{\lambda_{M_1}} = 24 \times \frac{23.5}{1} = 564 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad F_a = 564 \text{ KN}$$

$$F_c = b_{eff} \times h_c \times \left( \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_c} \right) = 100 \times 10 \times \left( \frac{0.85 \times 20}{1.5} \right) = 11333.33 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow F_c = 11333.33 \text{ KN}$$

**F<sub>c</sub> > F<sub>a</sub>** => l'axe neutre plastique passe dans la dalle

$$Z_{anp} = \frac{F_a}{b_{eff} \times \left( 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_c} \right)} = \frac{564}{100 \times \left( 0.85 \times \frac{20}{1.5} \right)} = 4.98 \text{ cm}$$

$$Z_{anp} = 4.98 \text{ cm}$$

❖ **L'inertie de l'ensemble poutre-dalle :**

Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre (Δ) est :

$$I_{\Delta} = I_A + A \cdot d^2 + \frac{I_B}{n} + \frac{b_{eff}}{n} \times \left( \frac{t+h}{2} - d \right)^2$$

$$I_{\Delta} = 1317 + 24 \times 10.29^2 + \left( \frac{100 \times 10^3}{12 \times 15} \right) + \left( \frac{100 \times 10}{15} \right) \times \left( \frac{10+18}{2} - 10.29 \right)^2$$

$$I_{\Delta} = 1317 + 2541.23 + 555.55 + 917.62 \Rightarrow I_y = I_{\Delta} = 3044.39 \text{ cm}^4$$

❖ **Moment fléchissant maximal dans la section mixte :**

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{12.409 \times 5.95^2}{8} = 54.91 \text{ KN.m}$$

**V-8-Contrainte de flexion simple :**

❖ **Contrainte dans la poutre d'acier :**

➤ **Semelle inférieure :**

$$\sigma_{ai} = \frac{M_{max}}{I} V_i \quad \text{Avec : } V_i = \frac{h}{2} + d = \frac{18}{2} + 13.30 = 22.3 \text{ cm}$$

$$\sigma_{ai} = \frac{54.91 \times 10^3}{3044.39 \times 10^4} \times 223 = 0.402 \text{ KN/mm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_{ai} = 0.402 \text{ KN/mm}^2$$

➤ **Semelle supérieure :**

$$\sigma_{ac} = \frac{M_{max}}{I} (V_s - t) \quad \text{Avec : } V_s = \frac{h}{2} + t - d = \frac{18}{2} + 15 - 13.30 = 10.7 \text{ cm}$$

$$\sigma_{ac} = \frac{54.91 \times 10^3}{3044.39 \times 10^4} \times (107 - 15) = 0.165 \text{ KN/mm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_{ac} = 0.165 \text{ KN/mm}^2$$

❖ **Contrainte dans la dalle en béton :**

➤ **Fibre supérieure : (Compression)**

$$\sigma_{bs} = \frac{M_{max}}{n \cdot I} \cdot V_s$$

$$\sigma_{bs} = \frac{54.91 \times 10^3}{15 \times 3044.39 \times 10^4} \times 107 = 12.866 \times 10^{-3} \text{ KN/mm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_{bs} = 12.866 \times 10^{-3} \text{ KN/mm}^2$$

➤ **Fibre inférieure :**

$$\sigma_{bi} = \frac{M_{max}}{n \cdot I} \cdot (V_i - t)$$

$$\sigma_{bi} = \frac{54.91 \times 10^3}{15 \times 3044.39 \times 10^4} \times (223 - 107) = 13.94 \times 10^{-3} \text{ KN/mm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_{bi} = 13.94 \times 10^{-3} \text{ KN/mm}^2$$

❖ **Vérification de la flèche :**

On vérifié la condition suivante :

$$f_{max} \leq f_{adm}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_Y} = \frac{5 \times 8.914 \times 10^{-2} \times 595^4}{384 \times 21000 \times 3044.39} = 2.275 \text{ cm} \leq \frac{L}{200} = 2.975 \text{ cm}$$

$$f_{max} = 2.275 \text{ cm} \leq f_{adm} = 2.975 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{Donc la flèche est vérifiée}$$

**Vérifications à la résistance :**

❖ **Vérification au moment fléchissant :(résistance)**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{pi.rd}$$

$$M_{pi.rd} = F_a \times \left( \frac{h_a}{2} + h_p + h_c - Z_{anp} \right)$$

$$M_{pi.rd} = 564 \times \left( \frac{0.18}{2} + 0.04 + 0.06 - \frac{0.0498}{2} \right) = 93.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{pi.rd} = 93.12 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 22.746 \text{ KN.m} \leq M_{pi.rd} = 93.12 \text{ KN.m} \rightarrow$  Donc la flèche est vérifiée

On doit vérifier que :

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} \leq 0.58 f_y$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{12.409 \times 5.95}{2} = 36.91 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_{sd}}{h_i \times t_w} = \frac{36.91}{164 \times 5.3} = 0.042 \text{ KN/mm}^2$$

Donc :  $\tau = 0.042 \text{ KN/mm}^2 \leq 0.58 f_y$  la condition vérifiée

❖ **Contraintes additionnelles de retrait :**

Après coulage de la dalle, le béton, en durcissant, devrait s'accompagner d'un retrait (raccourcissement  $\epsilon$ ). Mais la dalle étant solidarifiée 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, en outre, se cumuler avec l'effet d'un abaissement de température (gradient thermique).

Ces effets provoquent :

- Un raccourcissement  $\varepsilon_a$  de la poutre acier,
- Un allongement  $\varepsilon_b$  de la dalle béton (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 on calcul :

$$\bullet \quad \beta = \frac{h+t}{2} = \frac{18+15}{2} = 16.5 \text{ cm} \quad \rightarrow \beta = 16.5 \text{ cm}$$

$$\bullet \quad \alpha = \frac{I_a}{A \times \beta} = \frac{1317}{24 \times 16.5} = 3.32 \text{ cm} \quad \rightarrow \alpha = 3.32 \text{ cm}$$

$$\bullet \quad K = \frac{A_c \times E_c \times \varepsilon \times \beta \times A_a}{n \times I \times A_a + A_c \times I_a + A_c \times A_a \times \beta^2} \quad \text{Avec : } AC = B_{eff} \times t$$

$$K = \frac{(100 \times 10) \times 2.1 \times 10^6 \times 2 \times 10^{-2} \times 16.5 \times 24}{(15 \times 1317 \times 24) + (100 \times 10 \times 1317) + (100 \times 10 \times 24 \times 16.5^2)} = 0.199 \text{ KN/cm}^3$$

$$K = 0.199 \text{ KN/cm}^3$$

Z1 : Distance entre l'interface et l'axe neutre de la section homogène

$$Z_1 = \frac{h}{2} + \alpha = \frac{18}{2} + 3.32 = 12.32 \text{ cm}$$

Z2 : Distance entre la fibre supérieure du béton et l'axe neutre de la section homogène.

$$\circ \quad Z2 = Z1 + t = 12.32 + 15 = 27.32 \text{ cm}$$

$$\circ \quad E a. \varepsilon = 2.1 \times 10^4 \times 2 \times 10^{-4}$$

D'où les valeurs des contraintes

**Dans l'acier :**

✓ **Semelle inférieure (Traction) :**

$$\sigma_{ai} = K (h - Z_1) = 0.199 \times (18 - 12.32) = 11.30 \text{ N/mm}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{ai} = 11.30 \times 10^{-3} \text{ KN/mm}^2$$

✓ **Semelle supérieure (Compression) :**

$$\sigma_{as} = K \times Z_1 = 0.199 \times 12.32 = 24.538 \text{ N/mm}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{as} = 24.538 \times 10^{-3} \text{ KN/mm}^2$$

**Dans le béton :**

✓ **Fibre inférieure :**

$$\sigma_{bi} = \frac{1}{n} \times (E_a \times \varepsilon - K \times Z_1) = \frac{1}{15} \times (42 - 24.538) = 1.164 \times 10^{-3} \text{ KN/mm}^2$$

✓ **Fibre supérieure :**

$$\sigma_{bs} = \frac{1}{n} \times (E_a \times \varepsilon - K \times Z_2) = \frac{1}{15} \times (42 - (0.217 \times 22.91))$$

$$\sigma_{bs} = 0.246 \times 10^{-3} \text{ KN/mm}^2$$

❖ **Contraintes finales :**

**Dans l'acier :**

✓ **Semelle inférieure (Traction) :**

$$\sigma_{ai} = -191 - 11.30 = 202.3 \text{ Mpa} < 235 \text{ Mpa}$$

✓ **Semelle supérieure (Compression) :**

$$\sigma_{as} = -7 + 24.538 = 31.538 \text{ Mpa} < 235 \text{ Mpa}$$

**Dans le béton :**

✓ **Fibre inférieure :**

$$\sigma_{bi} = -0.0965 + 0.932 = +0.8355 \text{ Mpa} < 0.6 + 0.06f_{c28} = 1.8 \text{ Mpa}$$

✓ **Fibre supérieure (Compression) :**

$$\sigma_{bs} = 13.94 - 0.246 = 13.69 \text{ Mpa} < 20 \text{ Mpa}$$

### V-9-Calcul de la poutre principale :

Les poutres porteuses 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.

Dans notre cas on va s'intéresser pour le cas le plus défavorable.

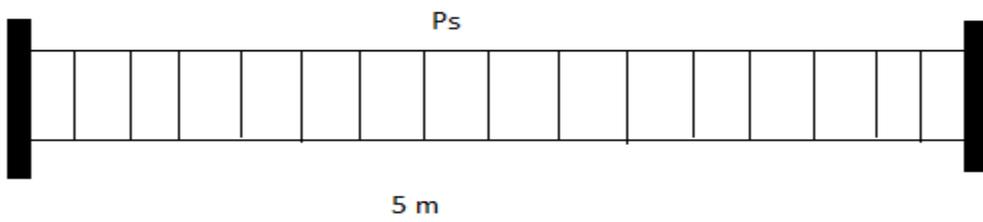
### ❖ Caractéristiques du plancher :

- Portée du sommier :  $L = 5 \text{ m}$
- Entre axe des sommiers :  $d_{\text{sommier}} = 5.95 \text{ m}$
- Entre axe des solives :  $d_{\text{solives}} = 1 \text{ m}$
- Charges permanentes du plancher :  $G = 6.15 \text{ KN/m}^2$
- Surcharges d'exploitation :  $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$
- Poids de la solive :  $G_{\text{solives}} = 0,188 \text{ KN/m}$
- Les solives exercent des charges concentrées sur le sommier avec :

$$P_{\text{solives}} = G_{\text{solive}} \times e_{\text{sommier}} = 0,188 \times 5.95 = 1.1186 \text{ KN}$$

### ❖ Vérification de la flèche :

On considère le sommier soumis à une charge répartie  $P_s$  sur sa longueur.



**Figure V – 3 : Sommier sous charge équivalente.**

### ❖ Pré dimensionnement :

$$P_s = [G + Q] \times d_{\text{sommier}} + [(5 \times P_{\text{solive}}) / L]$$

$$P_s = [6.15 + 2.5] \times 5.95 + [(5 \times 1.1186) / 5]$$

$$P_s = 52.586 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier que :

$$f_z = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{500}{200} = 2.5 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times 2.5} = \frac{5 \times 52.586 \times 10^{-2} \times 500^4}{384 \times 21000 \times 2.5} = 815.09 \text{ cm}^4$$

$$I_y \geq 815.09 \text{ cm}^4$$

D'après le tableau des profilés on adopte IPE 180.

**✚ Vérification de la flèche en tenant compte du poids du profilé :**

$$P's = PS + GProfile = 52.586 + 0.188 = 52.774 \text{ KN/m}$$

$$f_z = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 52.774 \times 10^{-2} \times 500^4}{384 \times 21000 \times 1317} = 1.5 \text{ cm}$$

$$f_z = 1.5 \text{ cm} \leq f_{adm} = 2.5 \text{ cm} \quad \text{Donc la flèche est vérifiée}$$

**❖ Vérifications de la résistance :**

**✚ Détermination de la classe de la section :**

⇒ **Classe de la semelle (semelle comprimé) :**

$$\text{Semelle comprimée : } \frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{8} = \frac{91/2}{8} = 5.68 < 10\varepsilon \quad \text{Semelle de classe 1.}$$

$$\text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

⇒ **Classe de l'âme (âme fléchie) :**

$$\text{Ame fléchée : } \frac{d}{t_w} = \frac{146}{5.3} = 27.54 < 72\varepsilon \quad \text{Ame de classe 1.}$$

**❖ Vérification au moment de flexion :**

$$P_u = 1.35 [(G \times d \text{ sommier}) + 5(G \text{ solive} \times d \text{ sommier})/L] + 1.5 \times (Q \times d \text{ sommier})$$

$$P_u = 1.35 [(6.15 \times 5.95) + 5(0.188 \times 5.95)/6] + 1.5 \times (2.5 \times 5.95)$$

$$P_u = 72.97 \text{ KN/m}$$

$$\blacksquare M_{sd} = \frac{P_u \times l^2}{12} = \frac{72.97 \times 5^2}{12} = 152.02 \text{ KN.m}$$

$$M_{SD} = 152.02 \text{ KN.m}$$

$$\blacksquare M_{pl.rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{166.4 \times 23.5}{1} = 3910.4 \text{ KN.cm} = 39.10 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl.rd} = 39.10 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} > M_{pl.rd} \Rightarrow \text{Non vérifiée}$$

Condition de résistance non vérifiée on augmente le profilé

$$M_{pl.rd} \geq M_{sd} \Rightarrow \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m_0}} \geq M_{sd}$$

$$W_{pl} \geq \frac{M_{sd} \times \gamma_{m_0}}{f_y} = \frac{15202 \times 1}{23.5} = 646.89 \text{ cm}^3$$

On adopte un profilé IPE330.

D'où :

$$P_u = 1.35 [(G \times d \text{ sommier}) + 5(G \text{ solive} \times d \text{ sommier})/L] + 1.5 \times (Q \times d \text{ sommier})$$

$$P_u = 1.35 [(6.15 \times 5.95) + 5(0.491 \times 5.95)/6] + 1.5 \times (2.5 \times 5.95)$$

$$P_u = 74.99 \text{ KN/m}$$

$$\blacksquare M_{sd} = \frac{P_u \times l^2}{12} = \frac{74.99 \times 5^2}{12} = 152.02 \text{ KN.m}$$

$$M_{SD} = 156.06 \text{ KN.m}$$

$$\blacksquare M_{pl.rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m_0}} = \frac{804.3 \times 23.5}{1} = 18901.05 \text{ KN.cm} = 189.01 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl.rd} = 189.01 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 156.06 \text{ KN.m} \leq M_{pl.rd} = 189.01 \text{ KN.m}$$

→La condition de résistance est vérifiée

### ❖ Vérification au Cisaillement :

$$V_{sd} = \frac{P_u \times l}{2} = \frac{74.99 \times 5.95}{2} = 223.09 \text{ KN}$$

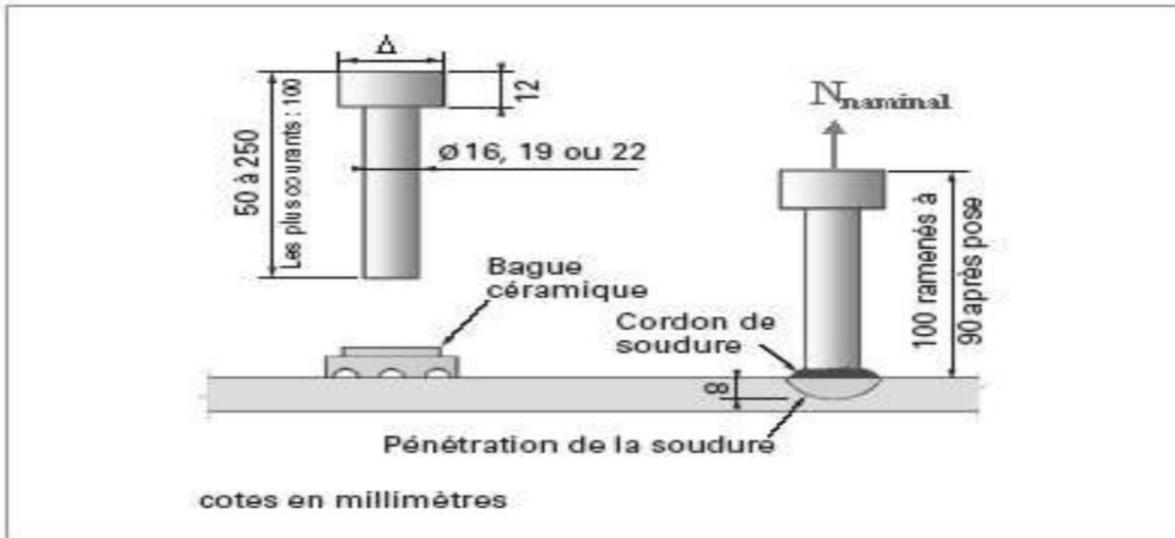
$$V_{pl.rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{m_0}} = \frac{30.81 \times (23.5 / \sqrt{3})}{1} = 418.02 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 223.09 \text{ KN} < V_{pl.rd} = 418.02 \text{ KN} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on adopte **IPE330** pour la poutre secondaire.

**V-10-Calcul et dimensionnement des connecteurs :**

Lorsque la poutre mixte est soumise aux actions extérieures. Un glissement apparait entre le béton et l'acier. Pour éviter cela et rendre solidaire le béton et l'acier on utilise des connecteurs.



**Figure V – 4: Caractéristique des connecteurs**

⇒ **Nombre de connecteurs :**

Doit être égal au moins à l'effort de cisaillement de calcul déterminé de calcul déterminer (section 6.2 EC.4), divisé par la résistance de calcul d'un connecteur

Prd section (6.3 Ou 6.5 EC4) :

$$N \geq \frac{V_{lf}}{P_{rd}}$$

⇒ **Capacité de déformation des connecteurs :**

On appelle connecteurs ductiles ceux qui offrent une capacité de déformation suffisante pour justifier l'hypothèse d'un comportement plastique idéal de la connections au sein de la structure considérée.

$$10 \leq L \leq 25 \quad \text{Et} \quad \frac{N}{N_f} \geq 0.04 L$$

Avec :

- L : portée en mètre.
- $N_f$ : le nombre de connecteurs déterminé pour la longueur de la poutre

- $N$ : nombre de connecteurs présents à l'intérieur de la même longueur de poutre.

⇒ **Effort de cisaillement longitudinal :**

Connections complète :

$$V_{lf} = \min \left\{ \frac{A_a \times f_y}{\gamma_{m0}} ; \frac{0.85 \times h_c \times f_{c28}}{\gamma_c} \right\} \dots\dots\dots [\text{EC04 art (6.2.1.1)}]$$

*Avec :*

$A_a$  : Aire de l'élément structural

$f_{c28}$  : La résistance caractéristique sur cylindre du béton, à l'âge considérée.

$\gamma_{m1}$ : Coefficient de sécurité pour l'acier.

$\gamma_c$ : Coefficient de sécurité pour le béton

$h_c$  : Hauteur de la dalle

**✚ Résistance de calcul des connecteurs :**

⇒ Goujons à tête utilisée avec des tôles profilées en acier.

⇒ Tôles dont les nervures sont perpendiculaires aux poutres porteuses.

$$P_{rd} = \min \{ P_{rd1} ; P_{rd2} \} \dots\dots\dots [\text{EC04 art (6.3.2.1)}]$$

$$P_{rd1} = 0.8 \times f_u \times \frac{\pi \times d^2}{4} \times \frac{1}{\gamma_v}$$

$$P_{rd2} = 0.29 \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{f_{ck} \times E_{cm} \times \frac{1}{\gamma_v}}$$

*Avec :*

$d$ : Le diamètre du fut du goujon.

$f_u$  : Résistance en traction spécifique du matériau du goujon, sans dépasser

$f_{ck}$  : La résistance caractéristique sur cylindre du béton, à l'âge considérée.

$E_{cm}$ : La valeur moyenne du module sécant du béton.

$\gamma_v$  : Coefficient partiel de sécurité pris égal à 1.25 à l'état limite ultime.

$\alpha$  : Facteur de correction.

$$\text{Et } \left\{ \begin{array}{l} \alpha = 1 \text{ Pour } \frac{h}{2} > 4 \\ \alpha = 0.2 \times \left[ \frac{h}{d} + 1 \right] \text{ Pour } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \end{array} \right\}$$

Avec :

**h** : la hauteur hors tout du goujon.

**1. Calcule des goujons :**

$b_0 = 330\text{mm}$ ,  $h_p = 40\text{mm}$ ,  $h = 80\text{mm}$ ,  $d = 19\text{mm}$ .

$$\frac{h}{d} = \frac{80}{19} = 4.2 > 4 \Rightarrow \alpha = 1$$

**2. Déterminer le Nombre de goujon :**

⇒ **Calcule  $V_{lf}$ :**

$A_a = 24 \text{ cm}^2$  (IPE180),  $f_y = 23.5 \text{ KN/cm}^2$  (S235) Et  $f_{ck} = 2 \text{ KN/cm}^2$  (C20/25)

$\gamma_c = 1.5$ ,  $\gamma_{m1} = 1$  ;  $A_c = b e f \times t = 100 \times 10 = 1000 \text{ cm}^2$

$$V_{lf} = \min \left\{ \frac{24 \times 23.5}{1} ; \frac{0.85 \times 1000 \times 2}{1.5} \right\}$$

$$V_{lf} = \min \{ 376 \text{ KN} ; 1700 \text{ KN} \}$$

$$V_{lf} = 376 \text{ KN}$$

⇒ **Calcule  $P_{rd}$ :**

$f_u = 40 \text{ KN/cm}^2$  ;  $f_{ck} = 2 \text{ KN/cm}^2$  ;  $E_{cm} = 30.5 \times 10^2$

$$\text{D'après (1) : } P_{rd1} = 0.8 \times 40 \times \frac{3.14 \times 1.9^2}{4} \times \frac{1}{1.25}$$

$$P_{rd1} = 72.55 \text{ KN}$$

$$\text{D'après (2) : } P_{rd2} = 0.29 \times 1 \times 1.9^2 \times \sqrt{2 \times 30.5 \times 10^2 \times \frac{1}{1.25}}$$

$$P_{rd2} = 73.13 \text{ KN}$$

$$\text{Alor : } P_{rd} = \min \{ 72.55 \text{ KN} ; 73.13 \text{ KN} \} = 72.55 \text{ KN}$$

**D'où :** 
$$N \geq \frac{V_{lf}}{P_{rd}} = \frac{376}{72.55} = 5.18 \approx 6$$

⇒ N= 6 goujons

Soit N = 6 goujons sur la demi-longueur de la poutre, c'est-à-dire 15 goujons sur la longueur totale de la poutre.

Il est permis d'espacer les goujons uniformément sur la longueur d'interface, car ici toutes les sections critiques considérées sont de classe 1. La distance entre goujons est de :

$$S = \frac{L_{cr}}{N} \quad \text{Avec: } L_{cr} = \frac{L}{2} = \frac{595}{2} = 297.5 \text{ cm}$$

$$S = \frac{297.5}{6} = 49.58 \text{ cm}$$

→ Donc chaque 28.7 cm on a un goujon.

