

*République Algérienne Démocratique et politique*  
*Ministre de l'Enseignement et de la recherche Scientifique*

*Université Abderrahmane Mire Bejaia*

*Faculté de technologie*

*Département Génie Civil*



**جامعة بجاية**  
**Tasdawit n'Bgayet**  
**Université de Béjaïa**

*Mémoire de fin de cycle*

*En vue l'obtention de diplôme de Master en Génie Civil*

*Option : Structure*

## **Thème**

*Etude d'une gare maritime (R+3) à usage commerciale et service*

*Construction Métallique*

**Réalisé par :**

*BOUROUBA HENIA*

*BESSIRA ASSIA*

**Encadreur :**

*Mr. LARABAT ZIANE*

**Members de jury :**

*Mr. BENYESSAAD*

*Mr. RAMDANI*

**Promotion2019/2020**

# Remerciement

A traves ces quelques lignes, nous exprimons notre gratitude et remerciements à Allah le tout puissant qui nous a accordé la force, le courage et la volonté pour mener à bien ce modeste travail, et notamment nos familles qui nous ont soutenus avec tous les moyens pour notre réussite.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promoteur pour son aide précieuse et conseils qu'il nous a donné tout au long de ce travail.

Nos vifs remerciements pour l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur.

Enfin, à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude, qu'ils trouvent ici, l'expression de nos sincères remerciements.

## *DEDICACE*

*C'est grâce a Allah seul que j'ai pu achever se travail. Je le  
dédie à :*

*Mes très chères parents pour leur soutient et leur aide  
durant toute ma période d'étude, dont je leurs doit toute ma  
reconnaissance et mon respect*

*A ma mère que dieu tout puissant la garde en bonne santé  
A mon défunt oncle Bourouba Mohand-zine que dieu bénisse son âme.*

*Toute la famille BOUROUBA*

*A ma chère sœur Nesrine mon frère Redha*

*Mes amies et tous ceux qui mon aidés de loin et de prés  
Nicette, Dahlia, Malika, Malek, Youdas, Khaled, Koussaila,  
Yacine, Bilel, Hanane, Amina, Massilia, Habib*

*Ma binôme et mon amie BESSIRA ASSIA qui a contribué à la  
réalisation de ce modeste travail.*

*Tous mes enseignants*

*A toute la promotion de génie civil 2020*

*BOUROUBA HENIA*

## **DEDICACE**

*C'est grâce a Allah seul que j'ai pu achever se travail. Je le*

*dédie à :*

*Mes très chères parents pour leur soutient et leur aide  
durant toute ma période d'étude, dont je leurs doit toute ma  
reconnaissance et mon respect*

*A ma mère que dieu tout puissant la garde en bonne santé*

*Toute la famille BESSIRA et ALLALI*

*A mes chères sœurs Sylia, Kahina, Chaimaa mon frère Abd slem*

*Mes amies et tous ceux qui mon aidés de loin et de prés*

*Nicette, Dalia, Malek, Massilia, Nessrin*

*Ma binôme et mon amie BOUROUBA HENIA qui a contribué à la*

*réalisation de ce modeste travail.*

*Tous mes enseignants*

*A toute la promotion de génie civil 2020*

**BESSIRA ASSIA**

## Résumé

Ce projet consiste à faire l'étude d'une gare maritime en charpente métallique, implanté dans la wilaya d'ANNABA. Ce projet est élaboré en plusieurs parties, en premier lieu l'étude climatique (vent, neige) selon le « RNV version 2013 », ensuite dimensionnement des éléments structuraux, puis l'étude du plancher mixte selon « L'EUROCODE4 », après, l'étude dynamique selon le « RPA99 V 2003 », puis le dimensionnement des différents éléments principaux selon les règles « CCM97 », à l'aide du logiciel ROBOT , et enfin, nous le terminons par le calcul des différents assemblage nécessaires ainsi que les fondations selon le « BAEL91 » .

**Mots clés :** Charpente métallique, planches mixte, ROBOT, RNV2013, RPA99V2003, L'EUROCODE4, CCM97, BAEL91

## Abstract

This project consists in making the study of maritime station in metal frame, located in the wilaya of ANNABA. This project is elaborated in several parts, in the first place the climatic study (wind, snow) according to the « RNV V 2013», then the dimensioning of the structural elements, then the study of the mixed floor according to the «EUROCODE4 » ,after, the study dynamic according to the « RPA99 V 2003 », then the sizing of the main various elements according to the « CCM97 », using the ROBOT software, and finally we finished by calculating the different assemblies needed as well as the foundations according to the « BAEL91 » .

**Keywords:** Metal frame, mixed floor, ROBOT, RNV99 v2013,

## ملخص

هذا المشروع هو دراسة عن محطة مرفأ مصنوعة من إطار معدنية, تقع في ولاية عنابة, يتكون هذا المشروع من عدة أجزاء, في المقام الأول الدراسة المناخية (الرياح و الثلوج) وفقا " RNV 2013v " ثم أبعاد العناصر الهيكل, ثم دراسة الأرضية المركبة طبقا للمنشور "4EUROCODE", بعد ذلك الدراسة الدينامكية وفقا للمنشور 2003V99ARP " , ثم دراسة العناصر الرئيسية المختلفة وفقا للمنشور "97CCM", باستخدام برنامج ROBOT, و أخيرا درسنا كيفية التجميع و الربط بين مختلف العناصر الضرورية مع دراسة للأساسات وفقا للمنشور "91BAEL".

**الكلمات الرئيسية:** إطار معدني, الأرضية المركبة, 97CCM, 91BAEL, 99RNV, 4EEUROCOD OTROB

# Liste des tableaux

## Chapitre II Etude climatique

Tableau II.1 : Données relatives du site.....	7
Tableau II.2 : Les valeurs de $q_{dyn}$ .....	8
Tableau II.3 : Zone de $Cp_e$ pour les parois vertical – Direction <b>V1</b> du vent.....	9
Tableau II.4 : zones de <b><math>Cp_e</math></b> pour les parois verticales – Directions <b>V2</b> du vent.....	11
Tableau II.5: Zone de <b><math>Cp_e</math></b> pour la toiture parallèles au long-pan.....	12
Tableau II.6 : Valeurs des pressions sur la structure – Direction du vent <b>V1</b> .....	13
Tableau II.7: valeurs des pressions sur la toiture – Direction <b>V1</b> .....	13
Tableau II.8 : valeurs des pressions sur la structure – Direction du vent <b>V2</b> .....	13
Tableau II.9 : valeurs de la pression sur la toiture – Direction du vent <b>V2</b> .....	14

## Chapitre III Pré dimensionnement des éléments structuraux

Tableau III.1: tableau récapitulatif des combinaisons les plus défavorables.....	15
Tableau III.2 : vérification au flambement.....	18
Tableau III.3 : charges et surcharges sur l’escalier.....	24
Tableau III.4 : caractéristique géométrique de HEA220 .....	30

## Chapitre IV Etude du plancher mixte

Tableau IV.1 : Evaluation des charges permanentes .....	33
---	----

## Chapitre VI Etude sismique

Tableau VI.1 : Pénalités de vérification.....	58
Tableau VI.2 : Participation massique.....	60
Tableau VI.3: Déplacement selon le sens X-X.....	63
Tableau VI.4 : Déplacement selon le sens y-y.....	63
Tableau VI.5 : effet de P- $\Delta$ sense X-X.....	65
Tableau VI.6 : Effet de P- $\Delta$ sense Y-Y.....	65

## Chapitre VII. Vérification de l’ossature

Tableau VII.1 : Caractéristique de profile IPE500.....	66
Tableau VII.2 : Sollicitation max dans la poutre principale.....	66
Tableau VII.3 : Sollicitation max dans les poutres secondaires.....	69
Tableau VII.4 : Sollicitation dans le poteau du 2 <sup>ème</sup> étage.....	70
Tableau VII.5 : Sollicitation dans le poteau du 1 <sup>ère</sup> étage et RDC.....	73

**Tableau VIII.1** : les résultats de calcul poteau –poutre secondaires (**logiciel ROBOT**) .....90

**Tableau VIII.2** : les résultats de calcul de pieds de poteau (**logiciel ROBOT**) ..... 105

### **Chapitre VIII. L’infrastructure**

Tableau VIII.1 : Résumés des efforts N.....108

Tableau VIII.3 : Moment et effort tranchant au niveau des appuis.....113

Tableau VIII.4 : les moments maximal dans les travées.....113

Tableau VIII.5 : la section d’armature dans la poutre de rigidité.....114

Tableau VIII.6 : la section d’armature dans les poutre de rigidité.....114

Tableau VIII.7 : Vérification des contraintes .....115

# Listes des figures

## Chapitre II Etude climatique

Figure II.1: toiture cylindrique.....	5
Figure II.2 : Organigramme de calcul de la pression du vent.....	6
Figure II.3 : Légende pour les parois verticales.....	8
Figure II.4 : $C_{pe}$ pour les parois verticales.....	9
Figure II.5: Toiture en forme de voûte.....	9
Figure II.6 : $C_{pe}$ pour toiture en voûte.....	10
Figure II.7 : Légende pour les parois verticales.....	11
Figure II.8 : $C_{pe}$ pour les parois verticales.....	11
Figure II.9 : Légende pour la toiture.....	12
Figure II.10 : $C_{pe}$ pour la toiture.....	12

## Chapitre III Pré dimensionnement des éléments structuraux

Figure III.1: Schéma présentatif des éléments de la panne à treillis.....	15
Figure III.2: Montre la modélisation retenue ainsi que la numérotation des barres.....	15
Figure III.3 : valeur maximale de la flèche.....	22
Figure III.4 : Schéma finale présentatif des éléments de la panne à treillis.....	22
Figure III.5 : présentation de l'escalier.....	23
Figure III.6 : Disposition et dimensions des éléments des escaliers.....	24
Figure III.7 : Disposition des cornières.....	25
Figure III.8 : Schéma statique du limon.....	27

## Chapitre IV Etude du plancher mixte

Figure IV.1: Elément constructifs du plancher.....	32
Figure IV.2 : Largeur participante de la dalle.....	36
Figure IV.3 : La largeur de la dalle fictive.....	38
Figure IV.4 : caractéristique des connecteurs.....	42

## **Chapitre V. Pré-dimensionnement des éléments porteurs**

Figure V.2 : Sommier sous charge répartie.....	47
Figure V.2 : schéma statique de poutre secondaire.....	50
Figure V. 3 : surface reprise par le poteau le plus sollicité.....	52

## **Chapitre VI : Etude sismique**

Figure VI.1 : Modèle de la structure en 3D.....	55
Figure VI.2: spectre de réponse selon X.....	61
Figure VI.3 : spectre de réponse selon Y.....	62
Figure VI.4 : Les déplacements selon x-x.....	63
Figure VI.4 : Les déplacements selon y-y.....	64

## **Chapitre VII. Vérification de l'ossature**

Figure VII.1 : note de calcul de la poutre IPE500.....	68
Figure VII.2 : Note de calcul de la poutre HHEA600.....	69
Figure VII.3 : Poutres secondaires plus sollicitées vérifiées.....	69
Figure VII.4 : Vérification de poteau du 2 <sup>ème</sup> .....	73
Figure VII.5 : Profilé HHEA 300 vérifié.....	73
Figure VI.6: Vérification des poteaux étage RDC et 1.....	74
Figure VII.7 : Palée de stabilité en X.....	74

## **Chapitre VIII. Calculs des assemblages**

Figure VIII.1 : vue d'assemblage poutre principale-solive.....	76
Figure VIII. 2: vue d'un assemblage poteau poutre principale.....	79
Figure VIII. 3: vue d'un assemblage poteau poutre secondaire.....	83
Figure VIII.4 : Assemblage gousset- palée de stabilité.....	89
Figure VIII.5 : Assemblage des élément de la panne .....	93

## **Chapitre IX. L'infrastructure**

Figure IX.1: schéma d'une semelle isolée.....	107
Figure IX.2 : schéma des efforts normaux et la réaction du sol dans la semelle filante.....	109
Figure IX. 3 : Schéma de ferrailage de la semelle filante.....	113

## Notations

G	charge permanente.	$l_f$	Longueur de flambement.
Q	Charge d'exploitation.	N	Effort normal.
E	Module d'élasticité.	$f_y$	Limite d'élasticité.
G	Module de cisaillement.	f	Flèche d'une poutre.
$\nu$	Coefficient de poisson.	$\lambda$	Elancement.
$\rho$	Poids volumique.	$\bar{\lambda}$	Elancement réduit.
$M_{sd}$	Moment sollicitant.	$\gamma$	Coefficient partiel de sécurité.
$M_{pl,Rd}$	Moment résistant plastique.	$\epsilon$	Coefficient de réduction élastique de l'acier.
$M_{el,Rd}$	Moment résistant élastique.	$I_A$	Moment d'inertie de la poutre, par rapport à l'axe $\perp$ au plan, passant par son centre de gravité.
$V_{sd}$	Effort tranchant sollicitant.	$\sigma$	Contrainte.
$V_{pl,Rd}$	Effort tranchant plastique.	h	Hauteur de la poutre (solive) en acier.
$V_{el,Rd}$	Effort tranchant élastique.	t	Epaisseur de la dalle en béton.
$I_y$	Moment d'inertie selon l'axe y.	b	Largeur de la dalle collaborante.
$I_z$	Moment d'inertie selon l'axe z.	$V_s$	Distance de l'axe neutre à la fibre sup de la dalle.
$W_{el}$	Moment de résistance élastique.	$V_i$	Distance de l'axe neutre à la fibre inf de la dalle.
$W_{pl}$	Moment de résistance plastique.	d	Distance de l'axe neutre au centre de gravité de la poutre en acier.
T	Epaisseur.	A	Aire de la section de la poutre de en acier.
$t_w$	Epaisseur de l'âme.	B	Aire de la section de béton seul.
$t_f$	Epaisseur de la semelle.	S	Aire de la section totale rendue homogène.

h	Hauteur de profilé.	$\chi$	Coefficient de réduite du flambement.
b	Largeur du profilé.	$W_y$	Module d'inertie de la poutre en acier, par rapport à l'axe y.
A	Section de profilé.	$\gamma_{m0}$	Coefficient de sécurité partiel.
D	Hauteur de la portion droite de l'âme.	$\gamma_c$	Facteur de résistance du béton.
G	Poids par mètre.	$\gamma_{ap}$	Facteur de résistance pour l'acier de la tôle nervurée.
hi	Hauteur intérieure entre ailes.	$\gamma_{m2}$	Facteur de sécurité pour les sections nettes au droit des assemblages.
R	Rayon de congé.	$I_B$	Moment d'inertie de la section du béton seul, par rapport à l'axe $\perp$ au plan passant par le centre de gravité.
Av	Aire de cisaillement.	I	Moment d'inertie de la section totale rendue homogène.
L	Longueur en générale.	$l_f$	Longueur de flambement.

# Sommaire

Remerciement.....	
Dédicace.....	
Liste des figures.....	
Liste des tableaux.....	
Listes des notions.....	
Introduction.....	1

## Chapitre I: Présentation de l'ouvrage et hypothèses de calculs

I.1 INTRODUCTION.....	2
Avantage : .....	2
Inconvénients : .....	2
I.2 Présentation et implantation de l'ouvrage.....	2
Les données de site : .....	2
I.2.1 Eléments constitutifs de L'ouvrage.....	3
A) Ossature : .....	3
B) plancher : .....	3
C) Escaliers : .....	3
D) Cage d'ascenseur .....	3
E) La passerelle : .....	3
F) La toiture : .....	3
I.3 Règlements utilisés : .....	3
I.4 Les logiciels utilisés : .....	4
I.5 Caractéristique des matériaux : .....	4
I.5.1 Acier : .....	4
I.5.2 Béton.....	4
I.6 Données du site.....	4

## ChapitreII: Etude climatique

II.1 Action de neige.....	5
II.1.1 Valeurs caractéristiques de la neige $SK$ .....	5
II.1.2 Coefficient de forme de la toiture.....	5
II.2 Action de vent .....	6
II.2.1 Pression dynamique ( $q_{dyn}$ ) .....	7

Coefficient de rugosité $C_r$ : .....	7
a Coefficient d'exploitation $C_e$ .....	7
Intensité de turbulence $I_v$ : .....	7
II.2.2 Coefficient de pression extérieur $C_{pe}$ .....	8
vent perpendiculaire au pignon (sens $V_1$ du vent) : .....	8
parois verticales : .....	8
Vent perpendiculaire long pan (sens $V_2$ du vent) : .....	10
Paroi verticales : .....	10
Toiture.....	11
II.2.3 Coefficient de pression intérieur $C_{pi}$ .....	12
Vent perpendiculaire au pignon (sens $V_1$ du vent) : .....	12
Paroi vertical .....	12
Toiture perpendiculaire au pignon : .....	13
Vent perpendiculaire au long pan (sens $V_2$ du vent) : .....	13
parois vertical : .....	13
Conclusion.....	14

## Chapitre III: Pré-dimensionnement des éléments structuraux

III.1 Calcul des pannes a treillis .....	15
III.1.1 Introduction.....	15
III.1.2 Espacement entre panne .....	15
III.1. 3 Les charges à prendre en considération.....	15
III.1. 4 Dimensionnement des éléments de la panne .....	16
Membrures supérieure : .....	16
Membrane inférieure : .....	18
Diagonale : .....	18
Montant : .....	21
III.1.5. Vérification de la flèche .....	22
Conclusion .....	22
III.2 Etude des escaliers .....	22
III.2.1 Introduction.....	22
III.2.2 Pré - dimensionnement des escaliers.....	23
III.2.2.1 Calcul des éléments des escaliers.....	24
III.2.2.2 Pré - dimensionnement de la cornière du support .....	25
III.2.2.3 Pré dimensionnement du limon .....	27
III.2.2.4 Etude de la poutre palière.....	29
Evaluation des charges.....	29
2. Combinaisons des charges .....	29
3. Vérification de la flèche .....	30
4. Vérification de la résistance .....	30
5. Cisaillement .....	30

## Chapitre IV: Etude des plancher mixte

IV.1 Etude des plancher mixte .....	32
IV.1.1 Introduction .....	32
IV.1.2 Définition .....	32
IV.1.3 Caractéristiques des éléments constructifs .....	32
L'acier .....	32
Le béton .....	33
IV.1.4 Evaluation des charges .....	33
Les charges permanentes (G) : .....	33
Les surcharges d'exploitation (Q) : .....	33
IV.1.5 Pré dimensionnement des éléments de plancher .....	33
IV.1.5.1 Les solives .....	33
1. Caractéristiques .....	34
2. Combinaisons de charges .....	34
3. Vérification de résistance .....	34
4. Classe de la section .....	35
5. Vérification à l'effort tranchant : .....	35
6. Vérification de la flèche .....	35
IV.1.6 Dimensionnement de la dalle mixte selon (EC4) .....	36
Calcul de la largeur participante de la dalle en béton : .....	36
Vérification des solives .....	36
Évaluation des charges : .....	36
Vérification au stade de construction : .....	37
Vérification de la résistance : .....	37
Vérification au stade final : .....	37
1. Vérification de la résistance à L'ELU : .....	38
2. Vérification de la flèche en service : .....	39
3. Résistance de la section au cisaillement : .....	39
Vérification des contraintes: .....	40
1. Contrainte dues au moment fléchissant: .....	40
a) Contrainte dans la poutre acier .....	40
b) Contrainte dans la dalle béton : .....	40
Calcul des goujons connecteurs : .....	41
1. La résistance de calcul au cisaillement d'un connecteur vaut : .....	42
2. Vérification de soudures : .....	43
3. Vérification à l'effort de cisaillement : .....	43
IV.1.7 Ferrailage de la dalle du plancher .....	44
1. Moment en travée et en appuis : .....	45
2. Calcul des armatures en travée : .....	45
3. Les armatures de répartition sont donnée par : .....	45

4. Calcul des armatures en appuis : .....	46
5. Espacement des barres : .....	46
6. Vérification de l'effort tranchant : .....	46
Conclusion.....	47

## Chapitre V: Pré-dimensionnement des éléments porteurs

V.1. Les sommiers .....	47
V.1. 1. Caractéristiques du sommier .....	47
V.1. 2. Vérification de la flèche .....	47
Combinaisons de charges.....	47
V.1. 3. Classe de la section : .....	48
Classe de la semelle : .....	48
Classe de l'âme : .....	48
Vérification en tenant compte du poids du profilé : .....	48
V.1. 4. Vérification de résistance .....	48
V.1. 5. Cisaillement.....	49
V.2. Les poutres secondaires.....	49
V.2.1.Caractéristiques de la poutre secondaire .....	49
V.2.2.Vérification de la flèche .....	50
Vérification en tenant compte du poids du profilé : .....	50
V.2.3.Classe de la section : .....	50
Classe de la semelle : .....	50
Classe de l'âme : .....	50
V.2.4.Vérification de résistance .....	50
V.2.5.cisaillement .....	51
V.3.Pré-dimensionnement des poteaux.....	52
V.3.1.Caractéristiques de poteau.....	52
V.3.2.Poteaux étage N°3 et 2 : .....	52
V.3.2.1.Classe de la section.....	53
V.3.2.2.Vérification au flambement.....	53
V.3.3.Poteaux étage N°1 et RDC.....	53
V.3.3.1.Classe de la section.....	54
V.3.3.2.Vérification au flambement : .....	54

## Chapitre VI: Etude sismique

VI.1 Introduction.....	55
VI.2 Modélisation .....	55
VI.3 Analyse de la structure.....	55
VI.3.1 Type d'analyse .....	55

VI.3.2 Méthodes de calcul .....	56
VI.3.2.1 La méthode statique équivalente .....	56
Principe de la méthode .....	56
Calcul de la force sismique totale.....	56
Estimation de la période fondamentale de la structure.....	57
Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur : .....	59
VI.3.2.2 La méthode modale spectrale.....	61
Principe de la méthode .....	61
Spectre de réponse de calcul .....	61
Choix de la disposition des contreventements : .....	61
Nombre de modes de vibration à considérer : .....	63
Calcul des déplacements .....	64
L'effet de deuxième ordre.....	65

## Chapitre VII: Vérification de l'ossature

VII Vérification de l'ossature.....	66
VII.1 Introduction : .....	66
VII.2 Vérification des poutres.....	66
VII.2.1 Poutres principales.....	66
VII.2.1.1 Vérification à la résistance.....	67
VII.2.1.2 Vérification à la stabilité.....	67
VII.2.2 Vérification des poutres secondaires .....	69
VII.3 Vérification des poteaux.....	69
VII.3.1 Vérification de poteau du 3 <sup>ème</sup> et 2 <sup>ème</sup> étages [HEA180].....	69
Classe de la section : .....	69
Vérification à la résistance : .....	70
Vérification à la stabilité : .....	71
Vérification au Diversement : .....	72
VII.3.2 Poteaux étagé 1 et RDC HEA400.....	73
Vérification selon le ROBOT : .....	74
VII.4 Vérification du système de contreventement.....	74
VII.4.1 La vérification de contreventement de type 2CAE180x18.....	74
Etage 2 et 3.....	75
Etage RDC et 1 .....	75

## Chapitre VIII: Calcul des assemblages

VIII.1 INTRODUCTION.....	76
VIII.2 Calculs des assemblages.....	76

VIII.2.1 assemblage poutre principale-solive.....	76
VIII.2.1.1 Dimensionnement des boulons.....	77
VIII.2.1.2 Vérification au cisaillement.....	78
VIII.2.1.3 Vérification à la pression diamétrale .....	78
VIII.2.2 Assemblage poteau-poutre principale .....	78
VIII.2.2.1 Calculs des boulons :.....	79
VIII.2.2.1 Assemblage platine- poutre : .....	80
VIII.2.3 Assemblage poteau-poutre secondaire .....	82
GENERAL.....	83
GEOMETRIE.....	83
POTEAU.....	83
POUTRE.....	83
BOULONS .....	84
PLATINE.....	84
RAIDISSEUR POTEAU.....	84
SOUDURES D'ANGLE .....	84
COEFFICIENTS DE MATERIAU .....	84
EFFORTS .....	85
RESULTATS .....	85
RESISTANCES DE LA POUTRE .....	85
RESISTANCES DU POTEAU .....	85
PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE.....	86
RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION.....	87
RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION .....	87
RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT .....	88
RESISTANCE DES SOUDURES .....	89
RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE.....	89
COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:.....	90
VIII.2.4 Assemblage palée de stabilité.....	90
VIII.2.4.1 Assemblage gousset-diagonales des palées de stabilité :.....	90
VIII.2.4.2 Assemblage du contreventement gousset-portique : .....	91
VIII.2.5. Pré dimensionnement des boulons .....	92
VIII.2.5.1 Disposition des boulons.....	92
VIII.2.5.2 Les vérifications .....	92
VIII.2.6Assemblage des éléments de la panne à treillis.....	93
VIII.2.6.1 Cordon de soudure .....	94
VIII.2.7 Calcul des pieds de poteaux .....	94
VIII.2.7.1 Introduction :.....	94
VIII.2.7.2 Dimensionnement des pieds de poteaux.....	94
Général .....	95
Géométrie .....	95
Poteau.....	95

Platine de prescellement .....	96
Ancrage.....	96
Bêche .....	97
Coefficients de matériau.....	97
Semelle isolée.....	97
Soudures .....	97
Efforts.....	98
Résultats.....	98

## **Chapitre IX : L'infrastructure**

IX.1 Introduction :.....	106
IX.2 Choix du type de fondation.....	106
IX.3 Calcul des fondations.....	106
IX. 3.1 Dimensionnement de la semelle isolée : (DTR-BC 2.3.3.1.) .....	106
IX-3-2 Vérification de la semelle filante : .....	108
IX 3.2.1 La semelle filante : .....	109
IX.3.2.2 La poutre de rigidité :.....	111
IX.4 Calcul la section d'armature dans les éléments de la fondation.....	112
IX.4.1 La section d'armature dans la semelle filante .....	112
IX 4.2 la section d'armature dans la poutre de rigidité: .....	113
IX.4 .3 Calcul des armatures longitudinales :.....	114
IX 4.4 Calcul des armatures transversales: .....	114
IX .5 Vérification nécessaire .....	115
L'ELU:.....	115
a) L'ELS .....	115

**CONCLUSION**.....

**BIBLIOGRAPHIQUES**.....

**ANNEXE**.....

## INTRODUCTION

Dans l'idéologie constructive de la fin de ce siècle l'acier reste encore loin d'occuper dans la construction la place qui, au regard de ses vertus, doit être la sienne.

Actuellement l'Algérie reste permis les payés qui se basé essentiellement sur le matériau béton dans leurs constructions, par ailleurs l'utilisation de la charpente métallique est limitée dans l'usage industrielles, malgré que les constructions en charpente métallique présente de nombreux avantages :

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

-La possibilité du transport .en raison de sa légèreté .qui permet de transporter loin, en Particulier à l'exportation.

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

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

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

-possibilité architecturales, plus étendue qu'en béton. Par contre, les principaux inconvénients de l'acier sont : sa corrodabilité et sa faible résistance au feu.

En effet, on reproche à l'acier d'avoir un mauvais comportement et de s'écrouler rapidement sous l'action du feu .A cet effet, des protections sont nécessaires.

Mais il y a plusieurs utilisation et usage de la construction métallique dans des domaines très vaste (administrative, ouvrage d'art, mosquée, école....etc.)

Dans le but de mettre en pratique nos acquis et d'acquérir une expérience dans le domaine de l'étude et la conception des bâtiments, nous avons choisi comme thème de notre projet de fin d'étude, l'étude d'un bâtiment à usage multiple à Annaba.

On familiarise avec l'outil informatique qui est devenu essentiel dans ce genre de calcul.

On a pour cela choisi l'un des logiciels les plus puissants et les plus généraux : Le logiciel **ROBOT, AUTOCAD,**

## I.1 INTRODUCTION

Ce chapitre, consacré à des généralités, donne la définition des caractéristiques géométriques de la structure de notre étude ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisées pour sa réalisation. Cette étape est indispensable pour un calcul adéquat.

### Avantage :

- ✓ Préfabrication intégrale du bâtiment en atelier avec une haute précision et la rapidité du montage sur chantier.
- ✓ En raison de la légèreté, les éléments du bâtiment peuvent être transportés aisément voir même exportés.
- ✓ La grande résistance de l'acier à la traction offre la possibilité de franchir de grandes portées.
- ✓ Grâce à sa ductilité, l'acier possède une bonne résistance aux forces sismiques.
- ✓ Transformations, adaptations, surélévations ultérieurs d'un ouvrage sont facilement réalisable.
- ✓ Possibilités architecturales plus étendues qu'en béton.

### Inconvénients :

L'acier présente deux inconvénients majeurs : sa corrodabilité et sa faible résistance au feu du fait qu'il perd sa résistance et s'écroule rapidement sous une température relativement élevée.

## I.2 Présentation et implantation de l'ouvrage

Le projet consiste à l'étude d'une gare maritime en (RDC+3étages) à usage commerciale et service. la structure en charpente métallique.

### • Les données de site :

La gare maritime est implantée dans la wilaya d'Annaba ; classées selon le règlement parasismique algérien (RPA99-VERSION 2003) comme zone de moyenne sismicité (**zone IIa**).

### • Données géométrique de l'ouvrage :

Les caractéristiques géométriques de la structure sont :

- Longueur.....L =139,17m
  - Largeur.....l = 36,84m
  - Hauteur totale .....H =24m
  - hauteur d'étage :
- Etage RDC.....he = 5,78m  
 Etage 1.....he =5,78m  
 Etage 2.....he =5,78m  
 Etage 3.....he = 5,78m

### I.2.1 Éléments constitutifs de L'ouvrage

#### A) Ossature :

L'ossature de l'ouvrage sera constituée par des portiques métalliques contreventés par des palées se stabilisant en X.

#### B) plancher :

Ce sont des éléments de structures horizontales, ils limitent les étages et ont pour fonctions principales :

- ✓ La résistance mécanique : supposé être infiniment rigide dans le plan horizontal ; Les planchers supportent leurs poids propre ainsi que les surcharges du niveau.
- ✓ L'isolation thermique phonique entre les différents niveaux.
- ✓ Assurer l'étanchéité à l'eau et l'humidité.
- ✓ Protéger contre les incendies.
- ✓ Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux

#### C) Escaliers :

On a deux types d'escaliers :

-Un escalier de type droit est composé de trois volées plus trois paliers de repos en profilés métalliques.

-Un escalier mécanique, appelé aussi un escalier roulant ou escalateur est un transporteur-élévateur adapté au transport de personnes, consistant en un escalier dont les marches mobiles sont entraînées mécaniquement tout en restant en permanence dans un plan horizontal.

#### D) Cage d'ascenseur :

Le bâtiment sera muni d'une cage d'ascenseur réalisée en béton armé coulé sur place.

#### E) La passerelle :

Est un élément de passage, elle est couverte et vitrée sur les côtés.

#### F) La toiture :

La toiture désigne la partie qui couvre la charpente d'un toit, elle lui apporte des propriétés d'étanchéité et de résistance favorise l'écoulement des eaux de pluie et y ajoute parfois un côté esthétique.

Elle contient plusieurs formes, pour notre cas la toiture est en forme de voute.

### I.3 Règlements utilisés :

- CCM79 (DTR BC -2.44)
- RPA 99 version 2003 (DTR BC 2.48)
- RNVA 99 (DTR C 2-4.7)
- Charges permanentes et charges d'exploitations (DTR BC 2.2)
- BAEL 91
- CBA93
- Eurocode 3
- Eurocode 4

#### I.4 Les logiciels utilisés :

- WORD 2007
- EUTO CAD 2009
- ROBOT v 2018
- ETABS 2016

#### I.5 Caractéristique des matériaux :

##### I.5.1 Acier :

L'acier est une combinaison de fer et carbone, c'est un matériau par transformation, le fer l'élément prédominant entrant dans sa composition.

- Nuance d'acier : S235.
- La limite élastique :  $f_y = 235\text{MPa}$ .
- La résistance à la traction :  $F_u = 360\text{MPa}$ .
- La masse volumique :  $\rho = 7850\text{Kg}/\text{m}^3$
- Module d'élasticité longitudinale :  $E = 210000\text{MPa}$ .
- Module d'élasticité transversale :  $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

##### I.5.2 Béton

- La résistance à la compression :  $f_{c28} = 25\text{MPa}$ .
- La densité volumique :  $\rho = 2,5\text{t}/\text{m}^3$
- Coefficient de retrait :  $\varepsilon = 4.10^{-6}$
- La résistance à la traction a 28 jours :  $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$ .

#### I.6 Données du site

Les essais réalisés par laboratoire géotechnique ont évalué :

- Contrainte admissible de sol : 1,50bars.
- Type de sol : ferme.



## II.1 Action de neige

L'accumulation de la neige sur la toiture produit une surcharge qui est en fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu.

IL se fait conformément à la réglementation « règlement Neige et Vent » RNV2013. La charge caractéristique de la neige par unité de surface s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu \cdot S_K$$

Avec:

$S_K$ : Valeur caractéristique de la neige en KN /m<sup>2</sup> donnée au paragraphe 4.2 RNV 2013 en fonction de l'altitude et de la zone de la neige.

$\mu$ : coefficient de forme de la toiture dépendant de l'angle inclinaison.

### II.1.1 Valeurs caractéristiques de la neige $S_K$

Notre site est classé en **zone B** selon la classification de RNV2013, donc  $S_K$  est donnée par la formule suivante :

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

$$S_K = \frac{0,04H+10}{100} = 0,102$$

H: l'altitude du lieu d'implantation par rapport à la mer (H=5m).

### II.1.2 Coefficient de forme de la toiture

Les coefficients de forme pour une toiture cylindrique sont calculés en utilisant la Figure 11, page 28, du RNV2013 en fonction de l'angle l'inclinaison :

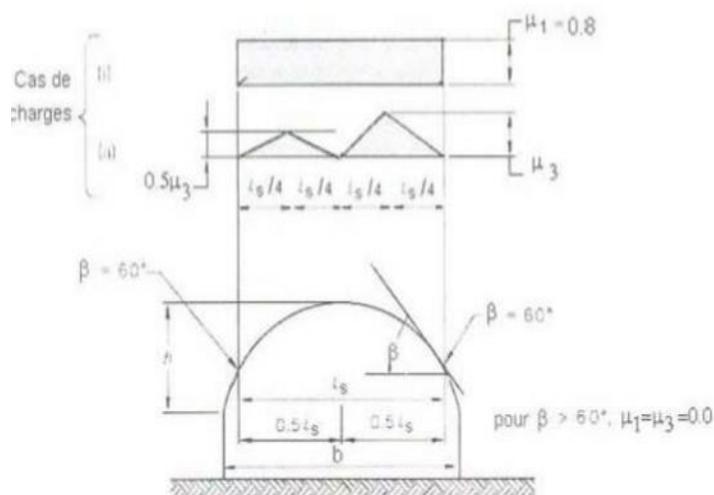


Figure II.1: toiture cylindrique.

$$\text{Arc tg}\alpha = \frac{4,44}{24}$$

$$\alpha = 10,48^\circ < 60^\circ$$

$$\mu_1 = 0,8 \rightarrow S = 0,102 \times 0,8$$

$$S = 0,08 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$\mu_3 = 0,2 + 10 \frac{h}{b}$$

$$\mu_3 = 0,68 \rightarrow S = 0,102 \times 0,68$$

$$S = 0,07 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

$$S = 0,07 \times 2,66 = 2,21 \text{ KN/ml}$$

## II.2 Action de vent

L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions.

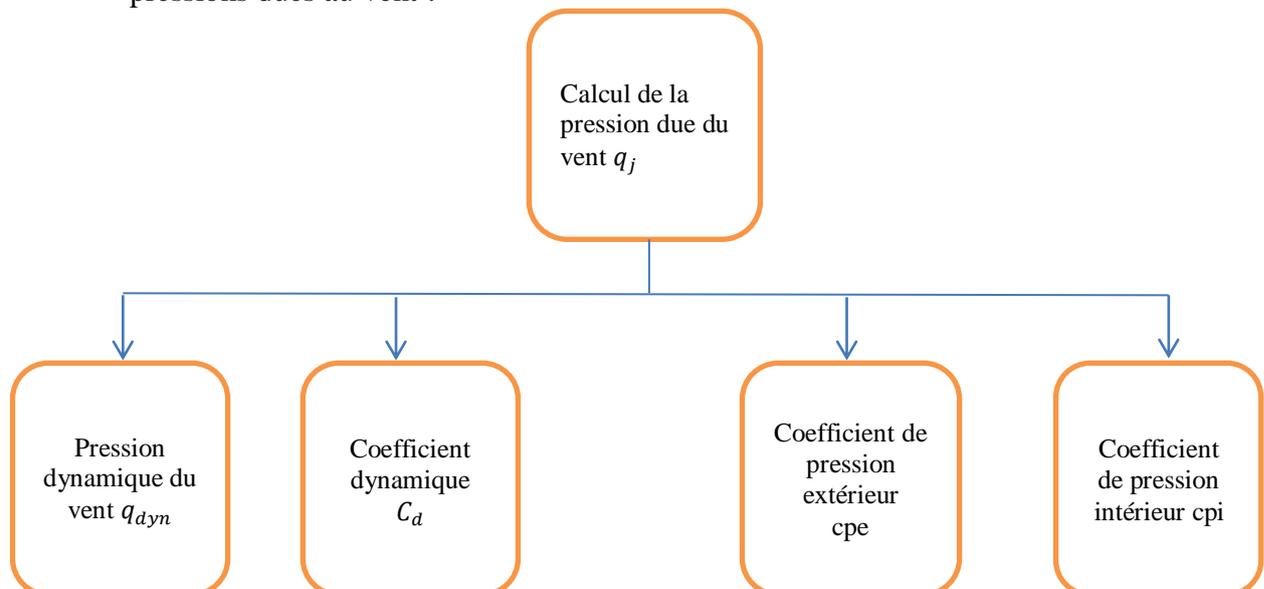
Les effets de vent sont étudiés confortement «Règlement de neige et vent » RNV2013. L'effet du vent par unité de surface est donné par la formule suivante :

$$W(Z_j) = C_d \times q_p(Z_e) \times [cpe - cpi] \quad [\text{N/m}^2]$$

- Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- La direction
- L'intensité
- La région
- Le site d'implantation du projet et leur environnement
- La forme géométrique et les ouvertures de la structure

L'organigramme suivant représente le travail à effectuer afin de déterminer les pressions dues au vent :



**Figure II.2 :** Organigramme de calcul de la pression du vent.

### II.2.1 Pression dynamique ( $q_{dyn}$ )

La pression dynamique de pointe  $q_p(Z)$ , à la hauteur de référence  $Z_e$  est donnée par :

$$q_p(Z) = q_{réf} \times C_e(Z_e) [\text{KN/m}^2] \rightarrow (\text{chapitre 2, Formule 2.1})$$

$q_{réf}$  : Pression dynamique de référence

$C_e$  : Coefficient d'exploitation au vent

Site plat	$C_t=1 (\phi < 0,05)$	(Chapitre 2, § 4.3 RNV99)
Zone III	$q_{réf}=500\text{N/m}^2$	(Tableau 2.2 RNV99)
Terrain de catégorie 0	$K_t=0,156$ $Z_0=0,003$ $Z_{min}=1$ $\varepsilon=0,38$	(Tableau 2.4 RNV99)

Tableau II.1 : Données relatives du site :

#### a. Coefficient de rugosité $C_r$ :

$$C_r = \begin{cases} K_T \times \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right) \rightarrow Z_{min} \leq Z \leq 200m \\ K_T \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \rightarrow Z < Z_{min} \end{cases} \rightarrow (\text{chapitre 2, formule 2.3 RNV2013})$$

#### b. Coefficient d'exploitation $C_e$ :

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

Ce qui est donnée par la formule suivante :

$$C_e(Z) = C_t(Z^2) \times C_r(Z^2) \times [1 + 7I_v(Z)] \rightarrow (\text{chapitre 2, formule 2.2 RNV99})$$

#### c. Intensité de turbulence $I_v$ :

L'intensité de turbulence est définie comme étant type de la turbulence divisée par la vitesse moyenne du vent :

$$I_v = \begin{cases} \frac{1}{C_T \times \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right)} \rightarrow Z < Z_{min} \\ \frac{1}{C_T \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} \rightarrow Z > Z_{min} \end{cases}$$

L'ensemble des résultats de  $C_r(Z_j)$ ,  $C_e(Z_j)$  et  $q_{dyn}$  Sont données dans le tableau suivant :

/	$Z_j$ (m)	$C_r(Z_j)$	$C_e(Z_j)$	$q_{dyn}$ (N/m <sup>2</sup> )
Parois vertical	17,34	1,351	3,294	1647
Toiture	24	1,402	3,493	1746.5

Tableau II.2 : Les valeurs de  $q_{dyn}$

### II.2.2 Coefficient de pression extérieur Cpe

Le coefficient de pression extérieur **Cpe** dépend de la forme géométrique de la base de la structure, et de la dimension de la surface chargé

- **b** : la dimension perpendiculaire de la direction du vent
- **d** : la dimension parallèle à la direction du vent

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

$Cpe = Cp_1$ -----Si  $S \leq 1m^2$

$Cpe = Cpe_1 + (Cpe_{10} - Cp_1) \times \log_{10}(S)$ -----Si  $1m^2 \leq S \leq 10m^2$

$Cpe = Cpe_{10}$ -----Si  $S \geq 10m$

Avec :

S : désigne la surface chargée de la paroi considérée

A) vent perpendiculaire au pignon (sens V1 du vent) :

a) parois verticales :

- Grande face:

$S = b \times h = 139,17 \times 24 = 3340,08m^2$

$S > 10m^2 \rightarrow Cpe = Cpe_{10}$

- Petite face:

$S = b \times h = 884,16m^2$

$S > 10m^2 \rightarrow Cpe = Cpe_{10}$

$e = \min(b, 2h) = \min(36, 84; 2 \times 24)$

$e = 36,84m < d = 139,17$

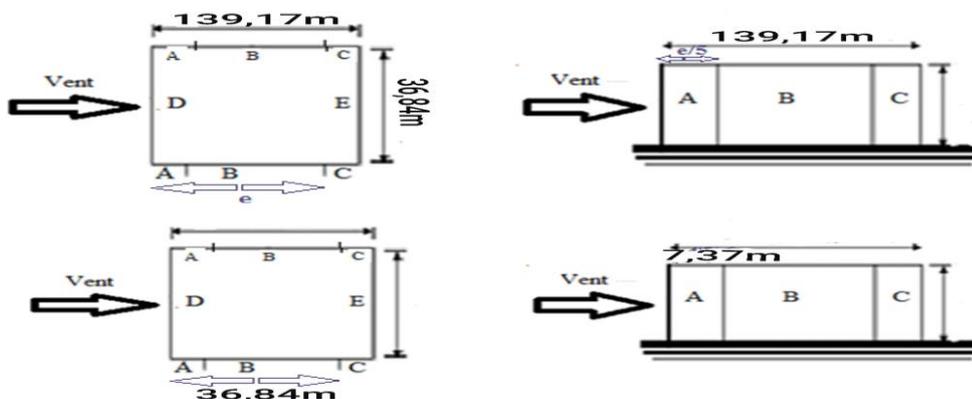
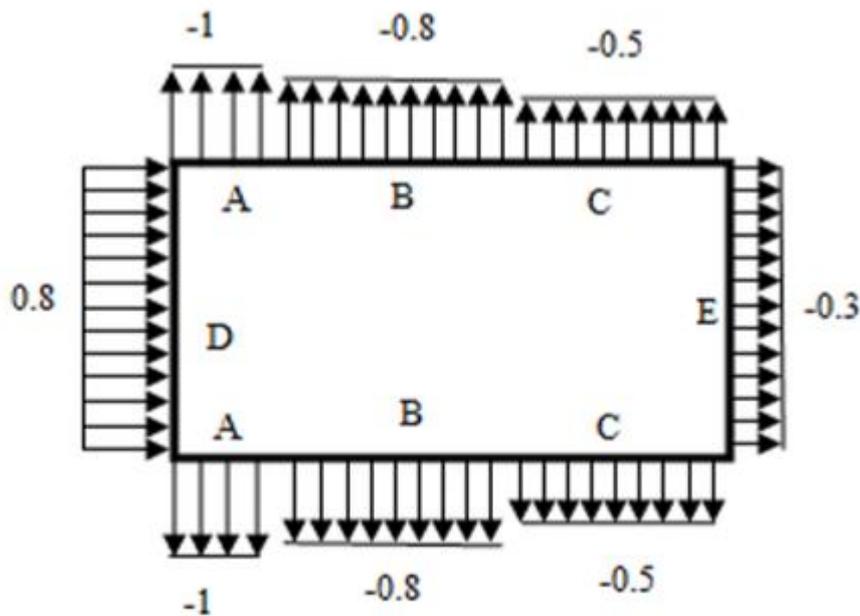


Figure II.3 : Légende pour les parois verticales.

Les valeurs respectives des coefficients correspondantes à ces zones sont dans le tableau suivant:

A	B	C	E	D
-1.0	-0.8	-0.5	-0.3	0,8

**Tableau II.3 :** Zone de  $C_{pe}$  pour les parois vertical – Direction **V1** du vent.



**Figure II.4 :**  $C_{pe}$  pour les parois verticales.

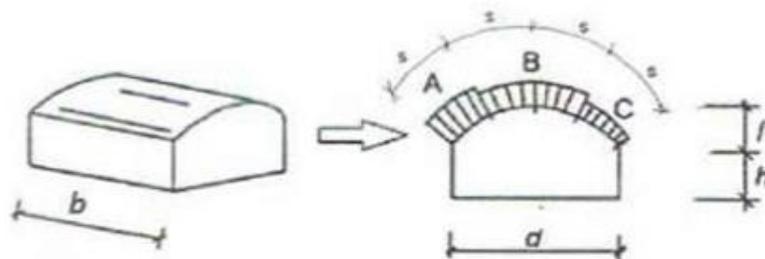
**Grande face au vent ‘D’**

**Petite face au vent ‘E’**

**Petite face parallèle au vent ‘A’ et ‘B’**

**b) Toiture en voûte :**

(Selon le paragraphe (5.1.9) chapitre 5) les différents zones pression sont données par la figure 5.8.b. on divisant la toiture comme l’indique la figure 5.8.a de RNV2013 (Toiture perpendiculaire ou pignon.)



**Figure II.5:** Toiture en forme de voûte.

$$\frac{f}{d} = \frac{6,66}{139,17} = 0,048$$

$$0 < \frac{h}{d} = 0,125 < 0,5$$

$$Cp_e(\text{Zone C}) = -0,55$$

$$Cp_e(\text{Zone B}) = -0,76$$

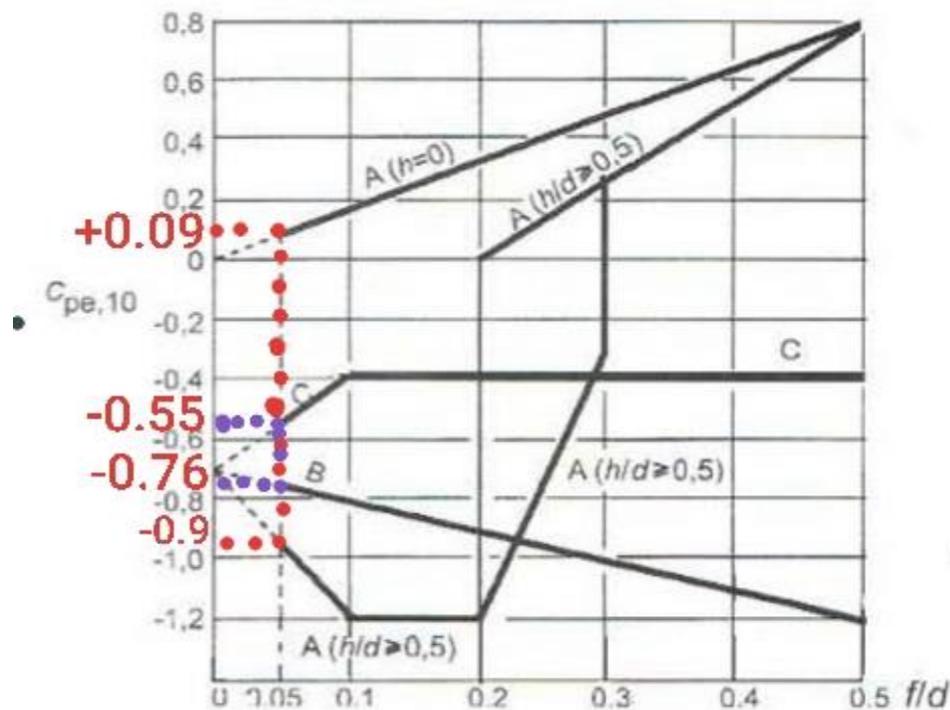
$$0 < \frac{h}{d} = 0,125 < 0,5$$

Le  $Cp_e(\text{Zone A})$  s'obtient par interpolation linéaire

$$\begin{cases} H = 0 & \rightarrow Cp_e = +0,09 \\ \frac{h}{d} \geq 0,5 & \rightarrow Cp_e = -0,9 \end{cases}$$

$$Cp_e(0,125) = - \left( \frac{+0,9 - 0,09}{0,5 - 0} \right) \times (0,125 - 0 + 0,09)$$

$$Cp_e(\text{Zone A}) = 0,16$$



**Figure II.6 :**  $Cp_e$  pour toiture en voûte a la base rectangulaire (a) subdivision de la toiture (b) valeurs de  $Cp_e$

**B) Vent perpendiculaire long pan (sens V2 du vent) :**

**a) Paroi verticales :**

Pour cette direction du vent  $h = 24m$  ;  $d = 36,84m$  ;  $b = 139,17m$   
 $e = \min (b ; 2h) = \min (139,17 ; 48)$   
 $e = 48m > d = 36,84m$

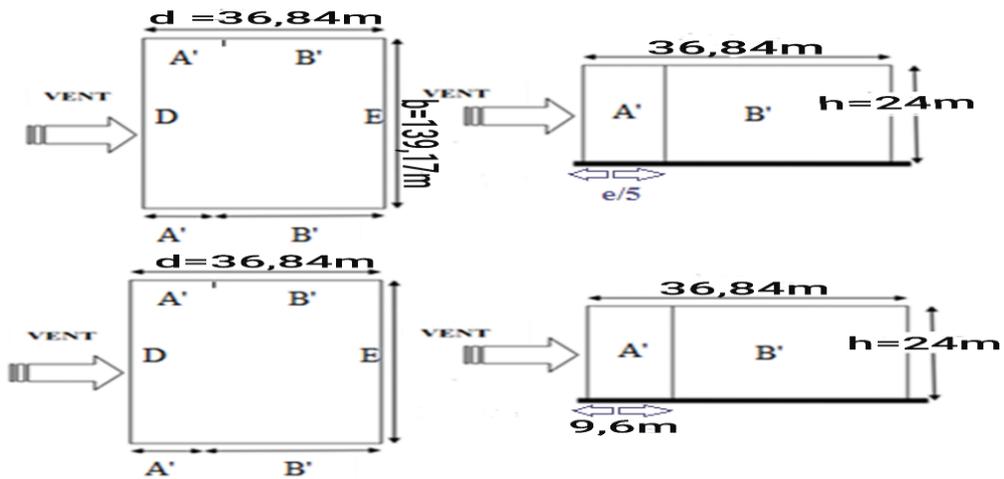


Figure II.7 : Légende pour les parois verticales.

Les valeurs des coefficients correspondants à ces zones sont portés sur le tableau suivant :

D	E	A'	B'
+0,8	-0,3	-1,0	-0,8

Tableau II.4 : zones de  $Cp_e$  pour les parois verticales – Directions  $V_2$  du vent.

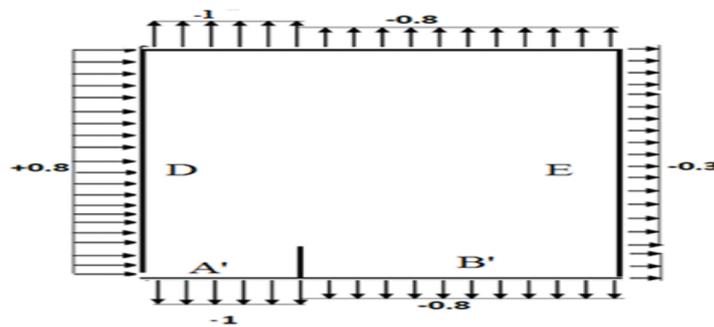


Figure II.8 :  $Cp_e$  pour les parois verticales.

**b) Toiture :**(Toiture parallèles au long-pan)

$\theta = 90^\circ$

Pour cette direction  $h = 17,34m$  ;  $b = 36,84m$  ;  $f = 6,66m$

$\text{Tag}\alpha = \frac{6,66}{18,42} = 0,36156$

$\alpha = 19,88^\circ$

$b = 36,84 m$  ;  $h = 24m$  ;  $d = 139,1$

$e = \min (36,84 ; 48)$

$e = 36,84m \rightarrow e < d$

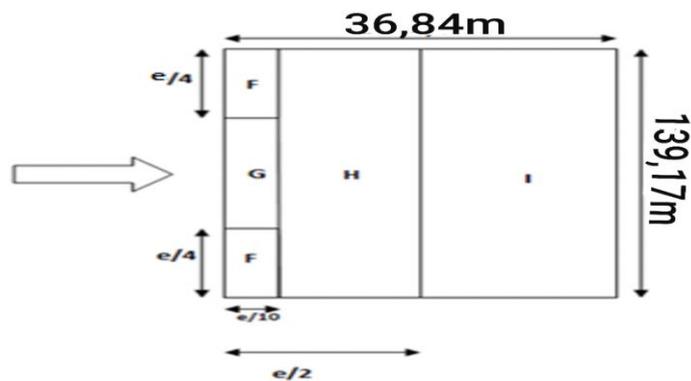


Figure II.9 : Légende pour la toiture.

Zone	F	G	H	I
S(m <sup>2</sup> )	33,93	33,93	271,44	2224,215
Remarque	S > 10m <sup>2</sup>			
C <sub>pe</sub> utilisé	C <sub>pe10</sub>	C <sub>pe10</sub>	C <sub>pe10</sub>	C <sub>pe10</sub>
C <sub>pe</sub>	-1,26	-1,33	-0,67	-0,5

Tableau II.5: Zone de C<sub>pe</sub> pour la toiture parallèles au long-pan.

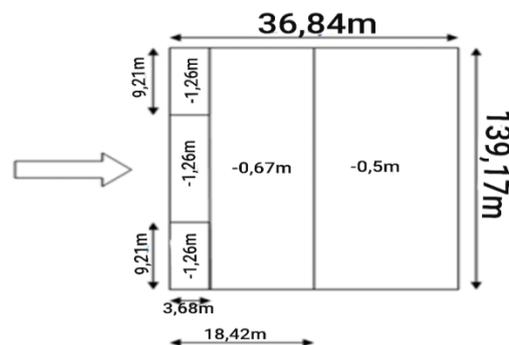


Figure II.10 : Cpe pour la toiture.

### II.2.3 Coefficient de pression intérieure C<sub>pi</sub>

Le coefficient de pression intérieure C<sub>pi</sub> est en fonction du pourcentage des ouvertures dans la structure considérée, et en fonction de l'indice de perméabilité  $\mu_p$  mais pour le manque des dimensions des ouvertures on prend :

- C<sub>pi</sub> = +0,2
- C<sub>pi</sub> = -0,3

**A) Vent perpendiculaire au pignon (sens  $V_1$  du vent) :****a) Paroi vertical :**

Zone	$q_{dyn}$	$cp_e$	$cp_i$	$(cp_e - cp_i)$	W (N/ml)
A	1647	-1,0	+0,2	-1,2	-1976,4
			-0,3	-0,7	-1152,9
B	1647	-0,8	+0,2	-1,0	-1647
			-0,3	-0,5	-823,75
C	1647	-0,5	+0,2	-0,7	-1152,9
			-0,3	-0,2	-329,4
D	1647	+0,8	+0,2	+0,6	+988,2
			-0,3	+1,1	+1117,25
E	1647	-0,3	+0,2	-0,5	-823,5
			-0,3	0	0

**Tableau II.6 :** Valeurs des pressions sur la structure – Direction du vent  $V_1$ **b) Toiture perpendiculaire au pignon :**

Zone	$q_{dyn}$	$cp_e$	$cp_i$	$(cp_e - cp_i)$	W (N/ml)
A	1746,5	-0,16	+0,2	-0,36	-628,74
			-0,3	+0,14	+244,51
B	1746,5	-0,76	+0,2	-0,96	-1676,64
			-0,3	-0,46	-803,39
C	1746,5	-0,55	+0,2	-0,75	-1309,88
			-0,3	-0,25	-436,63

**Tableau II.7 :** Valeurs des pressions sur la toiture – Direction du vent  $V_1$ **B) Vent perpendiculaire au long pan (sens  $V_2$  du vent) :****a) parois vertical :**

Zone	$q_{dyn}$	$cp_e$	$cp_i$	$(cp_e - cp_i)$	W (N/ml)
A'	1647	-1,0	+0,2	-1,2	-1976,4
			-0,3	-0,7	-1152,9
B'	1647	-0,8	+0,2	-1,0	-1647
			-0,3	-0,5	-823,75
D	1647	+0,8	+0,2	+0,6	+988,2
			-0,3	+1,1	+1117,25
E	1647	-0,3	+0,2	-0,5	-823,5
			-0,3	0	0

**Tableau II.8 :** valeurs des pressions sur la structure – Direction du vent  $V_2$

## c) Toiture parallèle Au long-pan :

Zone	$q_{dyn}$	$cp_e$	$cp_i$	$(cp_e - cp_i)$	W (N/ml)
F	1746,5	-1,26	+0,2	-1,46	-2549,89
			-0,3	-0,96	-1676,64
G	1746,5	-1,33	+0,2	-1,53	-2672,15
			-0,3	-1,03	-1798,89
H	1746,5	-0,67	+0,2	-0,87	-1519,46
			-0,3	-0,37	-646,21
I	1746,5	-0,5	+0,2	-0,7	-1222,55
			-0,3	-0,2	-349,3

**Tableau II.9** : valeurs de la pression sur la toiture – Direction du vent  $V_2$

### Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons fourni les principes généraux procédures pour déterminer les charges agissants sur la structure étudiée. Les résultats trouvés seront utilisés dans les prochains chapitres qui concernant le dimensionnement des éléments de la structure (panne, poteaux...).

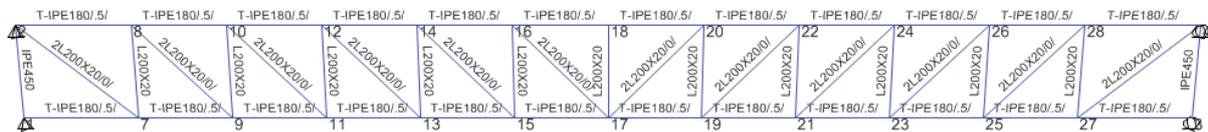
### III.1 Calcul des pannes a treillis

#### III.1.1 Introduction

Les pannes sont des poutres maitresses d'un comble. Elles sont constituées le plus souvent, par un système triangulaire dont la membrure supérieure appelée arbalétrier, est située sous la surface extérieure du comble. Les extrémités de cette membrure sont reliées à la membrure inférieure.

Les deux membrures sont réunies par un système à treillis comprenant montants et diagonales. Les pannes prennent appui, sur les poutres.

La panne est représentée à la **Figure III.1** ses membrures sont parallèles et réalisées avec des T-IPE180/5/. Ses diagonales sont constituées de cornières jumelées : 2L200×20 et les montant sont des cornières simple L200×20.



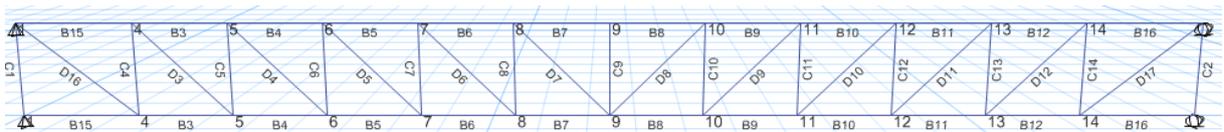
**Figure III.1:** Schéma représentatif des éléments de la panne à treillis.

#### III.1.2 Espacement entre panne

L'espacement entre pannes est défini en fonction de la portée admissible de la couverture. On suppose un espacement de 2,66m selon la fiche technique e = 4,25m.

Eléments	repère	combinaisons	Effort normal(KN)	La nature
Membrure supérieure	B1	1,35G+1,5Q	46,9725	Traction
	B1	G-1,5V	-61,6973	Compression
Membrure inférieure	B1	1,35G+1,5Q	52,6934	Traction
	B1	G-1,5V	-60,8698	Compression
Diagonal	D2	1,35G+1,5Q	43,2741	Traction
	D2	G+1,5V	-58,1211	Compression
Montant	C4	1,35G+1,5S	42,5766	Traction
	C4	G-1,5V	-28,9934	Compression

**Tableau III.1:** tableau récapitulatif des combinaisons les plus défavorables.



**Figure III.2:** Montre la modélisation retenue ainsi que la numérotation des barres.

### III.1. 3 Les charges à prendre en considération

- **Charges permanentes** : Poids propre de panneau sandwich :  $G = 10,85 \text{Kg/ml}$
- **Poids d'accessoires** :  $G = 4 \text{Kg/ml}$
- **Poids propre des pannes (IPE180)** :  $G = 18,8 \text{Kg/ml}$   
 $G = 18,8 + (10,85 + 4) \times 2,66 = 0,5830 \text{KN/ml}$   
 $G = 0,583 \times \frac{10}{12,45} = 0,468 \text{KN}$
- **Charges d'entretien** :  $Q = 1 \text{KN}$
- **Action du vent** :  $V = \frac{267,215 \times 2,66}{100} = 7,0108 \text{KN/ml}$   
 $V = 7,0108 \times \frac{10}{12,45} = 5,631 \text{KN}$
- **Action de la neige** :  $S = 8 \times 2,66 = 0,2128 \text{KN/ml}$   
 $S = 0,2128 \times \frac{10}{12,45} = 0,171 \text{KN}$

### III.1. 4 Dimensionnement des éléments de la panne

#### a) Membrures supérieure :

##### Barre B15 :

$$N_t = 46,9725 \text{KN} \quad (\text{traction})$$

$$N_c = -61,6973 \text{KN} \quad (\text{Compression})$$

$$\text{Longueur } l_0 \text{ de la barre : } l_0 = 1 \text{m}$$

$$\text{Longueur } l_f \text{ de flambement : } l_f = 1 l_0 = 1 \text{m}$$

$$A_s \geq \frac{N_t \times \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$A_s \geq \frac{46,9725 \times 1,1}{27,5} = 1,8789 \text{cm}^2$$

Soit un demi IPE de forme **T-IPE180/5/**

$$A_s = 12 \text{cm}^2$$

$$I_y = 80,3 \text{cm}^4 ; I_z = 50,4 \text{cm}^4$$

$$i_y = 25,9 \text{mm} = 2,59 \text{cm}$$

$$i_z = 20,5 \text{mm} = 2,05 \text{cm}$$

**Vérification à la compression**

$$N_C = -61,6973 \text{ KN}$$

**Classe de section :****a- classe de l'âme :**

$$\frac{d}{t_f} = \frac{75}{5,4} = 13,89 \leq 72\varepsilon = 72 \times 0,92 = 66,24 \quad \Rightarrow \text{l'âme de classe 1}$$

**b- classe de la semelle :**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{91/2}{8} = 5,69 \leq 10\varepsilon = 10 \times 0,92 = 9,2 \quad \Rightarrow \text{semelle de classe 1}$$

$$\text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,72$$

**La section est de classe 1**

$$\lambda_{max} = \max(\lambda_y; \lambda_z)$$

$\beta_A = 1 \Rightarrow$  Pour les sections transversales

$$\begin{cases} \lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{100}{2,59} = 38,61 \\ \lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{100}{2,05} = 48,78 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9 \times \varepsilon} = \frac{38,61}{86,39} = 0,45 \\ \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9 \times \varepsilon} = \frac{48,78}{86,39} = 0,56 \end{cases} \Rightarrow \lambda_{max} = 0,56$$

$$\chi_{min} = \frac{1}{\varphi + [\varphi^2 + \bar{\lambda}_{max}^2]^{0,5}} = \frac{1}{0,745 + [0,745^2 - 0,56^2]^{0,5}} = 0,81$$

$$\varphi = 0,5 [1 + \alpha(\bar{\lambda}_{max} - 0,2) + \bar{\lambda}_{max}^2] = 0,5 [1 + 0,49 \times (0,56 - 0,2) + 0,56^2] = 0,745$$

**Section de laminé**

$$\frac{h}{b} = \frac{90}{91} = 0,99 < 1,2$$

$$t_f = 80 \leq 100 \text{ mm}$$

L'axe de flambement selon z-z (courbe C)

$$\alpha = 0,49$$

$$N_{b,rd} = \chi_{min} \frac{A f_y}{\gamma_{m0}} = 0,81 \times \frac{12 \times 27,5}{1,1} = 243 \text{ KN}$$

$$N_C = -61,6973 \text{ KN} < N_{b,rd} = 243 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{OK.}$$

**b) Membrane inférieure :**

$$N_t = 52,6934 \text{ KN} \quad (\text{traction})$$

$$N_c = -60,8698 \text{ KN} \quad (\text{compression})$$

$$A_s > \frac{N_t \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{52,6934 \times 1,1}{27,5} = 2,108 \text{ cm}^2$$

Soit un demi IPE de forme (**T – IPE180/5/**)

Elemnt	Cornière	$A_s [\text{cm}^2]$	$l_y = l_z$	$\lambda_y$	$\lambda_z$	$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\lambda}_z$	$X_{\min}$	$N_{\text{brd}}$	valid
Memb sup	T-IPE180/5/	12	100	38,61	48,78	0,45	0,56	0,81	243	OK
Memi nf	T-IPE180/5/	12	100	38,61	48,78	0,45	0,56	0,81	243	OK

**Tableau III.2 :** vérification au flambement.

**c) Diagonale :****Barre (D16)**

$$N_t = 43,2741 \text{ KN} \quad ; N_c = -58,1211 \text{ KN}$$

$$\text{Longueur } l_0 \text{ de la barre : } l_0 = 1 \text{ m}$$

$$\text{Longueur } l_f \text{ de flambement : } l_f = 1 l_0 = 1 \text{ m}$$

$$A_s > \frac{N_t \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{43,2741 \times 1,1}{27,5} = 1,731 \text{ cm}^2$$

Soit double cornière **2L25 × 25 × 5**

**Une cornière :**

$$I_\alpha = I_\beta = 1,19 \text{ cm}^2$$

$$i_\alpha = i_\beta = 0,72 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 2,28 \text{ cm}^2$$

$$d = 0,79 \text{ cm}$$

**Deux cornières de 25 × 25 × 5**

$$I_y = 2I_\alpha = 2 \times 1,19 = 2,38 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{2 \times I_\alpha}{2A_c}} = i_\alpha = \sqrt{\frac{2,38}{2 \times 2,28}} = 0,72 \text{ cm}$$

$$I_z = 2[I_\beta + A_c \times \Delta^2] = 9,79 \text{ cm}^4$$

$$\Delta = d + 0,5 = 1,29 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{9,97}{2 \times 2,28}} = 1,48 \text{ cm}$$

**Classe de la section :**

$$\frac{h}{t} = \frac{25}{5} = 5 < 15\varepsilon = 13,8 \dots \dots \dots \text{OK}$$

$$\frac{b+h}{2t} = \frac{25+25}{2 \times 5} = 5 < 11,5\varepsilon = 10,58 \dots \dots \dots \text{OK}$$

Section de classe 3 : pas de réduction de section pour le flambement local.

$$\lambda_{max} = \max(\lambda_y; \lambda_z)$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9\varepsilon}; \quad \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9\varepsilon}$$

$$\begin{cases} \lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{100}{0,72} = 138,89 \\ \lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{100}{1,48} = 67,57 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9 \times \varepsilon} = \frac{138,89}{86,39} = 1,61 \\ \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9 \times \varepsilon} = \frac{67,57}{86,39} = 0,78 \end{cases} \Rightarrow \lambda_{max} = 1,61$$

$$\varphi = 0,5 [1 + \alpha (\bar{\lambda}_{min} + 0,2) + \bar{\lambda}_{min}^2] = 0,5 [1 + 0,49 \times (1,61 - 0,2) + 1,61^2] = 2,142$$

$$\chi_{min} = \frac{1}{\varphi + [\varphi^2 + \lambda_{max}^2]^{0,5}} = \frac{1}{2,142 + [2,142^2 - 1,61^2]^{0,5}} = 0,28$$

$$N_{b,rd} = \chi_{min} \frac{Af_y}{\gamma_{m0}} = 0,28 \times \frac{2,28 \times 2 \times 27,5}{1,1} = 31,92 \text{ KN}$$

$$N_c = 58,1211 \text{ KN} < N_{b,rd} = 31,92 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Non vérifier.}$$

La section est étant très faible, et pour des raisons constructives, on opte pour une double cornière **2L40×40×4**

**Une cornière**

$$I_\alpha = I_\beta = 4,47 \text{ cm}^2$$

$$i_\alpha = i_\beta = 1,21 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 3,08 \text{ cm}^2$$

$$d = 1,12 \text{ cm}$$

$$d = 0,79 \text{ cm}$$

**Deux cornières de 40×40×4**

$$I_y = 2I_\alpha = 2 \times 4,47 = 8,94 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} + \sqrt{\frac{2 \times I_\alpha}{2A_c}} = i_\alpha = \sqrt{\frac{8,94}{2 \times 3,08}} = 1,2 \text{ cm}$$

$$I_z = 2[I_\beta + A_c \times \Delta^2] = 25,11 \text{ cm}^4$$

$$\Delta = d + 0,5 = 1,62 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{25,11}{2 \times 3,08}} = 2,02 \text{ cm}$$

### Classe de la section :

$$\frac{h}{t} = \frac{40}{4} = 10 < 15\varepsilon = 13,8 \dots \dots \dots \text{OK}$$

$$\frac{b+h}{2t} = \frac{40+40}{2 \times 4} = 10 < 11,5\varepsilon = 10,58 \dots \dots \dots \text{OK}$$

Section de classe 3 : pas de réduction de section pour le flambement local.

$$\lambda_{max} = \max(\lambda_y; \lambda_z)$$

$$\begin{cases} \lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{100}{1,2} = 83,33 \\ \lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{100}{2,02} = 49,5 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \overline{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9 \times \varepsilon} = \frac{83,33}{86,39} = 0,96 \\ \overline{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9 \times \varepsilon} = \frac{49,5}{86,39} = 0,57 \end{cases} \Rightarrow \lambda_{max} = 0,96$$

$$\varphi = 0,5 [1 + 0,49 \times (0,96 - 0,2) + 0,96^2] = 1,147$$

$$\chi_{min} = \frac{1}{1,147 + [1,147^2 - 0,96^2]^{0,5}} = 0,563$$

Courbe de flambement C : pour les cornière

$$\alpha = 0,49$$

$$N_{brd} = 0,563 \times \frac{3,08 \times 2 \times 27,5}{1,1} = 86,70 \text{ KN}$$

$$N_{cd} = 58,1211 \text{ KN} < N_{brd} = 86,70 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{OK.}$$

### Vérification de la rigidité:

La barre est susceptible de flamber uniquement sous l'action de son poids propre.