**D'où:** 
$$\frac{N}{N_f} = \frac{6}{5.18} = 1.16 > 0.04 L = 0.238 \quad \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

### 3. Vérification des soudures :

a : la gorge

$$a < \min (d ; t_f) = (19 ; 8) = 8 \text{ mm}$$

L : longer de cordon de soudure circulaire

$$L = \pi \times d = 3.14 \times 19 = 59.66 \text{ mm}$$

$$\text{Acier 235} \left\{ \begin{array}{l} \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{mw} = 1.25 \\ f_u = 360 \text{ Mpa} \end{array} \right\}$$

L'effort résistant au cisaillement vaut :

$$F_{wrd} = a \times l \times \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{mw} \times \sqrt{3}}$$

$$F_{wrd} = 8 \times 59.66 \times \frac{360 \times 10^{-3}}{0.8 \times 1.25 \times \sqrt{3}}$$

$$F_{wrd} = 99.20 \text{ KN}$$

L'effort sollicitant est donnée par :

$$F_{sd} = \frac{V_{lf}}{N} = \frac{376}{6} = 62.66 \text{ KN}$$

$F_{sd} = 62.66 \text{ KN} < F_{wrd} = 99.20 \text{ KN} \Rightarrow \text{Vérfiée}$

**V-11-Ferrailage de la dalle du plancher :**

**A. Evaluation des charges :**

Désignation	$\rho \text{ ( kg/m}^3\text{)}$	e(m)	G ( kg/m <sup>2</sup> )
Carrelage	<b>2200</b>	<b>0.02</b>	<b>44</b>
Mortier de pose			<b>40</b>
Lit de sable			<b>36</b>
Dalle pleine (15) (béton armé)			<b>375</b>
Enduite en plâtre			<b>20</b>
Cloisons intérieures			<b>100</b>
<b>G</b>	<b>615 kg/m<sup>2</sup></b>		
<b>Q (parking)</b>	<b>250 kg/m<sup>2</sup></b>		

*Tableau V-1- : les charges*

**G = 6.15KN/m<sup>2</sup>**

**Q = 2.5 KN/m<sup>2</sup>**

**B. Combinaisons d'actions :**

⇒ **Etat Limite Ultime :**

$P_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.15 + 1.5 \times 2.5 = 12.05 \text{ KN/m}^2$

⇒ **Etat Limite de Service :**

$P_s = G + Q = 6.15 + 2,5 = 8.65 \text{ KN/m}$

Je perndes une bande de largeur b=1m

$P_u = 12.05 \times 1 = 12.05 \text{ KN/m}$

$P_s = 8.65 \times 1 = 8.65 \text{ KN/m}$

**C. Sens de travail de la dalle pleine :**

La dalle est reposée sur 4 cotées, les dimensions de panneau plus sollicité sont :

$$l_x = 5.95m$$

$$l_y = 7.35 m$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{5.95}{7.35} = 0.81 \geq 0.4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

**Moment en travée et en appuis :**

➤ **E.L.U :**

$$\begin{cases} v = 0 \\ \rho = 0.81 \end{cases} \quad \text{Tab(BAEL91)} \quad \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0550 \\ \mu_y = 0.6135 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times p_u \times l_x^2 = 0.0550 \times 12.05 \times (5.95)^2 = 23.46 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.6135 \times 23.46 = 14.39 \text{ KN.m}$$

- $M_{tx} = 0.75 \times M_{0x} = 0.75 \times 23.46 = 17.595 \text{ KN.m}$
- $M_{ty} = 0.75 \times M_{0y} = 0.75 \times 14.39 = 10.7925 \text{ KN.m}$
  
- $M_{ax} = -0.50 \times M_{0x} = -0.50 \times 23.46 = -11.73 \text{ KN.m}$
- $M_{ay} = -0.50 \times M_{0y} = -0.50 \times 14.39 = -7.195 \text{ KN.m}$

$$M_{ay} < M_{ax} = -11.73 \text{ KN.m}$$

**Effort tranchent :**

$$T_x = p_u \times \frac{l_x}{2+\rho} = 12.05 \times \frac{5.95}{2+0.81} = 25.51 \text{ KN}$$

$$T_y = p_u \times \frac{l_x}{3} = 12.05 \times \frac{5.95}{3} = 23.899 \text{ KN}$$

On grande maximent de  $T_x = 25.51 \text{ KN}$

➤ **E.L.S :**

$$\begin{cases} v = 0.2 \\ \rho = 0.81 \end{cases} \quad \text{Tab(BAEL91)} \quad \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0672 \\ \mu_y = 0.7246 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times p_s \times l_x^2 = 0.0672 \times 8.65 \times (5.95)^2 = 20.578 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.7246 \times 20.578 = 14.91 \text{ KN.m}$$

- $M_{tx} = 0.75 \times M_{0x} = 0.75 \times 20.578 = 15.43 \text{ KN.m}$
- $M_{ty} = 0.75 \times M_{0y} = 0.75 \times 14.91 = 11.18 \text{ KN.m}$
  
- $M_{ax} = -0.50 \times M_{0x} = -0.50 \times 20.578 = -10.289 \text{ KN.m}$
- $M_{ay} = -0.50 \times M_{0y} = -0.50 \times 14.91 = -7.455 \text{ KN.m}$

$$M_{ay} < M_{ax} = -10.289 \text{ KN.m}$$

#### **D. Calcul de ferrailage :**

La section à ferrailer est  $(1 \times 0.30) \text{ m}^2$ , le calcul des armatures se fait à la flexion simple, le tableau suivant représente la récapitulation des calculs effectués, les formules et les sections minimales des armatures dans les deux directions, sont comme suit :

Largeur de bande :  $b=1\text{m}$ .

Hauteur de bande :  $hc=8\text{cm}$ .

La hauteur utile :  $d=0.9h=7.2\text{cm}$ .

Contrainte de béton :  $=14.2\text{MPa}$ .

Résistance caractéristique à la traction du béton :  $f_{ctk}=2.1\text{MPa}$ .

Contrainte de l'acier d'armatures :  $=348\text{MPa}$ .

Alors les formules utilisées pendant les calculs sont les suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times b \times \beta}$$

**E. Section minimale des armatures :**

*-Selon le sens de yy :*

$$\rho_0 = \frac{2}{\rho_{\text{béton}}} = \frac{2}{25} = 0.08$$

$$A_{ymin} = \rho_0 \times b \times h = 0.08 \times 1 \times 30 = 2.4 \text{ cm}^2$$

*-selon le sens de xx :*

$$A_{xmin} = \frac{3 - \left(\frac{l_x}{l_y}\right)}{2} \times A_{ymin} = \frac{3 - 0.81}{2} \times 2.4 = 2.6 \text{ cm}^2$$

		<b>Mu KN.m</b>	<b>μ</b>	<b>α</b>	<b>β</b>	<b>Au (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Amin (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Le choix</b>	<b>Afer (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>St (cm)</b>
Sens(x-x)	En travée	50.81	0.049	0.051	0.979	1.49	2.86	4HA10	3.14	25
	En appuis	25.4	0.024	0.030	0.988	0.738	2.86	4HA10	3.14	25
Sens(y-y)	En travée	24.75	0.023	0.029	0.988	0.71	2.4	4HA10	3.14	25
	En appuis	16.5	0.015	0.018	0.992	0.47	2.4	4HA10	3.14	25

**Tableau V-2- : calcul des sections de ferrailage de dalle pleine.**

Toutes les valeurs de moment réduit  $\mu$  sont inférieure à  $\mu_{AB}=0.186$ , pour cela il y pas des armatures comprimées  $A'=0$ .

**F. Vérification au cisaillement :**

La vérification de l'effort tranchant dans les dalles se fait suivant les deux directions selon les formules suivantes :

- *Suivant le sens x :*

$$T_{ux} = \frac{Q_u}{2ly + lx} = \frac{12.05}{2 \times 7.35 + 5.95} = 0.58 \text{ KN}$$

-*suivant le sens y :*

$$T_{uy} = \frac{Q_u \times lx \times ly}{3 \times ly} = \frac{12.05 \times 5.95 \times 7.35}{3 \times 7.35} = 23.899 \text{ KN}$$

$$T_{umax} = (T_{ux}; T_{uy}) = 23.899 \text{ kN}$$

Donc il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \tau_l$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{bd} = \frac{23.899 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} = 0.09 \text{ MPa}$$

$$\tau_l = \min \left( 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u \leq \tau_l$       **la condition est vérifiée**

### **G. Vérification des contraintes :**

La vérification des contraintes se fait selon les règles de CBA93 et BAEL91 avec la fissuration de la dalle est considérée comme préjudiciable. On doit vérifier donc :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

Avec :

La contrainte admissible du béton :  $\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

La contrainte admissible de l'acier des armatures selon l'état de fissuration :

$\bar{\sigma}_s = (23. f_{e28}; 100 \sqrt{\eta f_{t28}}) = 176 \text{ MPa}$  Fissuration très préjudiciable.

La contrainte du béton  $\sigma_b = k \times y$

La contrainte de l'acier  $\sigma_s = 15 k (d - y)$

$y$  : représente la position de l'axe neutre de la section homogène à la fibre la plus comprimée, il est déterminé par la résolution de l'équation de deuxième degré suivant :

$$\frac{1}{2}y^2 - n \times A_{fer}(d - y) = 0 \Rightarrow by^2 + 30A_{fer} \times y - 30A_{fer} \times d = 0$$

L'équation donc devient :

$$100y^2 + 94.2y - 25434 = 0$$

Après la résolution, on a trouvé les résultats suivants :

$$y = 4.6 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A_{fer}(d - y)^2 = 26877.429 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}^{max}}{I} = \frac{50.81}{26877.429 \times 10^{-8}} = 189.043 \text{ MN/m}^3$$

$$\sigma_b = k \times y = 189.043 \times 4.6 \times 10^{-2} = 8.695 \text{ MPa}$$

$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$  ..... **la condition est vérifiée.**

$$\sigma_s = 15(d - y) = 15 \times 189.043(0.27 - 0.046) = 635.184 \text{ MPa}$$

$\sigma_s > \bar{\sigma}_s$  ..... **la condition n'est pas vérifiée.**

Donc on augmente la section d'armature.

On choisit  $A_{fer} = 4\text{HA}20 = 12.56 \text{ cm}^2$ .

$$I = 100 \times \frac{4.6^3}{3} + 15 \times 12.56(27 - 4.6)^2 = 97776.117 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{50.81}{97776.117 \times 10^{-8}} = 51.965 \text{ MN/m}^3$$

$$\sigma_s = 15 \times 51.965(27 - 4.6) = 174.60 \text{ MPa} \quad \square$$

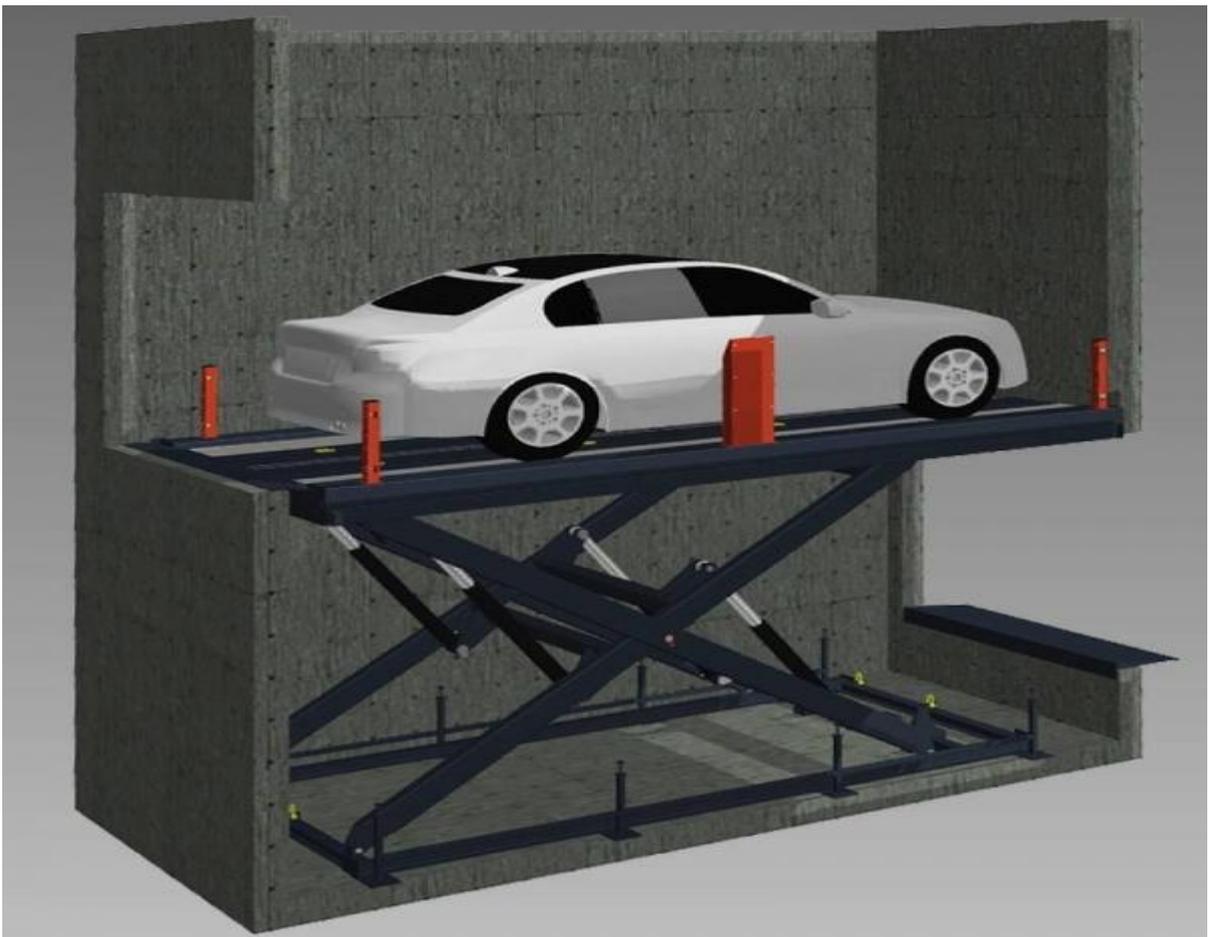
$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$  ..... **La condition est vérifiée.**

### V-12-Monte-charge : (ascenseur pour voitures) :

#### a) Introduction:

Un monte-charge est un système de déplacement vertical qui permet d'apporter des marchandises d'un étage à un autre assez facilement. La grande différence avec l'ascenseur est que le monte-charge est dédié uniquement au transport d'objets ou de marchandises mais il n'est pas adapté pour l'Homme.

Les ascenseurs pour voitures révolutionnent les espaces : non seulement ils résolvent les problèmes liés au stationnement, mais créent également des formes et des espaces qui complètent les nouveaux styles de vie de notre société. Design, architecture et urbanisme s'entremêlent avec de nouvelles solutions technologiques et d'ingénierie pour créer un dialogue entre le plus haut niveau de fonctionnalité et les valeurs esthétiques, en préservant des espaces urbains et des bâtiments historiques.



### **b) Les fonctions des ascenseurs pour voitures :**

Les ascenseurs pour voitures ont une triple fonction, selon où ils se trouvent :

#### **Fonctionnalité :**

L'ascenseur devient un allié pour le concepteur pour créer une liaison verticale dans les endroits où, pour des raisons de place, il n'est pas possible de construire une rampe d'accès. Il devient alors un moyen de transport essentiel qui relie de façon élégante les différents niveaux d'un parking qui, autrement, seraient inaccessibles. L'optimisation de l'espace permet d'obtenir un plus grand nombre de places de parking et ces places restent accessibles même en cas de neige, lorsqu'une rampe d'accès risque de devenir glissante ou d'être inondée en cas de mauvais temps.

#### **Esthétique :**

L'ascenseur devient une solution remplaçant la rampe en unissant fonctionnalité et qualités esthétiques tout en permettant de consacrer tous les espaces extérieurs aux cours ou aux espaces verts qui sont ainsi préservés. La possibilité de revêtir le toit de l'ascenseur avec n'importe quel matériau contribue à l'obtention d'un résultat invisible et prestigieux. Le système peut être personnalisé grâce à un vaste choix de couleurs, éclairages et finitions pour un résultat unique en harmonie avec l'environnement dans lequel il est inséré. Ce type de solution s'insère naturellement dans le style de vie de la maison en donnant une impression d'ordre, d'élégance ainsi qu'une nouvelle organisation soignée de l'espace.

#### **Protection :**

L'ascenseur devient un système de sécurité dans des endroits où on désire camoufler un garage pour protéger ses voitures ou ses collections garées dans un espace souterrain. Les solutions avec toit de camouflage restent invisibles lorsque l'ascenseur n'est pas en mouvement ; les opérations de transport de la voiture peuvent se faire uniquement grâce à une clé ou un badge codé ; seule une voiture peut être transportée à la fois. Le parking desservi par un ascenseur pour voitures bénéficie donc d'une meilleure sécurité et confidentialité, en devenant un endroit secret où les véhicules sont conservés ou un showroom où les collections peuvent être exposées.

### V-12-Fiche Technique :( escalier préfabriqué) :

L'accès d'un étage à un autre est assuré par un escalier préfabriqué, les renseignements nécessaires sont détaillés dans la fiche technique suivante :



#### **Matière :**

- Acier Galvanisé à chaud
- Aluminium Brut
- Inox 304L ou 316L

**Hauteur :** Jusqu'à 32 marches en 3 volées (2 Palier intermédiaires deux ropes)

**Passage libre :** Largeur de marche (et palier) variable : de 600 à 1400 mm

#### **Inclinaison :**

Angle d'inclinaison variable de 30° à 45° (fabrication d'échelle à marches

Pour angle > 45°)

**Limon :** Montant d'escalier robuste en tôle pliée

**Garde-corps :** Équipée de garde-corps composés de lisses, sous lisses et plinthes

**Palier :** Palier intermédiaire ou d'arrivée sur mesure

**Platelage :**

Marches et paliers en caillebotis à haute performance anti-dérapante ou en

Tôle larmée

**Assemblage :** Assemblage robuste par soudure et/ou boulonnage

**Fixation :**

- Platine au sol, plots étanches ou roulettes
- Consoles murales
- Jambe de force suivant la hauteur et la reprise murale possible

**Options :**

- Laquage RAL standard
- Garde-corps sur mesure (dimensions, habillage tôle perforée...)
- Portillon d'accès ou de sortie

**Normes :** Conforme aux normes *NFE 85 015 et NF EN ISO 14 122-3*

**CARACTERISTIQUES TECHNIQUES :**

- Accès aux étages
- Accès techniques
- Sortie de secours
- Accès extérieurs

**DOMAINES D'APPLICATIONS :**

- Escalier roulant
- Accès terrasse

- Escalier métallique

Pour loft :

Illustrations & photos non contractuelles – Anoxa se réserve le droit de modifier ces plans sans préavis – Rédaction Avril 2019

**Rue de la coulée verte - P.A de la fringale - 27100 VAL DE REUIL - Tel. 02 32 09 57 80 - Fax. 02 32 09 57 92 – [www.anoxa.fr](http://www.anoxa.fr)**

### LEXIQUE :

- Saut de loup

- Escalier quart tournant

- Escalier de convoyeur

**CHAPITRE VI :**  
**DIMENSIONNEMENT DES**  
**ELEMENTS STRUCTURAUX**

## **VI-1- Introduction :**

Après le pré-dimensionnement des éléments et leur modalisation, on procède à la vérification (traction, flambement et résistance) sous les efforts les plus défavorables tirés du logiciel ROBOT 2013.

Avant de commencer la modalisation de la structure, on doit préalable définir quelques paramètres (préférence de l'affaire), concernant les règlements adoptés pour les calculs, et les unités.

Nous pouvons commencer la modélisation de la structure, une étape primordiale pour pouvoir dimensionner une structure avec logiciel ROBOT et que sa traduit par la conception de la structure étudiée à 3D, en prenant sois de bien choisir pour chaque élément un type de profile couramment utilisé en réalité.

Après avoir modaliser la structure, on passe aux chargements, en affectant à la structure les déférents charges à quelle elle est soumise.

Notre structure est à chaque type d'élément soumise aux charges suivantes :

Poids propre de la structure

- ⇒ Charges permanentes (couverture, accessoires .....
- ⇒ Charge d'exploitation
- ⇒ Charges climatiques (vent, la neige)
- ⇒ Charge sismique

Ayant terminé le chargement de la structure, on passe à la définition des combinaisons (ELU, ELS, ACC) avec lesquelles le logiciel ROBOT effectué le dimensionnement et la vérification, ensuite on affecte à chaque type d'élément les paramètres de flambement et de déversement pour le calcul à ELU, ainsi que les déplacements et la flèche à ELS, selon le type de chaque élément, et on lance l'analyse de la structure.

Après avoir effectué toute ces étapes, on pourra passer de pré-dimensionnement des éléments de la structure en procède comme suite :

Pour avoir effectué un pré-dimensionnement au pour chaque type d'élément ce qu'on appelle une famille, en sélection la listes des profils on veut que le logiciel dimensionne notre élément. On lance le calcul, et on choisit parmi les résultats adopté à notre cas.

## **=Chapitre VI : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX=**

Noter projet se compose de trois hangars l'étude des éléments principaux (poteaux ; traverse ; contreventement ; panne sablière) s'est effectué pour les éléments les plus sollicités appartenant à l'hangar (A) , et la même procédure de dimensionnement et vérification on a calculer les élément principaux des autres hangars (B) et (C) .