L'élanement limite :  $\lambda_{lim} = 150$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{100}{1,2} = 83,33 < \lambda_{lim} = 150 \dots \dots \dots \text{OK.}$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{100}{2,02} = 49,5 < \lambda_{lim} = 150 \dots \dots \dots \text{OK.}$$

**d) Montant :****Barre (C4):**

$$N_t = 42,5766 \text{ KN} ; N_c = -28,9934 \text{ KN}$$

$$\text{Longueur } l_0 \text{ de la barre : } l_0 = 1 \text{ m}$$

$$\text{Longueur } l_f \text{ de flambement : } l_f = 1 l_0 = 1 \text{ m}$$

$$A_c > \frac{N_t \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{42,5766 \times 1,1}{27,5} = 1,87 \text{ cm}^2$$

La section étant très faible, et pour des raisons constructives, on opte pour une double cornière **2L40 × 40 × 4**

$$A_c = 3,08 \text{ cm}^2$$

$$A = 2 \times A_c = 6,16 \text{ cm}^2$$

**Vérification de la section choisie a la résistance**

$$N_{sd} \leq N_{tRd} = \min [N_{pl,rd}; N_{u,rd}]$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{6,16 \times 27,5}{1,1} = 154 \text{ KN}$$

$$A_{nette} = 2(6,16 - 0,4 \times 1,1) = 11,44 \text{ cm}^2$$

$$N_{u,rd} = \frac{0,9 \times A_{nette} \times f_u}{\gamma_{m0}} = \frac{0,9 \times 11,44 \times 43}{1,25} = 354,18 \text{ KN}$$

$$N_{tRd} = \min [N_{pl,rd}; N_{u,rd}]$$

$$N_{tRd} = 154 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 42,5766 \text{ KN} \leq N_{tRd} = 154 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{OK.}$$

**Vérification de la rigidité :**

La barre est susceptible de flamber uniquement sous l'action de son poids propre

L'élanement limite pour les éléments tendus :  $\lambda_{lim} = 450$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{100}{1,21} = 82,64 < \lambda_{lim} = 450 \dots \dots \dots \text{OK.}$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{100}{1,65} = 60,98 < \lambda_{lim} = 450 \dots \dots \dots \text{OK.}$$

### III.1.5. Vérification de la flèche

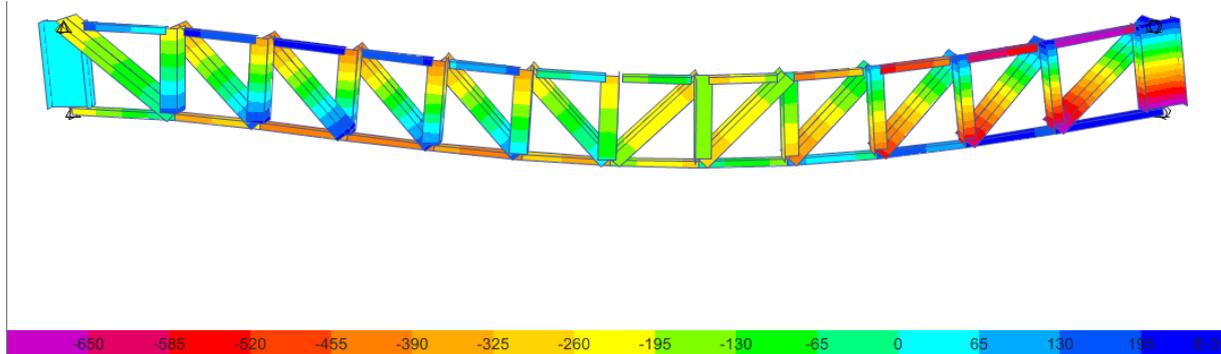


Figure III.3 : valeur maximale de la flèche.

Il faut vérifier que :  $f \leq \bar{f} = \frac{L}{200}$

$$f = 0,3100\text{cm} \leq \bar{f} = \frac{124,5}{200} = 0,6225\text{cm} \quad \Rightarrow \quad \text{La flèche est vérifiée.}$$

### Conclusion

Pour assurer une bonne liaison entre les éléments de la panne à treillis, on adopte

- Membrure supérieure : T-IPE180/5/
- Membrure inférieure : T-IPE180/5/
- Diagonal : 2L40×40×4
- Montant : 2L40×40×4

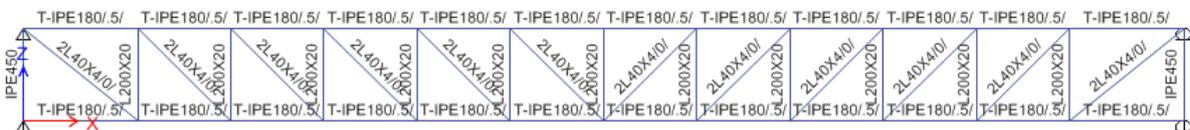


Figure III.4 : Schéma final présentatif des éléments de la panne à treillis.

## III.2 Etude des escaliers

### III.2.1 Introduction

Les escaliers sont des éléments qui permettent l'accès aux différents étages de la structure.

Nous avons une cage d'escaliers droite composée de trois volées liées à deux paliers de repos, ce dernier se compose d'une solive encastree aux poteaux, la volée est constituée de deux limons en profilé UPN300, et des marches constituées par des cornières de support et de tôle striée.

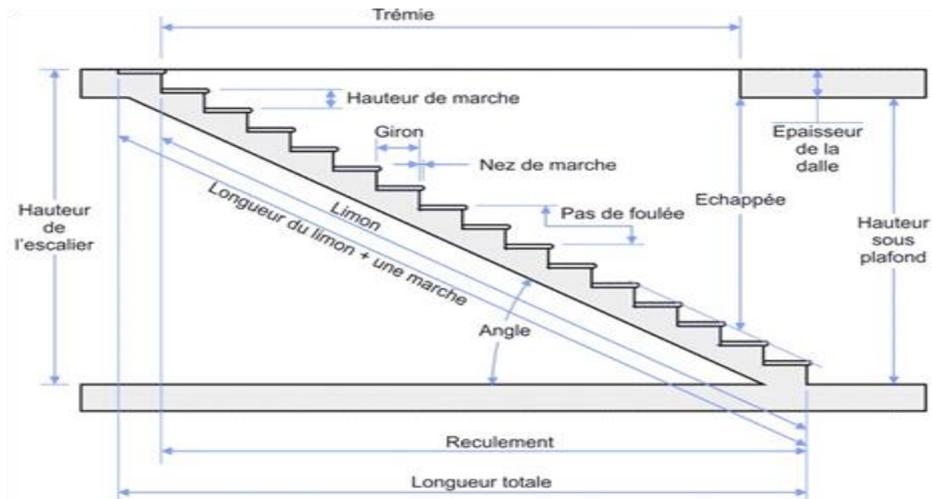


Figure III.5: présentation de l'escalier.

### III.2.2 Pré - dimensionnement des escaliers

Par la condition de BLONDEL on a :  $60 \leq 2 \times h + g \leq 64$

On a aussi :  $h = \frac{H}{n}$  et  $g = \frac{L}{n-1}$

Avec :

$n$  : nombres de contre marches.

$h$  : Hauteur de la contre marche donné par :  $16 \leq h \leq 18$  cm

$g$  : Largeur de la marche (giron) donné par :  $16 \leq h \leq 18$  cm

$H$  : Hauteur à franchir avec une volée.

$$H = \frac{h_e}{3} \Rightarrow \frac{5,78}{3} = 1,93 \text{ m.}$$

On prend  $h = 17$  cm  $\Rightarrow n = \frac{193}{17} = 11,35 \approx 11$  ( contrmarche )

$n - 1 = 10$  (marches)

$60 \leq g + 2 \times 17 \leq 64 \Rightarrow 26 \leq g \leq 30 \Rightarrow$  on prend  $g = 30$ cm

- **Verification de la relation :**

$$2 \times h + g = 2 \times 17 + 30 \Rightarrow 60 \text{cm} \leq 64 \leq 64 \text{cm} \Rightarrow \text{c.v}$$

On adopte 33 contres marches pour trois volés et 30 marches

Les volées sont inclinées avec un angle  $\alpha$

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,566 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

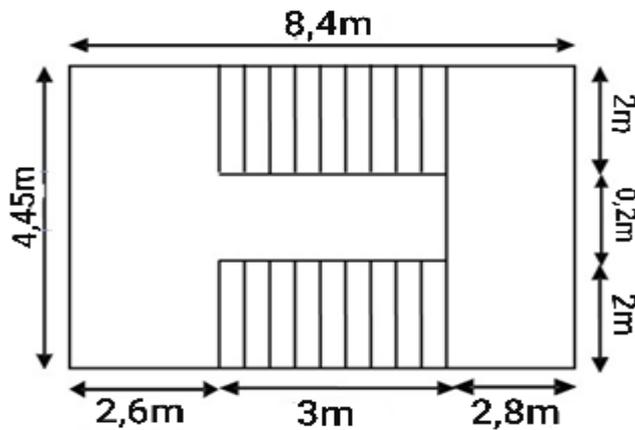


Figure III.6 : Disposition et dimensions des éléments des escaliers.

### III.2.2.1 Calcul des éléments des escaliers

#### 1. Charges et surcharges sur l'escalier :

Charges sur la volée	
Tôle striée (e = 0,5)	$0,9 \times 0,5 = 0,45 \text{ KN/m}$
Mortier de pose (e = 2 cm)	$0,2 \times 2 = 0,4 \text{ KN/m}$
Revêtements en carrelage (e = 2cm)	$0,2 \times 2 = 0,4 \text{ KN/m}$
<b>Total :</b>	<b>1,25 KN/m</b>

Charge sur le palier	
Revêtements de carrelage (e = 2cm)	$0,2 \times 2 = 0,4 \text{ KN/m}$
Mortier de pose (e = 2cm)	$0,2 \times 2 = 0,4 \text{ KN/m}$
Dalle en béton armé (e = 10cm)	$0,1 \times 25 = 2,5 \text{ KN/m}$
Tôle type cofrastra 40	0,15 KN/m
<b>Total :</b>	<b>3,45 KN/m</b>

Charges d'exploitation	
Bâtiment à usage d'habitation	$Q = 2,5 \text{ KN/m}$

Tableau III.3 : charges et surcharges sur l'escalier

## 2. Combinaisons de charges

- **L'ELU :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_u = 1,35 \times 1,25 + 1,5 \times 2,5$$

$$q_u = 5,44 \text{ KN/m}^2$$

- **L'ELS :**

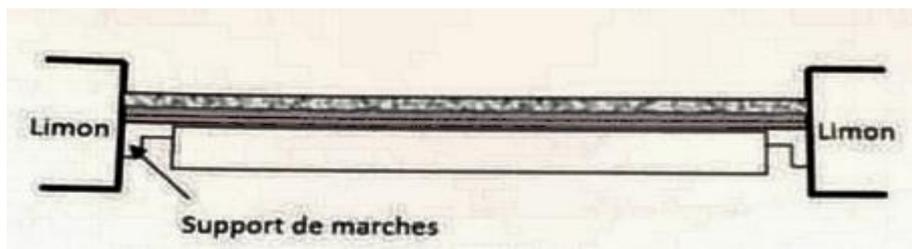
$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 1,25 + 2,5$$

$$q_s = 3,75 \text{ KN/m}$$

### III.2.2.2 Pré - dimensionnement de la cornière du support

La cornière est considérée comme une poutre simplement appuyée, sollicitée en flexion simple.



**Figure III.7 :** Disposition des cornières.

Chaque cornière reprend la moitié de la charge permanente et de la surcharge d'exploitations.

$$q = 5,44 \times \frac{g}{2} \Rightarrow q = 5,44 \times \frac{0,3}{2}$$

$$q = 0,816 \text{ KN/m}$$

$$q_0 = 3,75 \times \frac{g}{2} \Rightarrow q_0 = 3,75 \times \frac{0,3}{2}$$

$$q_0 = 0,563 \text{ KN/m}$$

- **Condition de la flèche :**

$$f = \frac{5 \times q_0 \times L^4}{384 \times E_a \times I_y} \leq \bar{f} = \frac{L}{300}$$

$$I_y \leq \frac{5 \times 0,563 \times (200)^3 \times 300}{384 \times 2,1 \times 10^6}$$

$$I_y = 8,38 \text{ cm}^4$$

Soit une cornière (L50× 50 ×5)

$$\text{Avec : } P_c = 3,77 \text{ Kg/ml}$$

$$I_y = I_z = 10,96 \text{ cm}^4$$

$$W_{ely} = W_{elz} = 3,05 \text{ cm}^3$$

### 1. Vérification de la résistance à L'ELU :

✓ En flexion simple :  $M_{sd,y} \leq M_{y,elRd}$

$$q' = q + 1,35 P_c$$

$$M_{y,sd} = \frac{q' + P_c}{8} \text{ Avec : } q' = 0,816 + 1,35 \times 0,0377$$

$$q' = 0,867 \text{ KN/m}$$

$$M_{y,sd} = \frac{0,867 \times (2)^2}{8} = 0,434 \text{ KN/m}$$

$$M_{y,elRd} = \frac{W_{y,el} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3,05 \times 10^{-3} \times 235}{1}$$

$$M_{y,elRd} = 0,717 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd,y} < M_{y,elRd} \Rightarrow C.V$$

### 2. Cisaillement :

$$V_{y,sd} \leq V_{plRd}$$

$$V_{y,sd} = \frac{q' \times l}{2} = \frac{0,867 \times 2}{2} = 0,867 \text{ KN}$$

$$V_{plRd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} \text{ Avec : } A_{vz} = 1,04 \times h \times t = 2,6 \text{ cm}^2$$

$$V_{plRd} = \frac{2,6 \times 23,5}{1 \times \sqrt{3}} = 35,28 \text{ KN}$$

$$V_{y,sd} \ll V_{plRd} \Rightarrow C.V$$

### 3. Vérification de la flèche :

$$f = \frac{5 \times q_0' \times L^4}{384 \times E_a \times I_y} \leq \bar{f} = \frac{L}{300}$$

$$q_0' = q_0 + P_c$$

Avec:  $q_0' = 0,563 + 0,0377$

$$q_0' = 0,601 \text{ KN/m}$$

$$f = \frac{5 \times 0,601 \times (200)^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 10,96} = 0,54 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{300} = \frac{200}{300} = 0,67 \text{ cm}$$

$$f = \bar{f} \Rightarrow \text{C.V}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors (**L50 × 50 × 5**) convient comme cornière de support.

### III.2.2.3 Pré dimensionnement du limon

Le limon est une poutre inclinée supporte les marches, les charges permanentes et d'exploitation. Le limon la plus sollicité c'est le limon de rive.

#### 1. Chargement sur le limon

Le limon est l'élément qui support le poids total de l'escalier et qui permet aux marches de prendre appui.

La charge revenant au limon est :

$$q_v = \frac{(G_v + Q) E_m}{2} + G_{\text{cournière}} = \frac{(1,25 + 2,5) \times 2}{2} + 0,0377 \Rightarrow q_v = 3,79 \text{ KN/m}$$

$$q_p = \frac{(G_p + Q) \times E_m}{2} = \frac{(3,45 + 2,5) \times 2}{2} \Rightarrow q_p = 5,95 \text{ KN/m}$$

$$q_{\max} = \max(q_v, q_p) \Rightarrow q_{\max} = 5,95 \text{ KN/m}$$

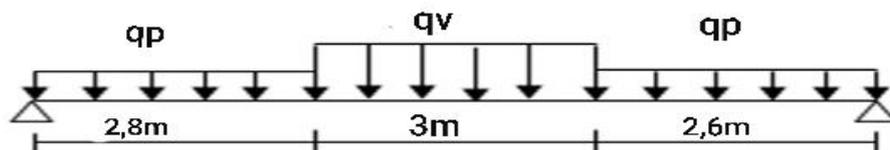


Figure III.8 : Schéma statique du limon.

## 2. Condition de la flèche

Il faut vérifier :  $f_{cal} \leq f_{adm}$

$$f = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E_a \times I_y} \leq \bar{f} = \frac{L}{300}$$

$$I_y = \frac{5 \times 5,95 \times (840)^3 \times 300}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 6559,88 \text{ cm}^3$$

D'après le tableau des profils des UPN on adopte un UPN300 avec :

$$\begin{cases} I_y = 8030 \text{ cm}^4 \\ W_{ply} = 632 \text{ cm}^3 A_{vz} = 31,77 \text{ cm}^2 \\ G = 46,1 \text{ Kg/m} \end{cases}$$

## 3. Vérification en tenant compte le poids propre du profilé

a) La flèche :

$$f_{cal} = \frac{5 \times P' \times L^4}{384 \times E_a \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{300}$$

$$p' = p + G_{profilé} = 5,95 + 0,461 = 6,411 \text{ KN/m}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times 6,411 \times (840)^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 8030} = 2,46 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{840}{300} = 2,8 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) La résistance :

$$q_u = (1,35 \times G_p + 1,5 Q) \frac{E_m}{2} + 1,35 G_{profilé}$$

$$q_u = (1,35 \times 3,45 + 1,5 \times 2,5) \frac{2}{2} + 1,35 \times 0,461$$

$$q_u = 9,03 \text{ KN/m}$$

$$\begin{cases} M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{9,03 \times 8,4^2}{8} \\ M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{632 \times 10^{-3} \times 235}{1} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{sd} = 79,64 \text{ KN/m} \\ M_{ply} = 148,52 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$M_{sd} < M_{ply} \Rightarrow$  Condition vérifié.

### c) Cisaillement

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{9,03 \times 8,4}{2} = 37,93 \text{ KN}$$

$$V_{plRd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} = \frac{31,77 \times 23,5}{1 \times \sqrt{3}} = 431,05 \text{ KN}$$

$V_{sd} < V_{plRd} \Rightarrow$  Condition vérifié.

Toutes les conditions sont vérifiées, alors **UPN300** convient comme limon pour la volée.

### III.2.2.4 Etude de la poutre palière

La poutre palière est un élément qui travaille en flexion simple sous l'action des charges verticales.

#### 1. Evaluation des charges

- Pour le palier de repos

$$3,45 \times (2,8 + 2,6) = 18,63 \text{ KN/m}$$

- Pour les marches

Carrelage + mortier + tôle + cornière + limon

$$P_{\text{carrelage}} = 0,4 \times 0,3 \times 10 + 0,4 \times 0,17 \times 11 = 1,948 \text{ KN/m}$$

$$P_{\text{mortier}} = 0,4 \times 0,3 = 1,2 \text{ KN/m}$$

$$P_{TN40} = 0,15 \times 3 + 0,15 \times 5,4 = 1,26 \text{ KN/m}$$

$$P_{\text{cornière}} = 0,0377 \times 20 = 0,754 \text{ KN/m}$$

$$P_{\text{limon}} = 0,461 \times 2 = 0,922 \text{ KN/m}$$

$$\mathbf{G_{Total} = 6,084 \text{ KN/m}}$$

$$\mathbf{Q = 2,5 \times 8,4 = 21 \text{ KN/m}}$$

## 2. Combinaisons des charges

- **L'ELU :**

$$q = 1,35G + 1,5Q$$

$$q = 1,35 \times 6,084 + 1,5 \times 21$$

$$q = 39,71 \text{ KN/m}$$

- **L'ELS :**

$$q_0 = G + Q$$

$$q_0 = 6,084 + 21$$

$$q_0 = 27,084 \text{ KN/m}$$

### Condition de la flèche :

$$I_y \geq \frac{5 \times 27,084 \times (445)^3 \times 300}{384 \times 2,1 \times 10^6}$$

$$I_y \geq 4439,5 \text{ cm}^4$$

Pour assurer une bonne liaison entre la poutre, palier et limon on prend un profile **HEA220** dont les caractéristiques géométriques sont dans le tableau suivant :

$I_z = 1954,5\text{cm}^4$	$I_y = 5409,7\text{cm}^4$	H = 210mm
$i_z = 5,51\text{cm}$	$i_y = 9,17\text{cm}$	$A_{vz} = 20,7\text{cm}^2$
$W_{plz} = 270,6\text{cm}^3$	$W_{ply} = 568,5\text{cm}^3$	P = 50,5Kg/m

**Tableau III.4 :** caractéristique géométrique de HEA220

## 3. Vérification de la flèche

$$f = \frac{5 \times q_0' \times L^4}{384 \times E_a \times I_y} \leq \bar{f} = \frac{L}{300}$$

**Avec :**  $q_0' = 27,084 + 0,505 = 27,589\text{KN/m}$

$$f = \frac{5 \times 27,589 \times (445)^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 5409,7} = 1,24\text{cm}$$

$$\bar{f} = \frac{445}{300} = 1,48\text{cm}$$

$$f = 1,24\text{cm} < \bar{f} = 1,48\text{cm} \quad \Rightarrow \text{condition vérifié.}$$

#### 4. Vérification de la résistance

- En flexion simple

$$M_{y,sd} \leq M_{yplrd}$$

$$M_{y,sd} = \frac{q' \times L^2}{2} \text{ Avec } q' = q + P_p$$

$$q' = 39,71 + 0,505 = 40,22 \text{ KN/m}$$

$$M_{y,sd} = \frac{40,22 \times (4,45)^2}{8} = 99,56 \text{ KN/m}$$

$$M_{yplrd} = \frac{W_{plRd} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{568,5 \times 10^{-3} \times 235}{1} = 133,6 \text{ KN/m}$$

$$M_{y,sd} = 99,56 \text{ KN/m} < M_{yplrd} = 133,6 \text{ KN/m} \Rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

#### 5. Cisaillement

$$V_{y,sd} \leq V_{plRd}$$

$$V_{y,sd} = \frac{q' \times L}{2} = \frac{40,22 \times 4,45}{2} = 89,49 \text{ KN/m}$$

$$V_{plRd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} = \frac{20,7 \times 235}{1 \times \sqrt{3}} = 2808,52 \text{ KN/m}$$

$$V_{y,sd} = 89,49 \text{ KN/m} < V_{plRd} = 2808,52 \text{ KN/m} \Rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

$$V_{y,sd} = 89,49 \text{ KN/m} < 0,5 V_{plRd} = 1404,26 \text{ KN/m} \Rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors **HEA220** convient comme poutre palière.

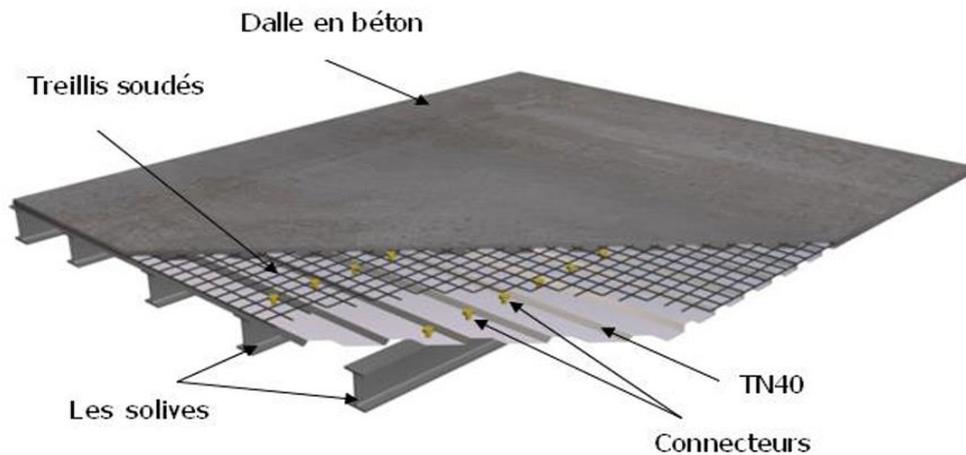
## IV.1 Etude des plancher mixte

### IV.1.1 Introduction

L'étude du plancher mixte (acier-béton) qui est constitué d'un plan horizontal rigide a pour but de supporter les charges verticale 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

### IV.1.2 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 IV.1:** Elément constructifs du plancher

### IV.1.3 Caractéristiques des éléments constructifs

#### ➤ L'acier

On utilise des poutres en IPE, comme solives qui ont les caractéristiques suivant :

- Module de YOUNG (module d'élasticité longitudinal  $E_a=21.10^4\text{MPa}$ )
- La limite élastique de traction  $f_y=235\text{MPa}$

### ➤ Le béton

Pour les plancher, on utilise un béton **C25/30** d'épaisseur **e=10cm** qui ont les caractéristiques suivant :

- La résistance caractéristique à la compression  **$f_{c28}=25\text{MPa}$**
- La masse volumique  **$\rho=25\text{KN/m}^3$**
- Le module d'élasticité longitudinale  **$E_b=14000\text{MPa}$**
- Le coefficient de retrait de béton  **$\varepsilon = 2.10^{-4}$**
- Le coefficient d'équivalence acier/béton :

$$\eta = \frac{E_a}{E_b} = \frac{210000}{14000} = 15$$

#### IV.1.4 Evaluation des charges

##### ➤ Les charges permanentes (G) :

Nature de l'élément	Matériau	Epaisseur (cm)	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )	Valeur de la charge (KN/m <sup>2</sup> )	Valeur de la charge totale (KN/m <sup>2</sup> )
Plancher courant	Cloison de séparation	9	1	2,54	<b>4,19</b>
	Revêtements en carrelage	2	0,4		
	Mortier de pose	2	0,4		
	Lit de sable	3	0,54		
	Enduit en plâtre	2	0,2		
	Tôle		0,15	2,65	
	Dalle en béton armé	10	2,5		

**Tableau IV.1 :** Evaluation des charges permanentes

##### ➤ Les surcharges d'exploitation (Q) :

Les surcharges êtes prises dans le document technique réglementaire (**DTR-BC.2.2**)

Plancher courant :  $Q = 2,875\text{KN/m}^2$

#### IV.1.5 Pré dimensionnement des éléments de plancher

##### IV.1.5.1 Les solives

Ce sont l'ensemble des poutres permettant de reprendre les charges du plancher et de les transmettre aux sommiers auxquels sont assemblées.

### 1. Caractéristiques

On a les caractéristiques suivantes :

-La distance entre les solives est  $e_{solive}=1,245\text{m}$ .

-La longueur de solives est  $l=8\text{m}$ .

Comme il est conclu précédemment les charges et surcharges sont :

$$G=2,65\text{KN/m}^2$$

$$Q=5\text{KN/m}^2$$

Pour propre du profilé estimé :  $g_p=0,188\text{KN/m}$

### 2. Combinaisons de charges

Les combinaisons de charge à considérées à considérées sont :

$$\text{A l'ELS } P_s = [G+Q].e_{solive} + g_p$$

$$\text{A l'ELU } P_u = [1,35G+1,5Q].e_{solive} + 1,35g_p$$

### 3. Vérification de résistance

Il faut vérifier :  $M_{sd} \leq M_{brd} = \frac{W_{pl}.f_y}{\gamma_{m_0}}$

$$P_u = [1,35 \cdot 2,65 + 1,5 \cdot 2,875]1,245 + 1,35 \cdot 0,188$$

$$P_u = 10,08\text{KN/ml}$$

$$W_{ply} \geq \frac{10,08 \cdot 8^2 \cdot 10^4 \cdot 1}{2350,8} = 343,15\text{cm}^3$$

$$\text{IPE 240} \Rightarrow W_{ply} = 367\text{cm}^3$$

$$P = 10,24\text{KN/ml}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{10,24 \times 8^2}{8} = 81,25\text{KN.m}$$

$$M_{ply} = \frac{W_{pl}.f_y}{\gamma_{m_0}} = \frac{3,67 \times 23,5 \times 10^2}{1} = 86,25\text{KN.m}$$

$M_{sd} < M_{ply} \Rightarrow$  La condition est vérifiée.

#### 4. Classe de la section

##### ➤ Classe de la semelle :

$$\frac{bf}{2tf} \leq 10\epsilon \Rightarrow \frac{120}{2 \times 9,8} = 6,12 \leq 10\epsilon \Rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

##### ➤ Classe de l'âme :

$$\frac{d}{tw} \leq 10\epsilon \Rightarrow \frac{240-2 \times 9,8}{6,2} = 35,54 \leq 72\epsilon \Rightarrow \text{ame classe 1}$$

Donc l'IPE270 est de classe 1

#### 5. Vérification à l'effort tranchant : [CCM97.P64 article .5.4.6]

On doit vérifier que :  $V_{sd} \leq V_{plRd} = \frac{fy \cdot Av}{\sqrt{3} \times 1}$

$V_{plRd}$  : effort tranchant de plastification de la section.

$A_v$  : aire de cisaillement.

$$A_v = A - 2 \cdot bt_f + (t_w + 2r) \cdot t_f \Rightarrow A_v = 16,19 \text{ cm}^2$$

$$V_{plRd} = \frac{235 \cdot 10^3 \cdot 16,19 \cdot 10^2}{\sqrt{3} \times 1} \Rightarrow V_{plRd} = 219,66 \text{ KN}$$

Calcul de l'effort tranchant  $V_{sd}$  :

$$V_{sd}^{max} = \frac{q_u L}{2} = \frac{10,24 \times 8}{2} = 40,96 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = 40,96 \text{ KN} < V_{plRd} = 219,66 \text{ KN} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

$V_{sd} = 40,96 \text{ KN} < 0,5V_{plRd} = 109,83 \text{ KN} \Rightarrow$  Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

#### 6. Vérification de la flèche

Il faut vérifier que :  $f^{max} = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I} \leq \bar{f} = \frac{L}{250}$

$$P_s = [2,65 + 2,875] \cdot 1,245 + 0,361$$

$$P_s = 7,18 \text{ KN/ml}$$

$$f^{max} = \frac{5 \times q_y \times L^4}{384 \times E \times I} = \frac{5 \times 9,89 \times (800)^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 5698} = 3,20 \text{ cm}$$

#### IV.1.6. Dimensionnement de la dalle mixte selon (EC4)

##### ✚ Calcul de la largeur participante de la dalle en béton :

$$b_{eff} = \min \left( 2 \frac{l_0}{8}; b \right) \quad (\text{EC 4.2.2.1})$$

$l_0 = l = 8\text{m}$ : est la longueur des solives.

$$b_{eff} = \min \left( 2 \frac{8}{8}; 1,245 \right) = 1,245\text{m}$$

$$b_{eff} = 1,245\text{m}$$

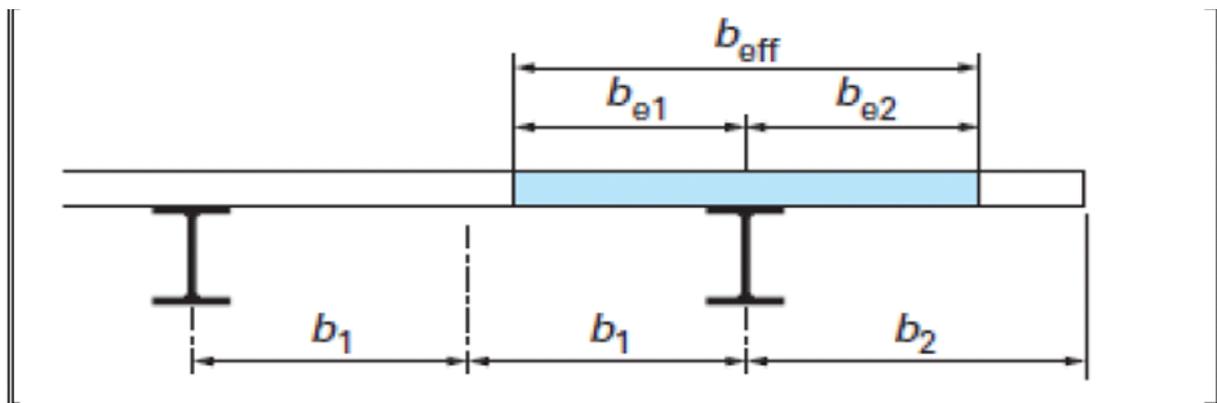


Figure IV.2 : Largeur participante de la dalle.

##### ✚ Vérification des solives :

##### • Évaluation des charges :

##### a) Charges permanentes :

Dalle en béton..... $g_b = (0,1 \times 25) = 2,5\text{KN/m}^2$

Poids propre du profilé IPE240..... $g_p = 0,301\text{KN/m}$

Poids propre de la tôle..... $g_t = 0,15\text{KN/m}^2$

$$G = (2,5 + 0,15)1,245 + 0,301 = 3,6\text{KN/ml}$$

##### b) Charges d'exploitations :

$$Q = 1 \times 1,245 = 1,245\text{KN/ml}$$

### ✚ Vérification au stade de construction :

L'entre axe des solives est :  $e_{solive}=1,245\text{m}$

#### a) Vérification de la résistance :

Les combinaisons de charge à considérer :

$$P_u=1,35G+1,5Q=6,81\text{KN/m}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$M_{sd} = \frac{P_u \times L^2}{8} = 54,48\text{KN.m}$$

$$M_{plRd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{mo}} = 113,74\text{KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{plRd} \Rightarrow \text{Conditions sont vérifiées.}$$

#### b) Vérification de la flèche en service :

Les combinaisons de charge à considérer :

$$P_s=G+Q=4,91\text{KN/m}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$f_{cal} = \frac{2,05 \times q_y \times L^4}{384 \times E_a \times I_z} = 2,15\text{cm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = 3,2\text{cm}$$

$$f_{cal} < f_{adm} \Rightarrow \text{Conditions sont vérifiées.}$$

### ✚ Vérification au stade final :

Les charges au stade final sont :

$$G=5,19\text{KN/m}$$

$$Q=5\text{KN/m}$$

#### • ELU :

$$P_u=1,35G+1,5Q=1,35(5,19.1,245+0,361)+1,5.5.1,245$$

$$P_u=18,55\text{KN/m}$$

- **ELS :**

$$P_s = G + Q = (5,19 \times 1,245 + 0,361) + 5 \times 1,245$$

$$P_s = 13,05 \text{ KN/m}$$

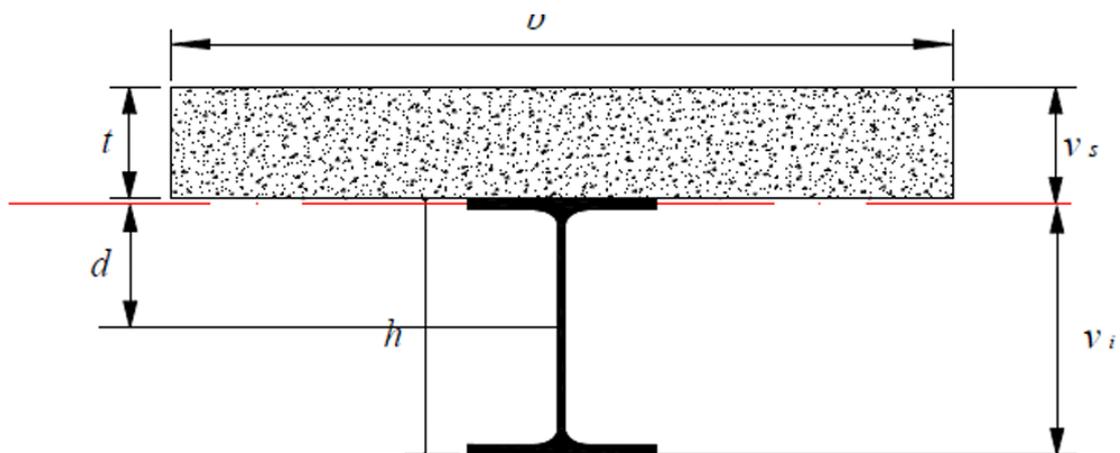
### 1. Vérification de la résistance à L'ELU :

$$M_{sd} = \frac{P_u \times L^2}{8} = 148,4 \text{ KN.m}$$

$$b_{eff} = \min \left( 2 \frac{l_0}{8} ; b \right)$$

$$b_{eff} = \min \left( 2 \frac{8}{8} ; 1,245 \right) = 1,245 \text{ m}$$

$$b_{eff} = 1,245 \text{ m}$$



**Figure IV.3 :** La largeur de la dalle fictive.

$$F_a = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{45,9 \times 23,5}{1,1} = 980,59 \text{ KN}$$

$$F_c = b_{eff} \cdot h_c = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_c}$$

$$F_c = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 1060,75 \text{ KN}$$

$$F_a < F_c \Rightarrow \text{ANP} \in \text{dalle}$$

$$Z = \frac{F_a}{b_{eff} \left( \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_c} \right)} = 5,55 \text{KN}$$

$$M_{plRd} = F_a \left( \frac{h_c}{2} + h_p + h_c - \frac{Z}{2} \right)$$

$$M_{plRd} = 980,75 \left( \frac{270}{2} + 40 + 60 - \frac{5,55}{2} \right)$$

$$M_{plRd} = 203,23 \text{KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{plRd} \Rightarrow \text{la section est vérifiée en résistance}$$

## 2. Vérification de la flèche en service :

$$P_s = 13,05 \text{KN/m}$$

$$I_m = ?$$

$$S = A_a + b_{eff} \frac{(h_c + h_p)}{n}$$

$$S = 45,9 + \frac{1,245(6+4)}{15}$$

$$S = 128,9 \text{cm}^2$$

$$d = b_{eff} \frac{(h_c + h_p)}{n} \frac{h_a + (h_c + h_p)}{2S}$$

$$d = 11,91 \text{cm}$$

$$I_m = I_a + A_a \cdot d^2$$

$$I_m = 12300,83 \text{cm}^4$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times 13,05 \times (8)^2}{2,1 \times 384 \times 12300,83} 10^2 = 2,69 \text{cm} < f_{adm} = 3,2 \text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifié.}$$

## 3. Résistance de la section au cisaillement :

$$\text{On doit vérifier que : } V_{sd} \leq V_{plRd} = \frac{f_y \cdot A_v}{\sqrt{3} \times 1}$$

$$V_{plRd} = \frac{235 \cdot 10^3 \cdot 21,99 \cdot 10^2}{\sqrt{3} \times 1} \Rightarrow V_{plRd} = 298,35 \text{KN}$$

$$V_{sd}^{max} = \frac{P_u L}{2} = 74,2 \text{KN.}$$

$$V_{sd} = 74,2 \text{KN} < V_{plRd} = 298,35 \text{KN} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

✚ Vérification des contraintes:

1. Contrainte dues au moment fléchissant:

a) Contrainte dans la poutre acier

• Traction dans la fibre inferieure :

$$\sigma_{ai} = \frac{M_{sd}}{I_m} V_i = \frac{148,4 \times 25,41}{12300,83} \cdot 10^3 = 306,55 \text{MPA}$$

$$\text{Avec : } V_i = \frac{h}{2} + d = \frac{27}{2} + 11,91 = 25,41 \text{cm}$$

• Compression dans la fibre supérieure :

$$\sigma_{as} = \frac{M_{sd}}{I_m} (V_s - t) = \frac{148,4}{12300,83} (11,59 - 10) \cdot 10^3 = 19,18 \text{MPA}$$

$$\text{Avec } V_s = \frac{h}{2} + t - d = \frac{27}{2} + 10 - 11,91 = 11,59 \text{cm}$$

b) Contrainte dans la dalle béton :

• Compression dans la fibre supérieure :

$$\sigma_{bs} = \frac{M_{sd}}{I_m} \frac{M_{sd}}{n \cdot I_m} (V_s - t) = \frac{148,4}{15 \times 12300,83} (11,59 - 10) \cdot 10^3 = 1,28 \text{MPA}$$

• Compression dans la fibre inferieure :

$$\sigma_{bs} = \frac{M_{sd}}{n \cdot I_m} \cdot V_s = \frac{148,4 \times 11,59}{15 \times 12300,83} \cdot 10^3 = 9,32 \text{MPA}$$

• Contrainte dues au retrait :

$$\beta = \frac{h_a + t}{2} = \frac{270 + 100}{2} = 18,5 \text{cm}$$

$$\alpha = \frac{I_y}{A_a \cdot \beta} = \frac{5790 \times 10^4}{45,9 \times 18,5} = 6,28 \text{cm}$$

$$K = \frac{b_{eff} \cdot Z \cdot E_a \cdot \epsilon \cdot \beta \cdot A_a}{(n \cdot I_y \cdot A_a) + (b_{eff} \cdot t \cdot I_y) + (b_{eff} \cdot t \cdot A_a \cdot \beta^2)}$$

$$K = 8,013 \text{ KN/cm}^3$$

$$y_1 = \frac{h_a}{2} + \alpha = \frac{20}{2} + 6,28 = 20,32 \text{ cm}$$

$$y_2 = y_1 + t = 20,32 + 10 = 30,32 \text{ cm}$$

$y_1$  : Distance entre l'interface et l'AN de la section homogène.

$y_2$  : Distance entre la fibre supérieure du béton et l'AN de la section homogène.

$$\sigma_{as} = K y_1 = 8,013 \times 20,32 = 162,82 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{ai} = K (h_a - y_1) = 8,013 (27 - 20,32) = 53,53 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bs} = \frac{(E_a \epsilon - K y_1)}{n} = \frac{(2,1 \cdot 10^6 \cdot 2 \cdot 10^{-4} - 8,013 \cdot 20,32)}{15} = 17,15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bi} = \frac{(E_a \epsilon - K y_2)}{n} = \frac{(2,1 \cdot 10^6 \cdot 2 \cdot 10^{-4} - 8,013 \cdot 30,32)}{15} = 11,80 \text{ MPA}$$

• **Contrainte final :**

$$\sigma_{as} = -19,18 + 162,82 = 143,64 \text{ MPA} < f_y = 235 \text{ MPA}$$

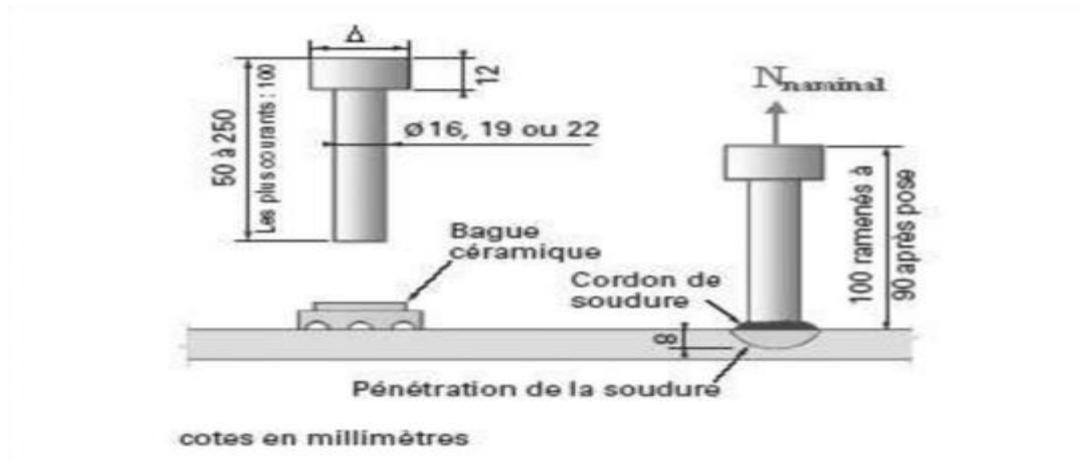
$$\sigma_{ai} = 306,55 + 17,15 = 323,70 \text{ MPA} < f_y = 235 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bs} = 9,32 - 17,15 = -7,83 \text{ MPA} < \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bi} = -1,28 + 11,80 = 10,52 \text{ MPA} < \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{ MPA}$$

✚ **Calcul des goujons connecteurs :**

Ce sont des éléments métalliques soudés sur la semelle supérieure de la solive. Ils ont pour rôle d'assurer la liaison et l'adhérence entre la dalle du béton et la solive.



**Figure IV.4 :** caractéristique des connecteurs.

On choisit des connecteurs de type :

$$H = 80\text{mm} ; d = 16\text{mm} ; \alpha = 1$$

$$E_{cm} = 30500\text{MPa} ; f_u = 400\text{MPa}$$

$$P_{rd1} = 0,8 \frac{f_u \pi d^2}{\gamma_r} = 0,8 \frac{400}{1,25} \left( \frac{\pi 16^2}{4} \right) 10^{-3}$$

$$P_{rd1} = 51,47\text{KN}$$

$$P_{rd2} = 0,29 \frac{\alpha d^2}{\gamma_r} \sqrt{F_{ck} \cdot E_{cm}}$$

$$P_{rd2} = 0,29 \frac{1 \cdot 16^2}{1,25} \sqrt{25 \cdot 30500} = 51,89\text{KN}$$

**1. La résistance de calcul au cisaillement d'un connecteur vaut :**

$$P_{rd} = \min [P_{rd1}; P_{rd2}] = 51,47\text{KN}$$

L'effort total de cisaillement longitudinales et donné par :

$$V_{el} = \min \left[ \frac{A_a f_0}{\gamma_a} ; 0,85 b_{eff} \frac{h_c \cdot f_{ck}}{\gamma_c} \right]$$

$$V_{el} = \min \left[ \frac{A_a f_0}{\gamma_a} ; 0,85 b_{eff} \frac{h_c \cdot f_{ck}}{\gamma_c} \right]$$

$$V_{el} = \min \left[ \frac{45,9 \cdot 10^2 \cdot 235}{1,1} ; 0,85 \frac{124,5 \cdot 25 \cdot 6 \cdot 10^3}{1,5} \right]$$

$$V_{el} = \min (980,59 ; 12450) \Rightarrow V_{el} = 980,59\text{KN}$$

$$N_f = \frac{V_{el}}{P_{rd}} = \frac{980,59}{51,47} = 19,05$$

$$N_f = 20$$

$$L_{er} = \frac{l}{2} = \frac{8}{2} = 4m$$

Calcul de l'espacement est donné par :

$$S_t = \frac{L_{er}}{N_f} = \frac{400}{20} = 20cm$$

## 2. Vérification de soudures :

$$a = \min[d, t_f] = 10,2$$

On prend  $a = 8mm$

$$L = \pi d = \pi 16 = 50,265mm$$

## 3. Vérification à l'effort de cisaillement :

$$F_{s235} \left\{ \begin{array}{l} \beta_w = 0,8 \\ \gamma_{mw} = 1,25 \\ f_u = 360MPa \end{array} \right\}$$

$$F_{wrd} = a \cdot l \cdot \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{mw} \cdot \sqrt{3}} = 83,58KN$$

$$F_{sd} = \frac{V_{el}}{N_f} = \frac{980,59}{20} = 49,0259KN \rightarrow \text{La condition vérifiée}$$

### IV.1.7. Ferrailage de la dalle du plancher

- **ELU**

$$P_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \cdot 5,19 + 1,5 \cdot 5 = 14,51KN/m$$

- **ELS**

$$P_s = G + Q = 10,19KN/m$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,245}{8} = 0,16 < 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens.}$$

$$M_0 = \frac{P_u \cdot l^2}{8} = \frac{14,51 \times 1,245^2}{8} = 2,81KN.m$$

**1. Moment en travée et en appuis :**

Le moment en travée est :

$$M_t = 0,85 \cdot M_0 = 2,39 \text{ KN.m}$$

Le moment en appuis est :

$$M_0 = 0,4 \cdot M_t = 1,124 \text{ KN.m}$$

**2. Calcul des armatures en travée :**

$$b = 1 \text{ m}$$

$$h = 0,06 \text{ m}$$

$$d = 0,9h = 0,054 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0,057 < 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 0,074$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,052$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z \cdot f_{st}} = 1,32 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille avec : **5HA8** = 2,51 cm<sup>2</sup>

**3. Les armatures de répartition sont donnée par :**

$$A_r = \frac{2,51}{4} = 0,628 \text{ cm}^2$$

Donc on choisit : **4HA8** → A = 2,01 cm<sup>2</sup>

**Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,652 \text{ cm}^2 < 2,51 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**4. Calcul des armatures en appuis :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0,027 < 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 1,18$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,029$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z \cdot f_{st}} = 1,11 \text{cm}^2$$

Donc on ferraille avec :

$$\rightarrow \mathbf{5HA8=2,51 \text{cm}^2}$$

**5. Espacement des barres :**

$$S_{t\parallel x} = \min[(3 \cdot h_c); 33] \rightarrow S_{t\parallel x} = 24 \text{cm}$$

La condition à satisfaire :

$$S_{t\parallel x} = \frac{100}{5} = 20 \text{cm} < 24 \text{cm} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$S_{t\parallel x} = \min[(4 \cdot h_c); 33] \rightarrow S_{t\parallel x} = 32 \text{cm}$$

La condition à satisfaire :

$$S_{t\parallel x} = \frac{100}{4} = 25 \text{cm} < 32 \text{cm} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

**6. Vérification de l'effort tranchant :**

$$V = \frac{P_u \times l}{2} = \frac{14,51 \times 1,245}{2} = 9,03 \text{KN}$$

$$\tau = \frac{V}{b \cdot d} = 0,167 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0,05 \cdot f_{c28} = 1,25 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau} = 1,25 \text{MPa} > \tau = 0,167 \text{MPa}$$

**Conclusion**

A travers cette étude nous avons montré que le plancher mixte réalisé avec une dalle en béton d'épaisseur 10 cm posé sur des solives IP240.

La liaison entre la dalle et les solives est assuré par des connecteurs de diamètre 16mm, espacées de 20 cm entre eux.

### V.1. Les sommiers

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.

#### V.1. 1. Caractéristiques du sommier

Portée du sommier :  $L = 12,45\text{m}$

Entre axe des sommiers :  $e_{sommier} = 8\text{m}$

Entre axe des solives :  $e_{solive} = 1,245\text{m}$

Charge du plancher courant :  $G = 4,19\text{KN/m}^2$

Surcharge d'exploitation :  $Q = 2,875\text{KN/m}^2$

Poids de la solive :  $G_{solive} = 0,301\text{KN/m}$

Les solives exercent des charges concentrées sur le sommier avec :

$$P_{solive} = G_{solive} \times e_{sommier} = 0,301 \times 8 = 2,408\text{KN}$$

#### V.1. 2. Vérification de la flèche

Pour calculer les efforts internes de cette poutre, on utilise le principe de superposition.

on considère le sommier soumis à une charge répartie  $P_s$  sur sa longueur.

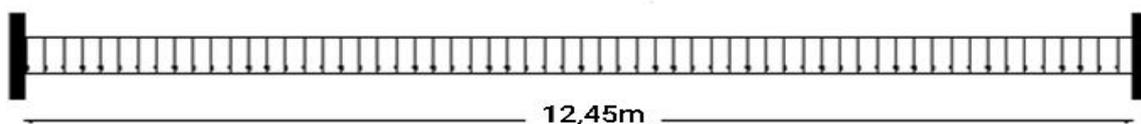


Figure V.1 : Sommier sous charge répartie.

#### ➤ Combinaisons de charges

$$P_s = [G+Q] \cdot e_{sommier} = [4,19+2,875] \cdot 8 = 56,52 \text{ KN/M}$$

Il faut vérifier que :  $f^{max} = \frac{q_s \times L^4}{384 \times E \times I_{y1}} \leq \bar{f} = \frac{L}{250}$

$$I_{y1} \geq \frac{300}{384} \times \frac{56,52 \times (12,45)^3}{2,1} = 40577,09 \text{ cm}^4$$

On choisit IPE500

### V.1. 3. Classe de la section :

#### ➤ Classe de la semelle :

$$\frac{bf}{2tf} \leq 10\epsilon \Rightarrow \frac{200}{2 \times 16} = 6,25 \leq 10\epsilon \Rightarrow \text{semelle de classe 1}$$

#### ➤ Classe de l'âme :

$$\frac{d}{tw} \leq 10\epsilon \Rightarrow \frac{500 - 2 \times 16}{10,2} = 45,88 \leq 72\epsilon \Rightarrow \text{ame classe 1}$$

Donc l'IPE500 est de classe 1

### Vérification en tenant compte du poids du profilé :

$$P'_s = P_s + G_{profile} = 56,52 + 0,907 = 57,43 \text{ KN/m}$$

$$f_{cal} = \frac{1}{384} \frac{57,43 \times 12,45^4}{2,1 \times 48198,5} = 3,52 \text{ cm}$$

La flèche totale calculée est :

$$f_{cal} = 3,55 \text{ cm} < f_{adm} = 4,15 \text{ cm} \quad \text{Vérifié}$$

### V.1. 4. Vérification de résistance

$$P_u = 1,35(Ge_{sommier} + G_{profile}) + 1,5Qe_{sommier}$$

$$P_u = 1,35(4,19 \times 8 + 0,907) + 1,5 \times 2,875 \times 8 = 41,38 \text{ KN/m}$$

$$\rightarrow M_{sd1} = \frac{P_u \cdot l^2}{8} = \frac{41,38 \times 12,45^2}{8} = 1234,68 \text{ KN.m}$$

$$M_{plRd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{2194,1 \times 23,5 \times 10^{-2}}{1} = 515,61 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} > M_{PLRD}$$

La condition de résistance n'est pas vérifiée, on adopte un jarret

$$M_{plRd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{2550 \times 23,5 \times 10^{-2}}{1} = 599,25 \text{ KN.m}$$

### V.1. 5. Cisaillement

On doit vérifier que :  $V_{sd} \leq V_{plRd} = \frac{f_y \cdot A_v}{\sqrt{3} \times 1}$

$$A_v = A - 2 \cdot b t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f \Rightarrow A_v = 59,85 \text{ cm}^2$$

$$V_{plRd} = \frac{23,5 \times 59,85}{\sqrt{3} \times 1} = 804,56 \text{ KN}$$

Calcul de l'effort tranchant  $V_{sd}$  :

$$V_{sd}^{max} = \frac{P_u L}{2} + 2P'_{solive} = 263,36 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = 263,36 \text{ KN} < V_{plRd} = 804,56 \text{ KN}$$

⇒ Vérifiée.

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on adopte **IPE500** avec jarret comme sommier du plancher.

### V.2. Les poutres secondaires

Les poutres secondaires sont des éléments structuraux qui permettent de supporter les charges des planchers et les transmettent aux poutres porteuses qui les transmettent de leurs tours aux poteaux ; elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion.

#### V.2.1. Caractéristiques de la poutre secondaire

Portée de la poutre secondaire :  $L = 8 \text{ m}$

Entre axe des poutres secondaires :  $e_{p \text{ secondaire}} = 1,245/2 = 0,6225 \text{ m}$

Entre axe des solives :  $e_{solive} = 1,245 \text{ m}$

Charge du plancher courant :  $G = 4,19 \text{ KN/m}^2$

Surcharge d'exploitation :  $Q = 2,875 \text{ KN/m}^2$

### V.2.2. Vérification de la flèche

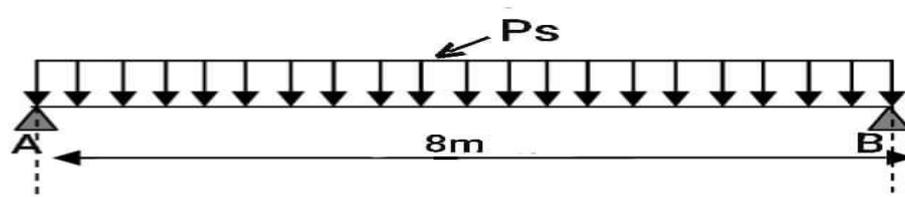


Figure V.3 : schéma statique de poutre secondaire.

On considère une poutre secondaire soumise à une charge répartie  $P_s$  sur sa longueur.

Les combinaisons de charges à considérer sont :

$$P_s = [G+Q] \cdot e_{sommier} = [4,19+2,875] \frac{1,245}{2} = 4,4 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier que :  $f^{max} = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq \bar{f} = \frac{L}{250}$

$$I_y \geq \frac{5 \times 250}{384} \times \frac{4,4 \times (8)^3}{2,1} = 3492,06 \text{ cm}^4$$

On choisit un IPE240 avec  $I_y = 3892 \text{ cm}^4$ .

### Vérification en tenant compte du poids du profilé :

$$P_s' = P_s + G_{profilé} = 4,4 + 0,301 = 4,701 \text{ KN/m}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times 4,701 \times (8)^4}{2,1 \times 384 \times 3892} 10^2 = 3,06 \text{ cm} < f_{adm} = 3,2 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

### V.2.3. Classe de la section :

#### ➤ Classe de la semelle :

$$\frac{bf}{2tf} \leq 10\epsilon \Rightarrow \frac{120}{2 \times 9,8} = 6,12 \leq 10\epsilon \Rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

#### ➤ Classe de l'âme :

$$\frac{d}{tw} \leq 10\epsilon \Rightarrow \frac{240 - 2 \times 9,8}{6,2} = 35,54 \leq 72\epsilon \Rightarrow \text{Ame classe 1}$$

Donc l'IPE240 est de classe 1

**V.2.4.Vérification de résistance :**

Il faut vérifier :  $M_{sd} \leq M_{brd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{m_0}}$

$$P_u = [1,35 \cdot 2,65 + 1,5 \cdot 2,875] \frac{1,245}{2} + 1,35 \cdot 0,301$$

$$P_u = 5,32 \text{ KN/ml}$$

$$M_{sd} = \frac{P_u \cdot L^2}{8} = \frac{5,32 \times 8^2}{8} = 42,8 \text{ KN.m}$$

$$M_{plRd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m_0}} = \frac{366,6 \times 23,5 \times 10^{-2}}{1} = 86,15 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{plRd} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

**V.2.5.cisaillement**

On doit vérifier que :  $V_{sd} \leq V_{plRd} = \frac{f_y \cdot A_v}{\sqrt{3} \times 1}$

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f \Rightarrow A_v = 16,19 \text{ cm}^2$$

$$V_{plRd} = \frac{23,5 \times 16,19}{\sqrt{3} \times 1} \Rightarrow V_{plRd} = 219,66 \text{ KN}$$

Calcul de l'effort tranchant  $V_{sd}$  :

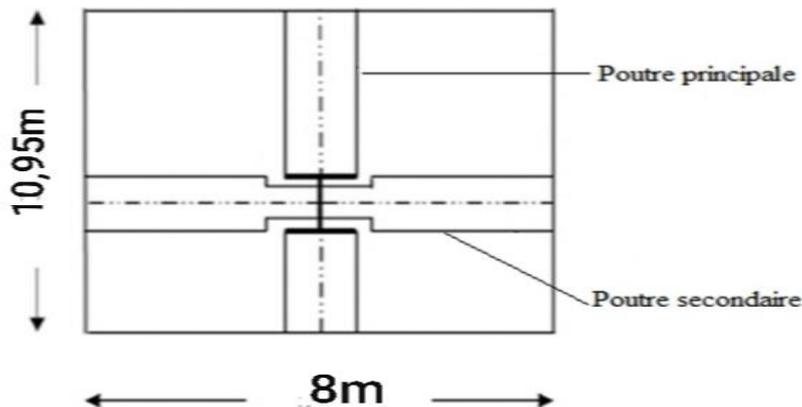
$$V_{sd}^{max} = \frac{P_u \cdot L}{2} = \frac{5,32 \times 8}{2} = 21,28 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 21,28 \text{ KN} < V_{plRd} = 219,66 \text{ KN} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on adopte **IPE240** comme poutre secondaires du plancher.

### V.3.Pré-dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux qui supportent les charges et les transmettent aux fondations.



**Figure V.3 :** surface reprise par le poteau le plus sollicité.

#### V.3.1.Caractéristiques de poteau

On choisit un poteau auquel revient la plus grande surface (10,95m ;8m)

Poids du plancher :  $4,19(10,95.8)=367,044\text{KN}$

Poids des sommiers :  $0,907.10,95=9,93\text{KN}$

Poids des solives :  $0,301.8=2,408\text{KN}$

Poids de la poutre secondaires :  $0,301.8=2,408\text{KN}$

Poids de la panne :  $0,188.10,95 =2,06\text{KN}$

Poids de la couverture :  $0,1485. (10,95.8)= 13,01\text{KN}$

Les charges d'exploitation :

Plancher :  $2,875(10,95.8) = 251,85\text{KN}$

Surcharge de la neige :  $0,08(10,95.8) = 7,01\text{KN}$

#### V.3.2.Poteaux étage N°3 et 2 :

$N_G=396,86\text{KN}$

$N_Q=251,85\text{KN}$

$N_S=7,01\text{KN}$

$N_u=1,35 N_G+1,5\max [N_Q, N_S]$

Donc :  $N=918,59\text{KN}$

$$N_u < N_{brd} = \frac{A f_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow A < \frac{N_u \cdot \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{913,54}{23,5} = 38,87 \text{ cm}^2$$

On choisit un HEA180

### V.3.2.1. Classe de la section

#### ➤ Classe de la semelle

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 10\epsilon \Rightarrow \frac{180}{2 \times 9,5} = 9,47 \leq 10\epsilon \Rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

#### ➤ Classe de l'âme

$$\frac{d}{t_w} \leq 10\epsilon \Rightarrow \frac{171 - 2 \times 9,5}{6,5} = 23,38 \leq 72\epsilon \Rightarrow \text{l'Âme classe 1}$$

Donc HEA180 est de classe 1

### V.3.2.2. Vérification au flambement

$$\text{On doit vérifier : } N_{max} \leq N_{brd} = \frac{\chi \beta_A A f_y}{\gamma_{m0}}$$

#### ➤ Calcul de l'élanement réduit

$$l_{ky} = l_{kz} = l_0 = 5,78 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{5,78}{0,0745} = 77,58 \quad \text{et} \quad \lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{5,78}{0,0452} = 127,88$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_K} \cdot \sqrt{\beta_A} = \frac{127,88}{93,9} \cdot 1 = 1,362$$

Autour de z-z'  $\Rightarrow$  Courbec  $\Rightarrow \chi_z = 0,3664$

$$N_{brd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1 \times 0,3664 \times 23,5 \times 45,3}{1,1} = 1354,59 \text{ KN}$$

$$N = 918,59 \text{ KN} < N_{brd} = 1354,59 \text{ KN}$$

Donc le HEA180 convient pour l'étage N°3 et N°2

### V.3.3. Poteaux étage N°1 et RDC

$$N_G = 4N_G + 2N_{G_{HEA180}} = 1555,15 \text{ KN}$$

$$N_Q = 4N_Q = 1007,4 \text{ KN}$$

$$N_S = 7,01 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q = 3610,55 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } N = 3675,29 \text{ KN}$$

$$N_u < N_{brd} = \frac{Af_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow A < \frac{N_u \cdot \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{3610,55}{23,5} = 153,64 \text{ cm}^2$$

On choisit un HEA400

### V.3.3.1. Classe de la section

➤ **Classe de la semelle :**

$$\frac{bf}{2tf} \leq 10\epsilon \Rightarrow \frac{300}{2 \times 19} = 7,89 \leq 10\epsilon \Rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

➤ **Classe de l'âme :**

$$\frac{d}{tw} \leq 10\epsilon \Rightarrow \frac{390 - 2 \times 19}{11} = 32 \leq 72\epsilon \Rightarrow \text{l'Âme classe 1}$$

Donc HEA400 est de classe 1

### V.3.3.2. Vérification au flambement :

On doit vérifier :  $N_{max} \leq N_{brd} = \frac{\chi \beta_A A f_y}{\gamma_{m0}}$

➤ **Calcul de l'élançement réduit :**

$$l_{ky} = l_{kz} = l_0 = 5,78 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_z} = \frac{5,78}{0,1684} = 47,22 \text{ et } \lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{5,78}{0,0734} = 78,75$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_K} \cdot \sqrt{\beta_A} = \frac{78,75}{93,9} \times 1 = 0,839$$

Autour de z-z'  $\Rightarrow$  Courbe c  $\Rightarrow \chi_z = 0,649$

$$N_{brd} = \frac{\chi \beta_A A f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{0,649 \times 23,5 \times 1 \times 189,04}{1,1} = 4621,45 \text{ KN}$$

$$N = 3675,29 \text{ KN} < N_{brd} = 4621,45 \text{ KN}$$

Donc le HEA400 convient pour l'étage N°1 et RDC

## VI.1 Introduction

Les tremblements de terre ont présentés depuis toujours un des plus graves désastres l'humanité. Leur apparition et matérielles a marqué la mémoire des générations.

Donc il faut limiter les endommagements causés aux constructions, ce que nécessite une bonne conception des constructions à fin qu'elle résiste aux séismes.

L'analyse de la structure est faite par le logiciel **ROBOT** qui est basée sur la méthode des éléments finis.

## VI.2 Modélisation

Le logiciel ROBOT permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, condition aux limite, chargement de la structure,...etc.) de façon totalement graphique ; numérique ou combinées, en utilisant les innombrables outils disponibles

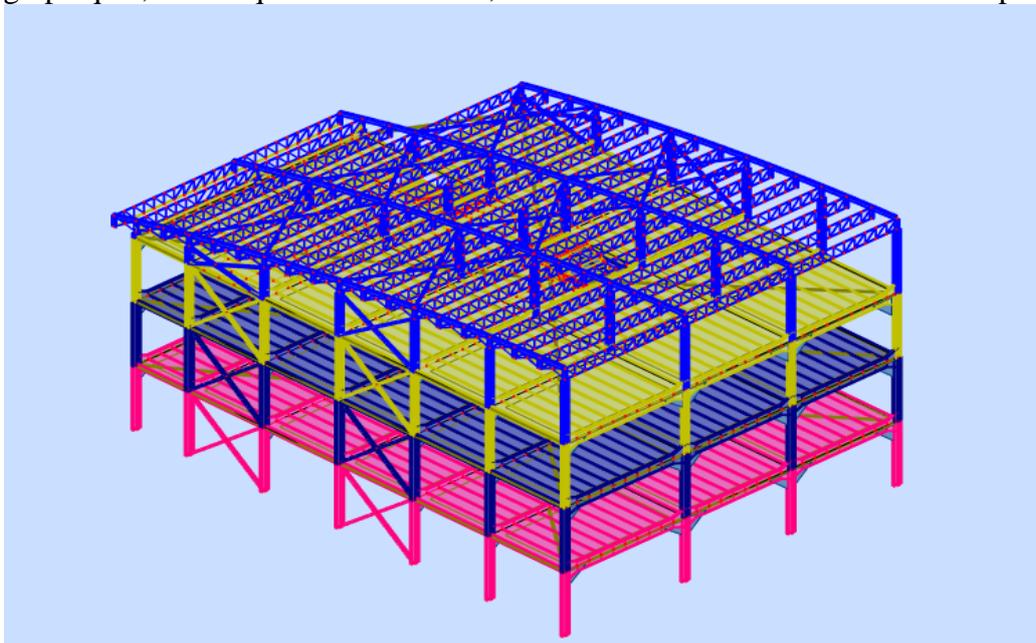


Figure VI .1 : Modèle de la structure en 3D

## VI.3 Analyse de la structure

### VI.3.1 Type d'analyse

L'analyse élastique globale, peut être statique ou dynamique, selon la satisfaction des conditions posées par les règlements en vigueur, sur les cas de chargement

Les chargements statiques sont :

- Le poids propre de la structure
- Les effets dus aux actions climatiques
- Les charges d'exploitations

Les chargements dynamiques sont

- Les effets sismiques

### VI.3.2 Méthodes de calcul

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « RPA99 version 2003 ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'applications diffèrent et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes :

- a) La méthode statique équivalente
- b) La méthode d'analyse modale spectrale
- c) La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

#### VI.3.2.1 La méthode statique équivalente

La méthode de calcul la plus employée pour le calcul dynamique des structures, est celle basé sur l'utilisation des spectres de repense.

Mais comme le « RPA99v2003 » préconise que le l'effort tranchant dynamique soit supérieur à 80 % de l'effort tranchant statique, donc on calcul l'effort tranchant statique par la méthode statique équivalente.

- **Principe de la méthode**

Les forces réelles dynamiques qui développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

- **Calcul de la force sismique totale**

La force totale  $V$ , appliqué à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \dots \dots \dots \text{formule (4.1) chapitre4 RPA99 v2003}$$

**A** : coefficient d'accélération de zone, donnée par le tableau (4.1) de RPA99 version2003 en fonction de zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment dans notre cas, on est dans la zone II groupe d'usage 1A nous trouvons :

$$A = 0,25$$

**D** : facteur d'amplitude dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} T_2 & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec :

$T_2$  : Période caractéristiques associées à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7) du [RPA99/version 2003], site ( $S_2$ ):  $T_1 = 0,15s$  et  $T_2 = 0,4s$

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 1 \geq 0,7$$

Où  $\xi$  (%) est le pourcentage critique fonction du matériau constitutif,

$\xi$  : est donnée par la formule 4.2 du RPA99 V2003 :

Nous avons structure en portique (Acier), Donc  $\xi = 5\%$

### • Estimation de la période fondamentale de la structure

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser est donnée par le RPA99 version 2003 par le minimum des deux la formule (4.6) et (4.7)

$$T = \min\left\{C_T h_N^{3/4} \text{ et } \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{L}}\right\}$$

Avec :

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la construction jusqu'au dernier niveau (N)

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 de RPA99 version 2003

#### Sens x-x :

Contreventement assuré par des palées triangulées en acier avec remplissage en maçonnerie, d'où  $C_T = 0,050$  avec :  $L_x = 45,65 \text{ m}$

Donc :  $T_x = \min \{0,54 ; 0,32\} = 0,32s$

#### Sens y-y :

Contreventement assuré par des palées triangulées en acier avec remplissage en maçonnerie, d'où  $C_T = 0,050$  avec :  $L_y = 34,35 \text{ m}$

Donc :  $T_y = \min \{0,54 ; 0,37\} = 0,37s$

$T_x, T_y$  sont inférieure à  $T_2$  donc la valeur du facteur d'amplification dynamique moyenne est égale :

$$D = 2,5\eta$$

$$D_x = D_y = 2,5$$

**R** : coefficient de comportement global de la structure. Sa valeur est donnée dans le tableau 4.3 de RPA99, en fonction de système de contreventement

**Sens x-x :**

Portique auto stables ordinaires R=4

**Sens y-y :**

Contreventement e par palée triangulées en X R=4

**Q** : facteur de qualité de la structure, fonction de la redondance, géométrie, régularité en plan et en élévation et la qualité de contrôle de la construction.

$$Q_x = 1 + \sum_1^6 P_q$$

N°	Critère de qualité q	Pq (x)	Pq (y)
1	Conditions minimales sur les files porteuses	0,05	0
2	Redondance en plan	0	0,05
3	Régularité en plan	0	0,05
4	Régularité en élévation	0	0
5	Contrôle de qualité des matériaux	0	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0

**Tableau VI.1** : Pénalités de vérification.

Donc :  $Q_x = 1,05$  et  $Q_y = 1,1$

$W_i$  : Poids total de la structure, W est égale à la somme des poids  $W_i$ , calculés à chaque niveau

$$W = \sum W_i$$

Avec :

$$w_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{Gi}$  : Poids du aux charges permanentes et celles des équipements fixes solidaires de la structure.

$W_{Qi}$  : Charge d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 du RPA99 version2003.

Dans notre cas  $\beta = 0,3$

$$W = 34113,66 \text{ KN}$$

$$\text{On a: } V = \frac{A.D.Q}{R} \cdot w$$

$$V_x = \frac{A.D.Q}{R} \cdot w = \frac{0,25 \times 2,5 \times 1,05}{4} \cdot 34113,66 = 5596,77 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A.D.Q}{R} \cdot w = \frac{0,25 \times 2,5 \times 1,1}{4} \cdot 34113,66 = 5863,29 \text{ KN}$$

- **Vérification de l'effort tranchant à la base :**

Selon RPA99 version 2003 on doit vérifier la condition suivante :

$$F_t > 0,8V$$

Avec :

F : l'effort tranchant à la base de la structure

$$F_{tx} = 4949,91 \text{KN} > 0,8V_x = 0,8 \times 5596,77 = 4477,42 \text{KN}$$

⇒ La condition est vérifiée.

$$F_{ty} = 2761,2 \text{KN} < 0,8V_y = 0,8 \times 5863,29 = 4690,63 \text{KN}$$

⇒ La condition n'est pas vérifiée.

D'après l'article 4.3.6 du RPA, si  $F_t > 0,8V$  on doit augmenter tout les paramètres de la réponse (force, déplacement, moment...) en multipliant  $E_y$  par le rapport  $\frac{0,8V}{F_t} = 1,7$

- **Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur :**

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$V = F_t + \sum_{i=0}^n F_i$$

$$F_t = 0,07 T.V \quad \text{Si } T > 0,7 \text{s}$$

$$F_t = 0 \quad \text{Si } T < 0,7 \text{s}$$

Avec :

$F_t$  : Force concentrée au sommet de la structure qui permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule :  $F_t = 0,07 T.V$

Où T est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de  $F_t$  ne dépassera pas-en aucun cas 0,25 V et sera prise égale à 0 quand T est plus petite ou égal à 0,7 secondes.