### **VI -2-JUSTIFICATION DES POTEAUX (HEA400) :**

#### **Efforts sollicitants :**

Les efforts de sollicitations les plus défavorables calculées par le logiciel ROBOT sont :

$$M_{sdy} = 140.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdz} = 3.87 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd \text{ max}} = 80.17 \text{ KN}$$

$$V_{sd \text{ max}} = 40.74 \text{ KN}$$

⇒ **Vérification :**

#### **A. Vérification à la résistance :**

##### **✚ Classe de la section :**

*Classe de la semelle : (comprimée)*

$$c / t_f = b_f / 2 * t_f \leq 10 \epsilon \quad \text{donc : } (300 / 2 * 19) = 7.89 \leq 10 \epsilon \quad \text{Semelle de classe 1}$$

*Classe de l'âme : (fléchie)*

$$d / t_w = 298 / 11 = 27.09 < 72 \epsilon \quad \text{Ame de classe 1}$$

Les poteaux de section **HEA400** sont de **classe 01**

#### **B. Vérification de l'effort tranchant :**

Il faut vérifier que :  $V_{sd} \leq 0.5 V_{plRd}$

$$V_{sd} = 40.74 \text{ KN}$$

$$V_{pl.rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{57.33 \times 235}{\sqrt{3} \times 1.1} = 707.125 \text{ KN}$$

## **=Chapitre VI : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX=**

$$0.5V_{plRd} = 353.56 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 40.74 \text{ KN} < 0.5V_{plRd} = 155.285 \text{ KN} \quad \text{vérifiée}$$

### **C. Vérification à l'effort normal :**

Il faut vérifier que  $N_{sd} < N_{pl.Rd}$

$$N_{sd} = 80.17 \text{ KN}$$

$$N_{pl.rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{159 \times 23.5}{1.1} = 3396.81 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 80.17 \text{ KN} < N_{pl.Rd} = 3396.81 \text{ KN} \quad \text{vérifiée}$$

### **D. Vérification au moment fléchissant :**

Il faut vérifier que :  $M_{sd} \leq M_{plRd}$

$$M_{sdy} = 140.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl.rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2562 \times 10^{-3} \times 235}{1.1} = 547.33 \text{ KN}$$

$$M_{sdy} = 140.75 \text{ KN.m} < M_{plRd} = 547.33 \text{ KN.m} \quad \text{vérifiée}$$

### **E. Vérification de l'élément aux instabilités :**

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

*Flexion composée avec risque de flambement :*

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl.rd}} + \frac{K_y \times M_{ysd}}{M_{pl.rd.y}} + \frac{K_z \times M_{zsd}}{M_{pl.rd.z}} \leq 1$$

#### ➤ Calcul de $\chi_{min}$ :

$$X_{min} = \min ( X_y ; X_z )$$

#### ✓ Flambement par rapport à l'axe fort (dans le plan du portique) :

Suivant l'axe y-y :

$$\lambda_y = \frac{0.7 \times K_y}{i_y} = \frac{0.7 \times 500}{16.84} = 20.78$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_w} = \frac{20.78}{93.9} \times \sqrt{1} = 0.22 > 0.2 \text{ il y a un risque de flambement}$$

## -Chapitre VI : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX-

Le choix de la courbe de flambement :

$$h/b = 390 / 300 = 1.3 > 1,2$$

$$t_f = 19 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

D'après le tableau 5.5.3 Euro code 3

Axe Y-Y : courbe b  $\alpha_y = 0.34$

$$X_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^{-2}]^{0.5}} \leq 1$$

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

$$\varphi_y = 0.5276$$

$$X_y = 0.992 < 1$$

Suivant l'axe faible z-z :

$$\lambda_z = \frac{0.7 \times K_z}{i_z} = \frac{0.7 \times 500}{7.34} = 47.68$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_w} = \frac{47.68}{93.9} \times \sqrt{1} = 0.53 > 0.2 \text{ il y a un risque de flambement}$$

Le choix de la courbe de flambement :

$$h/b = 390 / 300 = 1.3 > 1,2$$

$$t_f = 19 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

D'après le tableau 5.5.3 Euro code 3

Axe Z-Z : courbe c  $\alpha_z = 0.49$

$$X_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^{-2}]^{0.5}} \leq 1$$

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

$$\varphi_z = 0.7213$$

## **—Chapitre VI : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX—**

$$X_z = 0.826 < 1$$

Donc :  $X_{min} = 0.826$

➤ **Calcul du moment critique :**

$$M_{cr} = \frac{C_1 \times \pi^2 \times E \times I_z}{(K \times L)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{K}{K_w} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{(K \times L)^2 \times G I_t}{\pi^2 \times E \times I_z} + (C_2 \times Z_g)^2 \right]^{0.5} - (C_2 \times Z_g) \right\}$$

→ **EC3 Art F.1.2**

$$M_{cr} = \frac{1.285 \times \pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 8564}{(1 \times 500)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{1}{0.5} \right)^2 \times \frac{2942}{8564} + \frac{(1 \times 500)^2 \times 0.4 \times 189}{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 8564} + (1.562 \times -19.5)^2 \right]^{0.5} - (-1.562 \times -19.5) \right\}$$

$$M_{cr} = 1035.7683 \text{ KN.m}$$

Avec :  $K=1$  et  $K_w = 0.5$

$$z_a = -\frac{h}{2} = \frac{39}{2} = -19.5$$

$Z_s = 0$  section doublement symétrique

**EC3 figure F.1.1**

$$Z_g = Z_a - Z_s$$

$$I_t = 189 \text{ cm}^4$$

$$L = 5.00 \text{ m}$$

$$G = 0.4 E$$

$$I_z = 8564 \text{ cm}^4$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{\beta_w \times w_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1 \times 2562 \times 10^{-3} \times 23.5 \times 10^{-2}}{1035.7683}} = 0.02 < 0.04$$

→ **Pas de risque de déversement**

➤ **Calcul des coefficients  $K_y$  et  $K_z$  :**

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \times \beta_{MY} - 4) + \frac{w_{ply} - w_{ely}}{w_{ely}}$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2 \times \beta_{MZ} - 4) + \frac{w_{plz} - w_{elz}}{w_{elz}}$$

➤ **Calcul des coefficients réducteurs :**

Suivant l'axe (Y-Y) :

$$\mu_y = 0.22 \times (2 \times 1.3 - 4) + \frac{2562-2311}{2311} = -0.199 < 0.9$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N}{X_y \times A \times f_y} = 1 - \frac{-0.199 \times 80.17}{0.992 \times 159 \times 23.5} = 1.004 < 1.5 \quad \text{Vérifiée}$$

Suivant l'axe (Z-Z) :

$$\mu_z = 0.53 \times (2 \times 1.3 - 4) + \frac{872.9-570.9}{570.9} = -0.213 < 0.9$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N}{X_z \times A \times f_y} = 1 - \frac{-0.213 \times 80.17}{0.826 \times 159 \times 23.5} = 1.005 < 1.5 \quad \text{Vérifiée}$$

$$M_{s,dy} = 140.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{s,dz} = 3.87 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = 80.17 \text{ KN}$$

$$N_{pl,Rd} = A \times f_y / \gamma_{m0} = 159 \times 23.5 / 1 = 3736.5 \text{ KN}$$

$$M_{ply,Rd} = W_{pl,y} \times f_y / \gamma_{m0} = 2562 \times 23.5 \times 10^{-2} / 1 = 602.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz,Rd} = W_{pl,z} \times f_y / \gamma_{m0} = 872.9 \times 23.5 \times 10^{-2} / 1 = 205.13 \text{ KN.m}$$

**F. Vérification au flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl,Rd}} + \frac{K_y \times M_{ysd}}{M_{pl,Rd,y}} + \frac{K_z \times M_{zsd}}{M_{pl,Rd,z}} \leq 1$$

$$\frac{80.17}{0.826 \times 3736.5} + \frac{1.004 \times 140.75}{602.07} + \frac{1.005 \times 3.87}{205.13} = 0.279 \leq 1$$

Le profilé choisi **HEA400** est adéquat comme poteau

**VI -2-JUSTIFICATION DES TRAVERSEES (IPE360) :**

Après plusieurs essais et vérification sur le logiciel ROBOT, le profilé IPE360 résiste aux sollicitations qui lui sont appliquées.

**1. Charges réparés sur la traverse :**

- Poids de la couverture TL75
- Poids des pannes
- Poids propre de la traverse
- Charge d'entretien

**2. Vérification de la section à la résistance :**

→ **Bilan des efforts :**

La vérification à faire est de vérifier l'élément le plus sollicité :

$$M_{ysd,max} = 100.18 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd,max} = 70.20 \text{ KN}$$

$$V_{zs,dmax} = 60.53 \text{ KN}$$

→ **Classe de la section :**

$$\varepsilon = \sqrt{(235/f_y)} = \sqrt{(235/235)} = 1 \Rightarrow \varepsilon = 1$$

Classe de la semelle : (comprimée)

$$c / t_f = b/2 / t_f = (170 / 2) / 12.7 = 6.69 \leq 10\varepsilon$$

Classe de l'âme : (Flexion composée)

$$\alpha = \frac{1}{d} \left( \frac{d+dc}{2} \right) \leq 1$$

$$dc = \left( \frac{N_{sd}}{t_w \times f_y} \right) = \left( \frac{70.20}{0.8 \times 23.5} \right) = 3.73$$

$$\alpha = \frac{1}{29.86} \left( \frac{29.86+3.73}{2} \right) = 0.56 \leq 1$$

$$0.56 > 0.5$$

Pour les sections de classe 1 :

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396\varepsilon}{(13\alpha-1)}$$

## Chapitre VI : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

$$\frac{d}{tw} = \frac{29.86}{0.8} = 37.325$$

$$\frac{396\varepsilon}{(13\alpha-1)} = \frac{396}{(13 \times 0.56 - 1)} = 63.057$$

$$37.325 \leq 63.057 \quad (\text{Classe 01})$$

La section de IPE360 est de classe 01

### 3. Vérification de la résistance à la flexion composée :

$$M_{sd} \leq M_{ply,Rd}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{M_{ply}(1-n)}{(1-0.5\alpha)}$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{70.20}{1553.14} = 0.04$$

$$a = (A - 2b \cdot t_f) / A \quad \text{mais} \quad a \leq 0.5$$

$$a = 0.40 < 0.5$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{1.1} = \frac{72.7 \times 23.5}{1.1} = 1553.14 \text{ KN}$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{1.1} = \frac{1019 \times 23.5}{1.1} = 217.69 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{217.69 \times (1 - 0.04)}{(1 - 0.5 \times 0.40)} = 261.228 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 100.18 \text{ KN.m} \leq M_{ply,Rd} = 261.228 \text{ KN.m} \quad \text{vérifiée}$$

La condition de résistance est vérifiée

### 4. Vérification de flambement :

Classe de la section : d'après le tableau des profilés (classe 1)

On a  $M_{zsd} = 0$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times A \times f_y} + \frac{K_y \times M_{ysd}}{W_{ply} \times f_y} + 0 \leq 1$$

$$\lambda_y = \frac{l_{cr,y}}{i_y} = \frac{900}{14.95} = 60.20$$

## **Chapitre VI : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX**

$$\lambda_z = \frac{l_{cr,z}}{i_z} = \frac{900}{3.79} = 237.46$$

$$\lambda_1 = 93.9\varepsilon = 93.9 * 1 = 93.9$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_w} = \frac{60.20}{93.9} \times \sqrt{1} = 0.64 > 0.2 \quad \text{il y a un risque de flambement}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_w} = \frac{237.46}{93.9} \times \sqrt{1} = 2.52 > 0.2 \quad \text{il y a un risque de flambement}$$

Pour un IPE 360 :

$$h = 360 \text{ mm} ; b = 170 \text{ mm} ; t_f = 12.7 \text{ mm}$$

$$h/b = 2.1 > 1.2 \quad \text{et} \quad t_f = 12.7 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

D'après le tableau 5.5.3 Euro code 3

Axe Y-Y : courbe b  $\alpha_y = 0.34$

Axe Z-Z : courbe c  $\alpha_z = 0.49$

$$X_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}} \leq 1$$

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

$$\varphi_y = 0.7796$$

$$X_y = 0.81 < 1$$

$$X_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}} \leq 1$$

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

$$\varphi_z = 4.2436$$

$$X_z = 0.13 < 1$$

$$X_{\min} = \min(0.81 ; 0.13) = 0.13$$

*Facteur d'amplification :*

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N}{X_y \times A \times f_y} \quad \text{et} \quad K_y \leq 1$$

## **-Chapitre VI : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX-**

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \times \beta_{MY} - 4) + \frac{w_{ply} - w_{ely}}{w_{ely}}$$

$$\beta_{MY} = \beta_{mq} = 1.3 \text{ (Charge de vent uniformément répartie)}$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \times \beta_{MY} - 4) + \frac{w_{ply} - w_{ely}}{w_{ely}}$$

$$\mu_y = 0.64 \times (2 \times 1.3 - 4) + \frac{1019 - 903.6}{903.6} = -0.768 < 0.9$$

$$K_y = 1 - \frac{-0.768 \times 70.20 \times 10^3}{0.81 \times 72.7 \times 100 \times 235} = 1.03 < 1.5$$

$$\frac{70.20 \times 10^3}{0.13 \times 72.7 \times 10^2 \times 235} + \frac{1.03 \times 100.18 \times 10^6}{1019 \times 10^3 \times 235} = 0.746 \leq 1$$

**Vérifiée**

La condition de flambement est vérifiée

### **5. Vérification de déversement :**

La semelle sup est fixée par la couverture donc il n'y a pas risque de déversement mais la semelle inf est comprimée sous l'effet de soulèvement du vent, donc il y a un risque de déversement ( $M_{zsd} = 0$ )

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} + \frac{K_{lt} \times M_{ysd}}{\chi_{lt} \times W_{ply} \times f_y} + 0 \leq 1$$

$$\lambda_{lt} = \frac{L/iz}{\sqrt{C1} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{L/iz}{h/tf} \right)^2 \right]^{0.25}} \quad [\text{Annexe F EC03 partie 1-1}]$$

$$\lambda_{lt} = \frac{900/3.79}{\sqrt{1.132} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{900/3.79}{36/1.27} \right)^2 \right]^{0.25}} = 153.16$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \frac{153.16}{93.9} = 1.63 > 0.4$$

**il y a risque de déversement**

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\phi_{lt} + \left[ \phi_{lt}^2 - \bar{\lambda}_{lt}^2 \right]^{\frac{1}{2}}}$$

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

$\alpha = 0.21$  pour les profils laminés

D'où :  $\phi_{lt} = 1.9786$

## **-Chapitre VI : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX-**

$$\chi_{lt} = \frac{1}{1.9786 + [1.9786^2 - 1.63^2]^{1/2}} = 0.322$$

$$X_z = 0.13$$

$$K_{lt} = 1 - \frac{\mu_{lt} \times N_{sd}}{X_{lt} \times A \times f_y} \quad \text{et} \quad K_y \leq 1$$

$$\mu_{lt} = 0.15 \times \bar{\lambda}_y \times \beta_{MLT} - 0.15 = 0.15 \times 0.64 \times 1.3 - 0.15 = -0.0252 \leq 0.9$$

$$K_{lt} = 1 - \frac{-0.0252 \times 70.20}{0.322 \times 72.7 \times 23.5} = 1 \leq 1$$

$$\frac{70.20}{0.13 \times 72.7 \times 23.5} + \frac{1 \times 100.18}{0.322 \times 1019 \times 23.5} = 0.34 \leq 1 \quad \text{Vérifiée}$$

La condition de déversement est vérifiée

### **6. Vérification de la flèche :**

La valeur de la flèche à partir du robot :  $f_{lechey} = 1.9 \text{ cm}$

La valeur de la flèche admissible est :  $\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{900}{250} = 3.6 \text{ cm}$

$f_{\max} < \bar{f}$  **Vérifiée**

La condition de la flèche est vérifiée

## **VI -3- JUSTIFICATION DES POUTRES SABLIERES (HEA120) :**

### **Efforts sollicitants :**

Les efforts de sollicitations les plus défavorables calculées par le logiciel ROBOT sont :

$$N_{sd} = 16.55 \text{ KN}$$

$$M_{sdy} = 1.02 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdz} = 0.10 \text{ KN.m}$$

### **a) Vérification de la résistance à la flexion composée :**

$$M_{sdy} \leq M_{ply,Rd}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{M_{ply}(1-n)}{(1-0.5\alpha)}$$

## **-Chapitre VI : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX-**

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{16.55}{541.35} = 0.03$$

$$a = (A - 2b \cdot t_f) / A \quad \text{mais} \quad a \leq 0.5$$

$$a = 0.24 < 0.5$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{1.1} = \frac{25.34 \times 23.5}{1.1} = 541.35 \text{ KN}$$

$$M_{plz} = \frac{W_{plz} \cdot f_y}{1.1} = \frac{58.85 \times 23.5}{1.1} = 12.57 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{12.57 \times (1 - 0.03)}{(1 - 0.5 \times 0.24)} = 13.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd,y} = 1.02 \text{ KN.m} \leq M_{ply,Rd} = 13.85 \text{ KN.m} \quad \text{vérifiée}$$

La condition de résistance est vérifiée

### **b) Vérification de flambement :**

Classe de la section : d'après le tableau des profilés (classe 1)

On a  $M_{zsd} = 0$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times A \times f_y} + \frac{K_y \times M_{ysd}}{W_{ply} \times f_y} + \frac{K_z \times M_{zsd}}{W_{plz} \times f_y} \leq 1$$

$$\lambda_y = \frac{l_{cr,y}}{i_y} = \frac{500}{4.89} = 102.24$$

$$\lambda_z = \frac{l_{cr,z}}{i_z} = \frac{500}{3.02} = 165.56$$

$$\lambda_1 = 93.9 \varepsilon = 93.9 * 1 = 93.9$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_w} = \frac{102.24}{93.9} \times \sqrt{1} = 1.08 > 0.2 \quad \text{il y a un risque de flambement}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_w} = \frac{165.56}{93.9} \times \sqrt{1} = 1.76 > 0.2 \quad \text{il y a un risque de flambement}$$

Pour un HEA120 :

$$h = 114 \text{ mm} ; b = 120 \text{ mm} ; t_f = 8 \text{ mm}$$

$$h/b = 0.95 > 1.2 \text{ et } t_f = 8 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

D'après le tableau 5.5.3 Euro code 3

## -Chapitre VI : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX-

Axe Y-Y : courbe b  $\alpha_y = 0.34$

Axe Z-Z : courbe c  $\alpha_z = 0.49$

$X_y = 0.55$

$X_z = 0.24$

$X_{min} = 0.24$

*Facteur d'amplification :*

$$\mu_y = 1.08 \times (2 \times 1.3 - 4) + \frac{119.5 - 106.3}{106.3} = -1.38 < 0.9$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N}{X_y \times A \times f_y} = 1 - \frac{-1.38 \times 16.55}{0.55 \times 25.34 \times 23.5} = 1.06 < 1.5 \quad \text{Vérifiée}$$

$$\mu_z = 1.76 \times (2 \times 1.3 - 4) + \frac{58.85 - 38.48}{38.48} = -1.93 < 0.9$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N}{X_z \times A \times f_y} = 1 - \frac{-1.93 \times 16.55}{0.24 \times 25.34 \times 23.5} = 1.22 < 1.5 \quad \text{Vérifiée}$$

$$\frac{16.55}{0.24 \times 25.34 \times 23.5} + \frac{1.06 \times 1.02}{119.5 \times 23.5} + \frac{1.22 \times 0.10}{58.85 \times 23.5} = 0.116 \leq 1 \quad \text{Vérifiée}$$

La condition de flambement est vérifiée

### c) Vérification de déversement :

La semelle sup est fixée par la couverture donc il n'y a pas risque de déversement mais la semelle inf est comprimée sous l'effet de soulèvement du vent, donc il y a un risque de déversement ( $M_{zsd} = 0$ )

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} + \frac{K_{lt} \times M_{ysd}}{\chi_{lt} \times W_{ply} \times f_y} + \frac{K_z \times M_{zsd}}{W_{plz} \times f_y} \leq 1$$

$$\lambda_{lt} = \frac{L/iz}{\sqrt{C_1 \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{L/iz}{h/tf} \right)^2 \right]^{0.25}}} \quad [\text{Annexe F EC03 partie 1-1}]$$

$$\lambda_{lt} = \frac{500/3.02}{\sqrt{1.132 \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{500/3.02}{11.4/0.8} \right)^2 \right]^{0.25}}} = 93.26$$

$$\overline{\lambda}_{lt} = \frac{93.26}{93.9} = 0.99 > 0.4$$

**il y a risque de déversement**

## -Chapitre VI : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX-

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

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

$\alpha = 0.21$  pour les profils laminés

D'où :  $\phi_{lt} = 1.073$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{1.073 + [1.073^2 - 0.99^2]^{\frac{1}{2}}} = 0.67$$

$X_z = 0.24$

$$K_{lt} = 1 - \frac{\mu_{lt} \times N_{sd}}{X_{lt} \times A \times f_y} \quad \text{et} \quad K_y \leq 1$$

$$\mu_{lt} = 0.15 \times \bar{\lambda}_y \times \beta_M - 0.15 = 0.15 \times 0.99 \times 1.3 - 0.15 = -0.04 \leq 0.9$$

$$K_{lt} = 1 - \frac{-0.04 \times 16.55}{0.67 \times 25.34 \times 23.5} = -1.65 \leq 1$$

$$\frac{16.55}{0.24 \times 25.34 \times 23.5} + \frac{-1.65 \times 1.02}{0.67 \times 119.5 \times 23.5} + \frac{1.22 \times 0.10}{58.85 \times 23.5} = 0.11 \leq 1 \quad \text{Vérifiée}$$

La condition de déversement est vérifiée

### **d) Vérification de la flèche :**

La valeur de la flèche à partir du robot :  $f_{lechey} = 2.85 \text{ cm}$

La valeur de la flèche admissible est :  $\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{500}{250} = 2 \text{ cm}$

$f_{\max} < \bar{f}$  **Vérifiée**

La condition de la flèche est vérifiée

## **VI -4-JUSTIFICATION DES CONTREVENTEMENTS:**

### **i. Introduction :**

Les contreventements sont des dispositifs conçus pour reprendre les efforts dus au vent, séisme, et de les acheminer vers les fondations. Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants (poutres au vent), et en façade (palées de stabilité).

**i. 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 causés par : le vent, le séisme
- 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

**ii. Vérification des contreventements:**

**A. Toiture :**

$N_{sd} = 36.30 \text{ KN}$  (calculé par le logiciel Robot)

On choisit une cornière en **CAE 60×6**

**iii. Vérification de la résistance à la traction :**

**Vérification de la section brute :**

$$\frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{6.97 \cdot 23.5}{1.1} = 148.26 \text{ KN}$$

$N_{sd} < N_{pl} \cdot R_d$  vérifiée

**3.1.2 Vérification de la section nette :**

$$A_{nette} = A_{brute} - 2(d \text{ trou} \cdot t_w)$$

## -Chapitre VI : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX-

$$A_{\text{nette}} = 6.97 - 2(2.5 * 0.6) = 3.97 \text{ cm}^2$$

$$N_{\text{pl.Rd}} = \frac{A_{\text{nette}} * f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{3.97 * 23.5}{1.1} = 84.81 \text{ KN}$$

$$N_{\text{sd}} < N_{\text{pl.Rd}} \quad \text{vérifiée}$$

iv. Vérification de la résistance à la compression :

$$N_{\text{sd}} \leq N_{\text{c.Rd}}$$

$$N_{\text{c.Rd}} = \frac{A * f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{6.97 * 2 * 23.5}{1.1} = 297.81 \text{ KN}$$

$$N_{\text{sd}} \leq N_{\text{c.Rd}} \quad \text{vérifiée}$$

v. Vérification au flambement :

$$N_{\text{sd}} \leq N_{\text{b.Rd}} = \frac{\alpha * \beta_A * A * f_y}{\gamma_{m1}}$$

Nb.Rd : Résistance au flambement

$\beta_A$  = classe 1.2 ou 3

✓ Calcul des élancements :

$$\lambda_y = \lambda_z = \frac{L_f}{i_y} = \frac{762}{1.82} = 418.68$$

✓ Calcul les élancements critique :

On a l'acier utilise est de **S235**

$$\varepsilon = \left( \frac{235}{f_y} \right)^{0.5} = 1$$

$$\text{Donc : } \lambda_{\text{cr}} = 93.9 \varepsilon = 93.9 * 1 = 93.9$$

✓ Calcul des élancements réduits :

$$\bar{\lambda}_y = \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_y}{\lambda_{\text{cr}}} * \sqrt{\beta_w} = \frac{418.68}{93.9} * \sqrt{1} = 4.64 > 0.2 \quad \text{il y a un risque de flambement}$$

✓ Calcul de coefficient de réduction :

$$X_{\text{min}} = \min (X_y ; X_z)$$

$$h = 60 \text{ mm} ; b = 60 \text{ mm} ; t_f = 6 \text{ mm}$$

## **=Chapitre VI : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX=**

$h/b = 1.0 < 1.2$  et  $t_f = 6\text{mm} < 40\text{ mm}$

D'après le tableau 5.5.3 Euro code 3

Axe **Y-Y** : courbe b  $\alpha_y = 0.34$

Axe **Z-Z** : courbe c  $\alpha_z = 0.49$

✓ **Calcul de  $X_{min}$  :**

$$X_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \lambda \bar{y}^2]^{0.5}} \leq 1$$

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

$$\varphi_y = 0.5 [1 + 0.34 (4.46 - 0.2) + 4.46^2] = 11.17$$

$$X_y = 0.05 < 1$$

$$\varphi_z = 0.5 [1 + 0.49 (3.80 - 0.2) + 3.82^2] = 11.48$$

$$X_z = 0.04 \leq 1$$

$$X_{min} = 0.04$$

$$\mathbf{Nb.Rd} = \frac{x \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{0.04 \cdot 1 \cdot 6.97 \cdot 23.5 \cdot 2}{\gamma_{m1}} = 50.95 \text{ KN}$$

$$\mathbf{Nsd} \leq \mathbf{Nb.Rd} \quad \text{vérifiée}$$

### **B. Parois :**

On choisit une cornière en **CAE 100×10** et on vérifie sa résistance.