D'où on a :  $T = 0,37 < 0,7$

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum_{i=0}^n W_j \times h_j}$$

$F_i$  : Effort horizontal revenant à chaque niveau i

$H_i$  : Niveau du plancher où s'exerce la force  $F_i$

$W_i, W_j$  : poids revenant au plancher i, j

$h_j$  : Niveau d'un plancher quelconque

### VI.3.2.2 La méthode modale spectrale

- **Principe de la méthode**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

- **Spectre de réponse de calcul :**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul RPA 99 V2003

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} T_2 \leq T \leq 0,3s \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left( \frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T \leq 0,3s \end{cases}$$

- **Choix de la disposition des contreventements :**

Lors d'une analyse dynamique d'une structure, il est indispensable de trouver la modélisation adéquate de cette dernière. Le bâtiment étudié présente des irrégularités dans son plan ailleurs, vu la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse du bâtiment, par l'outil informatique

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
14/ 1	0,25	3,92	0,00	62,21	0,0	0,00	62,21	0,0	3315775,61	3315775,61
14/ 2	0,59	1,68	0,00	95,42	0,0	0,00	33,21	0,0	3315775,61	3315775,61
14/ 3	1,44	0,69	0,00	99,84	0,0	0,00	4,42	0,0	3315775,61	3315775,61
14/ 4	1,66	0,60	79,93	99,84	0,0	79,93	0,00	0,0	3315775,61	3315775,61
14/ 5	1,76	0,57	80,10	99,84	0,0	0,17	0,00	0,0	3315775,61	3315775,61
14/ 6	1,92	0,52	80,10	99,84	0,0	0,00	0,00	0,0	3315775,61	3315775,61
14/ 7	3,40	0,29	80,10	99,84	0,0	0,00	0,00	0,0	3315775,61	3315775,61
14/ 8	4,01	0,25	80,10	99,84	0,0	0,00	0,00	0,0	3315775,61	3315775,61
14/ 9	4,13	0,24	80,12	99,84	0,0	0,02	0,00	0,0	3315775,61	3315775,61
14/ 10	4,13	0,24	80,12	99,84	0,0	0,00	0,00	0,0	3315775,61	3315775,61
14/ 11	4,88	0,20	80,17	99,84	0,0	0,05	0,00	0,0	3315775,61	3315775,61
14/ 12	5,00	0,20	80,17	99,84	0,0	0,00	0,00	0,0	3315775,61	3315775,61
14/ 13	5,11	0,20	80,20	99,84	0,0	0,02	0,00	0,0	3315775,61	3315775,61
14/ 14	5,67	0,18	85,60	99,84	0,0	5,40	0,00	0,0	3315775,61	3315775,61
14/ 15	5,70	0,18	95,92	99,84	0,0	10,32	0,00	0,0	3315775,61	3315775,61
14/ 16	5,85	0,17	95,96	99,84	0,0	0,03	0,00	0,0	3315775,61	3315775,61
14/ 17	5,96	0,17	96,33	99,84	0,0	0,37	0,00	0,0	3315775,61	3315775,61
14/ 18	6,16	0,16	96,33	99,84	0,0	0,00	0,00	0,0	3315775,61	3315775,61
14/ 19	6,16	0,16	96,37	99,84	0,0	0,04	0,00	0,0	3315775,61	3315775,61
14/ 20	6,27	0,16	96,70	99,84	0,0	0,33	0,00	0,0	3315775,61	3315775,61

Tableau VI.2 : Participation massique.

Avec :

$$Q_x = 1,05$$

$$Q_y = 1,1$$

$$A = 0,25$$

$$\eta = 1$$

$$T_1 = 0,15s$$

$$T_2 = 0,4s$$

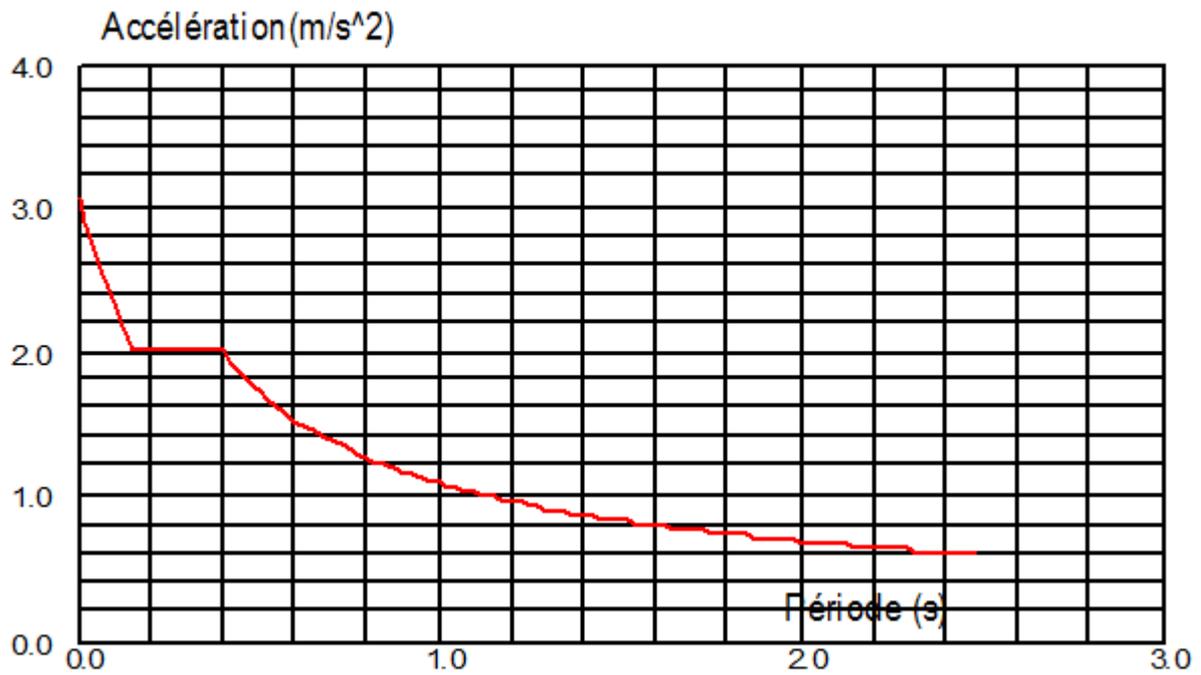


Figure VI.2: spectre de réponse selon X.

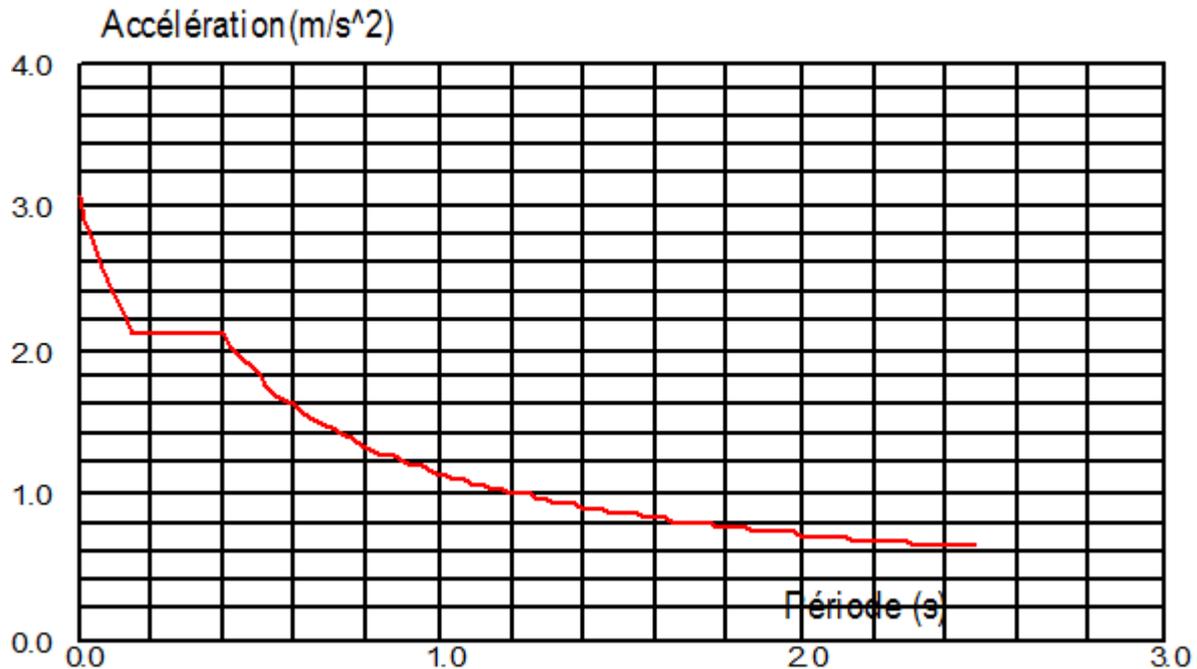


Figure VI.3 : spectre de réponse selon Y.

- **Nombre de modes de vibration à considérer :**

Selon RPA99/V2003, le nombre de modes de vibration à retenir doit être tel que :

- ✚ la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse de la structure.

- ✚ Ou 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 de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

- ✚ Dans le cas vent pas ou les conditions décrites ci-dessus ne peut pas être satisfaite à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0,2s$$

Où N est le nombre de niveau au-dessus du sol et  $T_k$  la période du mode K.

• **Calcul des déplacements**

Le déplacement à chaque niveau ‘‘K’’ de la structure est calculé comme suite :

$$\delta_K = R \times \delta_{eK}$$

Avec :

$\delta_{eK}$  : Déplacement du aux forces sismiques  $F_i$ (y compris l’effet de torsion)

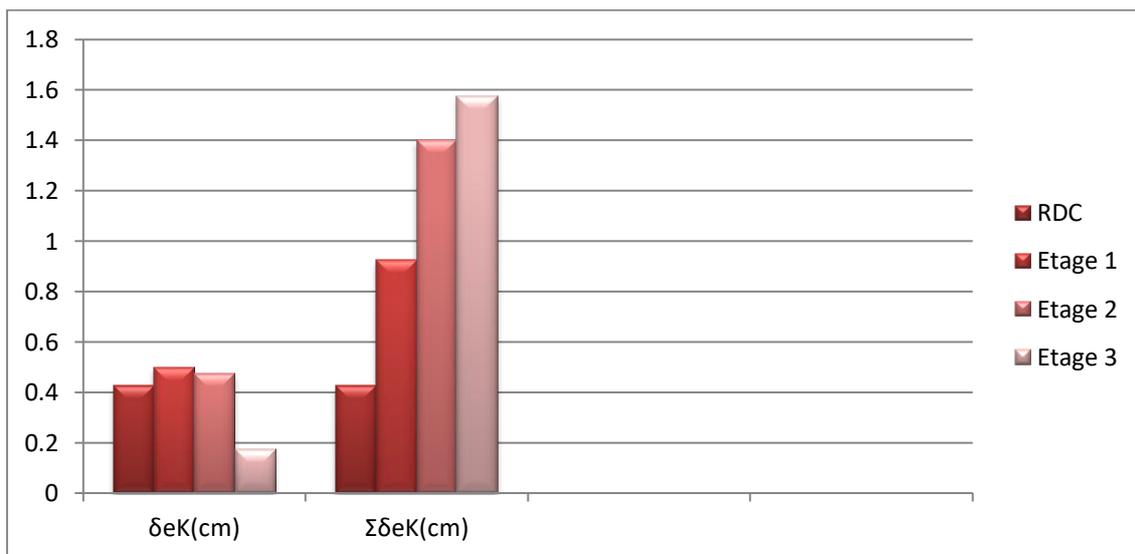
R : coefficient de comportement, pour notre cas  $R_X = 4$  ;  $R_Y = 4$

Le déplacement relatif du niveau ‘‘K’’ par rapport au niveau ‘‘K-1’’ est égale à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} \text{ Avec : } \Delta_K < 1.0\% \cdot h_k \dots \dots \dots \text{(Article 5.10 de RPA99/2003)}$$

Niveau	Déplacement		X-X			
	$h_k$ (cm)	$\delta_{eK}$	$\delta_{K-1}$ (cm)	$\delta_K$ (cm)	$\Delta_K$ (cm)	$1.0\%h_k$ (cm)
RDC	578	0,425	0	1,7	1,7	5,78
1	578	0,5	1,7	2,0	0,3	5,78
2	578	0,475	2,0	1,9	-0,1	5,78
3	578	0,175	1,9	0,7	-1,2	5,78

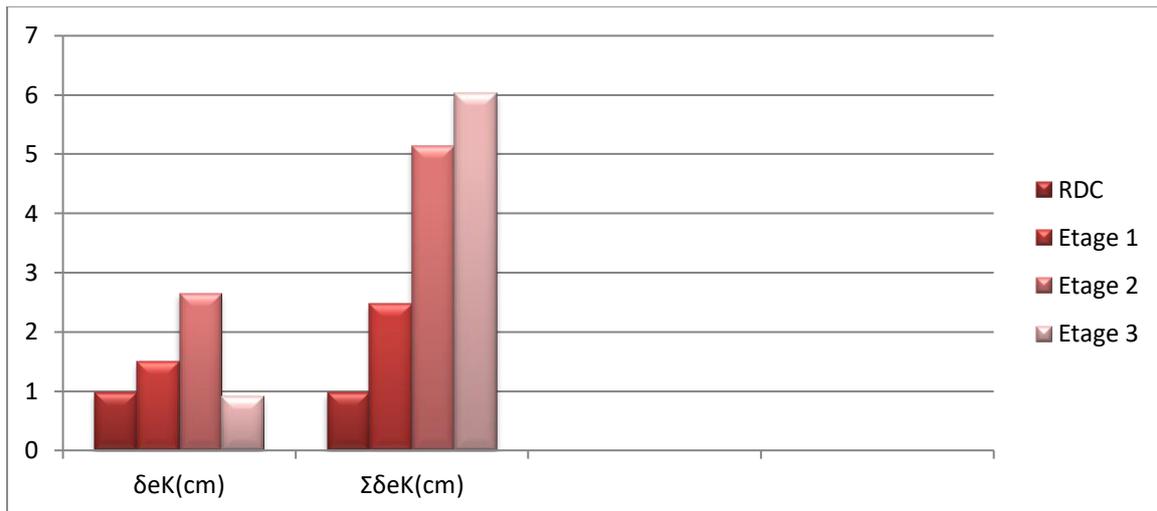
**Tableau VI.3** : Déplacement selon le sens X-X



**Figure VI.4** : Les déplacements selon x-x

Niveau	Déplacement		y-y			
	$h_k$ (cm)	$\delta_{eK}$	$\delta_{K-1}$ (cm)	$\delta_K$ (cm)	$\Delta_K$ (cm)	$1.0\%h_k$ (cm)
RDC	578	0,975	0	3,9	3,9	5,78
1	578	1,5	3,9	6,0	2,1	5,78
2	578	2,65	6,0	10,6	4,6	5,78
3	578	0,9	10,6	4,5	-6,1	5,78

**Tableau VI.4** : Déplacement selon le sens y-y.



**Figure VI.5 :** Déplacement selon y-y

Les déplacements relatifs sont vérifiés à chaque niveau

- **L'effet de deuxième ordre**

Les effets de second ordre (effet P-Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est vérifiée :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 1.0$$

Avec :

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau 'K'

$V_k$  : Effort tranchant relative d'étage au niveau 'K'

$\Delta_k$  : Déplacement relative du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'

$h_t$  : Hauteur d'étage K

**Remarque :**

- Si  $0.1 < \theta \leq 0.2$  les effets (P-Δ) peuvent être prise en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur  $\frac{1}{1-\theta_k}$
- Si  $\theta > 0.2$  la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Niveau	$h_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	$V_k$ (KN)	$\Delta_k$ (cm)	$\theta_k$
RDC	578	5073,4684	1842,67	1,7	0,00809801
1	578	4992,4747	1813,26	0,3	0,00142905
2	578	4411,0048	1602,07	-0,1	-0,00476352
3	578	500,98	181,95	-0,2	-0,00952731

**Tableau VI.5** : effet de P- $\Delta$  sense X-X

Niveau	$h_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	$V_k$ (KN)	$\Delta_k$ (cm)	$\theta_k$
RDC	578	5073,4684	1930,42	3,9	0,01773331
1	578	4992,4747	1899,59	2,1	0,00954877
2	578	4411,0048	1678,35	4,6	0,02091630
3	578	500,98	190,62	-6,1	-0,02773664

**Tableau VI.6** : Effet de P- $\Delta$  sense Y-Y

$\theta_k < 0,1$  donc les effets P-D peuvent être négligés.

## VII Vérification de l'ossature

### VII.1 Introduction :

L'étude de portique nécessite au préalable l'évaluation de toutes les charges (Permanent, d'exploitation, sismique et climatique variable), les sollicitations obtenues servent à la vérification des éléments de portique (poteaux, poutres), elles servent également au calcul des assemblages ainsi qu'à celui de l'infrastructure.

### VII.2 Vérification des poutres

Les poutres principales et secondaires sont des éléments structuraux, qui permettent de supporter les charges des planchers et transmettre aux poteaux, elles sont sollicitées principalement en flexion.

#### VII.2.1 Poutres principales

Pour les poutres principales, nous avons opté pour des profilés en IPE500.

Désignation Abrégée	Poids	Section	Dimension			Caractéristique			
	P (Kg/m)	A Cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	$t_f$ mm	$w_{plz}$ Cm <sup>3</sup>	$w_{ply}$ cm <sup>3</sup>	$A_{vz}$ Cm <sup>2</sup>	$A_{vy}$ Cm <sup>2</sup>
IPE500	90,7	115,5	500	200	16	335,9	2194,1	59,9	72,07

**Tableau VII.1 :** Caractéristique de profile IPE500.

D'après le logiciel Autodesk Robot, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable :

Eléments	Combinaison	$N(kN)$	$V(kN)$	$M_a(kN.m)$	$M_t(kN.m)$
IPE500	1.35G+1.5Q	0	13,45	830,65	353,95

**Tableau VII.2 :** Sollicitation max dans la poutre principale.

- **Classe de la section :**

- **Classe de l'âme :**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{42,60}{1,02} \leq 72 \times 1 \Rightarrow 41,76 < 72 \rightarrow \text{Ame de classe 1}$$

- **Classe de la semelle :**

$$\frac{b}{2 \times t_f} \leq 33 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{20}{2 \times 1,6} \leq 33 \times 1 \Rightarrow 6,25 < 33 \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

⇒ IPE500 est de classe 1 (tab 5.3.1 de l'eurocode 3)

### VII.2.1.1 Vérification à la résistance

**a) Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_{plrd} = \frac{f_y \cdot A_v}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M_0}} = \frac{59,9 \times 23,5}{1 \times \sqrt{3}} \Rightarrow V_{pl} = 812,71 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 13,45 < V_{plrd} = 812,71 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$V_{sd} = 1167,22 \text{ kN} < 0,5 V_{plrd} = 406,35 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée (y'a pas d'interaction)}$$

**b) Vérification des moments :**

$$M_{appuis} = 830,65 \text{ kN.m} > M_{pl} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{2194,1 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 515,61 \text{ kN.m} \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

### VII.2.1.2 Vérification à la stabilité

**a) Vérification au Diversement :**

Il faut vérifier que :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_W} \text{ avec } \lambda_1 = 93,9 ; \beta_W = 1 \text{ (section de classe 1)}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{(L/i_z)}{\sqrt{C_1 \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}}} ; \text{ avec } C_1 = 1,82$$

$$\lambda_{LT} = \frac{(12,45/4,45)}{\sqrt{1,82 \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{12,45/4,45}{50/1,72} \right)^2 \right]^{0,25}}} = 77,51 \Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = \frac{77,51}{93,9} \sqrt{1}$$

$$\Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 0,83 > 0,4 \Rightarrow y \text{ a risque de déversement}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$M_{travée} < X \times \beta_W \times W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

A.N :

$$M_{travée} = 515,95 \text{ kN.m} > 0,65 \times 1 \times 335,9 \times \frac{23,5}{1,1} = 4664,42 \text{ kN.m} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

La figure suivante montre la vérification effectuée par le logiciel ROBOT sur les poutres IPE500.

Résultats		Messages					
Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas	
5818 PP13_5818	 IPE 500	ACIER	38.80	201.31	2.28	18 1,35G+1,5q	

Figure VII.1 : note de calcul de la poutre IPE550

La poutre IPE500 avec jarret ne résiste pas aux sollicitations alors on a augmenté la section du profilé à un HEB900.

**Remarque :** Toutes les poutres principales sont vérifiées sauf les poutres que montrer la figure suivante :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
5841 PP13_5841	 HEB 900	ACIER	21.01	117.44	0.60	17 G+Q+1,2EY
5848 PP13_5848	 HEB 900	ACIER	23.79	132.99	0.63	17 G+Q+1,2EY
5849 PP13_5849	 HEB 900	ACIER	21.01	117.44	2.40	17 G+Q+1,2EY
5850 PP13_5850	 HEB 900	ACIER	20.44	114.22	2.64	17 G+Q+1,2EY
5851 PP13_5851	 HEB 900	ACIER	23.79	132.99	0.62	17 G+Q+1,2EY
5856 PP13_5856	 HEB 900	ACIER	21.01	117.44	0.43	17 G+Q+1,2EY
5857 PP13_5857	 HEB 900	ACIER	23.79	132.99	0.60	17 G+Q+1,2EY

Vu que le profil HEB 900 ne résiste pas aux sollicitations ci-dessus, Donc on a augmenté le profil a HHEA600

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
5818 PP13_5818	 HHEA 600	ACIER	34.76	52.36	0.33	18 1,35G+1,5q

Figure VII.2 : Note de calcul de la poutre HHEA600.

### VII.2.2 Vérification des poutres secondaires :

Concernant les vérifications des poutres secondaires on suit les mêmes étapes que les poutres principales.

#### Remarque :

D'après les résultats effectués par logiciel qui sont pas vérifiées en doit augmenter la section des poutres d'IPE240 à HHEA220

Eléments	Combinaison	$N(kN)$	$V(kN)$	$M_a(kN.m)$	$M_t(kN.m)$
IPE240	1.35G+1.5Q	0	2,96	86,17	17,37

Tableau VI.3 : Sollicitation max dans les poutres secondaires.

Après l'analyse robot nous donne le résultat suivant :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
2558 Poutre_255	 HHEA 220	ACIER	87.24	65.04	0.65	18 1,35G+1,5q

Figure VII. 3 : Poutres secondaires plus sollicitées vérifiées.

### VII.3 Vérification des poteaux

On doit vérifier les poteaux les plus sollicités sous les combinaisons les plus défavorables, les poteaux ont la hauteur :  $h = 5.78$  m

#### VII.3.1 Vérification de poteau du 3<sup>ème</sup> et 2<sup>ème</sup> étages [HEA180]

Combinaison	$N(kN)$	$M_y(kN.m)$	$M_z(kN.m)$	$V_y(kN)$	$V_z(kN)$
G+Q+1,2E <sub>y</sub>	776,21	179,75	1,44	0,3	10,48

Tableau VII.4 : Sollicitation dans le poteau du 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étage.

- Classe de la section :

Classe de l'âme ( Flexion composée ) :

$$\alpha = \frac{1}{d} \left( \frac{d + d_c}{2} \right) \leq 1 \quad \text{avec : } d_c = \frac{N_{sd}}{t_w \times f_y} = \frac{776,21}{0,6 \times 23,5} = 36,70$$

$$\alpha = \frac{1}{122} \left( \frac{122 + 36,70}{2} \right) = 0,65$$

Pour les sections de classe 1

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)} \Rightarrow 20,33 < 59,37 \rightarrow \text{âme de classe 1}$$

**Classe de la semelle (comprimé) :**

$$\frac{b}{2 \times t_f} \leq 33 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{180}{2 \times 9,5} \leq 33 \times 1 \Rightarrow 9,473 < 33 \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

Le profilé est de classe 1

• **Vérification à la résistance :**

a) **Vérification de l'effort tranchant :**

➤ **Suivant Z-Z :**

$$V_{plz} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}} = \frac{1447 \times 235}{1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} \Rightarrow V_{plz} = 196,32 \text{ kN}$$

$$V_z = 10,48 \text{ kN} < V_{plz} = 196,32 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$V_z = 10,48 \text{ kN} < 0,5 V_{plz} = 98,16 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Suivant Y-Y :**

$$V_{ply} = \frac{f_y A_y}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}} = \frac{3350 \times 235}{1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} \Rightarrow V_{ply} = 454,51 \text{ kN}$$

$$V_y = 0,3 \text{ kN} < V_{ply} = 454,51 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$V_y = 0,3 \text{ kN} < 0,5 V_{ply} = 227,26 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) **Vérification des moments :**

➤ **Suivant Y-Y :**

$$M_y = 179,75 \text{ kN.m} \geq M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = 76,35 \text{ kN.m} \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

➤ **Suivant Z-Z :**

$$M_z = 1,44 \text{ kN.m} \leq M_{plz} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = 36,78 \text{ kN.m} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification à la stabilité :**

- a) **Vérification au flambement :**

**Calcul de longueur de flambement :**

$$l_{ky} = l_{kz} = l_0 = 5,78\text{m}$$

$$\beta_A = 1$$

$$\lambda_k = 93,9 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9$$

**Suivant y-y**

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{578}{7,45} = 77,58$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_k} = \frac{77,58}{93,9} = 0,8 \geq 0,2 \Rightarrow \text{Il ya risque de flambement}$$

**Le choix de la courbe de flambement**

$$\frac{h}{b} = \frac{171}{180} = 0,95 < 1,2$$

$$t_f = 9,5 \text{ mm} < 100\text{mm}$$

$$\Rightarrow \text{yy}' \rightarrow \text{courbe b} \rightarrow \chi_y = 0,71$$

**Suivant z-z**

$$\lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{578}{4,52} = 127,87$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_k} = \frac{127,87}{93,9} = 1,2 \geq 0,2 \Rightarrow \text{Il Ya risque de flambement}$$

**Le choix de la courbe de flambement**

$$\frac{h}{b} = \frac{171}{180} = 0,95 < 1,2$$

$$t_f = 9,5 \text{ mm} < 100\text{mm}$$

$$\Rightarrow \text{z-z} \rightarrow \text{courbe c} \rightarrow \chi_z = 0,36$$

**b) Vérification au Diversement :**

Il faut vérifier que :

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_W} \text{ avec } \lambda_1 = 93,9 ; \beta_W = 1 \text{ ( section de classe 1)}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\left(\frac{L}{i_z}\right)}{\sqrt{C_1} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f}\right)^2 \right]^{0,25}} ; \text{ avec } C_1 = 2,03$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\left(\frac{578}{4,52}\right)}{\sqrt{2,03} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left(\frac{578/4,52}{17,7/0,95}\right)^2 \right]^{0,25}} = 36,37 \Rightarrow \overline{\lambda}_{LT} = \frac{36,37}{93,9} \sqrt{1}$$

$$\Rightarrow \overline{\lambda}_{LT} = 0,387 < 0,4 \Rightarrow \text{pas de risque de déversement}$$

**c) Vérification au flambement-flexion sans risque de déversement :**

Pour vérifier le flambement-flexion, il faut que la condition suivante soit satisfaite pour les sections de classe 1 et 2 :

$$\frac{N}{\chi_{min} N_{pl}/\gamma_{m1}} + \frac{k_y M_y}{M_{ply}/\gamma_{m1}} + \frac{k_z M_z}{M_{plz}/\gamma_{m1}} \leq 1$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N}{\chi_y \times N_{pl}} \leq 1,5$$

$$\begin{cases} \mu_y = -0,53 \\ N = 776,21 \text{ kN} \\ \chi_y = 0,71 \\ N_{pl} = 1063,41 \text{ kN} \end{cases} \Rightarrow k_y = 1,02$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \times N}{\chi_z \times N_{pl}} \leq 1,5$$

$$\begin{cases} \mu_z = -0,62 \\ N = 776,21 \text{ kN} \\ \chi_z = 0,36 \\ N_{pl} = 1063,41 \text{ kN} \end{cases} \Rightarrow k_z = 1,29$$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = 0,65$$

$$\frac{776,41}{0,36 \times 1063,41 / 1,1} + \frac{1,02 \times 179,75}{76,35 / 1,1} + \frac{1,29 \times 1,44}{36,78 / 1,1} = 2,35 > 1$$

$\Rightarrow$  condition non vérifiée

Le logiciel ROBOT effectue les vérifications suivantes :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
15	OK POT2ET3HEA	ACIER	20.52	33.81	0.83	17 G+Q+1,2EY
29	✗ POT2ET3HEA	ACIER	37.96	62.54	1.83	17 G+Q+1,2EY
43	✗ POT2ET3HEA	ACIER	63.75	105.04	1.45	17 G+Q+1,2EY

**Figure VII.4 :** Vérification de poteau du 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup>

Le profilé ne résiste pas aux sollicitations, alors on augmente la section en adoptant un

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
76	OK HHEA 300	ACIER	45.37	34.48	0.43	17 G+Q+1,2EY

**Figure VII.5 :** Profilé HHEA 300 vérifié.

**NB :** on ce qui concerne la vérification des poteaux des niveaux 1 et RDC on suit les mêmes étapes que les poteaux de l'étage 2 et 3

### VII.3.2 Poteaux étagé 1 et RDCHEA400

Combinaison	N(KN)	M <sub>y</sub> (KN.m)	M <sub>z</sub> (KN.m)	V <sub>y</sub> (KN)	V <sub>z</sub> (KN)
G+Q+1,2Ey	3837,96	1,58	256,19	90,24	0,32

**Tableau VII.5 :** Sollicitation dans le poteau du 1<sup>ère</sup> étage et RDC

- **Vérification selon le ROBOT :**

Le logiciel ROBOT nous donne ces vérifications suivantes :

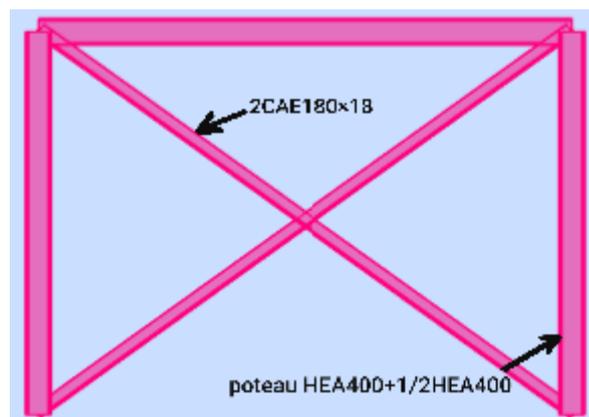
Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
9	 HHEA 400	ACIER	24.03	24.23	0.70	17 G+Q+1,2EY

**Figure VII.6:** Vérification des poteaux étage RDC et 1

#### VII.4 Vérification du système de contreventement

Le rôle principal des palées de stabilités est de résister aux efforts horizontaux et les transmettre aux fondations

Les types des palées triangulées en X utilisées dans cette étude sont autorisés par le règlement parasismique algérien RPA99/2003. Dans ce type de palées, il est admis de considérer que seules les barres tendues, pour un sens donné de l'action sismique, interviennent avec efficacité dans la résistance dissipative de l'ossature. Ainsi elles peuvent être conçues pour agir seulement en traction.



**Figure VII.7 :** Palée de stabilité en X

##### VII.4.1 La vérification de contreventement de type 2CAE180x18

La vérification à faire à la traction est :

**a) Etage 2 et 3**

$$N_{sd} \leq N_{rd} = N_{pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} ; N_{sd} = 476,28kN$$

$$\Rightarrow A \geq \frac{N_{sd}}{f_y \times \gamma_{m0}} = \frac{476,28}{23,5 \times 1} = 20,27 \text{ cm}^2$$

Une cornière CAE 180 x 18 avec  $A = 61,91 \text{ cm}^2$ , on a opté pour 2 CAE 100x11

**b) Etage RDC et 1**

$$N_{sd} \leq N_{rd} = N_{pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} ; N_{sd} = 1011,34 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow A \geq \frac{N_{sd}}{f_y \times \gamma_{m0}} = \frac{1011,34}{23,5 \times 1} = 43,04 \text{ cm}^2$$

Une cornière CAE 180 x 18 avec  $A = 61,91 \text{ cm}^2$ , on a opté pour 2 CAE 150x16

**Remarque :** Vu la non stabilité dynamique de la structure constatée, nous avons augmenté la section des contreventements à savoir **(2CAE180x18)** dans l'optique de rigidifier d'avantage la structure pour avoir un bon comportement.

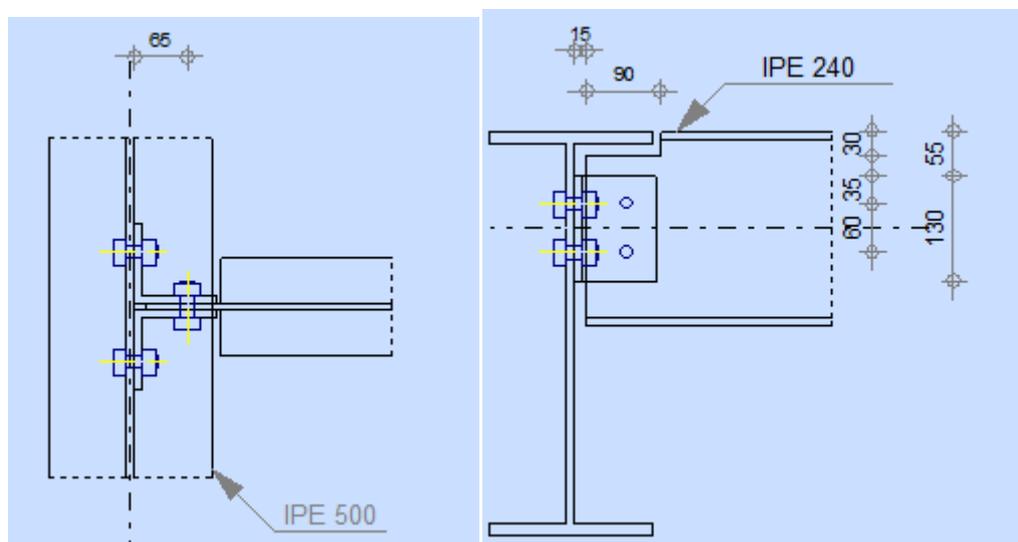
### VIII.1 INTRODUCTION

La conception et le calcul des assemblages ont importance à celle du dimensionnement des pièces constituant la structure.

En effet, les assemblages constituent un dispositif qui permet de réunir et solidariser les pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations régnant dans les différents composants structuraux, en cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui remis en cause.

### VIII.2 Calculs des assemblages

#### VIII.2.1 assemblage poutre principale-solive



**Figure VIII.1** : vue d'assemblage poutre principale-solive.

L'assemblage est réalisé à l'aide deux cornières qui relie l'extrémité de la solive IPE240 avec l'âme de la poutre IPE500, avec une file verticale de deux boulons.

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison :  $1,35G+1,5Q$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = 56,52 \text{KN}$$

Cet assemblage est réalisé avec des boulons ordinaires de classe 6.8 caractérisé :

$$F_{yb} = 480 \text{MPa (limite d'élasticité)}$$

$$F_{ub} = 600 \text{MPa (limite de la résistance ultime à la traction).}$$

On choisit une double cornière de (L40×40×4)

## VIII.2.1.1 Dimensionnement des boulons

## a) coté solive

La résistance de calcul au cisaillement est obtenue par la formule suivante :

$$F_{V,Rd} = \frac{0,5 \times A_s \times f_{bu}}{\gamma_{Mb}}$$

$$\gamma_{Mb} = 1,25 \text{ (à l'ELU)}$$

$$F_{V,sd} = \frac{V_{sd}}{n \times p}$$

$$\begin{cases} n: \text{nombre de boulons (2)}. \\ p: \text{nombre de plan de cisaillement (2)}. \end{cases}$$

$$F_{V,sd} = 14,21 \text{ KN}$$

$$F_{V,sd} \leq F_{V,Rd} = \frac{0,5 \times A_s \times f_{bu}}{\gamma_{Mb}} \Rightarrow A_s \geq \frac{F_{V,sd} \times \gamma_{Mb}}{0,5 \times f_{bu}}$$

$$\Rightarrow A_s \geq 118,42 \text{ mm}^2$$

Soit des boulons de type M12 avec :  $A_s = 157 \text{ mm}^2$

## b) coté poutre principale

On choisit le même type des boulons M16 avec :  $A_s = 157 \text{ mm}^2$

- **Disposition géométrique**

On utilisant une cornière :  $L50 \times 50 \times 5$

$$d_0 = 18 \text{ mm}$$

$$t_{\text{corn}} = 5 \text{ mm}$$

- **Entraxes ( $P_2$ )**

$$3d_0 \leq P_2 \leq 14t \quad \text{alors on prend } P_2 = 60 \text{ mm}$$

- **Pinces ( $e_1, e_2$ )**

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t \quad \text{alors on prend } e_1 = 30 \text{ mm}$$

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t \quad \text{alors on prend } e_2 = 35 \text{ mm}$$

### VIII.2.1.2 Vérification au cisaillement

$$F_{Vsd} \leq F_{vRd}$$

$$F_{vRd} = 0,5 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mo}}$$

$$F_{vRd} = 37,68 \text{KN}$$

➤ **Cisaillement par effort tranchant ( $V_{tsd}$ )**

$$F_{Vsd} = \frac{V_{sd}}{2} = \frac{56,52}{2} = 28,26 \text{KN}$$

$$F_{Vsd} = 28,26 \text{KN} \leq F_{vRd} = 37,68 \text{KN}$$

### VIII.2.1.3 Vérification à la pression diamétrale

$$F_{Vsd} \leq F_{bRd}$$

$$F_{bRd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

Avec :

$$\alpha = \min \left( \frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_2}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right) = \min(0,56; 0,95; 1,67; 1) = 0,56$$

$$F_{Vsd} = \frac{V_{sd}}{4} = 14,21 \text{KN} < F_{bRd} = \frac{2,5 \times 0,56 \times 360 \times 16 \times 5}{1,25} 10^{-3} = 32,26 \text{KN}$$

### VIII.2.2 Assemblage poteau-poutre principale

Cet assemblage sera réalisé avec des boulons ordinaires sous l'effort tranchant

$V_{sd} = 151,56 \text{KN}$  Obtenue à l'ETU.

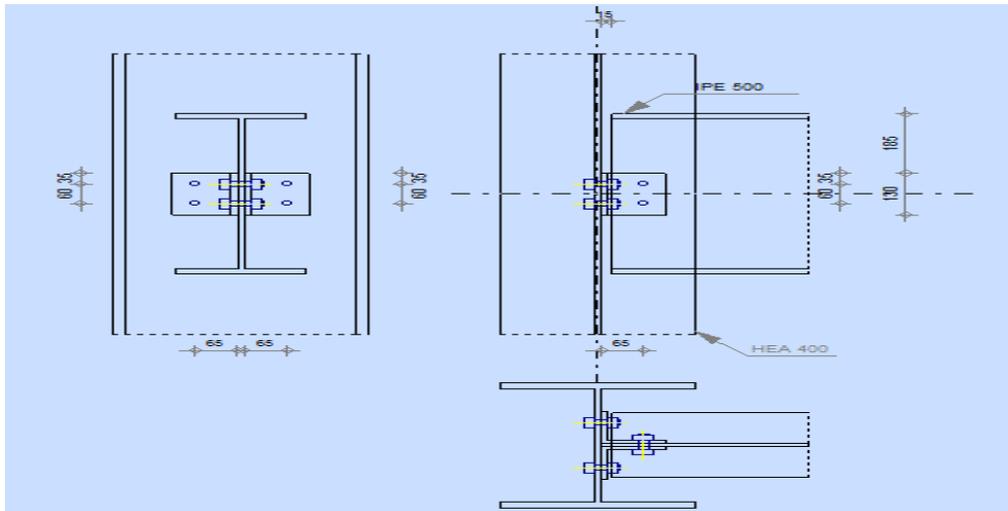


Figure VIII. 2: vue d'un assemblage poteau poutre principale.

### VIII.2.2.1 Calculs des boulons :

#### a) Distribution des efforts sur les boulons :

Effort de cisaillement :

$$F_{vsd} = \frac{V}{n.p} = \frac{151,56}{6 \times 1} = 25,26 \text{ KN}$$

#### b) Dimensionnement des boulons :

Vérification des boulons à la traction

On doit vérifier que :

$$F_{tsd} \leq F_{tRd} = 0,9 A_s \frac{f_{ub}}{\gamma_{ms}}$$

$$A_s = \frac{25,26 \times 1,5}{0,9 \times 800} = 52,63 \text{ mm}^2$$

On choisit des boulons de M16

**Disposition géométrique**

$$3d_0 \leq P_2 \leq \min(14t ; 200\text{mm})$$

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq \min(12t ; 150\text{mm}) \Rightarrow \begin{cases} P_2 = 60\text{mm} \\ e_2 = 40\text{mm} \\ e_1 = 30\text{mm} \end{cases}$$

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq \min(12t ; 150\text{mm})$$

**c) Vérification de la pression diamétrale :**

$$F_{vsd} \leq F_{pRd} = 2,5\alpha d t_p \frac{f_u}{\gamma_{mb}}$$

$$\text{Avec } \alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_2}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) \Rightarrow \alpha = 0,56$$

$$e_1 \geq 1,2d_0 = \Rightarrow \text{on prend } e_1 = 30\text{mm}$$

$$P_1 \geq 2,2d_0 = \Rightarrow \text{on prend } P_2 = 50\text{mm}$$

$$\alpha = 0,56$$

$$F_{vsd} \leq F_{pRd} = 2,5\alpha d t_p \frac{f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 2,5 \times 0,56 \times 16 \times 10 \times \frac{360}{800}$$

$$F_{vsd} = 25,26\text{KN} \leq F_{pRd} = 100,8\text{KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**VIII.2.2.1 Assemblage platine- poutre :**

Cette attache se fera au moyen de cordons de soudure.

Le dimensionnement des cordons se fait suivant l'hypothèse suivante :

On supposera que le moment est repris uniquement par des cordons reliant les semelles à la platine, on supposera également que l'effort tranchant est repris uniquement par les cordons

Reliant l'âme à la platine.

Cet assemblage est soumis au système de forces suivantes :

L'assemblage est soumis à l'effort suivant :

$$V = 151,65 \text{KN}$$

On prend  $e = 10$  mm épaisseur de platine

➤ **Gorge reliant l'âme :**

$$3 \text{mm} \leq a \leq 0,5.t_w \rightarrow 3 \text{mm} \leq a \leq 0,5.21 \rightarrow 3 \text{mm} \leq a \leq 10,5 \rightarrow \text{Soit } a = 5 \text{mm}$$

➤ **Gorge reliant la semelle à la platine :**

$$3 \text{mm} \leq a \leq 0,5.t_f \rightarrow 3 \text{mm} \leq a \leq 0,5.40 \rightarrow 3 \text{mm} \leq a \leq 20 \rightarrow \text{Soit } a = 10 \text{mm}$$

➤ **Distribution des efforts sur les différents cordons :**

• **Cordon âme – platine :**

Chaque cordon reprend  $V/2$

$$\frac{V}{2} = \frac{151,65}{2} = 75,83 \text{KN}$$

La longueur du cordon est :

$$l_w = h - 2t_f = 390 - 2 \times 19 = 352 \text{mm}$$

• **Cordon semelle – platine :**

La longueur de du cordon est :

$$l_f = 2.b - t_w = 2 \times 300 - 11 = 589 \text{mm}$$

➤ **Vérification**

• **Cordon âme- platine :**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{V}{2} \leq F_{wRd}$$

Avec :

$F_{wRd}$  : Résistance d'un cordon de soudure.

$$F_{wRd} = a. l_w \cdot \frac{F_u}{\beta_w \cdot \gamma_{Mw} \cdot \sqrt{3}} \rightarrow \text{CCM97 art 6.6.5.3}$$

$$\text{On a : S235} \Rightarrow \begin{cases} F_u = 360 \text{ MPa} \\ \beta_w = 0,8 \\ \gamma_{Mw} = 1,25 \end{cases}$$

$$\frac{V}{2} = 75,83, \text{KN}$$

$$F_{wRd} = 5 \times 352 \times \frac{360}{0,8 \times 1,25 \times \sqrt{3}} 10^{-3} = 365,81 \text{KN} > V = 75,83 \text{KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Cordon semelle – platine :**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$F \leq F_{wRd}$$

$$F_{wRd} = 10 \times 589 \times \frac{360}{0,8 \times 1,25 \times \sqrt{3}} 10^{-3} = 1224,21 \text{KN} > V = 75,83 \text{KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### VIII.2.3 Assemblage poteau-poutre secondaire

Soit un assemblage entre poteau HEA et une poutre secondaire IPE les résultats dans le tableau ci dessus :



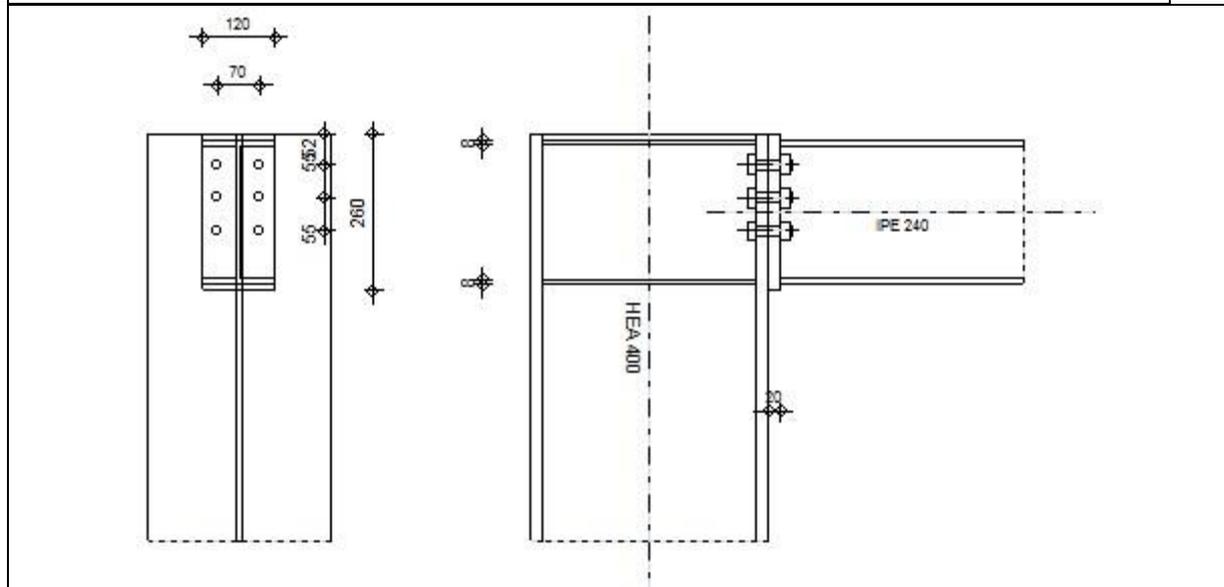
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018

**Calcul Du poutr secondaire-Poteau**

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio  
**0,84**



**GENERAL**

Assemblage N°:	3
Nom de l'assemblage :	Angle de portique
Noeud de la structure:	1403
Barres de la structure:	1817, 2499

**GEOMETRIE**

**POTEAU**

Profilé:	HEA 400		
Barre N°:	1817		
$\alpha =$	-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		
$f_{yc} =$	235,00	[MPa]	Résistance

**POUTRE**

Profilé:	IPE 240		
Barre N°:	2499		
$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_b =$	240	[mm]	Hauteur de la section de la poutre

$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison	
$b_f =$	120	[mm]	Largeur de la section de la poutre	
$t_{wb} =$	6	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre	
$t_{fb} =$	10	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre	
$r_b =$	15	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre	
$r_b =$	15	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre	
$A_b =$	39,12	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section de la poutre	
$I_{xb} =$	3891,63	[cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie de la poutre	

Matériau: ACIER

$f_{yb} =$	235,00	[MPa]	Résistance	
------------	--------	-------	------------	--

### **BOULONS**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	16	[mm]	Diamètre du boulon	
Classe =	10.9		Classe du boulon	
$F_{tRd} =$	113,04	[kN]	Résistance du boulon à la traction	
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons	
$n_v =$	3		Nombre de rangées des boulons	
$h_1 =$	52	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about	

Ecartement $e_i =$	70	[mm]		
Entraxe $p_i =$	55;55	[mm]		

### **PLATINE**

$h_p =$	260	[mm]	Hauteur de la platine	
$b_p =$	120	[mm]	Largeur de la platine	
$t_p =$	20	[mm]	Epaisseur de la platine	

Matériau: ACIER

$f_{yp} =$	235,00	[MPa]	Résistance	
------------	--------	-------	------------	--

### **RAIDISSEUR POTEAU**

#### **Supérieur**

$h_{su} =$	352	[mm]	Hauteur du raidisseur	
$b_{su} =$	145	[mm]	Largeur du raidisseur	
$t_{hu} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur	

Matériau: ACIER

$f_{ysu} =$	235,00	[MPa]	Résistance	
-------------	--------	-------	------------	--

#### **Inférieur**

$h_{sd} =$	352	[mm]	Hauteur du raidisseur	
$b_{sd} =$	145	[mm]	Largeur du raidisseur	
$t_{hd} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur	

Matériau: ACIER

$f_{ysu} =$	235,00	[MPa]	Résistance	
-------------	--------	-------	------------	--

### **SOUDURES D'ANGLE**

$a_w =$	5	[mm]	Soudure âme	
$a_r =$	7	[mm]	Soudure semelle	
$a_s =$	5	[mm]	Soudure du raidisseur	

### **COEFFICIENTS DE MATERIAU**

$\gamma_{M0} =$	1,00		Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00		Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25		Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,10		Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

<b>EFFORTS</b>			
<b>Etat limite: ultime</b>			
Cas:	18: 1,35G+1,5q (2+16)*1.35+15*1.50		
$M_{b1,Ed}$	23,71	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed}$	23,01	[kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed}$	-0,01	[kN]	Effort axial dans la poutre droite
$M_{c1,Ed}$	8,02	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poteau inférieur
$V_{c1,Ed}$	1,97	[kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur
$N_{c1,Ed}$	-541,91	[kN]	Effort axial dans le poteau inférieur
$M_{c2,Ed}$	-16,11	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poteau supérieur
$V_{c2,Ed}$	-6,41	[kN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur
$N_{c2,Ed}$	-367,25	[kN]	Effort axial dans le poteau supérieur
<b>RESULTATS</b>			
<b>RESISTANCES DE LA POUTRE</b>			
<b>COMPRESSION</b>			
$A_b$	39,12	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]
$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$			
$N_{cb,Rd}$	919,23	[kN]	Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]
<b>CISAILLEMENT</b>			
$A_{vb}$	19,14	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$			
$V_{cb,Rd}$	259,74	[kN]	Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$		0,09 < 1,00	vérifié (0,09)
<b>FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)</b>			
$W_{plb}$	366,68	[cm <sup>3</sup> ]	Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$			
$M_{b,pl,Rd}$	86,17	[kN*m]	Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
<b>FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE</b>			
$W_{pl}$	366,68	[cm <sup>3</sup> ]	Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]
$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$			
$M_{cb,Rd}$	86,17	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]
<b>AILE ET AME EN COMPRESSION</b>			
$M_{cb,Rd}$	86,17	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_f$	230	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$			
$F_{c,fb,Rd}$	374,32	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]
<b>RESISTANCES DU POTEAU</b>			
<b>PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT</b>			
$M_{b1,Ed}$	23,71	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite [5.3.(3)]
$M_{b2,Ed}$	0,00	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre gauche [5.3.(3)]
$V_{c1,Ed}$	1,97	[kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur [5.3.(3)]
$V_{c2,Ed}$	-6,41	[kN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur [5.3.(3)]
$Z$	166	[mm]	Bras de levier [6.2.5]
$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / Z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$			
$V_{wp,Ed}$	138,78	[kN]	Panneau d'âme en cisaillement [5.3.(3)]
$A_{vs}$	57,33	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de cisaillement de l'âme du poteau EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$A_{vc}$	57,33	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$d_s$	232	[mm]	Distance entre les centres de gravités des raidisseurs [6.2.6.1.(4)]

$A_{vs} =$	57,33	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de cisaillement de l'âme du poteau	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$M_{pl,fc,Rd} =$	6,36	[kN*m]	Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stu,Rd} =$	1,13	[kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,sti,Rd} =$	1,13	[kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} * f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$				
$V_{wp,Rd} =$	764,60	[kN]	Résistance du panneau d'âme au cisaillement	[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$			0,18 < 1,00	vérifié (0,18)
<b>AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE</b>				
Pression diamétrale:				
$t_{wc} =$	11	[mm]	Épaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} =$	300	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} =$	57,33	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	0,84		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} =$	36,74	[MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} =$	1,00		Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$A_s =$	19,28	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$				
$F_{c,wc,Rd1} =$	1100,89	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]
Flambement:				
$d_{wc} =$	298	[mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p =$	0,85		Élancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho =$	0,90		Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s =$	3,38		Élancement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\chi_s =$	1,00		Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$				
$F_{c,wc,Rd2} =$	1037,38	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]
Résistance finale:				
$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$				
$F_{c,wc,Rd} =$	1037,38	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]
<b>AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE</b>				
Pression diamétrale:				
$t_{wc} =$	11	[mm]	Épaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} =$	300	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} =$	57,33	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	0,84		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} =$	36,74	[MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} =$	1,00		Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$A_s =$	19,28	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$				
$F_{c,wc,Rd1} =$	1100,89	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]
Flambement:				
$d_{wc} =$	298	[mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p =$	0,85		Élancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho =$	0,90		Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s =$	3,38		Élancement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\chi_s =$	1,00		Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$				
$F_{c,wc,Rd2} =$	1037,38	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]
Résistance finale:				
$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$				
$F_{c,wc,Rd,upp} =$	1037,38	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]
<b>PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE</b>				

**LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU**

Nr	m	m <sub>x</sub>	e	e <sub>x</sub>	p	l <sub>eff,cp</sub>	l <sub>eff,nc</sub>	l <sub>eff,1</sub>	l <sub>eff,2</sub>	l <sub>eff,cp,g</sub>	l <sub>eff,nc,g</sub>	l <sub>eff,1,g</sub>	l <sub>eff,2,g</sub>
1	8	-	115	-	55	50	63	50	63	80	3	3	3
2	8	-	115	-	55	50	175	50	175	110	55	55	55
3	8	-	115	-	55	50	63	50	63	80	3	3	3

**LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT**

Nr	m	m <sub>x</sub>	e	e <sub>x</sub>	p	l <sub>eff,cp</sub>	l <sub>eff,nc</sub>	l <sub>eff,1</sub>	l <sub>eff,2</sub>	l <sub>eff,cp,g</sub>	l <sub>eff,nc,g</sub>	l <sub>eff,1,g</sub>	l <sub>eff,2,g</sub>
1	26	-	25	-	55	165	152	152	152	137	112	112	112
2	26	-	25	-	55	165	136	136	136	110	55	55	55
3	26	-	25	-	55	165	136	136	136	137	96	96	96

m	- Distance du boulon de l'âme
m <sub>x</sub>	- Distance du boulon de l'aile de la poutre
e	- Pince entre le boulon et le bord extérieur
e <sub>x</sub>	- Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
p	- Entraxe des boulons
l <sub>eff,cp</sub>	- Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires
l <sub>eff,nc</sub>	- Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires
l <sub>eff,1</sub>	- Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
l <sub>eff,2</sub>	- Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
l <sub>eff,cp,g</sub>	- Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
l <sub>eff,nc,g</sub>	- Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
l <sub>eff,1,g</sub>	- Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
l <sub>eff,2,g</sub>	- Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

**RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION**

N <sub>j,Rd</sub> = Min ( N <sub>cb,Rd</sub> , 2 F <sub>c,wc,Rd,low</sub> , 2 F <sub>c,wc,Rd,upp</sub> )	
N <sub>j,Rd</sub> = 919,23 [kN]	Résistance de l'assemblage à la compression [6.2]
N <sub>b1,Ed</sub> / N <sub>j,Rd</sub> ≤ 1,0	0,00 < 1,00 vérifié (0,00)

**RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION**

F <sub>t,Rd</sub> = 113,04 [kN]	Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]
B <sub>p,Rd</sub> = 250,99 [kN]	Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]
F <sub>t,fc,Rd</sub>	- résistance de la semelle du poteau à la flexion
F <sub>t,wc,Rd</sub>	- résistance de l'âme du poteau à la traction
F <sub>t,ep,Rd</sub>	- résistance de la platine fléchie à la flexion
F <sub>t,wb,Rd</sub>	- résistance de l'âme à la traction
F <sub>t,fc,Rd</sub> = Min ( F <sub>T,1,fc,Rd</sub> , F <sub>T,2,fc,Rd</sub> , F <sub>T,3,fc,Rd</sub> )	[6.2.6.4] , [Tab.6.2]
F <sub>t,wc,Rd</sub> = ω b <sub>eff,t,wc</sub> t <sub>wc</sub> f <sub>yc</sub> / γ <sub>M0</sub>	[6.2.6.3.(1)]
F <sub>t,ep,Rd</sub> = Min ( F <sub>T,1,ep,Rd</sub> , F <sub>T,2,ep,Rd</sub> , F <sub>T,3,ep,Rd</sub> )	[6.2.6.5] , [Tab.6.2]
F <sub>t,wb,Rd</sub> = b <sub>eff,t,wb</sub> t <sub>wb</sub> f <sub>yb</sub> / γ <sub>M0</sub>	[6.2.6.8.(1)]

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1**

F <sub>t1,Rd,comp</sub> - Formule	F <sub>t1,Rd,comp</sub>	Composant
F <sub>t1,Rd</sub> = Min ( F <sub>t1,Rd,comp</sub> )	127,56	Résistance d'une rangée de boulon
F <sub>t,fc,Rd(1)</sub> = 226,08	226,08	Aile du poteau - traction
F <sub>t,wc,Rd(1)</sub> = 127,56	127,56	Ame du poteau - traction
F <sub>t,ep,Rd(1)</sub> = 226,08	226,08	Platine d'about - traction
F <sub>t,wb,Rd(1)</sub> = 222,12	222,12	Ame de la poutre - traction
B <sub>p,Rd</sub> = 501,97	501,97	Boulons au cisaillement/poinçonnement
V <sub>wp,Rd</sub> /β = 764,60	764,60	Panneau d'âme - compression
F <sub>c,wc,Rd</sub> = 1037,38	1037,38	Ame du poteau - compression
F <sub>c,fb,Rd</sub> = 374,32	374,32	Aile de la poutre - compression

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2**

<b>F<sub>t2,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t2,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	21, 24	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 226,08$	226, 08	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 127,56$	127, 56	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 226,08$	226, 08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 198,48$	198, 48	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 501,97$	501, 97	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 764,60 - 127,56$	637, 04	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1037,38 - 127,56$	909, 82	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 374,32 - 127,56$	246, 76	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 389,67 - 127,56$	262, 11	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 148,80 - 127,56$	21, 24	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 373,62 - 127,56$	246, 06	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 243,08 - 127,56$	115, 52	Ame de la poutre - traction - groupe

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3**

<b>F<sub>t3,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t3,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	7, 62	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 226,08$	226, 08	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 127,56$	127, 56	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 226,08$	226, 08	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 198,48$	198, 48	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 501,97$	501, 97	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ti,Rd} = 764,60 - 148,80$	615, 80	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1037,38 - 148,80$	888, 58	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 374,32 - 148,80$	225, 52	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 389,67 - 21,24$	368, 43	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 148,80 - 21,24$	127, 56	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 522,49 - 148,80$	373, 69	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 156,43 - 148,80$	7, 62	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 358,74 - 21,24$	337, 50	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 219,44 - 21,24$	198, 20	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 571,61 - 148,80$	422, 81	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 382,39 - 148,80$	233, 59	Ame de la poutre - traction - groupe

**TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS**

Nr	h <sub>j</sub>	F <sub>ij,Rd</sub>	F <sub>t,fc,Rd</sub>	F <sub>t,wc,Rd</sub>	F <sub>t,ep,Rd</sub>	F <sub>t,wb,Rd</sub>	F <sub>t,Rd</sub>	B <sub>p,Rd</sub>
1	193	127, 56	226, 08	127, 56	226, 08	222, 12	226, 08	501, 97
2	138	21, 24	226, 08	127, 56	226, 08	198, 48	226, 08	501, 97
3	83	7, 62	226, 08	127, 56	226, 08	198, 48	226, 08	501, 97

**RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M<sub>j,Rd</sub>**

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{ij,Rd}$	
M <sub>j,Rd</sub> = 28, 23 [kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2]
M <sub>b1,Ed</sub> / M <sub>j,Rd</sub> ≤ 1,0	0, 84 < 1, 00 <b>vérifié</b> (0, 84)

**RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT**

α <sub>v</sub> = 0, 60	Coefficient pour le calcul de F <sub>v,Rd</sub>	[Tableau 3.4]
F <sub>v,Rd</sub> = 96, 51 [kN]	Résistance d'un boulon au cisaillement	[Tableau 3.4]
F <sub>t,Rd,max</sub> = 113, 04 [kN]	Résistance d'un boulon à la traction	[Tableau 3.4]
F <sub>b,Rd,int</sub> = 170, 55 [kN]	Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale	[Tableau 3.4]
F <sub>b,Rd,ext</sub> = 204, 53 [kN]	Résistance du boulon de rive en pression diamétrale	[Tableau 3.4]

Nr	F <sub>ij,Rd,N</sub>	F <sub>ij,Ed,N</sub>	F <sub>ij,Rd,M</sub>	F <sub>ij,Ed,M</sub>	F <sub>ij,Ed</sub>	F <sub>vj,Rd</sub>
1	226, 08	-0, 00	127, 56	107, 12	107, 11	127, 70
2	226, 08	-0, 00	21, 24	17, 83	17, 83	182, 15
3	226, 08	-0, 00	7, 62	6, 40	6, 40	189, 12

$F_{ij,Rd,N}$	– Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure						
$F_{ij,Ed,N}$	– Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial						
$F_{ij,Rd,M}$	– Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure						
$F_{ij,Ed,M}$	– Effort dans une rangée de boulons dû au moment						
$F_{ij,Ed}$	– Effort de traction maximal dans la rangée de boulons						
$F_{vj,Rd}$	– Résistance réduite d'une rangée de boulon						
$F_{ij,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{ij,Rd,N} / N_{j,Rd}$							
$F_{ij,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{ij,Rd,M} / M_{j,Rd}$							
$F_{ij,Ed} = F_{ij,Ed,N} + F_{ij,Ed,M}$							
$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{ij,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max}), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd}))$							
$V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{vj,Rd}$			[Tableau 3.4]				
$V_{j,Rd} =$	498,96	[kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement [Tableau 3.4]				
$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$		0,05 < 1,00	vérifié (0,05)				
<b>RESISTANCE DES SOUDURES</b>							
$A_w =$	47,57	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de toutes les soudures [4.5.3.2(2)]				
$A_{wy} =$	28,53	[cm <sup>2</sup> ]	Aire des soudures horizontales [4.5.3.2(2)]				
$A_{wz} =$	19,04	[cm <sup>2</sup> ]	Aire des soudures verticales [4.5.3.2(2)]				
$I_{wy} =$	4474,42	[cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz. [4.5.3.2(5)]				
$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} =$	-46,27	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.2(6)]				
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} =$	-35,67	[MPa]	Contraintes dans la soudure verticale [4.5.3.2(5)]				
$\tau_{\parallel} =$	12,09	[MPa]	Contrainte tangentielle [4.5.3.2(5)]				
$\beta_w =$	0,80		Coefficient de corrélation [4.5.3.2(7)]				
$\sqrt{(\sigma_{\perp,max}^2 + 3^*(\tau_{\perp,max}^2))} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$		92,53 < 365,00	vérifié (0,25)				
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2))} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$		74,34 < 365,00	vérifié (0,20)				
$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$		46,27 < 262,80	vérifié (0,18)				
<b>RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE</b>							
$t_{wash} =$	4	[mm]	Epaisseur de la plaquette [6.2.6.3.(2)]				
$h_{head} =$	12	[mm]	Hauteur de la tête du boulon [6.2.6.3.(2)]				
$h_{nut} =$	16	[mm]	Hauteur de l'écrou du boulon [6.2.6.3.(2)]				
$L_b =$	61	[mm]	Longueur du boulon [6.2.6.3.(2)]				
$k_{10} =$	4	[mm]	Coefficient de rigidité des boulons [6.3.2.(1)]				
<b>RIGIDITES DES RANGÉES DE BOULONS</b>							
Nr	h <sub>j</sub>	k <sub>3</sub>	k <sub>4</sub>	k <sub>5</sub>	K <sub>eff,j</sub>	K <sub>eff,j</sub> h <sub>j</sub>	K <sub>eff,j</sub> h <sub>j</sub> <sup>2</sup>
					Somme	1,32	18,67
1	193	0	38	45	0	0,13	2,43
2	138	1	621	22	1	1,14	15,79
3	83	0	38	38	0	0,05	0,45
$K_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j}))$					[6.3.3.1.(2)]		
$Z_{eq} = \sum_j K_{eff,j} h_j^2 / \sum_j K_{eff,j} h_j$							
$Z_{eq} =$	141	[mm]	Bras de levier équivalent		[6.3.3.1.(3)]		
$K_{eq} = \sum_j K_{eff,j} h_j / Z_{eq}$							
$K_{eq} =$	1	[mm]	Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons		[6.3.3.1.(1)]		
$A_{vc} =$	57,33	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section au cisaillement		EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]		
$\beta =$	1,00		Paramètre de transformation		[5.3.(7)]		
$Z =$	141	[mm]	Bras de levier		[6.2.5]		
$k_1 =$	15	[mm]	Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement		[6.3.2.(1)]		
$k_2 =$	∞		Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression		[6.3.2.(1)]		
$S_{j,ini} = E Z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / K_{eq})$					[6.3.1.(4)]		
$S_{j,ini} =$	3696,39	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale		[6.3.1.(4)]		
$\mu =$	1,86		Coefficient de rigidité de l'assemblage		[6.3.1.(6)]		

$S_j = S_{j,ini} / \mu$		[6.3.1.(4)]
$S_j =$	1982,33 [kN*m]	Rigidité en rotation finale [6.3.1.(4)]
<b>Classification de l'assemblage par rigidité.</b>		
$S_{j,rig} =$	11571,57 [kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]
$S_{j,pin} =$	723,22 [kN*m]	Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]
$S_{j,pin} \leq S_{j,ini} < S_{j,rig}$ SEMI-RIGIDE		
<b>COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:</b>		
AME DU POTEAU EN TRACTION		
<b>Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme</b>		Ratio 0,84

Tableau VIII.1 : les résultats de calcul poteau –poutre secondaires (logiciel ROBOT)

VIII.2.4 Assemblage palée de stabilité

VIII.2.4.1 Assemblage gousset-diagonales des palées de stabilité :

Il s’agit de calculer des assemblages de contreventement, les éléments de contreventement sont des double cornière 180×18 sollicité par :

Un effort de traction :  $N=85,35KN$

Cet assemblage est réalisé avec des 3 boulons de classe 6.8 caractérisé :

$F_{yb} = 480MPA$  (limite d’élasticité)

$F_{ub} = 600MPA$  (limite de la résistance ultime à la traction).

On prend l’épaisseur du gousset : 10 mm

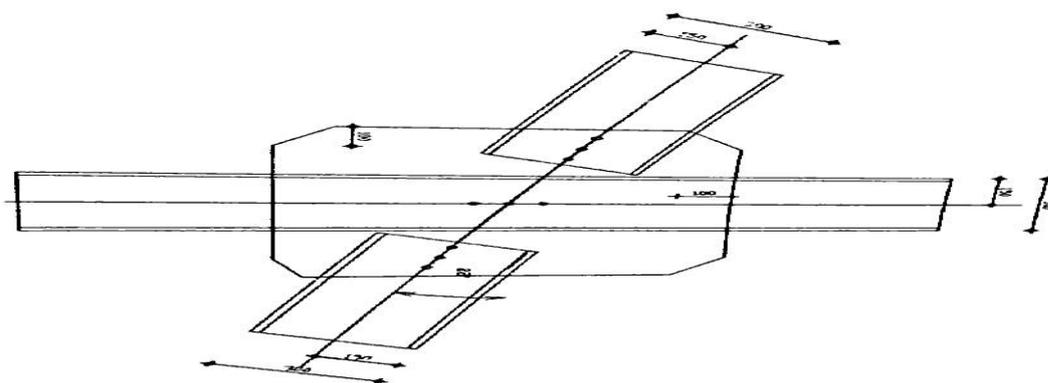


Figure VIII.4 : Assemblage gousset- palée de stabilité.

**a) Distribution des efforts sur les boulons**

$$F_{vsd} = \frac{V}{n.p} = \frac{85,35}{3} = 28,45 \text{KN}$$

**b) Dimensionnement des boulons :**

On doit vérifier que :

$$F_{tsd} \leq F_{tRd} = 0,9 A_s \frac{f_{ub}}{\gamma_{ms}}$$

$$A_s = \frac{28,45 \times 1,5}{600 \times 0,9} \rightarrow A_s = 79,03 \text{mm}^2$$

On choisit des boulons de M14  $\rightarrow A_s = 115 \text{mm}^2$

**Disposition géométrique**

$2,2d_0 \leq P_1 \leq 14t$  on prend  $P_1 = 60 \text{mm}$

$1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t$  on prend  $e_1 = 70 \text{mm}$

**Vérification de la pression diamétrale : (coté profilé 2CAE180)**

$$F_{vsd} \leq F_{pRd} = 2,5\alpha d t_p \frac{f_u}{\gamma_{mb}}$$

$$\text{Avec } \alpha = \min \left( \frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right) \Rightarrow \alpha = 1$$

$$F_{vsd} = 28,45 \leq F_{pRd} = 2,5\alpha d t_p \frac{f_u}{\gamma_{mb}} = 72 \text{KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**VIII.2.4.2 Assemblage du contreventement gousset-portique :**

Pour l'assemblage gousset-portique on utilise une platine 10mm de d'épaisseur avec des boulons M14, donc pas de vérification à faire, car elles ont été faite dans l'assemblage précédent.

Données de calcul :

$$\begin{cases} N_{sd} = 2100,44 \text{KN} \\ M_{sd} = 128,15 \text{KN.m} \\ V_{sd} = -76,73 \text{KN} \end{cases}$$

### VIII.2.5.1 Pré dimensionnement des boulons

$$F_{vrd} = \frac{V_{sd}}{n \times p}$$

$$F_{vrd} = \frac{76,73}{5 \times 1} = 15,346 \text{ KN}$$

n : nombre de boulons par rangée.

m : nombre de plan de cisaillement.

$$A_S = \frac{1,25 \times F_{vrd}}{0,6 \times f_{ub}} = \frac{1,25 \times 15,346}{0,6 \times 800} \times 10^3$$

$$A_S = 39,96 \text{ cm}^2$$

Boulons de classe 8.8 (haute résistance)  $f_{ub} = 800 \text{ MPa}$ . A partir du tableau de la caractéristique géométrique on choisit des boulons de diamètres M18

$$\text{Avec : } \begin{cases} d = 18 \text{ mm} \\ d_0 = d + 2 = 20 \text{ mm} \end{cases}$$

### VIII.2.5.2 Disposition des boulons

$$2,2d_0 \leq P_1 \leq \min(14t ; 200 \text{ mm})$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t ; 200 \text{ mm})$$

$$1,2d_0 \leq e_1, e_2$$

$$P_1 = 50 \text{ mm}$$

$$P_2 = 55 \text{ mm}$$

$$e_1 = 30 \text{ mm}$$

$$e_2 = 35 \text{ mm}$$

### VIII.2.5.3 Les vérifications

- La résistance de l'ensemble sous l'effort tranchant :

$$V = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{76,73}{10} = 7,673 \text{ Avec}$$

$V_{sd}$  : L'effort de cisaillement

$$V_1 \leq F_s = k_s \cdot m \cdot \mu \cdot F_p / \gamma_{Ms}$$

$F_p$  : L'effort de précontrainte.

$k_s$  : Facteur de forme trou nominaux  $k_s = 1$

$m$  : nombre de plan de contact  $n = 2$

$\mu$  : coefficient de frottement  $\mu = 0,3$

$$F_p = 0,7 \times 800 \times 192 \times 10^{-3} = 107,52 \text{ KN}$$

$$F_s = 51,60 \text{ KN}$$

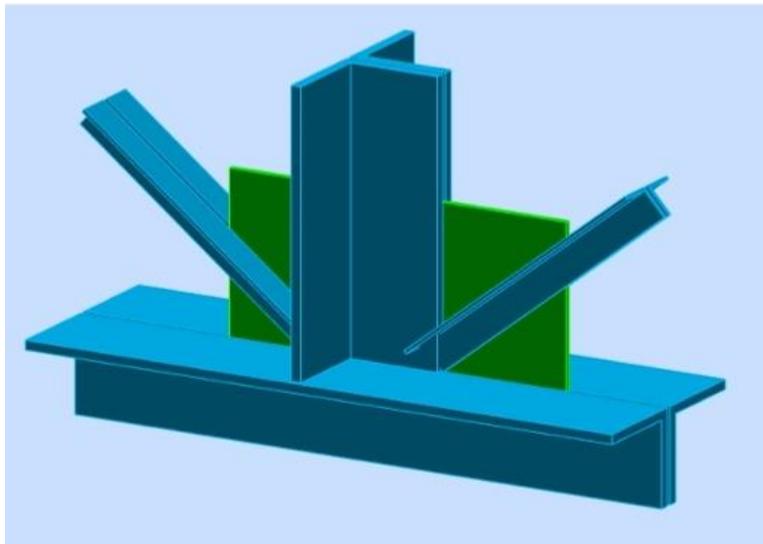
$$V = 15,346 < F_s = 51,60 \text{ KN}$$

### VIII.2.6 Assemblage des éléments de la panne à treillis

Le principe de l'assemblage est de fixer les éléments de la panne à treillis avec un gousset.