**vi. Vérification de la résistance à la compression :**

$$\mathbf{Nsd} \leq \mathbf{Nc.Rd}$$

Avec :  $\mathbf{Nc.Sd} = 3317.05 \text{ DAN}$  (calculé par le logiciel Robot)

**vii. Vérification au flambement :**

$$\mathbf{Nc.Rd} = \frac{x \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

**Nc.Rd** : Résistance au flambement

## **=Chapitre VI : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX=**

$\beta_A = 1$  la section est de classe I)

$$\gamma_{m0} = 1,1$$

$\chi$  : Coefficient de réduction

$\bar{\lambda}$  : Elancement réduit

$$\bar{\lambda} = (\lambda / \lambda_1) \sqrt{\beta_A} = \lambda / 93.9 \varepsilon$$

$\lambda$  : calculé à la base des caractéristiques de la section brute

Donc, les courbes de flambement considérées par chaque axe son :

Axe **Y-Y** : courbe c  $\alpha_y = 0.49$

Axe **Z-Z** : courbe c  $\alpha_z = 0.49$

Axe **(Y-Y)** :

$$\lambda_y = \frac{L_f}{i_y} = \frac{384}{3.04} = 126.32$$

$$\bar{\lambda}_y = \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} * \sqrt{\beta_w} = \frac{126.32}{93.9} * \sqrt{1} = 1.35 > 0.2 \quad \text{il y a un risque de flambement}$$

$\chi$  : Est déterminé en fonction de  $\bar{\lambda}$  et la courbe de flambement c :

$$\chi = 0,475$$

$$\text{D'où : } \mathbf{N_{c,Rd}} = \frac{x * \beta_A * A * f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{0.37 * 1 * 1.92 * 235}{1.1}$$

$$\mathbf{N_{c,Rd}} = 15177.72 \quad \text{DAN}$$

$$\mathbf{N_{c,sd}} \leq \mathbf{N_{c,Rd}}$$

$$N_{c,sd} = 3317.05 \text{ daN} \leq N_{c,Rd} = 15177.72 \text{ daN} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Résistance plastique de la section brute :**

$$N_{pl,Rd} = \frac{A_{nette} * f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1.92 * 235}{1.1} = 410.18 \text{ KN} = 41018.18 \text{ DAN}$$

viii. **Les éléments tendus :**

$$\mathbf{N_{t,sd}} \leq \mathbf{N_{t,Rd}}$$

Avec :  $\mathbf{N_{t,sd}} = 3317.05 \text{ DAN}$  (calculé par le logiciel Robot).

**a. Résistance ultime :**

$$N_{u,Rd} = 0,9 \frac{A_{nette} \cdot f_u}{\gamma_{m1}}$$

$$A_{nette} = A_{brute} - 2(d \text{ trou} \cdot t_w)$$

$$A_{nette} = 19.2 - 2(2.5 \cdot 1) = 14.2 \text{ cm} = 1420 \text{ cm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 0,9 \frac{1420 \cdot 360}{1.1} = 36806.4 \text{ Dan}$$

**b. Résistance plastique de calcul de la section nette :**

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{nette} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1420 \cdot 235}{1.1} = 303363.6 \text{ Dan}$$

**c. Résistance plastique de calcul de la section brute :**

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1920 \cdot 235}{1.1} = 410181.81 \text{ Dan}$$

⇒ **Vérification :**

$$\min ( N_{pl,Rd} , N_{u,Rd} , N_{net,Rd} ) = 36806 \text{ Dan} \geq N_{t,sd} = 4867,13 \text{ Dan}$$

⇒ Condition vérifiée.

- Les poutres au vent en CAE 100×10 résistent aux phénomènes d'instabilité.

**CHAPITRE VII :**  
**ETUDE DES**  
**ASSEMBLAGES**

### **VII-1- Introduction :**

La conception et le calcul des assemblages ont une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces constituant la structure. En effet, les assemblages constituent un dispositif qui permet de réunir et de solidariser les pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations régnant dans les différents composants structurels, En cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est remis en cause. Le calcul des différents éléments structuraux est fait selon le règlement EC3.

### **VII-2-Définition :**

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer de sollicitations parasites.

En construction métallique, les éléments à assembler peuvent être placés :

- ⇒ Soit bout à bout (éclissage, rabouages) ;
- ⇒ Soit concourantes (attaches poutre/poteau, treillis et système articulés).

### **VII-3-Fonctionnement des assemblages :**

Les principaux modes d'assemblage sont :

- ⇒ Le boulonnage ;
- ⇒ Le soudage.

On distingue deux principaux modes de fonctionnement des assemblages :

- ⇒ Fonctionnement par obstacle : c'est le cas des boulons ordinaires, non précontraints, dont les tiges reprennent les efforts et fonctionnement au cisaillement.
- ⇒ Fonctionnement par adhérence : dans ce cas, la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact, cela concerne le soudage, et le boulonnage par boulons HR.

## CHAPITRE VII : ETUDE DES ASSEMBLAGES

### VII-4-Classification des assemblages :

Les assemblages peuvent être classés en fonction de :

⇒ Leur rigidité

⇒ Leur résistance

### VII-5-Classe des boulons :

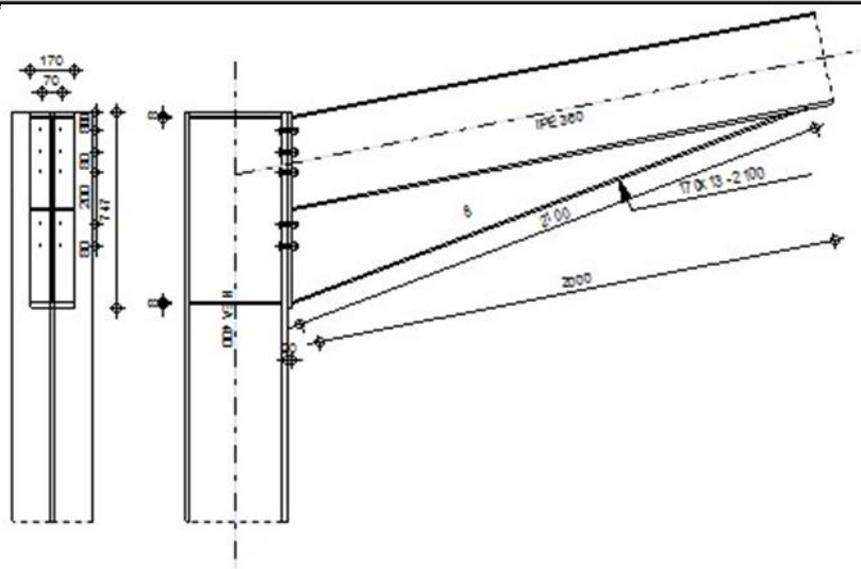
Valeurs de la limite d'élasticité $f_y$ et de la résistance à la traction $f_{ub}$ des boulons							
Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
$f_y(N/mm^2)$	240	320	300	400	480	640	900
$f_{ub}(N/mm^2)$	400	400	500	500	600	800	1000

Tableau VII-1: Classe des boulons

### VII-6-Calcul des assemblages :

#### VII-6-1-Assemblage poteau- traverse :

- l'assemblage poteau – traverse est réalisé à l'aide d'une platine boulonnée à la traverse et au poteau.
- l'assemblage est sollicité par un moment fléchissant, effort tranchant et un effort normal.



**Figure VII-1: Représentation de l'assemblage Poteau–Traverse**

❖ **L'effort sollicitant :**

$$V_{sd} = -32.26 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 44.07 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 109.64 \text{ KN}$$

-Epaisseur de la platine :  $e_p = 30 \text{ mm}$

$$18 \text{ mm} \leq t_{max} \leq 30 \text{ mm}$$

$$a_{min} = 5 \text{ mm}$$

$$a_{max} = 0,7t = 21 \text{ mm}$$

On prend un cordon de soudure d'épaisseur  $a = 11 \text{ mm}$

❖ **Soudure de la platine :**

**a. Soudure de la semelle tendue :**

$$N_d \leq \min ( , )$$

$$N_d = \frac{M_{sd}}{h} + N_{sd} = \frac{109.64}{0.17} + 44.07 = 689.01 \text{ KN}$$

$$R_s = \frac{0.7 \times f_y \times a \sqrt{2} \times l}{\gamma_{M1}} = \frac{0.7 \times 235 \times 11 \sqrt{2} \times 170 \times 10^{-3}}{1.1} = 395.48 \text{ KN}$$

## CHAPITRE VII : ETUDE DES ASSEMBLAGES

$$R_s = \frac{0.7 \times f_{ue} \times a \times l}{\gamma_{M1}} = \frac{0.7 \times 360 \times 11 \times 170 \times 10^{-3}}{1.1} = 428.4 \text{ KN}$$

Donc :

$$Nd \leq \min(R_w, R_s) \Rightarrow \text{la condition vérifiée}$$

### b. Soudure de l'âme :

$$R_s = \frac{0.7 \times f_y \times a \sqrt{2} \times l}{\gamma_{M1}} = \frac{0.7 \times 235 \times 11 \sqrt{2} \times 261}{1.1} = 607.18 \text{ KN}$$

$$V_{sd} \leq R_s \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

### 1. Détermination des efforts dans les boulons

Nous considérons uniquement les boulons tendus, c'est à dire les 3 rangées supérieures des Boulons

$$d_1=471 \text{ , } d_2=381 \text{ , } d_3= 291 \text{ mm}$$

$$\sum d_i^2 = d_1^2 + d_2^2 + d_3^2 = 471^2 + 381^2 + 291^2 = 0.45 \text{ m}^2$$

$$N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2}$$

$$N_1 = \frac{109.64 \times 0.47}{0.45} = 289.86 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{109.64 \times 0.38}{0.45} = 234.36 \text{ KN}$$

$$N_3 = \frac{109.64 \times 0.29}{0.45} = 178.85 \text{ KN}$$

### 2. Dimensionnement des boulons :

Il faut vérifier que :  $N_1 \leq n \times F_p$  avec  $F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$

$$A_s \geq \frac{N_1}{0.7 \times f_{ub} \times n} = \frac{289.86}{0.7 \times 1000 \times 2} = 207.04 \text{ mm}^2$$

On choisit un boulon M14 classe 8.8

$$A_s = 303 \text{ mm}^2, A = 380 \text{ mm}^2, d_0 = 24 \text{ mm}$$

## CHAPITRE VII : ETUDE DES ASSEMBLAGES

### 3. Condition de résistance des boulons :

➤ Distance entre axe des boulons :

• entre axe des boulons

$$P1 \geq 2,2 d0 \quad ; \quad P2 \geq 3 d0$$

$$P1 \geq 2,2 \times 24 = 52.8 \text{ mm} \quad ; \quad P2 \geq 3 \times 24 = 72 \text{ mm}$$

• Pince longitudinale :

$$e1 \geq 1,2 d0$$

$$e1 \geq 1,2 \times 24 = 28.8 \text{ mm}$$

On prend :

$$e1 = 70 \text{ mm}$$

$$P1 = 90 \text{ mm}$$

• Pince transversale:

$$e2 \geq 1,5 d0$$

$$e2 \geq 1,5 \times 24 = 36 \text{ mm}$$

on prend :

$$e2 = 90 \text{ mm}$$

$$P2 = 90 \text{ mm}$$

### 4. Moment résistant effectif de l'assemblage :

$$M_{rd} = \frac{F_p \times \sum d_i^2}{d_1} < M_{sd}$$

$$F_p = 0,7 \times f_{ub} \times A_s \quad \Rightarrow \quad F_p = 0,7 \times 1000 \times 207,04 \times 10^{-3} = 107,27 \text{ KN par boulon}$$

Et  $212,1 \times 2 = 424,2$  pour chaque rangers

$$M_{rd} = \frac{107,27 \times 0,45}{0,47} = 107,27 \text{ KN} < M_{sd} = 109,64 \text{ KN}$$

### 5. Résistance d'un boulon à l'interaction cisaillement-traction :

➤ assemblages résistant au glissement à l'état limite ultime.

$$F_{s,rd} = \frac{k_s \times n \times \mu (F_{p,cd} - 0,8 \times F_{t,sd})}{\gamma_{Ms,ult}}$$

Avec :

$\mu$  = coefficient de frottement des surfaces assemblées.

$K_s = 1$  si les trous sont normaux.

$n$  = nombre d'interfaces de frottement.

## CHAPITRE VII : ETUDE DES ASSEMBLAGES

$$F_{t.sd} = \frac{Fp}{2} = \frac{207.04}{2} = 103.52 \text{ KN}$$

→ Effort de cisaillement sollicitant par boulon

$$F_{v.sd} = \frac{Vsd}{n} = \frac{32.26}{8} = 4.03 \text{ KN}$$

→ Effort résistant de l'interaction cisaillement-traction sollicitons :

$$F_{s.rd} = \frac{1 \times 1 \times 0.17 \times (207.4 - (0.8 \times 103.52))}{1.1} = 19.25 \text{ KN}$$

$F_v < F_s$ ,  $\Rightarrow$  La condition vérifiée.

### 6. Vérification au poinçonnement :

Il faut vérifier que :

$$B_{prd} > F_{t, sd}$$

$B_{prd}$  : est la résistance au cisaillement par poinçonnement de la tête du boulon.

$F_{t, sd}$  : l'effort de traction par boulon à l'état limite ultime.

$$B_{prd} = 0.6 \times \pi \times dm \times tp \times \frac{fu}{\gamma_{Mb}}$$

$tp$  : épaisseur de la plaque sous la tête du boulon ou de l'écrou

$dm$  : diamètre moyen de la tête du boulon ou de l'écrou (plus petite des deux valeurs).

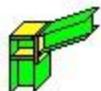
$$B_{prd} = 0.6 \times 3.14 \times 38.8 \times 17.5 \times \frac{36}{1.25}$$

$$\Rightarrow B_{prd} = 368.42 \text{ KN}$$

Donc :  $B_{prd} > F_{t, sd} = 106.05 \text{ KN} \quad \Rightarrow$  La condition vérifiée.

- Pour le calcul des autres assemblages employés dans notre structure nous allons les modéliser sur le logiciel Robot

# CHAPITRE VII : ETUDE DES ASSEMBLAGES



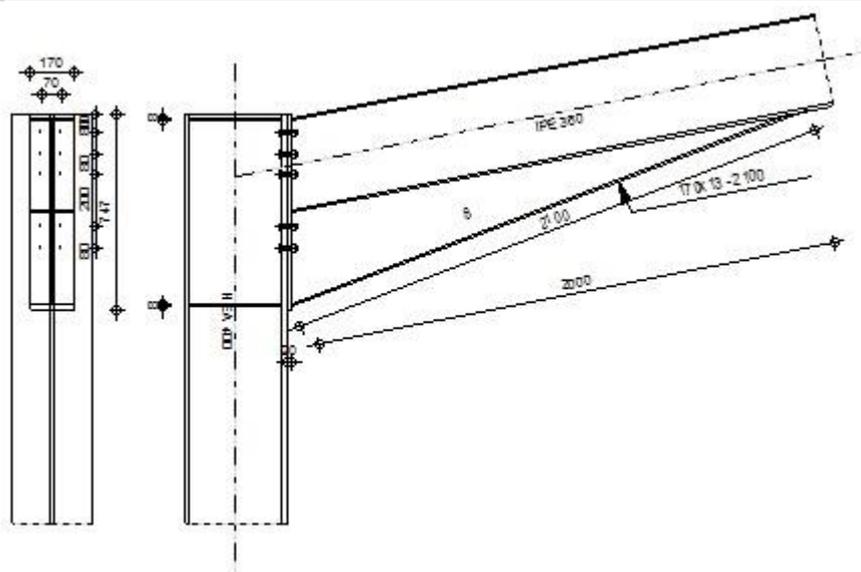
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020

## Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

NF P 22-460

OK

Ratio  
0,34



## GENERAL

Assemblage N°: 1  
Nom de l'assemblage : Angle de portique  
Noeud de la structure: 29  
Barres de la structure: 19, 21

## GEOMETRIE

### POTEAU

Profilé: HEA 400  
Barre N°: 19  
 $\alpha = -90,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_c = 390$  [mm] Hauteur de la section du poteau  
 $b_{fc} = 300$  [mm] Largeur de la section du poteau  
 $t_{wc} = 11$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau  
 $t_{fc} = 19$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau  
 $r_c = 27$  [mm] Rayon de congé de la section du poteau  
 $A_c = 158,98$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau  
 $I_{xc} = 45069,40$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau  
Matériau: ACIER E24  
 $\sigma_{ec} = 235,00$  [MPa] Résistance

### POUTRE

Profilé: IPE 360  
Barre N°: 21

## CHAPITRE VII : ETUDE DES ASSEMBLAGES

$\alpha =$	11,3	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_b =$	360	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_f =$	170	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	8	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	13	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	18	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$r_b =$	18	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	72,73	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section de la poutre
$I_{xb} =$	16265,60	[cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER E24		
$\sigma_{eb} =$	235,00	[MPa]	Résistance

### BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	14	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	HR 10.9		Classe du boulon
$F_b =$	8443,25	[kG]	Résistance du boulon à la rupture
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	5		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	70	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	70	[mm]	
Entraxe $p_i =$	80;80;200;80	[mm]	

### PLATINE

$h_p =$	747	[mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	170	[mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	20	[mm]	Epaisseur de la platine
Matériau:	ACIER		
$\sigma_{ep} =$	235,00	[MPa]	Résistance

### JARRET INFERIEUR

$w_d =$	170	[mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	13	[mm]	Epaisseur de l'aile
$h_d =$	360	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	8	[mm]	Epaisseur de l'âme
$l_d =$	2000	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha =$	21,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	ACIER		
$\sigma_{ebu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

### RAIDISSEUR POTEAU

#### Supérieur

$h_{su} =$	352	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	145	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau:	ACIER		
$\sigma_{esu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

#### Inférieur

$h_{sd} =$	352	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	145	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau:	ACIER		
$\sigma_{esu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

## CHAPITRE VII : ETUDE DES ASSEMBLAGES

### SOUDURES D'ANGLE

$a_w =$	6	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	9	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	6	[mm]	Soudure du raidisseur
$a_{fd} =$	5	[mm]	Soudure horizontale

### EFFORTS

Cas:	14: EFF /41/	$1*1.33 + 2*1.42 + 11*1.42$	
$M_y =$	10963,77	[kG*m]	Moment fléchissant
$F_z =$	4407,29	[kG]	Effort tranchant
$F_x =$	-3226,15	[kG]	Effort axial

### RESULTATS

#### DISTANCES DE CALCUL

Bou lon N°	Type	$a_1$	$a_2$	$a_3$	$a_4$	$a_5$	$a_6$	$a'_1$	$a'_2$	$a'_3$	$a'_4$	$a'_5$	$a'_6$	s	$s_1$	$s_2$
1	Intérieurs	23	31			34	47	3	30			43	52			
2	Centraux	23	31					3	30							80
3	Centraux	23	31					3	30							140
4	Centraux	23	31					3	30							140
5	Centraux	23	31					3	30							80

$x =$  59 [mm] Zone comprimée

$$x = e_s \cdot \sqrt{(b/e_a)}$$

#### EFFORTS PAR BOULON - METHODE PLASTIQUE

Boulo n N°	$d_i$	$F_t$	$F_a$	$F_s$	$F_p$	$F_b$		$F_i$	$p_i$ [%]
1	660	15772,24	0,00	30289,52	90077,87	8443,25	->	8443,25	100,00
2	580	7589,32	7668,27	11619,18	62635,72	8443,25	->	7589,32	100,00
3	500	8621,20	13419,47	20333,56	70811,62	8443,25	->	8443,25	100,00
4	300	8621,20	13419,47	20333,56	70811,62	8443,25	->	8443,25	76,06
5	220	7589,32	7668,27	11619,18	62635,72	8443,25	->	7589,32	0,00

- $d_i$  – position du boulon
- $F_t$  – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant
- $F_a$  – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant
- $F_s$  – effort transféré par la soudure
- $F_p$  – effort transféré par l'aile du porteur
- $F_b$  – effort transféré par le boulon
- $F_i$  – effort sollicitant réel

#### VERIFICATION DE LA RESISTANCE

$F_{tot} =$	61794,68	[kG]	Effort total dans la semelle comprimée	$F_{tot} = 2 \cdot \sum [F_i \cdot (p_i/100)]$
$M_{tot} =$	32265,15	[kG*m]	Moment Résultant Total	$M_{tot} = 2 \cdot \sum [F_i \cdot d_i \cdot (p_i/100)]$ [9.2.2.2]
Moment				[9.2.2.2.1]
$M_y \leq M_{tot}$			10963,77 < 32265,15	vérifié (0,34)
Effort tranchant				[8.1.2]

## CHAPITRE VII : ETUDE DES ASSEMBLAGES

$Q_{adm} = 2786,27$ [kG]		$Q_{adm} = 1.1 * \mu_v * (P_v - N_1)$
$Q_1 \leq Q_{adm}$	$440,73 < 2786,27$	<b>vérifié</b> (0,16)
Effort axial		[9.1]
$F_{min} = 12664,88$ [kG]		$F_{min} = \min(0.15 * A * \sigma_e, 0.15 * n * P_v)$
$ F_x  \leq F_{min}$	$ -3226,15  < 12664,88$	<b>vérifié</b> (0,25)

La méthode de calcul est applicable

### VERIFICATION DE LA POUTRE

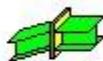
$F_{res} = 20997,98$ [kG]	Effort de compression	$F_{res} = F_{tot} * M/M_{tot}$
Compression réduite de la semelle		[9.2.2.2.2]
$N_{c adm} = 61794,68$ [kG]	Résistance de la section de la poutre	$N_{c adm} = A_{bc} * \sigma_e + N * A_{bd}/A_b$
$F_{res} \leq N_{c adm}$	$20997,98 < 61794,68$	<b>vérifié</b> (0,34)

### VERIFICATION DU POTEAU

Compression de l'âme du poteau		[9.2.2.2.2]
$F_{res} \leq F_{pot}$	$20997,98 < 107108,90$	<b>vérifié</b> (0,20)
Cisaillement de l'âme du poteau - (recommandation C.T.I.C.M)		
$V_R = 64567,18$ [kG]	Effort tranchant dans l'âme	$V_R = 0.47 * A_v * \sigma_e$
$ F_{res}  \leq V_R$	$ 20997,98  < 64567,18$	<b>vérifié</b> (0,33)

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme** Ratio 0,34

# CHAPITRE VII : ETUDE DES ASSEMBLAGES



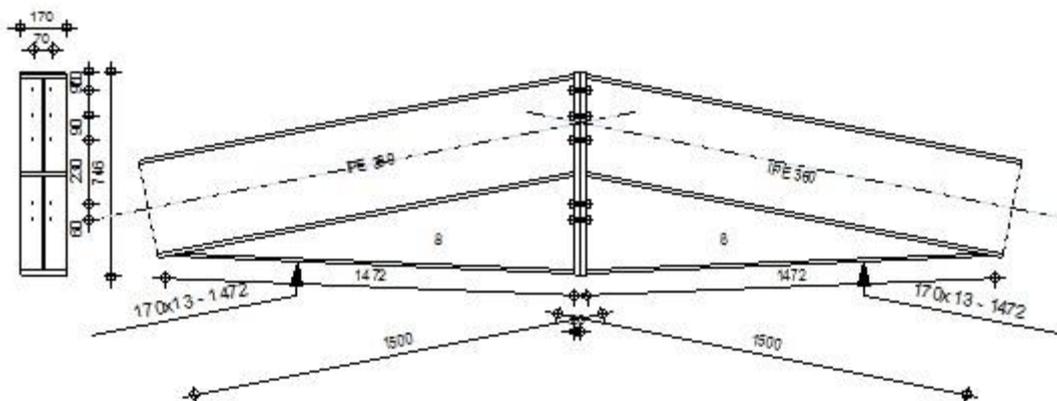
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020

## Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre

NF P 22-460



Ratio  
0,25



### GENERAL

Assemblage N°: 2  
Nom de l'assemblage : Poutre - poutre  
Noeud de la structure: 32  
Barres de la structure: 21, 22

### GEOMETRIE

#### GAUCHE

#### POUTRE

Profilé: IPE 360  
Barre N°: 21  
 $\alpha = -168,7$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_{bl} = 360$  [mm] Hauteur de la section de la poutre  
 $b_{tbl} = 170$  [mm] Largeur de la section de la poutre  
 $t_{wbl} = 8$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre  
 $t_{tbl} = 13$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre  
 $r_{bl} = 18$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre  
 $A_{bl} = 72,73$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre  
 $I_{xbl} = 16265,60$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre  
Matériau: ACIER E24  
 $\sigma_{eb} = 235,00$  [MPa] Résistance

#### DROITE

#### POUTRE

Profilé: IPE 360

## CHAPITRE VII : ETUDE DES ASSEMBLAGES

### POUTRE

Profilé:		IPÉ 360	
Barre N°:		22	
$\alpha =$	-11,3	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_{br} =$	360	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_{fbr} =$	170	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wbr} =$	8	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fbr} =$	13	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{br} =$	18	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{br} =$	72,73	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section de la poutre
$I_{xbr} =$	16265,60	[cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER	E24	
$\sigma_{eb} =$	235,00	[MPa]	Résistance

### BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	14	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	HR 10.9		Classe du boulon
$F_b =$	8443,25	[kG]	Résistance du boulon à la rupture
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	5		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	70	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	70	[mm]	
Entraxe $p_i =$	90;90;230;60	[mm]	

### PLATINE

$h_{pr} =$	746	[mm]	Hauteur de la platine
$b_{pr} =$	170	[mm]	Largeur de la platine
$t_{pr} =$	20	[mm]	Epaisseur de la platine
Matériau:	ACIER		
$\sigma_{epr} =$	235,00	[MPa]	Résistance

### JARRET INFERIEUR

$w_{rd} =$	170	[mm]	Largeur de la platine
$t_{frd} =$	13	[mm]	Epaisseur de l'aile
$h_{rd} =$	360	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wrd} =$	8	[mm]	Epaisseur de l'âme
$l_{rd} =$	1500	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha_d =$	2,6	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	ACIER		
$\sigma_{ebu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

### SOUDES D'ANGLE

$a_w =$	6	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	9	[mm]	Soudure semelle
$a_{fd} =$	5	[mm]	Soudure horizontale

### EFFORTS

Cas: 14: EFF /41/  $1*1.33 + 2*1.42 + 11*1.42$

$M_y =$	-3504,07	[kG*m]	Moment fléchissant
$F_z =$	-50,32	[kG]	Effort tranchant
$F_x =$	-3226,15	[kG]	Effort axial

## CHAPITRE VII : ETUDE DES ASSEMBLAGES

### RESULTATS

#### DISTANCES DE CALCUL

Bou lon N°	Type	a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	a <sub>3</sub>	a <sub>4</sub>	a <sub>5</sub>	a <sub>6</sub>	a' <sub>1</sub>	a' <sub>2</sub>	a' <sub>3</sub>	a' <sub>4</sub>	a' <sub>5</sub>	a' <sub>6</sub>	s	s <sub>1</sub>	s <sub>2</sub>
1	Intéri eurs							23	31						60	
2	Centra ux	23	31													145
3	Centra ux	23	31													160
4	Centra ux	23	31													90

x = 60 [mm] Zone comprimée

$$x = e_s \cdot \sqrt{(b/e_a)}$$

#### EFFORTS PAR BOULON - METHODE PLASTIQUE

Boulo n N°	d <sub>i</sub>	F <sub>t</sub>	F <sub>a</sub>	F <sub>s</sub>	F <sub>p</sub>	F <sub>b</sub>		F <sub>i</sub>	p <sub>i</sub> [%]
1	524	6942,98	0,00	48788,45	6942,98	8443,25	->	6942,98	100,00
2	464	8675,43	13898,73	21059,76	8675,43	8443,25	->	8443,25	100,00
3	234	8821,09	15336,53	23238,36	8821,09	8443,25	->	8443,25	100,00
4	144	7832,36	8626,80	13071,57	7832,36	8443,25	->	7832,36	98,05

d<sub>i</sub> – position du boulon

F<sub>t</sub> – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant

F<sub>a</sub> – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant

F<sub>s</sub> – effort transféré par la soudure

F<sub>p</sub> – effort transféré par l'aile du porteur

F<sub>b</sub> – effort transféré par le boulon

F<sub>i</sub> – effort sollicitant réel

#### VERIFICATION DE LA RESISTANCE

F<sub>tot</sub> = 63018,45 [kG] Effort total dans la semelle comprimée

$$F_{tot} = 2 \cdot \sum [F_i \cdot (p_i/100)]$$

M<sub>tot</sub> = 21244,80 [kG\*m] Moment Résultant Total

$$M_{tot} = 2 \cdot \sum [F_i \cdot d_i \cdot (p_i/100)] \quad [9.2.2.2]$$

Moment

$$[9.2.2.2.1]$$

M<sub>y</sub> ≤ M<sub>tot</sub> 3504,07 < 21244,80 **vérifié**

(0,16)

Effort tranchant

$$[8.1.2]$$

Q<sub>adm</sub> = 2786,27 [kG]

$$Q_{adm} = 1.1 \cdot \mu_v \cdot (P_v - N_1)$$

Q<sub>1</sub> ≤ Q<sub>adm</sub> 5,03 < 2786,27 **vérifié**

(0,00)

Effort axial

$$[9.1]$$

F<sub>min</sub> = 12664,88 [kG]

$$F_{min} = \min(0.15 \cdot A \cdot \sigma_e, 0.15 \cdot n \cdot P_v)$$

|F<sub>x</sub>| ≤ F<sub>min</sub> |-3226,15| < 12664,88 **vérifié**

(0,25)

La méthode de calcul est applicable

#### VERIFICATION DE LA POUTRE

F<sub>res</sub> = 10394,12 [kG] Effort de compression

$$F_{res} = F_{tot} \cdot M/M_{tot}$$

Compression réduite de la semelle

$$[9.2.2.2.2]$$

N<sub>c adm</sub> = 63018,45 [kG] Résistance de la section de la poutre

$$N_{c adm} = A_{bc} \cdot \sigma_e + N \cdot A_{bc}/A_b$$

F<sub>res</sub> ≤ N<sub>c adm</sub> 10394,12 < 63018,45 **vérifié**

(0,16)

#### DISTANCES DE CALCUL

## CHAPITRE VII : ETUDE DES ASSEMBLAGES

Bou lon N°	Type	a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	a <sub>3</sub>	a <sub>4</sub>	a <sub>5</sub>	a <sub>6</sub>	a' <sub>1</sub>	a' <sub>2</sub>	a' <sub>3</sub>	a' <sub>4</sub>	a' <sub>5</sub>	a' <sub>6</sub>	s	s <sub>1</sub>	s <sub>2</sub>
1	Intérieurs							23	31						60	
2	Centraux	23	31													145
3	Centraux	23	31													160
4	Centraux	23	31													90

x = 60 [mm] Zone comprimée

$$x = e_s \cdot \sqrt{(b/e_a)}$$

### EFFORTS PAR BOULON - METHODE PLASTIQUE

Boulo n N°	d <sub>i</sub>	F <sub>t</sub>	F <sub>a</sub>	F <sub>s</sub>	F <sub>p</sub>	F <sub>b</sub>	F <sub>i</sub>	p <sub>i</sub> [%]
1	524	6942,98	0,00	48788,45	6942,98	8443,25	-> 6942,98	100,00
2	464	8675,43	13898,73	21059,76	8675,43	8443,25	-> 8443,25	100,00
3	234	8821,09	15336,53	23238,36	8821,09	8443,25	-> 8443,25	100,00
4	144	7832,36	8626,80	13071,57	7832,36	8443,25	-> 7832,36	98,05

d<sub>i</sub> – position du boulon

F<sub>t</sub> – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant

F<sub>a</sub> – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant

F<sub>s</sub> – effort transféré par la soudure

F<sub>p</sub> – effort transféré par l'aile du porteur

F<sub>b</sub> – effort transféré par le boulon

F<sub>i</sub> – effort sollicitant réel

### VERIFICATION DE LA RESISTANCE

F<sub>tot</sub> = 63018,45 [kG] Effort total dans la semelle comprimée

$$F_{tot} = 2 \cdot \sum [F_i \cdot (p_i/100)]$$

M<sub>tot</sub> = 21244,80 [kG\*m] Moment Résultant Total

$$M_{tot} = 2 \cdot \sum [F_i \cdot d_i \cdot (p_i/100)] \quad [9.2.2.2]$$

Moment

$$[9.2.2.2.1]$$

M<sub>y</sub> ≤ M<sub>tot</sub> 3504,07 < 21244,80 **vérifié**

$$(0,16)$$

Effort tranchant

$$[8.1.2]$$

Q<sub>adm</sub> = 2786,27 [kG]

$$Q_{adm} = 1.1 \cdot \mu_v \cdot (P_v - N_1)$$

Q<sub>1</sub> ≤ Q<sub>adm</sub> 5,03 < 2786,27 **vérifié**

$$(0,00)$$

Effort axial

$$[9.1]$$

F<sub>min</sub> = 12664,88 [kG]

$$F_{min} = \min(0.15 \cdot A \cdot \sigma_e, 0.15 \cdot n \cdot P_v)$$

|F<sub>x</sub>| ≤ F<sub>min</sub> |-3226,15| < 12664,88 **vérifié**

$$(0,25)$$

La méthode de calcul est applicable

### VERIFICATION DE LA POUTRE

F<sub>res</sub> = 10394,12 [kG] Effort de compression

$$F_{res} = F_{tot} \cdot M/M_{tot}$$

Compression réduite de la semelle

$$[9.2.2.2.2]$$

N<sub>c adm</sub> = 63018,45 [kG] Résistance de la section de la poutre

$$N_{c adm} = A_{bc} \cdot \sigma_e + N \cdot A_{bc}/A_b$$

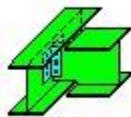
F<sub>res</sub> ≤ N<sub>c adm</sub> 10394,12 < 63018,45 **vérifié**

$$(0,16)$$

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme**

Ratio 0,25

# CHAPITRE VII : ETUDE DES ASSEMBLAGES



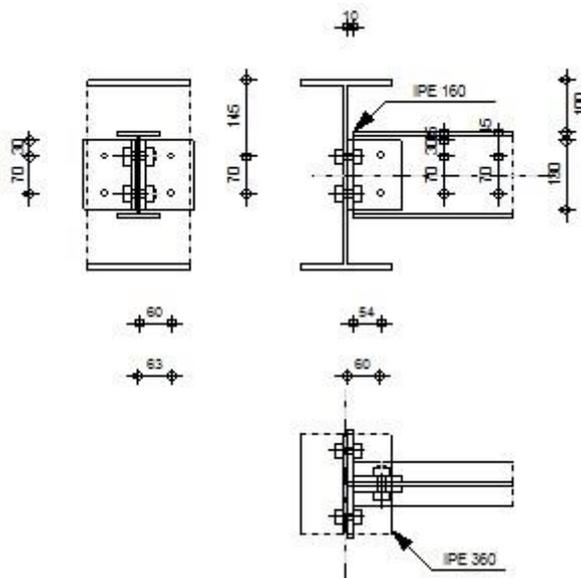
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020

## Calcul de l'assemblage par cornières

CM 66 - Revue construction métallique n° 2 - juin 1976 (NT 84)



Ratio  
0,06



## GENERAL

Assemblage N°: 3  
Nom de l'assemblage : Par cornières: poutre-poutre (âme)  
Noeud de la structure: 74  
Barres de la structure: 21, 55

## GEOMETRIE

### POUTRE PORTEUSE

Profilé: IPE 360  
Barre N°: 21  
 $\alpha_1 = -90,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h = 360$  [mm] Hauteur de la section poutre principale  
 $b = 170$  [mm] Largeur de l'aile de la section de la poutre principale  
 $t_w = 8$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre principale  
 $t_f = 13$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre principale  
 $r = 18$  [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la poutre principale  
 $A = 72,73$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre principale  
 $I_y = 16265,60$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section de la poutre principale  
Matériau: ACIER E24  
 $\sigma_e = 235,00$  [MPa] Résistance

### POUTRE PORTEE

Profilé: IPE 160  
Barre N°: 55  
 $\alpha_2 = 0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison

## CHAPITRE VII : ETUDE DES ASSEMBLAGES

Profilé:	IPE 160	
$h_b =$	160 [mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_{fb} =$	82 [mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	5 [mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	7 [mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	9 [mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	20,09 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section de la poutre
$I_{yb} =$	869,29 [cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER E24	
$\sigma_{eb} =$	235,00 [MPa]	Résistance

### CORNIERE

Profilé:	CAE 100x10	
$\alpha_3 =$	0,0 [Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	100 [mm]	Hauteur de la section de la cornière
$b_c =$	100 [mm]	Largeur de la section de la cornière
$t_c =$	10 [mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la cornière
$r_c =$	12 [mm]	Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
$L_c =$	130 [mm]	Longueur de la cornière
Matériau:	ACIER E24	
$\sigma_c =$	235,00 [MPa]	Résistance

### BOULONS

#### BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PORTEUSE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	HR 10.9	Classe du boulon
$d' =$	14 [mm]	Diamètre du boulon
$A'_s =$	1,15 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
$A'_v =$	1,54 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
$f'_y =$	900,00 [MPa]	Limite de plasticité
$f'_u =$	1000,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
$n' =$	2,00	Nombre de rangées des boulons
$h'_1 =$	30 [mm]	Niveau du premier boulon

#### BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PORTEE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	4.8	Classe du boulon
$d =$	16 [mm]	Diamètre du boulon
$A_s =$	1,57 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	2,01 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
$f_y =$	280,00 [MPa]	Limite de plasticité
$f_u =$	400,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
$n =$	2,00	Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	30 [mm]	Niveau du premier boulon

### EFFORTS

Cas:	14: EFF /125/ 1*1.00 + 2*1.00 + 11*1.67	
T =	342,55 [kG]	Effort tranchant

### RESULTATS

## CHAPITRE VII : ETUDE DES ASSEMBLAGES

### BOULONS

cisaillement des boulons (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 1.3 * n * A_v * f_y / \sqrt{(1 + (a^2 * \alpha^2) / \delta^2)} \quad | 342,55 | < 7161,63 \quad \text{vérifié} \quad (0,05)$$

cisaillement des boulons (*Côté de la poutre porteuse*)

$$T \leq 1.3 * n' * A'_v * f'_y \quad | 342,55 | < 36731,71 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

### PROFILES

Pression diamétrale (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 3 * n * d * t_{wb} * \sigma_{eb} / \sqrt{(1 + (a^2 * \alpha^2) / \delta^2)} \quad | 342,55 | < 5518,99 \quad \text{vérifié} \quad (0,06)$$

Pression diamétrale (*Côté de la poutre porteuse*)

$$T \leq 6 * n' * d' * t_w * \sigma_e \quad | 342,55 | < 42942,29 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

Pince transversale

$$T \leq 1.25 * n * t_{wb} * d_t * \sigma_{eb} \quad | 342,55 | < 13479,37 \quad \text{vérifié} \quad (0,03)$$

Effort tranchant (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 0.65 * (h_a - n * d) * t_{wb} * \sigma_{eb} \quad | 342,55 | < 8816,11 \quad \text{vérifié} \quad (0,04)$$

### CORNIERE

Pression diamétrale (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 6 * n * d * t_c * \sigma_c / \sqrt{(1 + (a^2 * \alpha^2) / \delta^2)} \quad | 342,55 | < 22075,97 \quad \text{vérifié} \quad (0,02)$$

Pression diamétrale (*Côté de la poutre porteuse*)

$$T \leq 6 * n' * d' * t_c * \sigma_c \quad | 342,55 | < 53677,86 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

Pince transversale (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 2.5 * n * t_c * d_v * \sigma_c \quad | 342,55 | < 35945,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

Pince transversale (*Côté de la poutre porteuse*)

$$T \leq 2.5 * n' * t_c * d'_v * \sigma_c \quad | 342,55 | < 35945,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

Effort tranchant (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 0.866 * t_c * (L_c - n * d) * \sigma_c \quad | 342,55 | < 20337,20 \quad \text{vérifié} \quad (0,02)$$

Effort tranchant (*Côté de la poutre porteuse*)

$$T \leq 0.866 * t_c * (L_c - n' * d') * \sigma_c \quad | 342,55 | < 21167,29 \quad \text{vérifié} \quad (0,02)$$

Moment fléchissant (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq (2/a) * (l/v)_c * \sigma_c \quad | 342,55 | < 18552,38 \quad \text{vérifié} \quad (0,02)$$

Moment fléchissant (*Côté de la poutre porteuse*)

$$T \leq t_c * L_c^2 / (3a) * \sigma_c \quad | 342,55 | < 21092,72 \quad \text{vérifié} \quad (0,02)$$

### REMARQUES

Longueur de la cornière est supérieure à la hauteur de l'âme de la poutre

$$130 \text{ [mm]} > 127 \text{ [mm]}$$

Pince boulon-extrémité horizontale de la cornière de l'aile supérieure de la poutre trop faible

$$8 \text{ [mm]} < 9 \text{ [mm]}$$

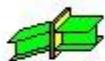
Pince boulon-extrémité horizontale de la cornière de l'aile inférieure de la poutre trop faible

$$8 \text{ [mm]} < 9 \text{ [mm]}$$

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme**

Ratio 0,06

# CHAPITRE VII : ETUDE DES ASSEMBLAGES



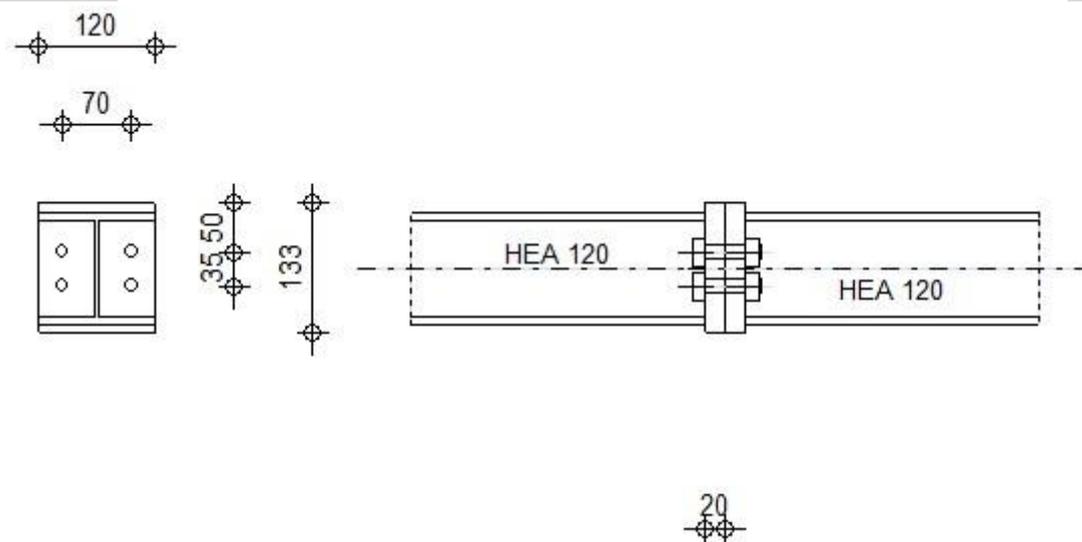
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020

## Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre

NF P 22-460

OK

Ratio  
0,03



## GENERAL

Assemblage N°: 4  
Nom de l'assemblage : Poutre - poutre  
Noeud de la structure: 13  
Barres de la structure: 38, 52

## GEOMETRIE

### GAUCHE

### POUTRE

Profilé: HEA 120  
Barre N°: 38  
 $\alpha = -180,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_{bl} = 114$  [mm] Hauteur de la section de la poutre  
 $b_{fbl} = 120$  [mm] Largeur de la section de la poutre  
 $t_{wbl} = 5$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre  
 $t_{fbl} = 8$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre  
 $r_{bl} = 12$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre  
 $A_{bl} = 25,34$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre  
 $I_{xbl} = 606,15$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre  
Matériau: ACIER E24  
 $\sigma_{eb} = 235,00$  [MPa] Résistance

### DROITE

## CHAPITRE VII : ETUDE DES ASSEMBLAGES

### POUTRE

Profilé: HEA 120  
 Barre N°: 52  
 $\alpha = -0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_{br} = 114$  [mm] Hauteur de la section de la poutre  
 $b_{fbr} = 120$  [mm] Largeur de la section de la poutre  
 $t_{wbr} = 5$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre  
 $t_{fbr} = 8$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre  
 $r_{br} = 12$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre  
 $A_{br} = 25,34$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre  
 $I_{xbr} = 606,15$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre  
 Matériau: ACIER E24  
 $\sigma_{eb} = 235,00$  [MPa] Résistance

### BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 14$  [mm] Diamètre du boulon  
 Classe = HR 10.9 Classe du boulon  
 $F_b = 8443,25$  [kG] Résistance du boulon à la rupture  
 $n_h = 2$  Nombre de colonnes des boulons  
 $n_v = 2$  Nombre de rangées des boulons  
 $h_1 = 50$  [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about  
 Ecartement  $e_i = 70$  [mm]  
 Entraxe  $p_i = 35$  [mm]

### PLATINE

$h_{pr} = 133$  [mm] Hauteur de la platine  
 $b_{pr} = 120$  [mm] Largeur de la platine  
 $t_{pr} = 20$  [mm] Epaisseur de la platine  
 Matériau: ACIER  
 $\sigma_{epr} = 235,00$  [MPa] Résistance

### SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 4$  [mm] Soudure âme  
 $a_f = 6$  [mm] Soudure semelle

### EFFORTS

Cas: 14: EFF /125/ 1\*1.00 + 2\*1.00 + 11\*1.67

$M_y = 0,00$  [kG\*m] Moment fléchissant  
 $F_z = 327,84$  [kG] Effort tranchant  
 $F_x = 43,64$  [kG] Effort axial

### RESULTATS

Moment admissible

$F_{res} \leq F_x$  16886,50 > 43,64 vérifié (0,00)

### DISTANCES DE CALCUL

Bou lon N°	Type	a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	a <sub>3</sub>	a <sub>4</sub>	a <sub>5</sub>	a <sub>6</sub>	a' <sub>1</sub>	a' <sub>2</sub>	a' <sub>3</sub>	a' <sub>4</sub>	a' <sub>5</sub>	a' <sub>6</sub>	s	s <sub>1</sub>	s <sub>2</sub>
1	Intérieurs	27	33			23	31									

## CHAPITRE VII : ETUDE DES ASSEMBLAGES

$x = 39$  [mm] Zone comprimée

$$x = e_s \cdot \sqrt{(b/e_a)}$$

### EFFORTS PAR BOULON - METHODE PLASTIQUE

Boulo n N°	$d_i$	$F_t$	$F_a$	$F_s$	$F_p$	$F_b$		$F_i$	$p_i$ [%]
1	71	14524,65	0,00	13047,37	14524,65	8443,25	->	8443,25	100,00

- $d_i$  – position du boulon
- $F_t$  – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant
- $F_a$  – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant
- $F_s$  – effort transféré par la soudure
- $F_p$  – effort transféré par l'aile du porteur
- $F_b$  – effort transféré par le boulon
- $F_i$  – effort sollicitant réel