L'effort maximale à prendre en compte pour calculer un assemblage est :

$$N_{sd} = 49,62 \text{ KN}$$



**Figure VIII.4** Assemblage des éléments de la panne

**VIII.2.6.1 Cordon de soudure**

Épaisseur du gousset :  $e_p=10$  mm

$$a_{min} \leq a \leq a_{max}$$

$$t_{max} = t_{gousset} = 12mm \text{ donc } a_{min} = 3mm$$

$$t_{min} = 5,4mm$$

On prend un cordon de soudure : **a= 6mm**

- **La longueur de la soudure :**

Il s'agit des cordons latéraux, la condition suivante doit être vérifiée :

$$\sum l \geq \frac{\beta_w \times \gamma_{Mw} \times N \times \sqrt{3}}{a \times f_u}$$

Avec :

$\beta_w$  : Facteur de correction=0,8

$\gamma_{Mw}$  : Coefficient de sécurité=1,25

$f_u$  : Limite ultime de l'acier des pièces assemblées= 360MPa

$a$  : Épaisseur de la soudure =6mm

$$\sum l \geq \frac{0,8 \times 1,25 \times 49,62 \times \sqrt{3}}{6 \times 360} = 39,79mm$$

**VIII.2.7 Calcul des pieds de poteaux****VIII.2.7.1 Introduction :**

Cette partie, traite les liaisons en pieds de poteaux, qui sont encastés. Ces liaisons impliquent donc la transmission d'un effort vertical de compression ou de soulèvement suivant de cas de charges considérées, un moment fléchissant, et un effort horizontal.

**VIII.2.7.2 Dimensionnement des pieds de poteaux**



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018

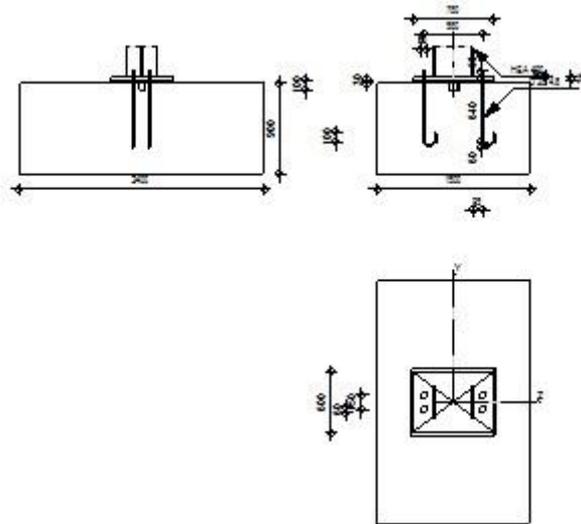
### Calcul du Pied de Poteau encastré

Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB

Design Guide: Design of fastenings in concrete



Ratio  
0,67



#### GENERAL

Assemblage N°:	2
Nom de l'assemblage :	Pied de poteau encastré
Noeud de la structure:	1402
Barres de la structure:	1817

#### GEOMETRIE

#### POTEAU

Profilé:	HEA 400		
Barre N°:	1817		
$L_c =$	5,78	[m]	Longueur du poteau
$\alpha =$	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

$L_c =$	5,78	[m]	Longueur 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			
$f_{yc} =$	235,00	[MPa]	Résistance	
$f_{uc} =$	365,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau	

**PLATINE DE PRESCELLEMENT**

$l_{pd} =$	780	[mm]	Longueur	
$b_{pd} =$	600	[mm]	Largeur	
$t_{pd} =$	25	[mm]	Epaisseur	
Matériau:	ACIER			
$f_{ypd} =$	235,00	[MPa]	Résistance	
$f_{upd} =$	365,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau	

**ANCRAGE**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon				
Classe =	4.6		Classe de tiges d'ancrage	
$f_{yb} =$	240,00	[MPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon	
$f_{ub} =$	400,00	[MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction	
$d =$	20	[mm]	Diamètre du boulon	
$A_s =$	2,45	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon	
$A_v =$	3,14	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon	
$n_H =$	2		Nombre de colonnes des boulons	
$n_V =$	2		Nombre de rangées des boulons	
Ecartement $e_{Hi} =$	580	[mm]		
Entraxe $e_{Vi} =$	150	[mm]		

**Dimensions des tiges d'ancrage**

L <sub>1</sub> =	60	[mm]		
L <sub>2</sub> =	640	[mm]		
L <sub>3</sub> =	120	[mm]		
L <sub>4</sub> =	100	[mm]		
<b>Platine</b>				
l <sub>wd</sub> =	60	[mm]	Longueur	
b <sub>wd</sub> =	60	[mm]	Largeur	
t <sub>wd</sub> =	10	[mm]	Epaisseur	
<b><u>BECHE</u></b>				
Profilé:	IPE 100			
l <sub>w</sub> =	100	[mm]	Longueur	
Matériau:	ACIER			
f <sub>yw</sub> =	235,00	[MPa]	Résistance	
<b><u>COEFFICIENTS DE MATERIAU</u></b>				
γ <sub>M0</sub> =	1,00		Coefficient de sécurité partiel	
γ <sub>M2</sub> =	1,25		Coefficient de sécurité partiel	
γ <sub>c</sub> =	1,50		Coefficient de sécurité partiel	
<b><u>SEMELLE ISOLEE</u></b>				
L =	1500	[mm]	Longueur de la semelle	
B =	2400	[mm]	Largeur de la semelle	
H =	900	[mm]	Hauteur de la semelle	
<b>Béton</b>				
Classe			BETON20	
f <sub>ck</sub> =	20,00	[MPa]	Résistance caractéristique à la compression	
<b>Mortier de calage</b>				
t <sub>g</sub> =	30	[mm]	Epaisseur du mortier de calage	

Mortier de calage			
$t_g =$	30	[mm]	Epaisseur du mortier de calage
$f_{ck,g} =$	12,00	[MPa]	Résistance caractéristique à la compression
$C_{f,d} =$	0,30		Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

**SOUDURES**

$a_p =$	7	[mm]	Plaque principale du pied de poteau
$a_w =$	4	[mm]	Bêche

**EFFORTS**

Cas:	18: 1,35G+1,5q (2+16) *1.35+15*1.50		
$N_{j,Ed} =$	-541,91	[kN]	Effort axial
$V_{j,Ed,y} =$	-21,57	[kN]	Effort tranchant
$V_{j,Ed,z} =$	1,97	[kN]	Effort tranchant
$M_{j,Ed,y} =$	-3,36	[kN*m]	Moment fléchissant
$M_{j,Ed,z} =$	-37,54	[kN*m]	Moment fléchissant

**RESULTATS**

**ZONE COMPRIMEE**

**COMPRESSION DU BETON**

$f_{cd} =$	13,33	[MPa]	Résistance de calcul à la compression	EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
$f_j =$	19,49	[MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise	[6.2.5.(7)]
$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$				
$c =$	50	[mm]	Largeur de l'appui additionnelle	[6.2.5.(4)]
$b_{eff} =$	119	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	400	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$A_{c0} =$	477,24	[cm <sup>2</sup> ]	Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$A_{c1} =$	4295,15	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de calcul maximale de la répartition de la charge	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$F_{rd,u} = A_{c0} * f_{cd} * \sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3 * A_{c0} * f_{cd}$				
$F_{rd,u} =$	1908,96	[kN]	Résistance du béton à l'appui rigide	EN 1992-1:[6.7.(3)]

$F_{rd,u} =$	1908,96	[kN]	Résistance du béton à l'appui rigide	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$\beta_j =$	0,67		Coefficient réducteur pour la compression	[6.2.5.(7)]
$f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$				
$f_{jd} =$	26,67	[MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint	[6.2.5.(7)]
$A_{c,n} =$	1234,53	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de compression efficace	[6.2.8.2.(1)]
$A_{c,y} =$	477,24	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$A_{c,z} =$	477,24	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$				
$F_{c,Rd,n} =$	3292,09	[kN]	Résistance du béton à la compression	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} =$	1272,64	[kN]	Résistance du béton à la flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,z} =$	1272,64	[kN]	Résistance du béton à la flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]
<b>AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION</b>				
$CL =$	1,00		Classe de la section	EN 1993-1-1:[5.5.2]
$W_{pl,y} =$	2561,97	[cm <sup>3</sup> ]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,y} =$	602,06	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{r,y} =$	371	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{r,y}$				
$F_{c,fc,Rd,y} =$	1622,81	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
$W_{pl,z} =$	872,88	[cm <sup>3</sup> ]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,z} =$	205,13	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{r,z} =$	200	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{r,z}$				
$F_{c,fc,Rd,z} =$	1025,02	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
<b>RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE</b>				
$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$				
$N_{j,Rd} =$	3292,09	[kN]	Résistance de la semelle à l'effort axial	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$				
$F_{c,Rd,y} =$	1272,64	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]

$F_{C,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$		
$F_{C,Rd,z} =$	1025,02 [kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée [6.2.8.3]

**CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE**

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)		$0,16 < 1,00$	vérifié	(0,16)
$e_y =$	6 [mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$Z_{c,y} =$	186 [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$		[6.2.8.1.(2)]
$Z_{t,y} =$	290 [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} =$	15,28 [kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)		$0,22 < 1,00$	vérifié	(0,22)
$e_z =$	69 [mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$Z_{c,z} =$	100 [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,z}$		[6.2.8.1.(2)]
$Z_{t,z} =$	75 [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,z}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} =$	83,92 [kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)		$0,45 < 1,00$	vérifié	(0,45)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$		$0,67 < 1,00$	vérifié	(0,67)

**CISAILLEMENT**

**PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE**

**Cisaillement par l'effort  $V_{j,Ed,y}$**

$\alpha_{d,y} =$	3,41	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,y} =$	1,00	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,y} =$	2,50	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \alpha_{b,y} f_{tup} d^2 t_p / \gamma_{M2}$			
$F_{1,vb,Rd,y} =$	365,00 [kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

**Cisaillement par l'effort  $V_{j,Ed,z}$**

$\alpha_{d,z} =$	1,52	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,z} =$	1,00	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,z} =$	2,50	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]

$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,z} =$	365,00 [kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]
<b>CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE</b>		
$\alpha_b =$	0,37	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$ [6.2.2.(7)]
$A_{vb} =$	3,14 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon [6.2.2.(7)]
$f_{ub} =$	400,00 [MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction [6.2.2.(7)]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel [6.2.2.(7)]
$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$		
$F_{2,vb,Rd} =$	37,00 [kN]	Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier [6.2.2.(7)]
$\alpha_M =$	2,00	Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation CEB [9.3.2.2]
$M_{Rk,s} =$	0,28 [kN*m]	Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion CEB [9.3.2.2]
$l_{sm} =$	53 [mm]	Longueur du bras de levier CEB [9.3.2.2]
$\gamma_{Ms} =$	1,20	Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.2]
$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M \cdot M_{Rk,s} / (l_{sm} \cdot \gamma_{Ms})$		
$F_{v,Rd,sm} =$	8,98 [kN]	Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier CEB [9.3.1]
<b>RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER</b>		
$N_{Rk,c} =$	274,92 [kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.4]
$k_3 =$	2,00	Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage CEB [9.3.3]
$\gamma_{Mc} =$	2,16	Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,cp} =$	254,56 [kN]	Résistance du béton à l'effet de levier CEB [9.3.1]
<b>ECRASEMENT DU BORD DU BETON</b>		
<b>Cisaillement par l'effort <math>V_{j,Ed,y}</math></b>		
$V_{Rk,c,y}^0 =$	2866,47 [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{A,v,y} =$	0,15	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.3.4]
$\psi_{h,v,y} =$	1,23	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,v,y} =$	0,78	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement CEB

$V_{Rk,c,y}^0 =$	2866,47	[kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
				[9.3.4.(d)]
$\Psi_{ec,V,y} =$	1,00		Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$\Psi_{\alpha,V,y} =$	1,00		Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\Psi_{ucr,V,y} =$	1,00		Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc} =$	2,16		Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 * \Psi_{A,V,y} * \Psi_{h,V,y} * \Psi_{s,V,y} * \Psi_{ec,V,y} * \Psi_{\alpha,V,y} * \Psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$				
$F_{v,Rd,c,y} =$	185,99	[kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

**Cisaillement par l'effort  $V_{j,Ed,z}$**

$V_{Rk,c,z}^0 =$	749,47	[kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\Psi_{A,V,z} =$	1,00		Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\Psi_{h,V,z} =$	1,00		Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\Psi_{s,V,z} =$	1,00		Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\Psi_{ec,V,z} =$	1,00		Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$\Psi_{\alpha,V,z} =$	1,00		Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\Psi_{ucr,V,z} =$	1,00		Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc} =$	2,16		Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 * \Psi_{A,V,z} * \Psi_{h,V,z} * \Psi_{s,V,z} * \Psi_{ec,V,z} * \Psi_{\alpha,V,z} * \Psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$				
$F_{v,Rd,c,z} =$	346,98	[kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

**GLISSEMENT DE LA SEMELLE**

$C_{f,d} =$	0,30		Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton	[6.2.2.(6)]
$N_{c,Ed} =$	541,91	[kN]	Effort de compression	[6.2.2.(6)]
$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$				
$F_{f,Rd} =$	162,57	[kN]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]

<b>CONTACT DE LA CALE D'ARRÊT AVEC BETON</b>					
$F_{v,Rd,wg,y} = 1.4 \cdot l_w \cdot b_{wy} \cdot f_{ck} / \gamma_c$					
$F_{v,Rd,wg,y} =$	186,67	[kN]	Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton		
$F_{v,Rd,wg,z} = 1.4 \cdot l_w \cdot b_{wz} \cdot f_{ck} / \gamma_c$					
$F_{v,Rd,wg,z} =$	102,67	[kN]	Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton		
<b>CONTROLE DU CISAILLEMENT</b>					
$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$					
$V_{j,Rd,y} =$	385,14	[kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement		CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$			0,06 < 1,00	vérifié	(0,06)
$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$					
$V_{j,Rd,z} =$	301,14	[kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement		CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$			0,01 < 1,00	vérifié	(0,01)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$			0,06 < 1,00	vérifié	(0,06)
<b>SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE</b>					
$\sigma_{\perp} =$	88,96	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure		[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	88,96	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire		[4.5.3.(7)]
$\tau_{y  } =$	-2,62	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$		[4.5.3.(7)]
$\tau_{z  } =$	0,40	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$		[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance		[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)			0,34 < 1,00	vérifié	(0,34)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{y  }^2 + \tau_{\perp}^2)) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0$ (4.1)			0,52 < 1,00	vérifié	(0,52)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{z  }^2 + \tau_{\perp}^2)) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0$ (4.1)			0,13 < 1,00	vérifié	(0,13)
<b>RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE</b>					
<b>Moment fléchissant <math>M_{j,Ed,y}</math></b>					
$b_{eff} =$	119	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T		[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	400	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T		[6.2.5.(3)]
$K_{13,y} = E_c \cdot \sqrt{(b_{eff} \cdot l_{eff})} / (1.275 \cdot E)$					

$k_{13,y} =$	24	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	300	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	87	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.425 \cdot l_{eff}^3 \cdot t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,y} =$	6	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	235	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 \cdot A_b / L_b$				
$k_{16,y} =$	2	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0,37		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	353750,48	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	491240,87	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ SEMI-RIGIDE				[5.2.2.5.(2)]
<b>Moment fléchissant <math>M_{j,Ed,z}</math></b>				
$k_{13,z} = E_c \cdot \sqrt{A_{c,z}} / (1.275 \cdot E)$				
$k_{13,z} =$	24	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	390	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	87	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,z} = 0.425 \cdot l_{eff}^3 \cdot t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,z} =$	4	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	235	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,z} = 1.6 \cdot A_b / L_b$				
$k_{16,z} =$	2	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,z} =$	0,84		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} =$	102926,54	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} =$	93342,78	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$ RIGIDE				[5.2.2.5.(2)]
<b>COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:</b>				

AILE DU POTEAU EN COMPRESSION	
<b>Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme</b>	Ratio 0,67

**Tableau VIII.2** : les résultats de calcul de pieds de poteau (logiciel ROBOT)

### IX.1 Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

### IX.2 Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivant :

- La résistance du sol.
- Le tassement du sol.
- Le mode constructif de la structure.

Le choix porté sur le type de fondation, doit aussi satisfaire certains critères qui sont :

- La stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- La facilité d'exécution (coffrage).
- L'économie.

### IX.3 Calcul des fondations :

Les fondations seront calculées suivant deux sens, longitudinal et transversal,

Sous les combinaisons suivantes :

Selon le RPA99

$G+Q+E$

$0,8G\pm E$

Selon le BAEL91

ELS  $\rightarrow G+Q$

ELU  $\rightarrow 1,35G+1,5Q$

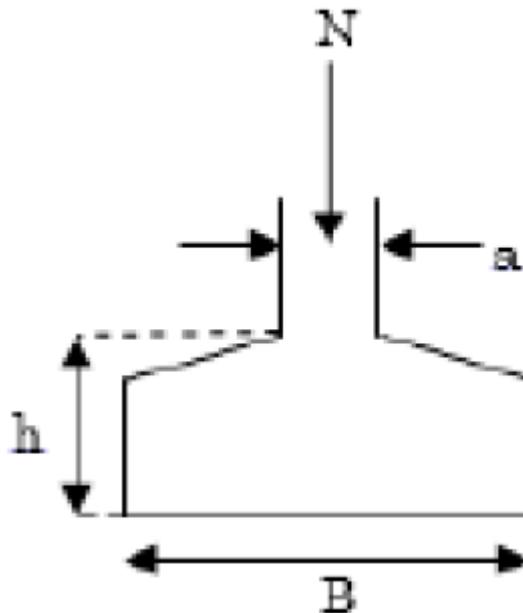
#### IX. 3.1 Dimensionnement de la semelle isolée : (DTR-BC 2.3.3.1.)

Les semelles sont soumises à :

-Un effort normal centré N

-Un moment de flexion M rapporté au centre de gravité de la section de béton seul à la base de poteau.

Les dimensions de la semelle doivent être homothétiques avec celles de la plaque d'assise (platine), soit :



**Figure VIX.1:** schéma d'une semelle isolée

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \rightarrow B = \frac{b}{a} \cdot A \Rightarrow A = 0,97B$$

$$\text{Avec } \begin{cases} a = 1250\text{mm} \\ b = 1000\text{mm} \end{cases}$$

On doit vérifier la semelle la plus sollicitée

$$\sigma = \frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol}$$

$N_s$  : l'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel ETABS 2016  $N_s = 1108,65$

$S$  : surface d'appuis de la semelle

$\sigma_{sol}$  : Contrainte admissible du sol  $\sigma_{sol} = 1,5\text{bar}$

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \rightarrow S \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{3712,87 \times 10^{-3}}{0.15}} = 4,97\text{m}$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 5,65, on remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelle ne convient pas à notre cas.

### IX-3-2 Vérification de la semelle filante :

Pour la vérification, on va choisir la semelle filante intermédiaire qui nous semble la sollicitée

La surface totale de semelle est donné par :

$$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} \rightarrow B \times L \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} \rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} \times L}$$

$N_i$  : l'effort normal provenant du poteau «i»

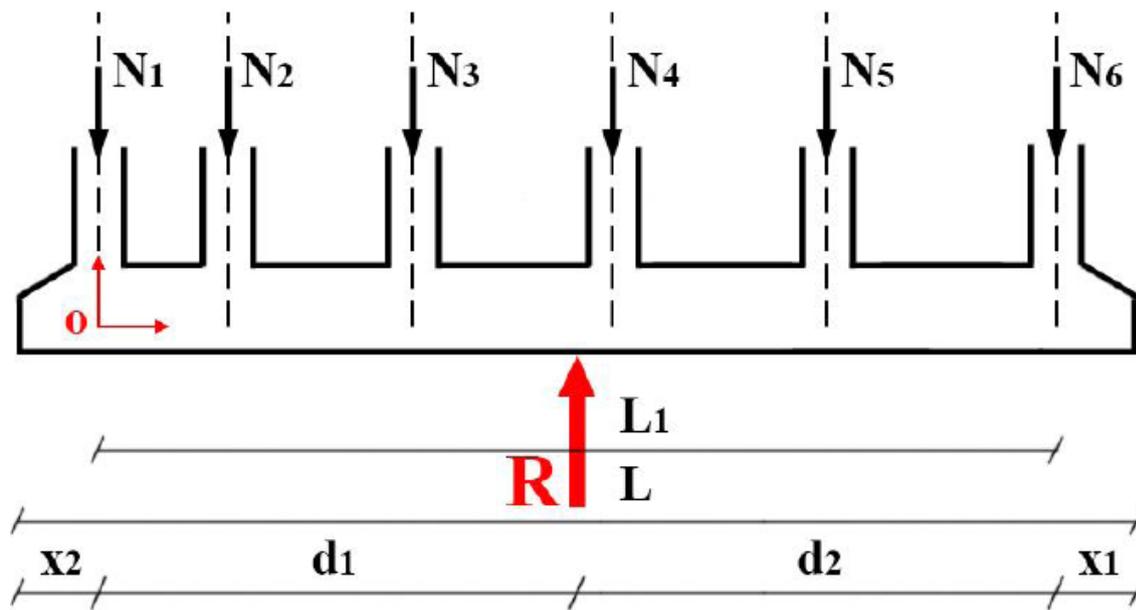
$N_1(KN)$	$N_2(KN)$	$N_3(KN)$	$N_4(KN)$	$N_5(KN)$	$N_6(KN)$	$N_7(KN)$	$N = \sum_{i=1}^7 N_i (KN)$
421,93	1893,5	2938,2	2849,06	2733,16	3712,82	1426,42	15975,09

**Tableau IX.1** : Résumés des efforts N

$$B \geq \frac{15975,09 \times 10^{-3}}{0.15 \times 45,65} = 2,33\text{m} \quad \text{on prend } B=2,5\text{m}$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 5,65m ,on constate qu'il n'ya pas de chevauchement entre les semelles .ce qui nous a conduits à opter pour ce type de fondation .

#### IX 3.2.1 La semelle filante :



**Figure IX.2** : schéma des efforts normaux et la réaction du sol dans la semelle filante

On doit vérifier l'excentricité de la réaction du sol

#### LE SCHEMA DES EFFORTS NORMALS

$$\Sigma M/0 = 0 \Rightarrow 5,65N_2 + 13,65N_3 + 21,65N_4 + 29,65N_5 + 37,65N_6 + 45,65N_7$$

$$358161,52 \text{ KN.m} = Rd_2$$

$$\Rightarrow d_2 = \frac{358161,52}{R} = 22,42\text{m} \quad R = \sum_{i=2}^6 N_i = 15975,09\text{KN}$$

$$d_1 = L_1 - d_2 = 45,65 - 22,42 = 23,23\text{m}$$

La réaction du sol n'est pas concentrée et pour éviter les tassements différentiels on doit faire passer R par le milieu de la semelle.

$$\text{Donc} \quad \Rightarrow d_i + X_i = d_2 + X_2 = \frac{L}{2}$$

$$\text{On fixe } x_1 = 0,4\text{m} \Rightarrow x_2 = d_1 + x_1 - d_2$$

$$x_2 = 23,23 + 0,4 - 22,42 = 1,21 \text{ m} \quad \Rightarrow L = 47,25\text{m}$$

D'après les résultats de choix du type de semelle on prend  $B=2.5$

$$\text{Donc } h \geq \frac{B-b}{4} + 0.05 \text{ cm}$$

$$h \geq \frac{1,5}{4} + 0.05 \text{ cm} = 0,425 \text{ m}$$

On prend  $h = 0,5 \text{ m}$  et  $h_0 = 0,3 \text{ m}$

Calcul le poids propre de la semelle :

$$G_0 = 25V = 25(V_{TOT} - V_{gla})$$

$$V_{TOT} = L \times B \times h = 47,25 \times 2.5 \times 0.5 = 59,06 \text{ m}^3$$

$$V_{gla} = \left[ 2(h - h_0) \left( \frac{B - b}{2} \right) \right] \frac{L}{2} + [(h - h_0)(x_1 + x_2)] \times \frac{B}{2}$$

$$V_{gla} = 7,49 \text{ m}^3$$

$$G_0 = 25(59,06 - 7,49) = 1289.25 \text{ KN}$$

On doit vérifier  $\sigma < \bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma = \frac{N_T + G_0}{L \times B} = \frac{(15975,09 + 1289.25) \times 10^{-3}}{47,25 \times 2.5} = 0.142 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0.15 \text{ MPa}$$

Donc on opte pour  $L=47,25 \text{ m}$   $B=2.5 \text{ m}$

$h=0.5 \text{ m}$  et  $h_0=0.3 \text{ m}$

Les semelle filantes ou continue sous poteaux sont soumises à des contraintes linéaires réparties, pour cela elle doit être suffisamment rigide pour ne pas se comporter comme une poutre sur un sol élastique, donc on doit vérifier la longueur élastique ( $L_e$ ) tel que :

$$L_e = (4EI/K_z B)^{1/4}$$

$E$  : module d'élasticité de béton ( $E = 3.2 \times 10^{-7} \text{ KN/m}^2$ )

$K_z$  : Coefficient de raideur du sol ( $K_z = 40000 \text{ KN/m}^3 \text{ sol moyen}$ )

$I$  : moment d'inertie de la semelle ( $I = Bh^3/12$ )

$$Le = \left[ (4 \times 3.2 \times 10^{-7} \times \frac{2.5 \times 0.5^3}{12}) / (4000 \times 2.5) \right]^{\frac{1}{4}} = 4.27m$$

$$D'où L < \frac{\pi \times Le}{2} + a$$

$L^{max}$  : entre axe maximale des trames

a : largeur du la platine

$$L = 8m < \frac{\pi \times Le}{2} + a = 7,95m$$

C'est pas vérifier donc on va augmenter la hauteur de la semelle h tel que

$$L_e = (L + a) \times \frac{2}{\pi} = 3.185m$$

$$D'où h^3 = \frac{12Le^4 \times Kz \times B}{4BE} \Rightarrow h = \left( \frac{12Le^4 \times Kz}{4BE} \right)^{\frac{1}{3}} = 0.79m$$

On prend h=0.8m et h<sub>0</sub>=0.45m

On doit révéfier la condition suivant  $\sigma < \bar{\sigma}$

Avec les nouvelles dimensions :

$$V_{TOT} = L \times B \times h = 47,25 \times 2.5 \times 0.8 = 94,5m^3$$

$$V_{gla} = 13,11m^3$$

$$G_0 = 25(94,5 - 13,11) = 2034,81KN$$

$$\sigma = \frac{(15975,09 + 2034,81) \times 10^{-3}}{47,25 \times 2,5} = 0.148MP_a < \bar{\sigma}_{sol} = 0.15MP_a$$

Alors on opte pour L=47,25m B=2,5 h=0,8m et h<sub>0</sub>=0,45m

### IX.3.1.2 La poutre de rigidité :

Cette poutre est créé parallèle à L pour reprendre la flexion, ces dimension (b×h) cm<sup>2</sup>

b forfaitairement c'est la largeur de la platine b=100cm

$$Et \frac{L^{max}}{9} \leq h \leq \frac{L^{max}}{6} \Rightarrow \frac{8}{9} \leq h \leq \frac{8}{6} \Rightarrow 0.88 \leq h \leq 1,33m$$

On prend h=0,9m donc les dimensions de la poutre sont b=1m et h=0.9m

## IX.4 Calcul la section d'armature dans les éléments de la fondation

### IX.4.1 La section d'armature dans la semelle filante

$$B = 2,5 \text{ m} \quad L = 47,25 \text{ m} \quad b = 1 \text{ m} \quad d_B = 0,75 \text{ m}$$

$$FN \Rightarrow \begin{cases} F_{st} = 348 MP_a \text{ (ELU)} \\ F_{st} = 201,66 MP_a \text{ (ELS)} \end{cases}$$

$$N_T^{ELS} = \sum N^S + G_0 = 15975,09 + 2034,81 = 18009,9 \text{ KN}$$

$$N_T^{ELU} = \sum N^U + 1,35 G_0 = 22659,1 + 1,35 \times 2034,81 = 25406,09 \text{ KN}$$

#### a) Calcul à L'ELU :

Les armatures parallèles à B :

$$A_U^B = \frac{N_T^{ELU}(B - b)}{8 \times d_B \times f_{st}} = \frac{25406,09 \times 10^{-3} \times (2,5 - 1)}{8 \times 0,75 \times 348} = 182,52 \text{ cm}^2$$

#### a) Calcul à L'ELS :

$$A_S^A = \frac{N_T^{ELS}(B - b)}{8 \times d_B \times f_{st}} = \frac{18722,08 \times 10^{-3} \times (2,5 - 1)}{8 \times 0,75 \times 201,66} = 186,06 \text{ cm}^2$$

$$A_S^B > A_u^B \Rightarrow \text{choix } 236 \text{ HA}10 = 186,44 \text{ cm}^2 \quad st = 20 \text{ cm}$$

Les armatures parallèles à L :

$$A^L = \frac{A^B}{3} = \frac{186,44}{3} = 62,15 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 31 \text{ HA } 16 = 62,31 \text{ cm}^2 \quad St = 8 \text{ cm}$$

## b) Schéma de ferrailage :

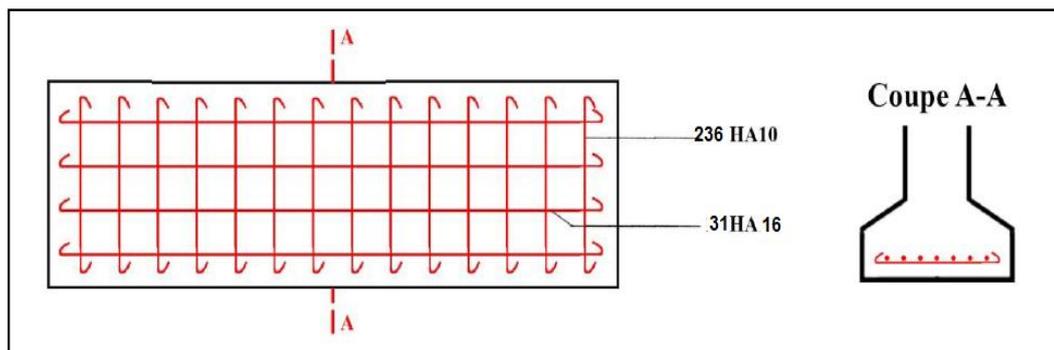


Figure IX. 3 : Schéma de ferrailage de la semelle filante

## IX 4.2 la section d'armature dans la poutre de rigidité:

les résultats des calcul RDM sont récapitulé dans le tableau suivante :

Appuis	Mu (KN.m)	Ms (KN.m)	Vu (KN)
A	-393,616	-290,06	1177,494
B	-2322,979	-1711,83	2117,253
C	-2591,033	-1909,362	-2184,267
D	-2591,033	-1909,362	2150,76
E	-2591,033	-1909,362	-2150,76
F	-3400,731	-2506,038	2570,475
G	-43,015	-31,698	-1731,046

Tableau IX.3 : Moment et effort tranchant au niveau des appuis

Travée	x (m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)
AB	2,19	895,689	660,043
BC	3,938	1845,558	1360,013
CD	4	1710,487	1260,478
DE	4	1710,487	1260,478
EF	3,812	1315,164	969,16
FG	4,781	2743,459	2021,687

Tableau IX.4 : les moment maximal dans les travée

### IX.4 .3 Calcul des armatures longitudinales :

On résume les calculs de la section d'armature dans le tableau qui suit :

Position	$M(KN.m)$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$z(m)$	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}$	$A^{adopte}(cm^2)$
Travée	1845,558	0.180	0,249	0.765	69,32	10,26	<b>9HA20+9HA25=72,45</b>
Appuis inter	-3400,731	0.331	0.524	0.672	128,48	10,26	<b>9HA32+9HA25+9HA14=130,41</b>
Appuis de rive	-393,616	0.038	0,049	0.833	13,57	10,26	<b>9HA14=13.85</b>

**Tableau IX.5 :** la section d'armature dans les poutre de rigidité

### IX 4.4 Calcul des armatures transversales:

le diamètre des armatures transversales est donnée par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min(\phi_{l\min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}) \rightarrow \phi_t \leq \min(20 ; 25,71 ; 100)$$

Soit  $\phi_t = 14mm$  et  $A_{trans} = 10\phi 14 = 15,39 \text{ cm}^2$  (4cadre  $\phi 14$  + etrier  $\phi 14$ )

On adopte pour un espacement entre les armatures transversale  $St = 15cm$

$$\tau_U = \frac{v^{max}}{b \times d} = \frac{2570,475 \times 10^{-3}}{1 \times 0.85} = 3.02 \text{ MPa}$$

FN  $\rightarrow \bar{\tau} < \min(0.1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$

$\tau_U > \bar{\tau}$  alors on doit augmenté la section de la poutre

On opte pour  $(b \times h) = 100 \times 120 \text{ cm}^2$

Puis recalculé la section d'acier longitudinale:

Position	$M(KN.m)$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$z(m)$	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}$	$A^{adopte}(cm^2)$
Appuis	1845,558	0.098	0.129	1,09	48,62	14.49	<b>10HA25=49.09</b>
Appuis inter	-3400,731	0.181	0.252	1,034	94,48	14.49	<b>20HA25=98,17</b>
Appuis de rive	-393,616	0.021	0.027	1,138	9,94	14.49	<b>10HA25=49,09</b>

**Tableau IX.6 :** la section d'armature dans les poutre de rigidité

**IX .5 Vérification nécessaire****a) L'ELU:****Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérification que  $\tau < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$

$$\tau_U = \frac{V^{max}}{b \times d} = \frac{2570,475 \times 10^{-3}}{1 \times 1,15} = 2,23 \text{ MPa}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement

**b) L'ELS:****Vérification des contraintes :**

On doit vérifier les deux condition suivantes:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{Ms(d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPA}$$

On résume les calculs dans le tableau qui suit :

Position	$M_s (KN.m)$	$y (cm)$	$I \text{ cm}^4$	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$
<b>Appuis</b>	1845,558	34,44	6140506,29	10,35	<b>verifier</b>	190.15	<b>Verifier</b>
<b>Appuis inter</b>	-3400,731	56,23	9332820.3	13,97	<b>verifier</b>	199.13	<b>Verifier</b>
<b>Appuis de rive</b>	-393,616	34,44	6140506,29	2.21	<b>verifier</b>	81.01	<b>Verifier</b>

**Tableau IX.7 : Vérification des contraintes**

**Remarque :**

Vu l'importance de la hauteur de nervure, il est nécessaire de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton .

D'après le CBA99(art A.7.3) leur section est d'au moins  $3\text{cm}^2$  par mètre de longueur de parois mesuré perpendiculairement à leur direction

Donc  $A_p = 3 \times 1,15 = 4,45\text{cm}^2$   
soit : 4HA12=4,52cm<sup>2</sup> par face

## CONCLUSION GENERAL

Ce projet de fin d'étude nous à donné l'occasion de lier et synthèses les différentes connaissances théoriques acquises durant la formation universitaire, ainsi de se familiariser avec les différents règlements de conception et de calcul dans le domaine du génie civil, selon leurs exigences sur un cas réel. Toutefois, nous enregistrons des difficultés sur quelques points, mais, c'est à travers nos recherches et documentations, que nous avons pu prendre en charge certains problèmes techniques.

En plus d'approfondir nos connaissances dans le domaine de la construction métallique, notre compréhension des phénomènes d'instabilité. Cette étude nous a permis de mieux utiliser les deux logiciels « Robot, Etabs » qui peuvent nous aider dans notre avenir professionnel.

Le règlement CCM97 est utilisé dans ce projet à fin de vérifier la stabilité des éléments de la structure au flambement et au déversement, ces vérifications ont montré que le système structural de l'ouvrage est stable.

Comme elle nous a permis de vérifier les conditions de résistance et de la stabilité.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail serait une référence pour d'autres projets de fin d'études dans l'avenir.