### VERIFICATION DE LA RESISTANCE

$F_{tot} = 16886,50$ [kG]	Effort total dans la semelle comprimée	$F_{tot} = 2 \cdot \sum [F_i \cdot (p_i/100)]$
$M_{tot} = 1198,94$ [kG*m]	Moment Résultant Total	$M_{tot} = 2 \cdot \sum [F_i \cdot d_i \cdot (p_i/100)]$ [9.2.2.2]
Moment		[9.2.2.2.1]
$M_y \leq M_{tot}$	$0,00 < 1198,94$	<b>vérifié</b> (0,00)
Effort tranchant		[8.1.2]
$Q_{adm} = 2782,67$ [kG]		$Q_{adm} = 1.1 \cdot \mu_v \cdot (P_v - N_1)$
$Q_1 \leq Q_{adm}$	$81,96 < 2782,67$	<b>vérifié</b> (0,03)
Effort axial		[9.1]
$F_{min} = 5065,95$ [kG]		$F_{min} = \min(0.15 \cdot A \cdot \sigma_e, 0.15 \cdot n \cdot P_v)$
$ F_x  \leq F_{min}$	$ 43,64  < 5065,95$	<b>vérifié</b> (0,01)

La méthode de calcul est applicable

### VERIFICATION DE LA POUTRE

$F_{res} = 0,00$ [kG]	Effort de compression	$F_{res} = F_{tot} \cdot M/M_{tot}$
Compression réduite de la semelle		[9.2.2.2.2]
$N_{c adm} = 27720,54$ [kG]	Résistance de la section de la poutre	$N_{c adm} = A_{bc} \cdot \sigma_e + N \cdot A_{bc}/A_b$
$F_{res} \leq N_{c adm}$	$0,00 < 27720,54$	<b>vérifié</b> (0,00)
Moment admissible		
$F_{res} \leq F_x$	$16886,50 > 43,64$	<b>vérifié</b> (0,00)

### DISTANCES DE CALCUL

Bou lon N°	Type	$a_1$	$a_2$	$a_3$	$a_4$	$a_5$	$a_6$	$a'_1$	$a'_2$	$a'_3$	$a'_4$	$a'_5$	$a'_6$	s	$s_1$	$s_2$
1	Intérieurs	27	33			23	31									

$x = 39$  [mm] Zone comprimée

$$x = e_s \cdot \sqrt{(b/e_a)}$$

### EFFORTS PAR BOULON - METHODE PLASTIQUE

Boulo n N°	$d_i$	$F_t$	$F_a$	$F_s$	$F_p$	$F_b$		$F_i$	$p_i$ [%]
1	71	14524,65	0,00	13047,37	14524,65	8443,25	->	8443,25	100,00

- $d_i$  – position du boulon
- $F_t$  – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant
- $F_a$  – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant
- $F_s$  – effort transféré par la soudure
- $F_p$  – effort transféré par l'aile du porteur
- $F_b$  – effort transféré par le boulon

## CHAPITRE VII : ETUDE DES ASSEMBLAGES

$d_i$  – position du boulon

$F_i$  – effort sollicitant réel

### VERIFICATION DE LA RESISTANCE

$F_{tot} = 16886,50$ [kG]	Effort total dans la semelle comprimée	$F_{tot} = 2 * \sum [F_i * (p_i/100)]$
$M_{tot} = 1198,94$ [kG*m]	Moment Résultant Total	$M_{tot} = 2 * \sum [F_i * d_i * (p_i/100)]$ [9.2.2.2]
Moment		[9.2.2.2.1]
$M_y \leq M_{tot}$	$0,00 < 1198,94$	<b>vérifié</b> (0,00)
Effort tranchant		[8.1.2]
$Q_{adm} = 2782,67$ [kG]		$Q_{adm} = 1.1 * \mu_v * (P_v - N_t)$
$Q_t \leq Q_{adm}$	$81,96 < 2782,67$	<b>vérifié</b> (0,03)
Effort axial		[9.1]
$F_{min} = 5065,95$ [kG]		$F_{min} = \min(0.15 * A * \sigma_e, 0.15 * n * P_v)$
$ F_x  \leq F_{min}$	$ 43,64  < 5065,95$	<b>vérifié</b> (0,01)

La méthode de calcul est applicable

### VERIFICATION DE LA POUTRE

$F_{res} = 0,00$ [kG]	Effort de compression	$F_{res} = F_{tot} * M/M_{tot}$
Compression réduite de la semelle		[9.2.2.2]
$N_{c adm} = 27720,54$ [kG]	Résistance de la section de la poutre	$N_{c adm} = A_{bc} * \sigma_e + N * A_{bc}/A_b$
$F_{res} \leq N_{c adm}$	$0,00 < 27720,54$	<b>vérifié</b> (0,00)

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme**

Ratio 0,03

## CHAPITRE VII : ETUDE DES ASSEMBLAGES



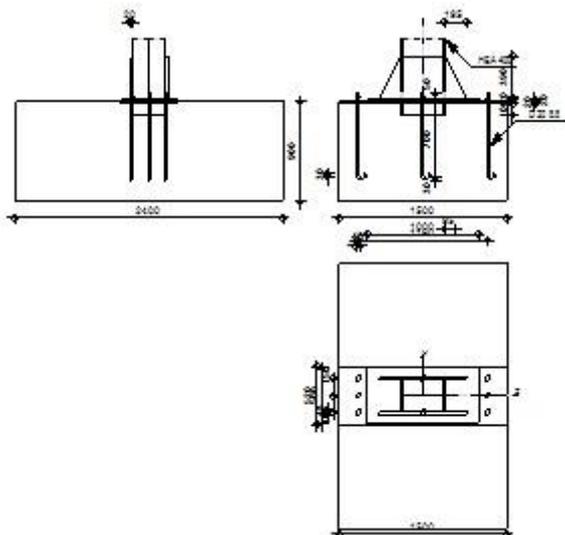
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020

### Calcul du Pied de Poteau encastré

'Les pieds de poteaux encastrés' de Y.Lescouarc'h (Ed. CTICM)



Ratio  
0,91



### GENERAL

Assemblage N°: 5  
Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré  
Noeud de la structure: 28  
Barres de la structure: 19

### GEOMETRIE

#### POTEAU

Profilé: HEA 400  
Barre N°: 19  
 $\alpha = 0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_c = 390$  [mm] Hauteur de la section du poteau  
 $b_{fc} = 300$  [mm] Largeur de la section du poteau  
 $t_{wc} = 11$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau  
 $t_{fc} = 19$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau  
 $r_c = 27$  [mm] Rayon de congé de la section du poteau  
 $A_c = 158,98$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau  
 $I_{yc} = 45069,40$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau  
Matériau: ACIER E24  
 $\sigma_{ec} = 235,00$  [MPa] Résistance

#### PLAQUE PRINCIPALE DU PIED DE POTEAU

$l_{pd} = 1000$  [mm] Longueur  
 $b_{pd} = 500$  [mm] Largeur  
 $t_{pd} = 20$  [mm] Epaisseur  
Matériau: ACIER  
 $\sigma_e = 235,00$  [MPa] Résistance

## CHAPITRE VII : ETUDE DES ASSEMBLAGES

### PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pp} =$	1500	[mm]	Longueur
$b_{pp} =$	520	[mm]	Largeur
$t_{pp} =$	20	[mm]	Epaisseur

### ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	8.8		Classe de tiges d'ancrage
$d =$	20	[mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	20	[mm]	Diamètre des trous pour les tiges d'ancrage
$n_H =$	3		Nombre de colonnes des boulons
$n_V =$	3		Nombre de rangées des boulons
Ecartement $e_{Hi} =$	580	[mm]	
Entraxe $e_{Vi} =$	150	[mm]	

#### Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 =$	50	[mm]
$L_2 =$	700	[mm]
$L_3 =$	60	[mm]
$L_4 =$	30	[mm]

#### Platine

$l_{wd} =$	40	[mm]	Longueur
$b_{wd} =$	48	[mm]	Largeur
$t_{wd} =$	20	[mm]	Epaisseur

### BECHE

Profilé:	HEA 400		
$h_w =$	100	[mm]	Hauteur
Matériau:	ACIER		
$\sigma_e =$	235,00	[MPa]	Résistance

### RAIDISSEUR

$l_r =$	195	[mm]	Longueur
$h_s =$	390	[mm]	Hauteur
$t_s =$	20	[mm]	Epaisseur

### SEMELLE ISOLEE

$L =$	1500	[mm]	Longueur de la semelle
$B =$	2400	[mm]	Largeur de la semelle
$H =$	900	[mm]	Hauteur de la semelle

### BETON

$f_{c28} =$	20,00	[MPa]	Résistance
$\sigma_{bc} =$	11,33	[MPa]	Résistance
$n =$	7,00		ratio Acier/Béton

### SOUDURES

$a_p =$	14	[mm]	Plaque principale du pied de poteau
$a_w =$	4	[mm]	Bêche
$a_s =$	15	[mm]	Raidisseurs

### EFFORTS

## CHAPITRE VII : ETUDE DES ASSEMBLAGES

Cas: 14: EFF /41/ 1\*1.33 + 2\*1.42 + 11\*1.42

N = -5648,29 [kG] Effort axial  
 Q<sub>y</sub> = 8,15 [kG] Effort tranchant  
 Q<sub>z</sub> = 3231,27 [kG] Effort tranchant  
 M<sub>y</sub> = -8418,82 [kG\*m] Moment fléchissant  
 M<sub>z</sub> = 18,10 [kG\*m] Moment fléchissant

### RESULTATS

#### BETON

##### PLAN XZ

d<sub>tz</sub> = 580 [mm] Distance de la colonne des boulons d'ancrage de l'axe Y

**Coefficients d'équation pour la définition de la zone de pression**

A =	167 [mm]		A=b <sub>pd</sub> /3
B =	4952,54 [cm <sup>2</sup> ]		B=(M <sub>y</sub> /N -0.5*I <sub>pd</sub> )*b <sub>pd</sub>
C =	27319,72 [cm <sup>3</sup> ]		C=2*n*A <sub>t</sub> *(d <sub>tz</sub> +M <sub>y</sub> /N)
D =	-2950529,22 [cm <sup>4</sup> ]		D=-2*n*A <sub>t</sub> *(d <sub>tz</sub> +0.5*I <sub>pd</sub> )*(d <sub>tz</sub> +M <sub>y</sub> /N)
z <sub>0</sub> =	211 [mm]	Zone comprimée	A*z <sub>0</sub> <sup>3</sup> +B*z <sub>0</sub> <sup>2</sup> +C*z <sub>0</sub> +D=0
ρ <sub>my</sub> =	2,15 [MPa]	Contrainte due à l'effort axial et au moment M <sub>y</sub>	ρ <sub>my</sub> = 2*(M <sub>y</sub> +N*d <sub>tz</sub> ) / [b <sub>pd</sub> *z <sub>0</sub> *(d <sub>tz</sub> + l <sub>pd</sub> /2 - z <sub>0</sub> /3)]
F <sub>ty</sub> =	5936,43 [kG]	Effort de traction total dans la ligne des boulons d'ancrage	F <sub>ty</sub> = (M <sub>y</sub> -N*(l <sub>pd</sub> /2 - z <sub>0</sub> /3)) / (d <sub>tz</sub> + l <sub>pd</sub> /2 - z <sub>0</sub> /3)

##### PLAN XY

d<sub>ty</sub> = 150 [mm] Distance de la rangée extrême des boulons d'ancrage de l'axe Z

y<sub>0</sub> = 500 [mm] Zone comprimée

ρ<sub>mz</sub> = 0,12 [MPa] Contrainte due à l'effort axial et au moment M<sub>y</sub>

F<sub>tz</sub> = 0,00 [kG] Effort de traction total dans la ligne des boulons d'ancrage

$$y_0 = b_{pd}$$

$$\rho_{mz} = (6 * M_z + N * b_{pd}) / (l_{pd} * b_{pd}^2)$$

#### VERIFICATION DU BETON POUR LA PRESSION DIAMETRALE

ρ<sub>m</sub> = 2,15 [MPa] Contrainte maxi dans le béton

$$\rho_m = \rho_{my} + \rho_{mz} - |N| / (l_{pd} * b_{pd})$$

La valeur du coefficient K est calculée automatiquement

h<sub>b</sub> = 1000 [mm]

$$h_b = l_{pd}$$

b<sub>b</sub> = 500 [mm]

$$b_b = \max(2 * (b/2 - 0.5 * (n_v - 1) * a_v) + a_v, b_{pd})$$

K = max( 1.1; 1 + (3 - b<sub>pd</sub>/b<sub>b</sub> - l<sub>pd</sub>/h<sub>b</sub>) \* √[(1 - b<sub>pd</sub>/b<sub>b</sub>) \* (1 - l<sub>pd</sub>/h<sub>b</sub>)] )

[Lescouarc'h (1.c)]

K = 1,00

Coefficient de zone de pression diamétrale

ρ<sub>m</sub> ≤ K\*σ<sub>bc</sub>

2,15 < 11,33

vérifié

(0,19)

#### ANCRAGE

N<sub>ty</sub> = 1978,81 [kG] Effort de traction dû à l'effort axial et au moment M<sub>y</sub>

$$N_{ty} = F_{ty}/n$$

N<sub>t</sub> = 1978,81 [kG] Force de traction max dans le boulon d'ancrage

$$N_t = N_{ty}$$

**Vérification de la semelle tendue du poteau**

l<sub>1</sub> = 150 [mm]

$$l_1 = 0.5 * b_{fc}$$

l<sub>2</sub> = 1210 [mm]

$$l_2 = \pi * a_2$$

l<sub>3</sub> = 680 [mm]

$$l_3 = 0.5 * [(b_{fc} - s) + \pi * a_2]$$

l<sub>4</sub> = 680 [mm]

$$l_4 = 0.5 * (s + \pi * a_2)$$

l<sub>eff</sub> = 150 [mm]

$$l_{eff} = \min(l_1, l_2, l_3, l_4)$$

N<sub>t</sub> ≤ l<sub>eff</sub>\*t<sub>fc</sub>\*σ<sub>ec</sub>

1978,81 < 68295,49

vérifié

(0,03)

**Adhérence**

N<sub>t</sub> ≤ π\*d\*τ<sub>s</sub>\*(L<sub>2</sub> + 10\*r - 5\*d)

1978,81 < 6227,67

vérifié

(0,32)

**Vérification de la résistance de la section fileté d'une tige**

N<sub>t</sub> ≤ 0.8\*A<sub>s</sub>\*σ<sub>e</sub>

1978,81 < 10992,54

vérifié

(0,18)

## CHAPITRE VII : ETUDE DES ASSEMBLAGES

### Transfert des efforts tranchants

$ t_z  \leq \sqrt{(A_t^2 * \sigma_e^2 - N^2) / 2.36}$	768,39  < 11320,98	vérifié	(0,07)
$ t_y  \leq \sqrt{(A_t^2 * \sigma_e^2 - N^2) / 2.36}$	0,00  < 11320,98	vérifié	(0,00)

### BECHE

#### Béton

$ T_z  \leq (l - 30) * \sigma_{bc} * B$	3231,27  < 24269,25	vérifié	(0,13)
$ T_y  \leq (l-30) * \sigma_{bc} * H$	8,15  < 31550,02	vérifié	(0,00)

#### Ame

$ T_z  \leq f * t * h / \sqrt{3}$	3231,27  < 53570,03	vérifié	(0,06)
$ T_y  \leq f * t * h / \sqrt{3}$	8,15  < 157721,69	vérifié	(0,00)

#### Semelle

$ T_z  \leq 3 * b * t * f / l / (1/h + 1/h_0)$	3231,27  < 799057,27	vérifié	(0,00)
$ T_y  \leq 3 * b * t * f / l / (1/h + 1/h_0)$	8,15  < 231306,05	vérifié	(0,00)

#### Soudure âme

$ T_z  \leq 2/k * f * t * h / \sqrt{3}$	3231,27  < 55657,18	vérifié	(0,06)
$ T_y  \leq 3 * b * t * f / l / (1/h + 1/h_0)$	8,15  < 169930,47	vérifié	(0,00)

#### Semelle

$ T_z  \leq 2 * 3 * b * t * f / l / (1/h + 1/h_0)$	3231,27  < 339860,94	vérifié	(0,01)
$ T_y  \leq (l - 30) * \sigma_{bc} * B$	8,15  < 91391,61	vérifié	(0,00)

#### Ame poteau

$ T_z  \leq 3 * b * t * f / l / (1/h + 1/h_0)$	3231,27  < 121817,29	vérifié	(0,03)
$ T_y  \leq 3 * b * t * f / l / (1/h + 1/h_0)$	8,15  < 313742,91	vérifié	(0,00)

### PLATINE

#### Zone de traction

$M_{11'} = 2285,53$ [kG*m] Moment fléchissant	$M_{11'} = n_v * N_t * (d_{tz} - h_c / 2)$
$M_{11'} \leq \sigma_e * W$	2285,53 < 39563,39 <b>vérifié</b> (0,06)

#### Cisaillement

$V_{11'} = 5936,43$ [kG] Effort tranchant	$V_{11'} = n_v * N_t$
$V_{11'} \leq \sigma_e / \sqrt{3} * h_r * t_r * n_r / 1.5$	5936,43 < 143886,45 <b>vérifié</b> (0,04)
$t_{pmin} = 1$ [mm]	$t_{pmin} = V_{11'} * 1.5 * \sqrt{3} / (\sigma_e * b_{pd})$
$t_{pd} \geq t_{pmin}$	20 > 1 <b>vérifié</b> (0,06)

#### Traction

$a_3 = 119$ [mm] Pince bord de la soudure du raidisseur-axe du boulon d'ancrage	$a_3 = a_4 - \sqrt{2} a_r$
$a_4 = 140$ [mm] Pince bord du raidisseur-axe du boulon d'ancrage	$a_4 = (e_{v1} - t_r) / 2$
$a_2 = 385$ [mm] Pince bord de l'aile du poteau-axe du boulon d'ancrage	
$s' = 195$ [mm]	$s' = \min(\pi a_4, l_r)$
$N_t [daN] \leq 375 * t_{pd} [mm] * [(a_4/a_3) * (s'/(s'+a_4))]$	1940,55 < 5145,30 <b>vérifié</b> (0,38)

#### Zone comprimée

$M_{22'} = 4067,61$ [kG*m] Moment fléchissant	$M_{22'} = b_{pd} / 24 * (l_{pd} - h_c)^2 * (p + 2 * p_m)$
$M_{22'} \leq \sigma_e * W$	4067,61 < 39563,39 <b>vérifié</b> (0,10)

#### Cisaillement

$V_{22'} = 23268,98$ [kG] Effort tranchant	
$V_{22'} \leq \sigma_e / \sqrt{3} * h_r * t_r * n_r / 1.5$	23268,98 < 143886,45 <b>vérifié</b> (0,16)
$t_{pmin} = 5$ [mm]	$t_{pmin} = V_{22'} * 1.5 * \sqrt{3} / (\sigma_e * b_{pd})$
$t_{pd} \geq t_{pmin}$	20 > 5 <b>vérifié</b> (0,25)

#### Epaisseur

$d_m = 110$ [mm] Distance du raidisseur du bord de la dalle	$d_m = 0.5 * (l_{pd} - h_c - 2 * l_r)$
$t_{pd} \geq d_m * \sqrt{3 * p_m / \sigma_e}$	20 > 18 <b>vérifié</b> (0,91)

#### Pression diamétrale

$ t_z  = 170,75$ [kG] Effort tranchant	$t_z = (Q_z - 0.3 * N) / n_v$
$ t_z  \leq 3 * d * t_{pd} * \sigma_e$	170,75  < 28756,00 <b>vérifié</b> (0,01)
$ t_y  = 0,00$ [kG] Effort tranchant	$t_y = (Q_y - 0.3 * N) / n_v$

## CHAPITRE VII : ETUDE DES ASSEMBLAGES

$ t_y'  \leq 3 * d * t_{pd} * \sigma_e$	$ 0,00  < 28756,00$	vérifié	(0,00)
---	---------------------	---------	--------

### RAIDISSEUR

V <sub>1</sub> =	3847,94	[kG]	Effort tranchant	$V_1 = \max(1.25 * N_j, 2 * N_j / [1 + (a_4/a_2)^2])$
M <sub>1</sub> =	1481,46	[kG*m]	Moment fléchissant	$M_1 = V_1 * a_2$
V <sub>m</sub> =	23268,98	[kG]	Effort tranchant du raidisseur	$V_m = \max(V_1, V_{22})$
M <sub>m</sub> =	4067,61	[kG*m]	Moment fléchissant du raidisseur	$M_m = \max(M_1, M_{22})$

#### **Epaisseur**

t <sub>1</sub> =	6	[mm]	Epaisseur minimale du raidisseur	$t_{r1} = 2.6 * V_m / (\sigma_e * h_r)$
t <sub>2</sub> =	8	[mm]	Epaisseur minimale du raidisseur	$t_{r2} = \sqrt{[h_r^2 * V_m^2 + 6.75 * M_m^2] / (\sigma_e * h_r * l_r)}$
t <sub>3</sub> =	17	[mm]	Epaisseur minimale du raidisseur	$t_{r3} = 0.04 * \sqrt{[l_r^2 + h_r^2]}$
t <sub>r</sub> ≥ max(t <sub>1</sub> , t <sub>2</sub> , t <sub>3</sub> )			20 > 17	vérifié
				(0,87)

#### **Soudures**

a' <sub>r</sub> = 3 [mm]	Epaisseur min de la soudure du raidisseur avec la plaque principale	$a'_r = k * \sqrt{[(0.7 * V_m)^2 + (1.3 * M_m / h_r)^2] / (l_r * \sigma_e)}$	
a'' <sub>r</sub> = 2 [mm]	Epaisseur min de la soudure du raidisseur avec le poteau	$a''_r = k * \max(1.3 * V_m, 2.1 * M_m / h_r) / (h_r * \sigma_e)$	
a <sub>r</sub> ≥ max(a' <sub>r</sub> , a'' <sub>r</sub> )	15 > 3	vérifié	(0,21)

### POTEAU

#### **Ame**

$t_w \geq 3 * M_m / (\sigma_{ec} * h_r^2)$	11 > 3	vérifié	(0,30)
--	--------	---------	--------

### PLATINE DE PRESCELLEMENT

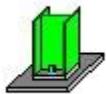
#### **Pression diamétrale**

$ t_z'  \leq 3 * d * t_{pp} * \sigma_e$	$ 170,75  < 28756,00$	vérifié	(0,01)
$ t_y'  \leq 3 * d * t_{pp} * \sigma_e$	$ 0,00  < 28756,00$	vérifié	(0,00)

### REMARQUES

Rayon de la crosse trop faible.	30 [mm] < 60 [mm]
L'ancrage situé en dehors de la platine.	
Pince ancrage-extrémité de la platine trop faible.	1000 [mm] < 1160 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,91



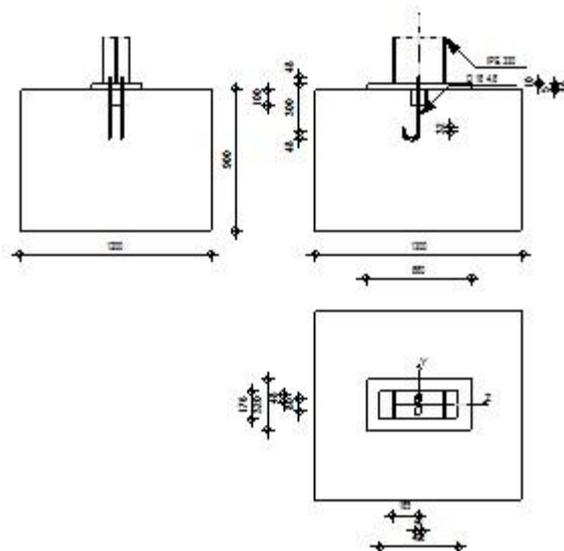
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020

## Calcul du Pied de Poteau articulé

'Les pieds de poteaux articulés' de Y.Lescouarc'h (Ed. CTICM)



Ratio  
0,08



## GENERAL

Assemblage N°: 6  
 Nom de l'assemblage : Pied de poteau articulé  
 Noeud de la structure: 6  
 Barres de la structure: 5

## GEOMETRIE

### POTEAU

Profilé: IPE 330  
 Barre N°: 5  
 $\alpha = 0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_c = 330$  [mm] Hauteur de la section du poteau  
 $b_{fc} = 160$  [mm] Largeur de la section du poteau  
 $t_{wc} = 8$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau  
 $t_{fc} = 12$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau  
 $r_c = 18$  [mm] Rayon de congé de la section du poteau  
 $A_c = 62,61$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau  
 $I_{yc} = 11766,90$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau  
 Matériau: ACIER E24  
 $\sigma_{ec} = 235,00$  [MPa] Résistance

### PLAQUE PRINCIPALE DU PIED DE POTEAU

$l_{pd} = 660$  [mm] Longueur  
 $b_{pd} = 320$  [mm] Largeur  
 $t_{pd} = 30$  [mm] Epaisseur  
 Matériau: ACIER

## CHAPITRE VII : ETUDE DES ASSEMBLAGES

$\sigma_e = 235,00$  [MPa] Résistance

### PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pp} = 495$  [mm] Longueur  
 $b_{pp} = 176$  [mm] Largeur  
 $t_{pp} = 5$  [mm] Epaisseur

### ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.6 Classe de tiges d'ancrage  
 $d = 16$  [mm] Diamètre du boulon  
 $d_0 = 16$  [mm] Diamètre des trous pour les tiges d'ancrage  
 $n = 2$  Nombre de tiges d'ancrage dans la colonne  
 $e_v = 80$  [mm] Entraxe

#### Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 48$  [mm]  
 $L_2 = 300$  [mm]  
 $L_3 = 96$  [mm]  
 $L_4 = 32$  [mm]

#### Platine

$l_{wd} = 40$  [mm] Longueur  
 $b_{wd} = 48$  [mm] Largeur  
 $t_{wd} = 10$  [mm] Epaisseur

### BECHE

Profilé: IPE 100  
 $h_w = 100$  [mm] Hauteur  
Matériau: ACIER  
 $\sigma_e = 235,00$  [MPa] Résistance

### SEMELLE ISOLEE

$L = 1300$  [mm] Longueur de la semelle  
 $B = 1200$  [mm] Largeur de la semelle  
 $H = 900$  [mm] Hauteur de la semelle

### BETON

$f_{c28} = 20,00$  [MPa] Résistance  
 $\sigma_{bc} = 11,33$  [MPa] Résistance  
 $n = 7,00$  ratio Acier/Béton

### SOUDURES

$a_p = 9$  [mm] Plaque principale du pied de poteau  
 $a_w = 4$  [mm] Bêche

### EFFORTS

Cas: 14: EFF /41/  $1*1.33 + 2*1.42 + 11*1.42$

$N_c = 3685,72$  [kG] Effort axial de compression  
 $N_t = 0,00$  [kG] Effort axial de traction  
 $Q_y = 0,40$  [kG] Effort tranchant  
 $Q_z = 9,55$  [kG] Effort tranchant  
 $N_{(Qy)} = -3685,72$  [kG] Effort axial  
 $N_{(Qz)} = -3685,72$  [kG] Effort axial

## CHAPITRE VII : ETUDE DES ASSEMBLAGES

### RESULTATS

#### BETON

$\rho_m =$	0,17	[MPa]	Contrainte maxi dans le béton		$\rho_m = N_c / (l_{pd} * b_{pd})$
La valeur du coefficient K est calculée automatiquement. Si la valeur du coefficient k est supérieure à 1.5, l'utilisateur doit vérifier si la rotation du pied de poteau est faible et une étude particulière doit être effectuée en liaison avec le constructeur de la fondation (Voir le manuel d'Yvon Lescouarc'h 'Pied de poteau articulé en acier' page 32)					
$h_b =$	1300	[mm]			$h_b = L$
$b_b =$	1200	[mm]			$b_b = B$
$K = \max(1.0; 1 + (3 - b_{pd}/b_b - l_{pd}/h_b) * \sqrt{[(1 - b_{pd}/b_b) * (1 - l_{pd}/h_b)]})$			$K \leq 4.0$		[Lescouarc'h (1.c)]
$K =$	2,34		Coefficient de zone de pression diamétrale		
$\rho_m \leq 0.5 * K * \sigma_{bc}$	0,17		< 13,24	vérifié	(0,01)

#### POTEAU

$s =$	80	[mm]	Entraxe verticale des boulons d'ancrage		
Ame					
$ N  \leq \sigma_{ec} * t_{wc} * \pi * (s - t_{wc}) / 2$			0,00  < 20467,57	vérifié	(0,00)
Soudure âme					
$ N  \leq (s - t_{wc}) * t_{wc} * \sigma_{ec} * \sqrt{[5 * (a_p / (k * t_{wc}))^2 - 0.25 * (V/V_p)^2]}$			-1418,53   < 49947,60	vérifié	(0,03)
Soudure semelle					
$ N  \leq (2 * a_p * (2 * b_{rc} - t_{wc}) * \sigma_{ec} * a_p) / (t_{rc} * k * \sqrt{2})$			-2267,19   < 49444,65	vérifié	(0,05)

#### ANCRAGE

Adhérence					
$ N  \leq \pi * d * \tau_s * (L_2 + 6.4 * r + 3.5 * L_4)$			0,00  < 3981,28	vérifié	(0,00)
Section					
$ N  \leq 0.8 * A_s * \sigma_e$			0,00  < 3073,83	vérifié	(0,00)
Transfert des efforts tranchants					
$ t_z'  \leq (A * \sigma_e) / 1.54$			0,00  < 3195,21	vérifié	(0,00)
$ t_y'  \leq (A * \sigma_e) / 1.54$			0,00  < 3195,21	vérifié	(0,00)

#### PLATINE

Compression					
$ N  \leq 1.185 * \sigma_e * (t_{pd}^2) / 6 * b_{pd} * l_{pd} / (0.8 * (M_{max} / p * a^2) * a^2)$			-3685,72   < 152377,94	vérifié	(0,02)
Flexion 1-1					
$ N  \leq (t_{pd}^2 * b_{pd} * l_{pd} * \sigma_e) / (0.8^2 * (b_{pd} - b_{rc})^2)$			3685,72  < 278012,08	vérifié	(0,01)
Flexion 2-2					
$ N  \leq (t_{pd}^2 * b_{pd} * l_{pd} * \sigma_{ep}) / (0.8^2 * 1.22^2 * (l_{pd} - h_c)^2)$			3685,72  < 43909,26	vérifié	(0,08)
Pression diamétrale					
$ t_z'  \leq 3 * d * t_{pd} * \sigma_e$			0,00  < 34507,20	vérifié	(0,00)
$ t_y'  \leq 3 * d * t_{pd} * \sigma_e$			0,00  < 34507,20	vérifié	(0,00)

#### PLATINE DE PRESCELLEMENT

Pression diamétrale					
$ t_z'  \leq 3 * d * t_{pp} * \sigma_e$			0,00  < 5751,20	vérifié	(0,00)
$ t_y'  \leq 3 * d * t_{pp} * \sigma_e$			0,00  < 5751,20	vérifié	(0,00)

#### BECHE

Béton					
$ T_z  \leq (I - 30) * \sigma_{bc} * B$			9,55  < 4449,36	vérifié	(0,00)

## CHAPITRE VII : ETUDE DES ASSEMBLAGES

$ T_z  \leq (I - 30) * \sigma_{bc} * B$	9,55   < 4449,36	vérifié	(0,00)
$ T_y  \leq (I-30) * \sigma_{bc} * H$	0,40   < 8089,75	vérifié	(0,00)
Ame			
$ T_z  \leq f * t * h / \sqrt{3}$	9,55   < 5025,79	vérifié	(0,00)
$ T_y  \leq f * t * h / \sqrt{3}$	0,40   < 8674,69	vérifié	(0,00)
Semelle			
$ T_z  \leq 3 * b * t * f / I / (1/h + 1/h_0)$	9,55   < 17296,23	vérifié	(0,00)
$ T_y  \leq 3 * b * t * f / I / (1/h + 1/h_0)$	0,40   < 6032,07	vérifié	(0,00)
Soudure âme			
$ T_z  \leq 2/k * f * t * h / \sqrt{3}$	9,55   < 14009,16	vérifié	(0,00)
$ T_y  \leq 3 * b * t * f / I / (1/h + 1/h_0)$	0,40   < 11889,39	vérifié	(0,00)
Semelle			
$ T_z  \leq 2 * 3 * b * t * f / I / (1/h + 1/h_0)$	9,55   < 24521,87	vérifié	(0,00)
$ T_y  \leq (I - 30) * \sigma_{bc} * B$	0,40   < 16096,31	vérifié	(0,00)
Ame poteau			
$ T_z  \leq 3 * b * t * f / I / (1/h + 1/h_0)$	9,55   < 57532,76	vérifié	(0,00)
$ T_y  \leq 3 * b * t * f / I / (1/h + 1/h_0)$	0,40   < 24677,02	vérifié	(0,00)

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme** Ratio 0,08

## **CHAPITRE VII : ETUDE DES ASSEMBLAGES**

---

---

**CHAPITRE VII :**  
**ETUDE DE**  
**FONDATION**

### VIII -1)-Fondation :

Une fondation se définit comme la partie d'un ouvrage de travaux publics qui assure la transmission dans le sol des charges (poids propre, forces climatiques, sismiques et charges d'exploitation)

Les fondations d'hangar représentent un enjeu essentiel de sa construction, car elles forment la partie structurelle qui assure sa portance et permet de contrôler les tassements dus aux charges qu'il applique au sol et les infiltrations dues à la présence éventuelle d'eau dans le terrain.

### VIII -2)-Les types des fondations :

a. Fondation superficielle:

- Semelle isolée sous Poteau
- Semelle filante continue sous mur
- Semelle filante sous plusieurs poteaux
- Radiers généraux ou nervurés

b. Fondation profonde (semelle sous pieux)

### VIII-3)- Choix des fondations :

Selon le rapport de laboratoire géotechniques, la contrainte admissible de sol est prise égale à :  $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$ .

Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- La nature et le poids de la super structure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la structure.
- La qualité de sol de fondation.

**VIII -4)-Etude des fondations :**

**Efforts sollicitant :**

Les efforts sollicitant sur la liaison « Pieds de poteau » les plus défavorables calculés Par le logiciel ROBOT sont :

**L'ELU :**

$$Mu = -23254.36 \text{ dan.m}$$

$$Nu = -6249.89 \text{ dan}$$

**L'ELS :**

$$Ms = -12298.51 \text{ dan.m}$$

$$Ns = -2574.12 \text{ dan}$$

**1. Dimensionnement de la plaque d'assise :**

C'est un plat en acier rectangulaire soudé à la base du poteau par un cordon de soudure Appliqué sur le contour de la section du profilé constituant le poteau.

**Cordons de soudure :**

- Semelle HEA 400 :

$$as = 0.7 * tf = 0.7 * 19 = 13.3 \text{ mm on prend } as = \mathbf{as = 14 \text{ mm}}$$

- Ame HEA 400 :

$$aa = 0.7 * tw = 0.7 * 11 = 7.7 \text{ mm on prend } \mathbf{aa = 8 \text{ mm}}$$

**Surface de la platine :**

$$a \geq ha + (2aa) \rightarrow a \geq 390 + 2 * 8 = 406 \text{ mm}$$

$$b \geq hb + (2as) \rightarrow b \geq 300 + 2 * 14 = 328 \text{ mm}$$

**on prend a=800mm b= 800mm**

**a) Epaisseur de la platine :**

$$t \geq \frac{\sqrt{3\sigma}}{\sigma_e} * u$$

$$u = 135 \text{ mm}$$

$$\sigma = \frac{N}{a*b} = \frac{2574.12}{800*800} = 0.0040 \text{ dan/mm}^2$$

$$t \geq \frac{\sqrt{3} * 0.0040}{24} * 135 = 3.01 \text{ mm}$$

L'épaisseur est faible et pour des raisons pratiques on opte pour une épaisseur :  $t = 25 \text{ mm}$ .

**2. Vérification de la contrainte de compression sur la semelle :**

$$\sigma \leq \sigma_b$$

$$\sigma = \frac{N}{a*b} = \frac{2574.12}{80*80} = 0.040 \text{ dan/cm}^2$$

Donc  $0.4 \text{ dan/cm}^2 \leq 80 \text{ dan/cm}^2$       **Condition vérifiée**

**On doit vérifier aussi que :**

$$\sigma \cdot b \frac{U^2}{2} \leq Me$$

Avec :

$Me$  est Le moment résistant élastique de la platine

$$Me = \sigma_e \frac{1}{V}$$

$$\frac{1}{V} = \frac{b*t*t}{V}$$

$$\sigma \cdot b \frac{U^2}{2} \leq Me = 0.4 \cdot 80 \frac{13.5^2}{2} \leq Me = 2916 \text{ dan.cm}$$

$$\sigma \cdot b \frac{U^2}{2} \leq Me = 24 \frac{80*25^2}{6} \leq Me = 199999.99 \text{ dan.cm}$$

Donc :  $2916 \text{ dan.cm} \leq 199999.99 \text{ dan.cm}$       **Condition vérifiée**

**3. CALCUL DES FONDATIONS :**

Les fondations d'une construction sont les parties de l'ouvrage qui sont en contact directe avec le sol.

Elles transmettent les charges de la superstructure au sol, c'est pourquoi elles constituent une partie très importante puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble de la structure. Le dimensionnement des fondations est fait selon le règlement BAEL91.

**4. Charge à prendre en considération :**

**L'ELU :**

$$M_u = -23254.36 \text{ dan.m}$$

$$N_u = -6249.89 \text{ dan}$$

**L'ELS :**

$$M_s = -12298.51 \text{ dan.m}$$

$$N_s = -2574.12 \text{ dan}$$

$$\overline{\sigma_{sol}} = 2 \text{ bar} = 0.2 \text{ MPa} = 2000 \text{ dan/m}^2$$

**5. Choix du type de fondations :**

 **Semelle isolée :**

On dimensionne la semelle sous l'effort « N » et la valeur de la contrainte admissible du sol.

$$\frac{N_u}{S} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

Nu : effort normal à l'état ultime

S : surface de la semelle en contact avec le sol.

$\Sigma_{sol}$  : contrainte admissible du sol.

A : petite dimension de la semelle.

B : grande dimension de la semelle.

$$\frac{N_u}{S} \leq \sigma_{sol} \quad \Rightarrow \quad \frac{N_u}{\sigma_{sol}} \leq S$$

Suivant la relation relative à l'homothétie des dimensions de la platine de la semelle on a :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \Rightarrow A \times b = B \times a \Rightarrow A = \frac{B \times a}{b}$$

$$S = A \times B$$

Suivant l'inégalité de la justification de l'état ultime de résistance vis-à-vis du sol.

$$\frac{Nu}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{Nu}{\sigma_{sol}} \leq B^2 \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{Nu}{\sigma_{sol}}}$$

Le dimensionnement de la section de la semelle se fera selon logiciel de ROBOT  
 $a=b=45\text{cm} \Rightarrow A=B \Rightarrow$  semelle carré

$$Nu_{max} = -6249.89 \text{ dan}$$

$$Mu_{max} = -23254.36 \text{ dan}$$

Calcul de la longueur (B) de la semelle :

$$B \geq \sqrt{\frac{Nu}{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{6249.89}{20000}} = 0.55 \text{ m}$$

On adopte  $B = 1.6 \text{ m}$

Par homothéties :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \Rightarrow A \times b = B \times a \Rightarrow A = \frac{B \times a}{b} = \frac{1.6 \times 0.80}{0.80} = 1.6 \text{ m}$$

On adopte  $A = 1.6 \text{ m}$

**6. Calcul de la hauteur (h) de la semelle :**

$$d = \frac{B-b}{4} \Rightarrow \frac{160-80}{4} = 20 \text{ cm}$$

On adopte  $d = 50 \text{ cm}$

$$h = d + d' = 50 + 5 = 55 \text{ cm}$$

$$h - d' < B - b \Rightarrow 55 - 5 = 50 \text{ cm} < B - b = 160 - 80 = 80 \text{ cm}$$

**Condition vérifiée**

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} \leq \frac{B}{6} \Rightarrow e_0 = \frac{23254.36}{6249.89} = 3.72 \text{ m} \geq \frac{1.6}{6} = 0.26 \text{ m}$$

→ Diagramme triangulaire

Donc on vérifie :

$$\sigma_2 = \frac{2N}{3\left(\frac{B}{2} - e_0\right) \times B} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_2 = \frac{2 * 6249.89}{3\left(\frac{1.6}{2} - 3.72\right) \times 1.6} = \frac{891.82 \text{ dan}}{\text{m}^2} \leq \sigma_{sol} = 20000 \text{ dan/m}^2$$

→ **Condition vérifiée**

**7. Calcul de ferrailage :**

$$\sigma_d = \frac{B + 0.35b - 3e_0}{3 \times (0.5B - e_0)} \times \sigma_2$$

$$\sigma_d = \frac{1.6 + 0.35 \times 0.80 - 3 \times 3.72}{3 \times (0.5 \times 1.6 - 3.72)} \times 891.82 = 944.75 \text{ dan/m}^2$$

$$M_d = B \left( \frac{b}{2} - 0.35 \times b \right)^2 \times \left( \frac{\sigma_d + 2\sigma_2}{6} \right)$$

$$M_d = 1.6 \left( \frac{0.80}{2} - 0.35 \times 0.80 \right)^2 \times \left( \frac{944.75 + 2 \times 891.82}{6} \right) = 196.73 \text{ dan} \cdot \text{m}$$

$$A' = \frac{M_d}{z \times \sigma_{bc}}$$

$$A' = \frac{196.73 \times 100}{0.9 \times 50 \times 3480} = 0.12 \text{ cm}^2 \quad \text{donc on adopte } A' = 5T10 = 3.93 \text{ cm}^2$$

Pour (A), nous allons utiliser la méthode des bielles avec une charge fictive...(Q)

$$\emptyset = N_U \left( 1 + \frac{3e_0}{B} \right)$$

$$6249.89 \left( 1 + \frac{3(3.72)}{1.6} \right) = 49842.87 \text{ dan}$$

$$A = \frac{\emptyset(A - a)}{8 \times d \times \sigma_{bc}}$$

$$A = \frac{49842.87(160 - 80)}{8 \times 50 \times 3480} = 2.86 \text{ cm}^2 \quad \text{donc on adopte : } A = 5T10 = 3.93 \text{ cm}^2$$

**8. Vérification de ferrailage :**

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{B}{6} \Rightarrow e_0 = \frac{12298.51}{2575.69} = 4.77m \geq \frac{1.6}{6} = 0.26 m$$

→ Diagramme triangulaire

Donc on vérifie :

$$\sigma_2 = \frac{2N}{3\left(\frac{B}{2} - e_0\right) \times B} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_2 = \frac{2 \times 2575.69}{3\left(\frac{1.6}{2} - 4.77\right) \times 1.6} = 270.32 \text{ dan/m}^2 \leq \sigma_{sol} = 20000 \text{ dan/m}^2$$

→ **Condition vérifiée**

$$\sigma_d = \frac{1.6 + 0.35 \times 0.80 - 3 \times 4.77}{3 \times (0.5 \times 1.6 - 4.77)} \times 270.32 = 282.12 \text{ dan/m}^2$$

$$M_d = B \left( \frac{b}{2} - 0.35 \times b \right)^2 \times \left( \frac{\sigma_d + 2\sigma_2}{6} \right)$$

$$M_d = 1.6 \left( \frac{0.80}{2} - 0.35 \times 0.80 \right)^2 \times \left( \frac{282.12 + 2 \times 270.32}{6} \right) = 59.32 \text{ dan} \cdot m$$

$$A_{ser'} = \frac{M_d}{z \times \sigma_s}$$

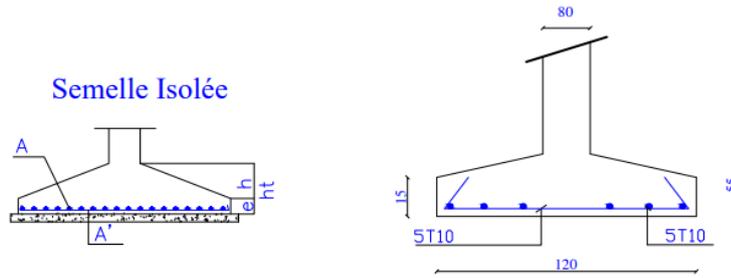
$$A_{ser'} = \frac{59.32 \times 100}{0.9 \times 50 \times 2020} = 0.06 \text{ cm}^2 \leq 3.93 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

$$\emptyset = N_s \left( 1 + \frac{3e_0}{B} \right)$$

$$2574.12 \left( 1 + \frac{3 \times 4.77}{1.6} \right) = 25596.40 \text{ dan}$$

$$A_{ser} = \frac{25596.40(160-80)}{8 \times 50 \times 2020} = 2.53 \text{ cm}^2 \leq 3.93 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

$e \geq 6\emptyset + 6 = 12 \text{ cm}$  donc on prend  $e = 15 \text{ cm}$



## Ferraillage des semelles isolées

### VIII -5)-CALCUL DES LONGRINES :

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entre elles, elles sont soumises à un effort de traction. Une longrine est posée directement sur un béton de propreté pour empêcher la pollution du béton frais de la longrine par le sol support lors du coulage du béton. Le béton de propreté offre également un support uniforme à la longrine.

#### ⇒ Dimensionnement des longrines :

Selon le RPA99, pour un sol de type S3 les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : 25 cm x 30 cm.

#### • Calcul du ferraillage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \max (N/\alpha; 20 \text{ KN})$$

Avec :

**N** : Egale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarités.

**$\alpha$**  : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée, pour les sols S3 et zone sismique IIa ( $\alpha=12$ ).

#### • Ferraillage :

**ELU :**

$$N_u = 6249.89 \text{ dan}$$

$$F_u = \max (N_u / \alpha ; 20 \text{ KN})$$

$$F_u = 6249.89 / 12 = 520.82 \text{ dan}$$

$F_u = \max (5.20 \text{ KN} ; 20 \text{ KN})$  on prend  $F_u = 20 \text{ KN}$

**VIII-6)- Ferrailages des longrines :**

Le RPA99 exige une section minimale

$$A_s = 0, 6\% B = (0,6 / 100) (25 \times 30) = 4.5 \text{ cm}^2$$

On adopte : **6 T12 = 6,78 cm<sup>2</sup>**

• **Condition de nom fragilités :**

$$A_s \geq 0, 23 (f_t / f_e) b d$$

$$A_s \geq 0, 23 (2.1 / 400) 25 \times 27 = 0.81 \text{ cm}^2$$

$A_s \geq 0.81 \text{ cm}^2$  ..... **Condition vérifiée.**

• **L'espace des cadres :**

$$S_t \leq \min (20 \text{ cm}, 15\varnothing) \Rightarrow S_t \leq \min (20 \text{ cm}, 15 \times 1, 2)$$

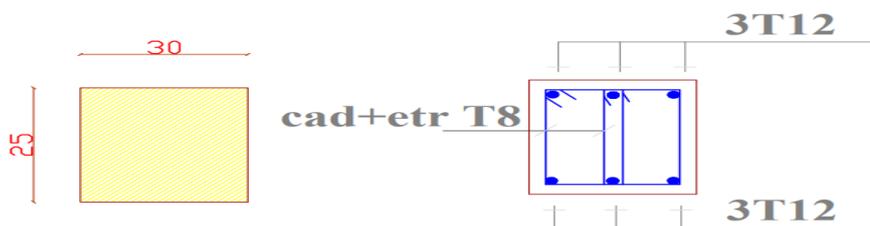
$$S_t \leq \min (20 \text{ cm}, 18 \text{ cm})$$

On adopter:  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

• **Les armatures transversales :**

On choix forfaitairement :  $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$ .

$$A_s = 2.01 \text{ cm}^2.$$



## Ferrailage des longrines

# **CONCLUSION GENERALE**

### CONCLUSION GENERALE :

Le projet de fin d'études représente la dernière phase de notre formation, nous avons essayé d'appliquer toutes les connaissances acquises durant notre cursus universitaire sur l'étude d'un ouvrage mixte acier-béton armé. On a utilisé le logiciel ROBOT version 20 et les règlements en vigueur à savoir les D.T.R, RPA99 version 2003, RNVA99 et les différents Eurocodes. Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions.

- Ce travail consiste à étudier et dimensionner trois (3) hangars mixtes (acier-béton armé), à usage d'un showroom à la Wilaya de Tlemcen. Après avoir défini les charges agissantes sur la structure, les poteaux, poutres sablières, fermes, contreventements, stabilités, pannes, potelets et lisses de bardage comme éléments composant de la structure ont été dimensionnés.
- La conception d'une structure métallique repose sur le dimensionnement aux états limites (ultime et service) en tenant compte des actions environnantes les plus sévères tel que les surcharges d'exploitation, la neige, le vent et le séisme.
- La modélisation doit être aussi proche que possible de la réalité, afin d'approcher le comportement réel de la structure et obtenir de meilleurs résultats.
- La bonne maîtrise de codes de calcul comme EC3 et EC4, ainsi que les logiciels de modélisation comme ROBOT sont très importants pour une meilleure précision et optimisation d'éléments constructifs.
- La présence de planchers mixtes rigides rend la structure sensible aux actions sismiques, mais le système de contreventement (palées de stabilités en X) lui donne un bon comportement vis-à-vis de ces dernières.
- La vérification des ossatures vis-à-vis des instabilités est une étape primordiale et nécessaire pour un dimensionnement adéquat.
- Enfin, notre objectif final lors de cette étude est l'obtention d'un ouvrage résistant et garantissant la sécurité des vies humaines et de leurs biens, qui constituent le principal but dans le domaine du génie civil.

# **ANNEXES**

# ANNEXES

## ANNEXES : 1

### Tableau de profile:

Designation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße						Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	ℓ <sub>1</sub> mm	ℓ <sub>2</sub> mm	r mm	A mm <sup>2</sup> x10 <sup>3</sup>	h mm	d mm	∅	ρ <sub>1</sub> mm	ρ <sub>2</sub> mm	A <sub>c</sub> m <sup>2</sup> /m	A <sub>c</sub> m <sup>2</sup> /t
PEAA 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
PEA 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
PE 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
PE O 240+	34,3	242	122	7,0	10,8	15,0	43,7	220,4	190,4	M 12	66	70	0,922	27,17
PEA 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
PE 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
PE 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
PEA 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
PE 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
PE O 300+	49,3	304	152	8,0	12,2	15,0	62,8	278,6	248,6	M 16	74	88	1,174	23,81
PEA 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
PE 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
PE 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
PEA 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
PE 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
PE 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
PEA 400-	57,4	397	180	7,0	12,0	21,0	72,1	373,0	331,0	M 22	94	98	1,464	25,51
PE 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
PE 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
PEA 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
PE 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
PE 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
PEA 500-	79,4	497	200	8,4	14,5	21,0	101	468,0	426,0	M 24	100	112	1,741	21,94
PE 500	90,7	500	200	10,2	16,0	21,0	116	468,0	426,0	M 24	102	112	1,744	19,23
PE 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									
	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			Pure compression						
	G kg/m	I <sub>y</sub> mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	W <sub>ey</sub> mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	W <sub>ey</sub> † mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> mm x10	A <sub>e</sub> mm <sup>2</sup> x10 <sup>2</sup>	I <sub>z</sub> mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	W <sub>ez</sub> mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	W <sub>ez</sub> † mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	i <sub>z</sub> mm x10	s <sub>y</sub> mm	i <sub>z</sub> mm <sup>2</sup> x10 <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	S 235	S 355	S 460	S 235	S 355	S 460	EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001
HE 340AA	78,9	19550	1222	1341	13,95	38,69	5185	345,6	529,3	7,18	63,13	63,07	1231	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 340A	105	27690	1678	1850	14,40	44,95	7436	495,7	755,9	7,46	74,13	127,2	1824	1	1	3	1	1	3	✓	HI	HI
HE 340B	134	36660	2156	2408	14,65	56,09	9690	646,0	985,7	7,53	86,63	257,2	2454	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 340M	248	76370	4052	4718	15,55	98,63	19710	1276	1953	7,90	132,6	1506	5584	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 360AA	83,7	23040	1359	1495	14,70	42,17	5410	360,7	553,0	7,12	64,63	70,99	1444	2	3	3	2	3	3	✓	✓	✓
HE 360A	112	33090	1891	2088	15,22	48,96	7887	525,8	802,3	7,43	76,63	148,8	2177	1	1	2	1	1	2	✓	HI	HI
HE 360B	142	43190	2400	2683	15,46	60,60	10140	676,1	1032	7,49	89,13	292,5	2883	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 360M	250	84870	4297	4989	16,32	102,4	19520	1268	1942	7,83	132,6	1507	6137	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 400AA	92,4	31250	1654	1824	16,30	47,95	5861	390,8	599,7	7,06	67,13	84,69	1948	2	3	3	2	3	4	✓	✓	✓
HE 400A	125	45070	2311	2562	16,84	57,33	8564	570,9	872,9	7,34	80,63	189,0	2942	1	1	1	1	2	2	✓	HI	HI
HE 400B	155	57680	2884	3232	17,08	69,98	10820	721,3	1104	7,40	93,13	355,7	3817	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 400M	256	104100	4820	5571	17,88	110,2	19340	1260	1934	7,70	132,6	1515	7410	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 450AA	99,7	41890	1971	2183	18,16	54,70	6088	405,8	624,4	6,92	68,63	95,61	2572	1	3	3	2	4	4	✓	✓	✓
HE 450A	140	63720	2896	3216	18,92	65,78	9465	631,0	965,5	7,29	85,13	243,8	4148	1	1	1	1	2	3	✓	HI	HI
HE 450B	171	79890	3551	3982	19,14	79,66	11720	781,4	1198	7,33	97,63	440,5	5258	1	1	1	1	1	2	✓	HI	HI
HE 450M	263	131500	5501	6331	19,80	119,8	19340	1260	1939	7,59	132,6	1529	9251	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 500AA	107	54640	2315	2576	19,98	61,91	6314	420,9	649,3	6,79	70,13	107,7	3304	1	3	3	2	4	4	✓	✓	✓
HE 500A	155	86970	3550	3949	20,98	74,72	10370	691,1	1059	7,24	89,63	309,3	5643	1	1	1	1	3	4	✓	HI	HI
HE 500B	187	107200	4287	4815	21,19	89,82	12620	841,6	1292	7,27	102,1	538,4	7018	1	1	1	1	2	2	✓	HI	HI
HE 500M	270	161900	6180	7094	21,69	129,5	19150	1252	1932	7,46	132,6	1539	11190	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 550AA	120	72870	2792	3128	21,84	72,66	6767	451,1	698,6	6,65	73,13	132,7	4338	1	2	3	3	4	4	✓	✓	✓
HE 550A	166	111900	4146	4622	22,99	83,72	10820	721,3	1107	7,15	92,13	351,5	7189	1	1	1	2	4	4	✓	HI	HI
HE 550B	199	136700	4971	5591	23,20	100,1	13080	871,8	1341	7,17	104,6	600,3	8856	1	1	1	1	2	3	✓	HI	HI
HE 550M	278	198000	6923	7933	23,64	139,6	19160	1252	1937	7,35	132,6	1554	13520	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 600AA	129	91900	3218	3623	23,66	81,29	6993	466,2	724,5	6,53	74,63	149,8	5381	1	2	3	3	4	4	✓	✓	✓
HE 600A	178	141200	4787	5350	24,97	93,21	11270	751,4	1156	7,05	94,63	397,8	8978	1	1	1	2	4	4	✓	HI	HI
HE 600B	212	171000	5701	6425	25,17	110,8	13530	902,0	1391	7,08	107,1	667,2	10970	1	1	1	1	3	4	✓	HI	HI
HE 600M	285	237400	7660	8772	25,55	149,7	18980	1244	1930	7,22	132,6	1564	15910	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 600 x 337	337	283200	8961	10380	25,69	180,5	22940	1480	2310	7,31	149,1	2451	19610	1	1	1	1	1	1	✓	HI	
HE 600 x 399	399	344600	10640	12460	26,03	213,6	28280	1796	2814	7,46	169,6	3966	24810	1	1	1	1	1	1	✓	HI	

# ANNEXES

Designation 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 forte 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			Pure compression						
	G kg/m	I <sub>y</sub> mm <sup>4</sup> x10 <sup>8</sup>	W <sub>pl,y</sub> mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	W <sub>el,y</sub> mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	I <sub>z</sub> mm <sup>4</sup> x10 <sup>8</sup>	A <sub>e</sub> mm <sup>2</sup> x10 <sup>2</sup>	I <sub>z</sub> mm <sup>4</sup> x10 <sup>8</sup>	W <sub>pl,z</sub> mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	W <sub>el,z</sub> mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	i <sub>z</sub> mm x10	s <sub>z</sub> mm	I <sub>z</sub> mm <sup>4</sup> x10 <sup>8</sup>	W <sub>pl,z</sub> mm <sup>3</sup> x10 <sup>3</sup>	S235	S355	S460	S235	S355				S460
IPEA 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	-	✓	✓	✓
IPEA 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	✓	✓	✓
IPEA 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	✓	✓	✓
IPEA 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	✓	✓	✓
IPEA 330	43	10230	626	702	13,7	27,0	685	85,6	123	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	✓	✓	✓
IPEA 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	✓	✓	✓
IPEA 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	✓	✓	✓
IPEA 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	✓	✓	✓
IPEA 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

	G kg/m	h=b mm	t mm	r <sub>1</sub> mm	r <sub>2</sub> mm	A mm <sup>2</sup> x10 <sup>4</sup>	Z <sub>x</sub> =y <sub>x</sub> mm x10	V mm x10	W <sub>x</sub> mm x10	W <sub>y</sub> mm x10	A <sub>x</sub> m <sup>2</sup> /m	A <sub>y</sub> m <sup>2</sup> /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	86,67
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	85,02
L 35 x 35 x 4 *	2,09	35	4	5	2,5	2,67	1,00	2,47	1,42	1,24	0,138	84,82
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	84,07
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	82,07
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	83,46
L 45 x 45 x 4,5 ** *	3,08	45	4,5	7	3,5	3,80	1,26	3,18	1,78	1,58	0,174	86,83
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	81,51
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	83,49
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	81,48
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	83,41
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	87,66
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	81,05
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	83,04
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	83,07
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	81,04
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	82,99
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	82,89
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	82,70
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	86,95
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	82,64

## ANNEXES

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	42,08
L 70 x 70 x 7	7,38	70	7	9	4,5	9,40	1,97	4,95	2,73	2,47	0,272	36,91
L 70 x 70 x 8 <sup>++</sup>	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 <sup>++</sup>	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 <sup>+</sup>	4,65	75	4	9	4,5	5,93	1,96	5,30	2,78	2,63	0,292	62,82
L 75 x 75 x 5 <sup>+</sup>	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	43,66
L 75 x 75 x 7 <sup>+</sup>	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	5,35	3,02	2,66	0,292	32,53
L 75 x 75 x 10 <sup>+</sup>	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 <sup>+</sup>	6,17	80	5	10	5,0	7,66	2,12	5,66	3,00	2,81	0,311	50,49
L 80 x 80 x 6 <sup>++</sup>	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 <sup>+</sup>	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 <sup>++</sup>	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 <sup>+</sup>	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 <sup>++</sup>	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 <sup>+</sup>	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 <sup>+</sup>	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 <sup>++</sup>	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 <sup>++</sup>	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 <sup>++</sup>	13,4	110	8	12	6,0	17,1	2,99	7,78	4,22	3,67	0,430	31,98
L 110 x 110 x 10 <sup>++</sup>	16,6	110	10	13	6,5	21,2	3,06	7,78	4,33	3,68	0,429	25,79
L 110 x 110 x 12 <sup>+</sup>	19,7	110	12	13	6,5	25,1	3,15	7,78	4,45	3,91	0,429	21,72

## ANNEXES : 2

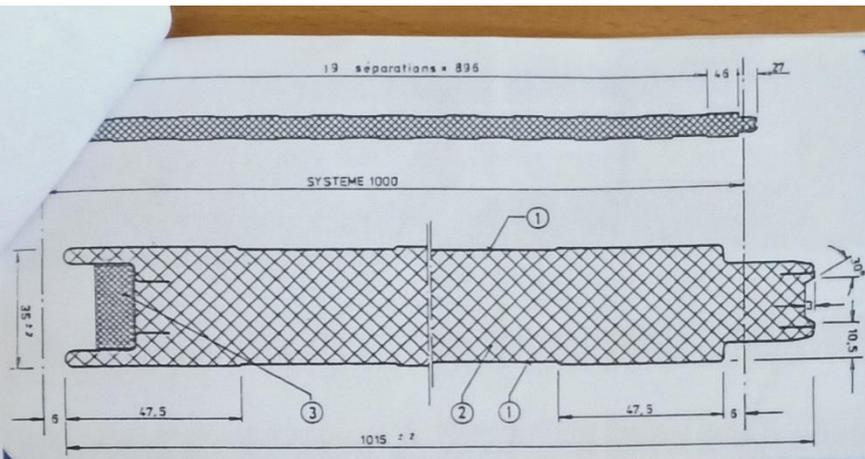
**BATICOMPOS**  
 مؤسسة المركبات المصنعة  
 Société de Composants Industrialisés  
 Filiale du Groupe CEVITAL

L'utilisation du panneau sandwich s'étend à tous les types de constructions industrielles ( usines, entrepôts frigorifiques, salles omnisports, bungalows, chambres froides, centrales thermiques ...ect.), d'isolation de façades extérieures et aménagements intérieurs des bâtiments commerciaux, grandes surfaces et bureaux, ainsi que dans la modernisation des bâtiments anciens.

Il est composé d'un monobloc constitué par deux parements en tôle, isolants de manière durable et étanche, un noyau de mousse polyuréthane, de portance élevée et d'une grande rigidité, allie une grande résistance au feu à l'esthétique, sans compter qu'il se dispense d'entretien pendant très longtemps.

Le matériau idéal pour la réalisation des constructions industrielles & la rénovation.

**PANNEAUX DE BARDAGE**  
 Type: LL 35, LL 40, LL 60, LL 80,  
 LL 100, LL 150 & LL 200



- 1 Tôle de recouvrement, épaisseur 0.55 mm ou 0.40 mm.
- 2 Mousse solide PUR sans CFC.
- 3 Joint d'étanchéité 10 x 24 mm.

**BATICOMPOS**

Escalier du Groupe Edil'Al

Tél : +213 34 34 01 73  
 +213 34 34 01 74  
 +213 34 34 01 76  
 +213 34 34 01 77  
 Fax : +213 34 34 01 69  
 www.baticompos.com.dz

Caractéristiques  
**Géométriques  
 & Techniques**

Type	Longueur Maxi.	Largeur Standard	Épaisseur	Poids	Résistance à la Conductibilité	Coefficient de Transmission Thermique	Distance entre traverses maxi. en mm		
							n	Supports de Travée	
	m	mm	mm	Kg/m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup> K/W	W/m <sup>2</sup> K	1	2	3
<b>Surface Prélaquée</b>									
LL 35 P	12	1 000	35	10.9	1.7	0.53	3.10	3.59	3.99
LL 60 P	12	1 000	60	11.84	2.95	0.32	4.79	3.76	4.23
LL 80 P	12	1 000	80	12.75	3.95	0.24	5.37	4.34	4.99
LL 100 P	12	1 000	100	13.64	4.45	0.19	5.81	4.51	5.12
<b>Surface Mixte</b>									
LL 35 M	12	1 000	35	11.89	1.7	0.53	3.10	3.59	3.99
LL 60 M	12	1 000	60	13.09	2.95	0.32	4.79	3.76	4.23
LL 80 M	12	1 000	80	14.09	3.95	0.24	5.37	4.34	4.99
LL 100 M	12	1 000	100	14.89	4.45	0.19	5.81	4.51	5.12
<b>Surface Galvanisée</b>									
LL 35 G	12	1 000	35	13.38	1.7	0.53	3.10	3.59	3.99
LL 60 G	12	1 000	60	14.34	2.95	0.32	4.79	3.76	4.23
LL 80 G	12	1 000	80	15.24	3.95	0.24	5.37	4.34	4.99
LL 100 G	12	1 000	100	16.28	4.45	0.19	5.81	4.51	5.12

Nota : LL : Les 2 peaux en linéaire-Linéaire

**Important :** Les données sur les nouvelles épaisseurs des panneaux : LL 40, LL 150, LL 200 seront disponibles prochainement





مؤسسة المركبات المصنعة  
Société de Composants Industrialisés  
Filiata du Groupe CEVITAL



L'utilisation du panneau sandwich s'étend à tous les types de constructions industrielles ( usines, entrepôts frigorifiques, salles omnisports, bungalows, chambres froides, centrales thermiques ...ect.), d'isolation de façades extérieures et aménagements intérieurs des bâtiments commerciaux, grandes surfaces et bureaux, ainsi que dans la modernisation des bâtiments anciens.

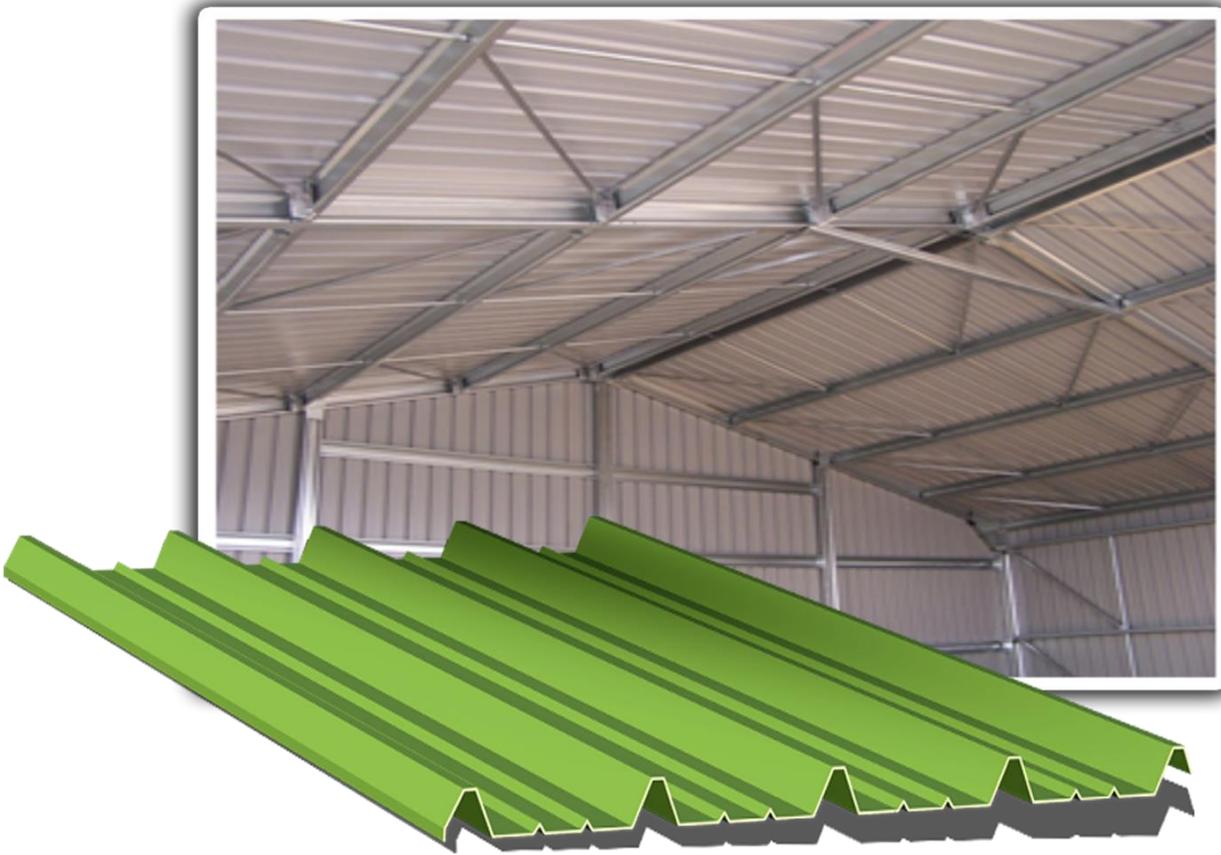
Il est composé d'un monobloc constitué par deux parements en tôle isolants de manière durable et étanche, un noyau de mousse polyuréthane, de portance élevée et d'une grande rigidité, allie une grande résistance au feu à l'esthétique, sans compter qu'il se dispense d'entretien pendant très longtemps.

Le matériau idéal pour la réalisation des constructions industrielles & la rénovation.

**PANNEAUX SANDWICHS  
DE COUVERTURE Type TL 75**



ANNEXES : 3



Charge admissible uniformement distribuee Kg/m<sup>2</sup>

EPAISSEUR mm	TN 40/1000													TNI 40/1000												
	PORTEE m													PORTEE m												
	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,5	3,75	4	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,5	3,75	4
▲	0,5	439	281	185	143	109	86	63	47	36				360	230	152	104	84	59	37	27					
								70	58	48							117	109	74	57	47					
	0,6	614	393	273	200	153	115	84	63	48	38			504	322	224	145	97	68	49	37					
							121	98	81	68	58						164	126	99	80	66					
	0,7	716	458	318	234	179	135	98	73	57	67	35		603	386	268	178	119	84	61	46	35				
						141	114	94	79	44	58					196	150	119	96	79	66					
0,8	820	524	364	267	205	154	112	84	65	51	41	33	701	449	311	214	143	100	73	55	42	33	27			
						162	131	108	91	77	67	58				229	175	138	112	92	78	65	56			
1,0	1024	655	455	334	256	193	140	105	81	64	51	41	34	903	578	401	289	194	136	99	74	57	45	36	29	24
						202	163	135	113	97	83	72	64				295	225	178	144	119	100	85	73	64	56
▲	0,5	570	365	252	180	141	111	90	67	51	40			467	300	207	147	115	83	61	41	30				
									73	62	53						91	73	60	51						
	0,6	768	491	341	251	192	152	123	101	81	64	51		630	403	280	205	157	113	83	62	48				
										85	72	62					124	100	83	70						
	0,7	896	573	398	292	224	177	143	118	95	74	59	48	754	482	335	246	188	140	102	76	59	46	37		
									99	84	73	63				148	120	99	83	71	61					
0,8	1025	656	455	334	256	202	164	135	108	85	68	55	45	877	561	389	286	219	168	122	92	71	55	44	36	
						113	97	83	72	64						173	140	116	97	83	71	63				
1,0	1280	819	569	418	320	253	204	169	135	106	85	69	57	1129	722	502	368	282	223	165	124	95	75	60	49	40
									142	121	104	91	80				180	149	125	106	92	80	70			