# **Bibliographie**

## **REGLEME NT**

- ❖ Règlement de neige et vent RNV2013.
- ❖ Règles de conception et de calcul des structures en acier CCM97.
- ❖ Règlement parasismiques algérien RPAversion2003.
- ❖ Conception et calcul des structures métalliques.
- ❖ Charges permanentes et charge d'exploitation D T R- BC-2.2.

## **LIVRES**

- ❖ Charpente métallique – guide de calcul – Dahmani Lahlou.

## **THESE**

- ❖ Etude d'un hôtel en (R+3) charpente métallique.
- ❖ Etude d'un bâtiment industriel en charpente métallique  $M_r$  BENMASSAOUD.

## **LOGITIELS**

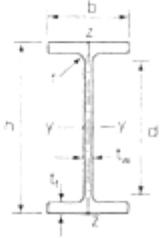
- ❖ Logiciel d'analyse des structures **ROBOT v2018**
- ❖ **WORD 2007**
- ❖ **AUTO CAD 2009**
- ❖ **ETABS 2016**

**Annexe 1: Tableau des armatures**

Section en  $cm^2$  de N armature de diamtre  $\phi$  (mm)

N $\phi$	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.31	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.04	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

## Annexe 2:Caractristique des profiles

Poutrelles									
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.								
<b>IPE</b>		Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section
		h	b	a	e	r	h <sub>1</sub>	P	A
		h	b	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	r	d	P	A
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm <sup>2</sup>
	IPE 80	80,0	46	3,8	5,2	5	59,6	6,0	7,6
	IPE 100	100,0	55	4,1	5,7	7	74,6	8,1	10,3
	IPE 120	120,0	64	4,4	6,3	7	93,4	10,4	13,2
	IPE 140	140,0	73	4,7	6,9	7	112,2	12,9	16,4
	IPE 160	160,0	82	5,0	7,4	9	127,2	15,8	20,1
	IPE 180	180,0	91	5,3	8,0	9	146,0	18,8	23,9
	IPE 200	200,0	100	5,6	8,5	12	159,0	22,4	28,5
	IPE 220	220,0	110	5,9	9,2	12	177,6	26,2	33,4
	IPE 240	240,0	120	6,2	9,8	15	190,4	30,7	39,1
	IPE 270	270,0	135	6,6	10,2	15	219,6	36,1	45,9
	IPE 300	300,0	150	7,1	10,7	15	248,6	42,2	53,8
	IPE 330	330,0	160	7,5	11,5	18	271,0	49,1	62,6
	IPE 360	360,0	170	8,0	12,7	18	298,6	57,1	72,7
IPE 400	400	180	8,6	13,5	21	331,0	66,3	84,5	
IPE 450	450,0	190	9,4	14,6	21	378,8	77,6	98,8	
IPE 500	500,0	200	10,2	16,0	21	426,0	90,7	115,5	
IPE 550	550,0	210	11,1	17,2	24	467,6	105,5	134,4	
IPE 600	600,0	220	12,0	19,0	24	514,0	122,4	156,0	

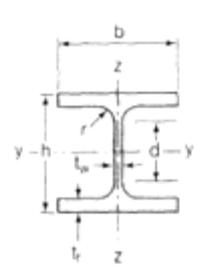
**Produits sidérurgiques - formes, dimensions, caractéristiques**

NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-205 Tolérances : NF EN 10034										
		Caractéristiques de calcul									
$I_x$		$I_x/V_x$	$i_x$	-	-	$I_y$	$I_y/V_y$	$i_y$	-	-	J
$I_y$		$W_{el,y}$	$i_y$	$W_{pl,y}$	$A_{yz}$	$I_z$	$W_{el,z}$	$i_z$	$W_{pl,z}$	$A_{vy}$	$I_t$
cm <sup>4</sup>		cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>
IPE 80	80,1	20,0	3,24	23,2	3,6	8,48	3,69	1,05	5,8	5,1	0,70
IPE 100	171,0	34,2	4,07	39,4	5,1	15,91	5,78	1,24	9,1	6,7	1,20
IPE 120	317,8	53,0	4,90	60,7	6,3	27,65	8,64	1,45	13,6	8,6	1,74
IPE 140	541,2	77,3	5,74	88,3	7,6	44,90	12,30	1,65	19,2	10,6	2,45
IPE 160	869,3	108,7	6,58	123,9	9,7	68,28	16,65	1,84	26,1	12,8	3,60
IPE 180	1317,0	146,3	7,42	166,4	11,3	100,81	22,16	2,05	34,6	15,3	4,79
IPE 200	1943,2	194,3	8,26	220,6	14,0	142,31	28,46	2,24	44,6	18,0	6,98
IPE 220	2771,8	252,0	9,11	285,4	15,9	204,81	37,24	2,48	58,1	21,3	9,07
IPE 240	3891,6	324,3	9,97	366,6	19,1	283,58	47,26	2,69	73,9	24,8	12,88
IPE 270	5789,8	428,9	11,23	484,0	22,1	419,77	62,19	3,02	97,0	29,0	15,94
IPE 300	8356,1	557,1	12,46	628,4	25,7	603,62	80,48	3,35	125,2	33,7	20,12
IPE 330	11766,9	713,1	13,71	804,3	30,8	788,00	98,50	3,55	153,7	38,7	28,15
IPE 360	16265,6	903,6	14,95	1019,1	35,1	1043,20	122,73	3,79	191,1	45,3	37,32
IPE 400	23128,4	1156,4	16,55	1307,1	42,7	1317,58	146,40	3,95	229,0	51,1	51,08
IPE 450	33742,9	1499,7	18,48	1701,8	50,8	1675,35	176,35	4,12	276,4	58,3	66,87
IPE 500	48198,5	1927,9	20,43	2194,1	59,9	2140,90	214,09	4,30	335,9	67,2	89,29
IPE 550	67116,5	2440,6	22,35	2787,0	72,3	2666,49	253,95	4,45	400,5	76,1	123,24
IPE 600	92083,5	3069,4	24,30	3512,4	83,8	3385,78	307,80	4,66	485,6	87,9	165,42

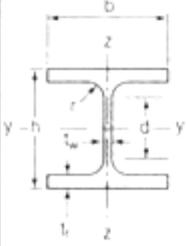
**IPE  
(suite)**

Poutrelles

**MATIÈRE** Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.

HEA		Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section
		h	b	a	e	r	h <sub>1</sub>	P	A
		h	b	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	r	d	P	A
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm <sup>2</sup>
HEA 100	96	100	5,0	8	12	56	16,7	21,2	
HEA 120	114	120	5,0	8	12	74	19,9	25,3	
HEA 140	133	140	5,5	8,5	12	92	24,7	31,4	
HEA 160	152	160	6,0	9	15	104	30,4	38,8	
HEA 180	171	180	6,0	9,5	15	122	35,5	45,3	
HEA 200	190	200	6,5	10	18	134	42,3	53,8	
HEA 220	210	220	7,0	11	18	152	50,5	64,3	
HEA 240	230	240	7,5	12	21	164	60,3	76,8	
HEA 260	250	260	7,5	12,5	24	177	68,2	86,8	
HEA 280	270	280	8,0	13	24	196	76,4	97,3	
HEA 300	290	300	8,5	14	27	208	88,3	112,5	
HEA 320	310	300	9,0	15,5	27	225	97,6	124,4	
HEA 340	330	300	9,5	16,5	27	243	104,8	133,5	
HEA 360	350	300	10,0	17,5	27	261	112,1	142,8	
HEA 400	390	300	11,0	19	27	298	124,8	159,0	
HEA 450	440	300	11,5	21	27	344	139,8	178,0	
HEA 500	490	300	12,0	23	27	390	155,1	197,5	
HEA 550	540	300	12,5	24	27	438	166,2	211,8	
HEA 600	590	300	13,0	25	27	486	177,8	226,5	
HEA 650	640	300	13,5	26	27	534	189,7	241,6	
HEA 700	690	300	14,5	27	27	582	204,5	260,5	
HEA 800	790	300	15,0	28	30	674	224,4	285,8	
HEA 900	890	300	16	30	30	770	251,6	320,5	
HEA 1000	990	300	16,5	31	30	868	272,3	346,8	

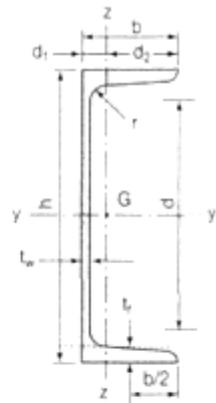
**Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques**

NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-201 Tolérances : NF EN 10034										
	Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion
	$I_x$	$I_x/v_x$	$i_x$	-	-	$I_y$	$I_y/v_y$	$i_y$	-	-	J
	$I_y$	$W_{el,y}$	$i_y$	$W_{pl,y}$	$A_{vz}$	$I_z$	$W_{el,z}$	$i_z$	$W_{pl,z}$	$A_{vy}$	$I_t$
	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>
HEA 100	349,2	72,8	4,06	83,0	7,6	133,8	26,8	2,51	41,1	16,9	5,24
HEA 120	606,2	106,3	4,89	119,5	8,5	230,9	38,5	3,02	58,9	20,1	5,99
HEA 140	1033,1	155,4	5,73	173,5	10,1	389,3	55,6	3,52	84,8	24,8	8,13
HEA 160	1673,0	220,1	6,57	245,1	13,2	615,5	76,9	3,98	117,6	30,1	12,19
HEA 180	2510,3	293,6	7,45	324,9	14,5	924,6	102,7	4,52	156,5	35,5	14,80
HEA 200	3692,2	388,6	8,28	429,5	18,1	1335,6	133,6	4,98	203,8	41,6	20,98
HEA 220	5409,7	515,2	9,17	568,5	20,7	1954,5	177,7	5,51	270,6	50,2	28,46
HEA 240	7763,2	675,1	10,05	744,6	25,2	2768,9	230,7	6,00	351,7	59,7	41,55
HEA 260	10455,0	836,4	10,97	919,8	28,8	3668,2	282,2	6,50	430,2	67,4	52,37
HEA 280	13673,3	1012,8	11,86	1112,2	31,7	4763,0	340,2	7,00	518,1	75,4	62,10
HEA 300	18263,5	1259,63	12,74	1383,3	37,3	6310,5	420,7	7,49	641,2	87,0	85,17
HEA 320	22928,6	1479,3	13,58	1628,1	41,1	6985,8	465,7	7,49	709,7	96,2	107,97
HEA 340	27693,1	1678,4	14,40	1850,5	45,0	7436,3	495,8	7,46	755,9	102,5	127,20
HEA 360	33089,8	1890,8	15,22	2088,5	49,0	7886,8	525,8	7,43	802,3	108,7	148,82
HEA 400	45069,4	2311,3	16,84	2561,8	57,3	8563,1	570,9	7,34	872,9	118,2	189,04
HEA 450	63721,6	2896,4	18,92	3215,9	65,8	9464,2	630,9	7,29	965,5	130,4	243,76
HEA 500	86974,8	3550,0	20,98	3948,9	74,7	10365,6	691,0	7,24	1058,5	142,7	309,27
HEA 550	111932,2	4145,6	22,99	4621,8	83,7	10817,2	721,1	7,15	1106,9	148,9	351,54
HEA 600	141208,1	4786,7	24,97	5350,4	93,2	11269,1	751,3	7,05	1155,7	155,2	397,81
HEA 650	175178,2	5474,3	26,93	6136,3	103,2	11721,3	781,4	6,96	1204,8	161,5	448,30
HEA 700	215301,4	6240,6	28,75	7031,8	117,0	12175,5	811,7	6,84	1256,7	168,0	513,89
HEA 800	303442,6	7682,1	32,58	8699,5	138,8	12634,7	842,3	6,65	1312,3	174,8	596,87
HEA 900	422075,0	9484,8	36,29	10811,0	163,3	13542,4	902,8	6,50	1414,5	187,4	736,77
HEA 1000	553846,2	11188,8	39,96	12824,4	184,6	13998,9	933,3	6,35	1469,7	193,7	822,41

HEA  
(suite)

Poutrelles

**MATIÈRE** Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.



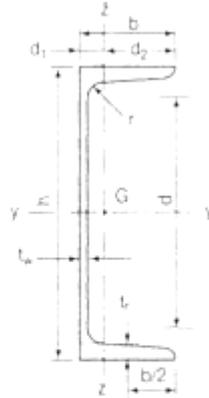
Inclinaison des ailes :  
 $h \leq 300$  : 8 %  
 $h > 300$  : 5 %

Profils	Dimensions							Masse par mètre	Aire de la section	Position du centre de gravité	
	h	b	a	e	r	r <sub>1</sub>	h <sub>1</sub>	P	A	d <sub>1</sub>	d <sub>2</sub> = v <sub>y</sub>
	h	b	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	r	r <sub>1</sub>	d	P	A	d <sub>1</sub>	d <sub>2</sub> = v <sub>z</sub>
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm <sup>2</sup>	cm	cm
UPN 80	80	45	6,0	8,0	8,0	4,00	47	8,7	11,0	1,45	3,05
UPN 100	100	50	6,0	8,5	8,5	4,50	64	10,6	13,5	1,55	3,45
UPN 120	120	55	7,0	9,0	9,0	4,50	82	13,3	17,0	1,61	3,89
UPN 140	140	60	7,0	10,0	10,0	5,00	98	16,0	20,4	1,76	4,24
UPN 160	160	65	7,5	10,5	10,5	5,50	116	18,9	24,0	1,84	4,66
UPN 180	180	70	8,0	11,0	11,0	6,00	133	21,9	27,9	1,92	5,08
UPN 200	200	75	8,5	11,5	11,5	6,50	151	25,2	32,2	2,01	5,49
UPN 220	220	80	9,0	12,5	12,5	6,50	167	29,4	37,4	2,14	5,86
UPN 240	240	85	9,5	13,0	13,0	7,00	185	33,2	42,3	2,23	6,27
UPN 260	260	90	10,0	14,0	14,0	7,50	201	37,9	48,3	2,36	6,64
UPN 280	280	95	10,0	15,0	15,0	8,00	216	41,9	53,4	2,53	6,97
UPN 300	300	100	10,0	16,0	16,0	8,00	231	46,1	58,8	2,70	7,30

**Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques**

**NORMES DE RÉFÉRENCE**

Dimensions : NF A 45-202  
Tolérances : NF A 45-210



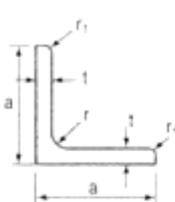
Inclinaison des ailes :  
h ≤ 300 : 8 %  
h > 300 : 5 %

**UPN  
(suite)**

Profils	Caractéristiques de calcul									Moment d'inertie de torsion J
	$I_x$	$I_y/V_x$	$i_x$	-	-	$I_y$	$I_x/V_y$	$i_y$	-	
	$I_y$	$W_{el,y}$	$i_y$	$W_{pl,y}$	$A_{vz}$	$I_z$	$W_{el,z}$	$i_z$	$W_{pl,z}$	
	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	
UPN 80	106	26,5	3,1	31,8	5,10	19,4	6,4	1,33	12,1	2,16
UPN 100	206	41,2	3,9	49,0	6,46	29,3	8,5	1,47	16,2	2,81
UPN 120	364	60,7	4,6	72,6	8,80	43,2	11,1	1,59	21,2	4,15
UPN 140	605	86,4	5,5	103,0	10,41	62,7	14,8	1,75	28,3	5,68
UPN 160	925	116,0	6,2	138,0	12,60	85,3	18,3	1,89	35,2	7,39
UPN 180	1350	150,0	7,0	179,0	15,09	114,0	22,4	2,02	42,9	9,55
UPN 200	1910	191,0	7,7	228,0	17,71	148,0	27,0	2,14	51,8	11,90
UPN 220	2690	245,0	8,5	292,0	20,62	197,0	33,6	2,30	64,1	16,00
UPN 240	3600	300,0	9,2	358,0	23,71	248,0	39,6	2,42	75,7	19,70
UPN 260	4820	371,0	10,0	442,0	27,12	317,0	47,7	2,56	91,6	25,50
UPN 280	6280	448,0	10,9	532,0	29,28	399,0	57,2	2,74	109,0	31,00
UPN 300	8030	535,0	11,7	632,0	31,77	495,0	67,8	2,90	130,0	37,40

## 7.4 LAMINÉES MARCHANDS USUELS

d'après doc. OTUA

MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275, et S 355 d'après la norme NF EN 10025.											
		Dimensions					Masse par mètre	Aire de la section	Caractéristiques de calcul			
					Axe yy = Axe zz							
a		a	e	r	r <sub>1</sub>	P	A	d	$I_x = I_y$	$I_x/d_x = I_y/d_y$	$i_x = i_y$	
a	a	t	r	r <sub>1</sub>	P	A	d	$I_y = I_z$	$W_{el,y} = W_{el,z}$	$i_y = i_z$		
mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm <sup>2</sup>	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm		
CORNIÈRES À AILES ÉGALES	L 20 x 20 x 3	20	20	3	4	2	0,88	1,13	0,60	0,39	0,28	0,59
	L 25 x 25 x 3	25	25	3	4	2	1,12	1,43	0,72	0,80	0,45	0,75
	L 25 x 25 x 4	25	25	4	4	2	1,46	1,86	0,76	1,01	0,58	0,74
	L 25 x 25 x 5	25	25	5	5	2,5	1,79	2,28	0,79	1,19	0,70	0,72
	L 30 x 30 x 3	30	30	3	5	2,5	1,36	1,74	0,84	1,40	0,65	0,90
	L 30 x 30 x 3,5	30	30	3,5	5	2,5	1,57	2,00	0,86	1,61	0,75	0,90
	L 30 x 30 x 4	30	30	4	5	2,5	1,78	2,27	0,88	1,80	0,85	0,89
	L 30 x 30 x 5	30	30	5	5	2,5	2,18	2,78	0,92	2,16	1,04	0,88
	L 35 x 35 x 3,5	35	35	3,5	4	2	1,84	2,34	0,99	2,66	1,06	1,06
	L 35 x 35 x 4	35	35	4	5	2,5	2,09	2,67	1,00	2,95	1,18	1,05
	L 35 x 35 x 5	35	35	5	5	2,5	2,57	3,28	1,04	3,56	1,45	1,04
	L 40 x 40 x 3	40	40	3	5	2,5	1,83	2,34	1,08	3,49	1,20	1,22
	L 40 x 40 x 4	40	40	4	6	3	2,42	3,08	1,12	4,47	1,55	1,21
	L 40 x 40 x 5	40	40	5	6	3	2,97	3,79	1,16	5,43	1,91	1,20
	L 40 x 40 x 6	40	40	6	6	3	3,52	4,48	1,20	6,31	2,26	1,19
	L 45 x 45 x 3	45	45	3	5	2,5	2,07	2,64	1,21	5,05	1,53	1,38
	L 45 x 45 x 4	45	45	4	5	2,5	2,72	3,47	1,25	6,55	2,02	1,37
	L 45 x 45 x 4,5	45	45	4,5	7	3,5	3,06	3,90	1,26	7,15	2,20	1,35
	L 45 x 45 x 5	45	45	5	7	3,5	3,38	4,30	1,28	7,84	2,43	1,35
	L 45 x 45 x 6	45	45	6	7	3,5	4,00	5,09	1,32	9,16	2,88	1,34
	L 50 x 50 x 3	50	50	3	5	2,5	2,31	2,94	1,33	7,01	1,91	1,54
	L 50 x 50 x 4	50	50	4	5	2,5	3,04	3,87	1,38	9,12	2,52	1,54
	L 50 x 50 x 5	50	50	5	7	3,5	3,77	4,80	1,40	10,96	3,05	1,51
L 50 x 50 x 6	50	50	6	7	3,5	4,47	5,69	1,45	12,84	3,61	1,50	
L 50 x 50 x 7	50	50	7	7	3,5	5,15	6,56	1,49	14,61	4,16	1,49	
L 50 x 50 x 8	50	50	8	7	3,5	5,82	7,41	1,52	16,28	4,68	1,48	
L 55 x 55 x 6	55	55	6	7	3,5	4,94	6,29	1,57	17,40	4,43	1,66	

**Produits sidérurgiques - formes, dimensions, caractéristiques**

NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-009 Tolérances : NF A 45-009-2								
<b>CORNIÈRES À AILES ÉGALES (suite)</b>		Caractéristiques de calcul							
		Axe uu				Axe vv			
	$z_1$	$l_2$	$l_2/2$	$l_2$	$v_1$	$l_v$	$l_2/v_1$	$l_v$	
	$u_1$	$l_u$	$W_{et,u}$	$i_u$	$v_1$	$l_v$	$W_{et,v}$	$i_v$	
	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	
	L 20 x 20 x 3	1,41	0,61	0,43	0,74	0,84	0,16	0,19	0,38
	L 25 x 25 x 3	1,77	1,26	0,71	0,94	1,02	0,33	0,33	0,48
	L 25 x 25 x 4	1,77	1,60	0,90	0,93	1,07	0,43	0,40	0,48
	L 25 x 25 x 5	1,77	1,87	1,06	0,91	1,12	0,51	0,46	0,48
	L 30 x 30 x 3	2,12	2,22	1,05	1,13	1,18	0,59	0,50	0,58
	L 30 x 30 x 3,5	2,12	2,55	1,20	1,13	1,21	0,67	0,55	0,58
	L 30 x 30 x 4	2,12	2,85	1,34	1,12	1,24	0,75	0,61	0,58
	L 30 x 30 x 5	2,12	3,41	1,61	1,11	1,30	0,92	0,71	0,57
	L 35 x 35 x 3,5	2,47	4,22	1,70	1,34	1,40	1,10	0,78	0,68
	L 35 x 35 x 4	2,47	4,68	1,89	1,32	1,42	1,23	0,87	0,68
	L 35 x 35 x 5	2,47	5,64	2,28	1,31	1,48	1,49	1,01	0,67
	L 40 x 40 x 3	2,83	5,53	1,96	1,54	1,53	1,45	0,94	0,79
	L 40 x 40 x 4	2,83	7,09	2,51	1,52	1,58	1,86	1,17	0,78
	L 40 x 40 x 5	2,83	8,59	3,04	1,51	1,64	2,26	1,38	0,77
	L 40 x 40 x 6	2,83	9,98	3,53	1,49	1,70	2,65	1,56	0,77
	L 45 x 45 x 3	3,18	8,01	2,52	1,74	1,71	2,09	1,22	0,89
	L 45 x 45 x 4	3,18	10,40	3,27	1,73	1,77	2,70	1,52	0,88
	L 45 x 45 x 4,5	3,18	11,32	3,56	1,70	1,78	2,97	1,67	0,87
	L 45 x 45 x 5	3,18	12,42	3,90	1,70	1,81	3,26	1,80	0,87
	L 45 x 45 x 6	3,18	14,50	4,56	1,69	1,87	3,83	2,05	0,87
L 50 x 50 x 3	3,54	11,12	3,15	1,95	1,88	2,89	1,53	0,99	
L 50 x 50 x 4	3,54	14,49	4,10	1,94	1,95	3,75	1,92	0,98	
L 50 x 50 x 5	3,54	17,38	4,92	1,90	1,99	4,55	2,29	0,97	
L 50 x 50 x 6	3,54	20,34	5,75	1,89	2,04	5,34	2,61	0,97	
L 50 x 50 x 7	3,54	23,11	6,54	1,88	2,10	6,11	2,91	0,97	
L 50 x 50 x 8	3,54	25,69	7,27	1,86	2,16	6,87	3,19	0,96	
L 55 x 55 x 6	3,89	27,59	7,09	2,09	2,22	7,21	3,25	1,07	

## Laminées marchands usuels

## MATIÈRE

Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275, et S 355 d'après la norme NF EN 10025.

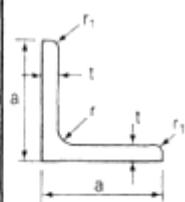
**CORNIÈRES  
À AILES  
ÉGALES  
(suite)**

	Dimensions					Masse par mètre	Aire de la section	Caractéristiques de calcul			
								Axe yy = Axe zz			
	a	a	e	r	r <sub>1</sub>	P	A	d	I <sub>x</sub> = I <sub>y</sub>	I <sub>x</sub> /d <sub>x</sub> = I <sub>y</sub> /d <sub>y</sub>	i <sub>x</sub> = i <sub>y</sub>
a	a	t	r	r <sub>1</sub>	P	A	d	I <sub>y</sub> = I <sub>z</sub>	W <sub>el,y</sub> = W <sub>el,z</sub>	i <sub>y</sub> = i <sub>z</sub>	
mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm <sup>2</sup>	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	
L 60 x 60 x 4	60	60	4	5	2,5	3,66	4,67	1,63	16,11	3,68	1,86
L 60 x 60 x 5	60	60	5	6	3	4,54	5,79	1,66	19,61	4,52	1,84
L 60 x 60 x 6	60	60	6	8	4	5,42	6,91	1,69	22,79	5,29	1,82
L 60 x 60 x 7	60	60	7	8	4	6,26	7,98	1,73	26,05	6,10	1,81
L 60 x 60 x 8	60	60	8	8	4	7,09	9,03	1,77	29,15	6,89	1,80
L x 60 x 10	60	60	10	12	6	8,76	11,15	1,83	34,26	8,21	1,75
L 65 x 65 x 5	65	65	5	7	3,5	4,95	6,30	1,78	25,07	5,31	1,99
L 65 x 65 x 6	65	65	6	8	4	5,89	7,51	1,81	29,36	6,26	1,98
L 65 x 65 x 7	65	65	7	8	4	6,81	8,68	1,85	33,60	7,23	1,97
L 65 x 65 x 8	65	65	8	8	4	7,72	9,83	1,89	37,66	8,18	1,96
L 65 x 65 x 9	65	65	9	9	4,5	8,62	10,98	1,93	41,37	9,05	1,94
L 70 x 70 x 5	70	70	5	6	3	5,33	6,79	1,91	31,76	6,24	2,16
L 70 x 70 x 6	70	70	6	9	4,5	6,38	8,13	1,93	36,88	7,27	2,13
L 70 x 70 x 7	70	70	7	9	4,5	7,38	9,40	1,97	42,30	8,41	2,12
L 70 x 70 x 9	70	70	9	9	4,5	9,32	11,88	2,05	52,47	10,60	2,10
L 75 x 75 x 5	75	75	5	6	3	5,72	7,29	2,04	39,37	7,20	2,32
L 75 x 75 x 6	75	75	6	9	4,5	6,85	8,73	2,05	45,83	8,41	2,29
L 75 x 75 x 7	75	75	7	9	4,5	7,93	10,10	2,10	52,61	9,74	2,28
L 75 x 75 x 8	75	75	8	9	4,5	8,99	11,45	2,14	59,13	11,03	2,27
L 75 x 75 x 10	75	75	10	10	5	11,07	14,11	2,21	71,17	13,46	2,25
L 80 x 80 x 5	80	80	5	6	3	6,11	7,79	2,16	48,11	8,24	2,49
L 80 x 80 x 5,5	80	80	5,5	10	5	6,75	8,60	2,14	51,52	8,80	2,45
L 80 x 80 x 6	80	80	6	10	5	7,34	9,35	2,17	55,82	9,57	2,44
L 80 x 80 x 6,5	80	80	6,5	10	5	7,92	10,08	2,19	60,04	10,34	2,44
L 80 x 80 x 8	80	80	8	10	5	9,03	12,27	2,26	72,25	12,58	2,43
L 80 x 80 x 10	80	80	10	10	5	11,86	15,11	2,34	87,50	15,45	2,41
L 90 x 90 x 6	90	90	6	11	5,5	8,30	10,57	2,41	80,31	12,18	2,76
L 90 x 90 x 7	90	90	7	11	5,5	9,61	12,24	2,45	92,55	14,13	2,75
L 90 x 90 x 8	90	90	8	11	5,5	10,90	13,89	2,50	104,38	16,05	2,74
L 90 x 90 x 9	90	90	9	11	5,5	12,18	15,52	2,54	115,83	17,93	2,73
L 90 x 90 x 10	90	90	10	11	5,5	13,45	17,13	2,58	126,91	19,77	2,72
L 90 x 90 x 11	90	90	11	11	5,5	14,70	18,72	2,62	137,64	21,57	2,71
L 90 x 90 x 12	90	90	12	11	5,5	15,93	20,29	2,66	148,03	23,34	2,70

## Laminées marchands usuels

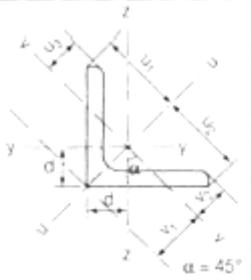
## MATIÈRE

Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275, et S 355 d'après la norme NF EN 10025.


**CORNIÈRES  
À AILES  
ÉGALES  
(suite)**

	Dimensions					Masse par mètre	Aire de la section	Caractéristiques de calcul			
								Axe yy = Axe zz			
	a	a	e	r	r <sub>1</sub>			P	A	d	I <sub>x</sub> = I <sub>y</sub>
a	a	t	r	r <sub>1</sub>	P	A	d	I <sub>y</sub> = I <sub>z</sub>	W <sub>el,y</sub> = W <sub>el,z</sub>	i <sub>y</sub> = i <sub>z</sub>	
	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm <sup>2</sup>	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm
L 100 x 100 x 7	100	100	7	12	6	10,73	13,66	2,69	128,20	17,54	3,06
L 100 x 100 x 8	100	100	8	12	6	12,18	15,51	2,74	144,84	19,94	3,06
L 100 x 100 x 9	100	100	9	12	6	13,62	17,34	2,78	161,00	22,30	3,05
L 100 x 100 x 10	100	100	10	12	6	15,04	19,15	2,82	176,68	24,62	3,04
L 100 x 100 x 11	100	100	11	12	6	16,44	20,94	2,86	191,90	26,89	3,03
L 100 x 100 x 12	100	100	12	12	6	17,83	22,71	2,90	206,69	29,12	3,02
L 110 x 110 x 10	110	110	10	13	6,5	16,63	21,18	3,06	237,98	29,99	3,35
L 110 x 110 x 12	110	110	12	13	6,5	19,74	25,14	3,15	279,11	35,54	3,33
L 120 x 120 x 8	120	120	8	13	6,5	14,71	18,74	3,23	255,43	29,11	3,69
L 120 x 120 x 9	120	120	9	13	6,5	16,46	20,97	3,27	284,54	32,59	3,68
L 120 x 120 x 10	120	120	10	13	6,5	18,20	23,18	3,31	312,94	36,03	3,67
L 120 x 120 x 11	120	120	11	13	6,5	19,92	25,37	3,36	340,64	39,41	3,66
L 120 x 120 x 12	120	120	12	13	6,5	21,62	27,54	3,40	367,67	42,73	3,65
L 120 x 120 x 13	120	120	13	13	6,5	23,31	29,69	3,44	394,04	46,01	3,64
L 120 x 120 x 14	120	120	14	13	6,5	24,98	31,82	3,48	419,77	49,25	3,63
L 120 x 120 x 15	120	120	15	13	6,5	26,64	33,93	3,51	444,89	52,43	3,62
L 130 x 130 x 12	130	130	12	14	7	23,53	29,97	3,64	472,17	50,44	3,97
L 140 x 140 x 13	140	140	13	15	7,5	27,44	34,95	3,92	638,54	63,37	4,27
L 150 x 150 x 10	150	150	10	16	8	22,98	29,27	4,03	624,04	56,91	4,62
L 150 x 150 x 12	150	150	12	16	8	27,35	34,83	4,12	736,91	67,75	4,60
L 150 x 150 x 14	150	150	14	16	8	31,65	40,31	4,21	845,40	78,33	4,58
L 150 x 150 x 15	150	150	15	16	8	33,77	43,02	4,25	898,05	83,52	4,57
L 150 x 150 x 16	150	150	16	16	8	35,89	45,71	4,29	946,68	88,65	4,56
L 150 x 150 x 18	150	150	18	16	8	40,06	51,03	4,37	1049,97	98,74	4,54
L 160 x 160 x 15	160	160	15	17	8,5	36,16	46,06	4,49	1098,83	95,47	4,88
L 160 x 160 x 17	160	160	17	17	8,5	40,68	51,82	4,57	1225,40	107,22	4,86
L 180 x 180 x 16	180	180	16	18	9	43,48	55,39	5,02	1682,43	129,65	5,51
L 180 x 180 x 18	180	180	18	18	9	48,60	61,91	5,10	1865,60	144,67	5,49
L 180 x 180 x 20	180	180	20	18	9	53,65	68,35	5,18	2042,88	159,39	5,47
L 200 x 200 x 16	200	200	16	18	9	48,50	61,79	5,52	2341,36	161,73	6,16
L 200 x 200 x 18	200	200	18	18	9	54,25	69,11	5,60	2599,74	180,59	6,13
L 200 x 200 x 20	200	200	20	18	9	59,93	76,35	5,68	2850,58	199,11	6,11
L 200 x 200 x 24	200	200	24	18	9	71,11	90,59	5,84	3330,66	235,18	6,06

**Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques**

NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-009 Tolérances : NF A 45-009-2							
		Caractéristiques de calcul						
Axe uu				Axe vv				
$z_1$		$I_z$	$I_z/2z_1$	$i_z$	$v_1$	$I_v$	$I_v/v_1$	$i_v$
$u_1$		$I_u$	$W_{el,u}$	$i_u$	$v_t$	$I_v$	$W_{el,v}$	$i_v$
cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	
L 100 x 100 x 7	7,07	203,30	28,75	3,86	3,81	53,11	13,95	1,97
L 100 x 100 x 8	7,07	229,82	32,50	3,85	3,87	59,86	15,47	1,96
L 100 x 100 x 9	7,07	225,50	36,13	3,84	3,93	66,49	16,91	1,96
L 100 x 100 x 10	7,07	280,35	39,65	3,83	3,99	73,01	18,29	1,95
L 100 x 100 x 11	7,07	304,38	43,05	3,81	4,05	79,42	19,61	1,95
L 100 x 100 x 12	7,07	327,63	46,33	3,80	4,11	85,75	20,89	1,94
L 110 x 110 x 10	7,78	377,71	48,56	4,22	4,33	98,25	22,67	2,15
L 110 x 110 x 12	7,78	442,77	56,92	4,20	4,45	115,46	25,95	2,14
L 120 x 120 x 8	8,49	405,39	47,78	4,65	4,56	105,47	23,12	2,37
L 120 x 120 x 9	8,49	451,80	53,25	4,64	4,62	117,28	25,36	2,36
L 120 x 120 x 10	8,49	496,98	58,57	4,63	4,69	128,90	27,51	2,36
L 120 x 120 x 11	8,49	540,94	63,75	4,62	4,75	140,34	29,57	2,35
L 120 x 120 x 12	8,49	583,71	68,79	4,60	4,80	151,62	31,56	2,35
L 120 x 120 x 13	8,49	625,32	73,70	4,59	4,86	162,76	33,49	2,34
L 120 x 120 x 14	8,49	665,78	78,46	4,57	4,92	173,76	35,35	2,34
L 120 x 120 x 15	8,49	705,11	83,10	4,56	4,97	184,66	37,15	2,33
L 130 x 130 x 12	9,19	749,83	81,57	5,00	5,15	194,52	37,79	2,55
L 140 x 140 x 13	9,90	1014,04	102,43	5,39	5,55	263,03	47,41	2,74
L 150 x 150 x 10	10,61	990,57	93,39	5,82	5,71	257,52	45,14	2,97
L 150 x 150 x 12	10,61	1170,38	110,35	5,80	5,83	303,45	52,05	2,95
L 150 x 150 x 14	10,61	1342,57	126,58	5,77	5,95	348,23	58,53	2,94
L 150 x 150 x 15	10,61	1425,87	134,43	5,76	6,01	370,24	61,64	2,93
L 150 x 150 x 16	10,61	1507,34	142,11	5,74	6,06	392,02	64,66	2,93
L 150 x 150 x 18	10,61	1664,92	156,97	5,71	6,17	435,01	70,46	2,92
L 160 x 160 x 15	11,31	1745,07	154,25	6,16	6,35	452,60	71,27	3,13
L 160 x 160 x 17	11,31	1945,03	171,92	6,13	6,46	505,76	78,24	3,12
L 180 x 180 x 16	12,73	2673,07	210,02	6,95	7,10	691,79	97,37	3,53
L 180 x 180 x 18	12,73	2962,79	232,79	6,92	7,22	768,28	106,43	3,52
L 180 x 180 x 20	12,73	3242,28	254,74	6,89	7,33	843,48	115,07	3,51
L 200 x 200 x 16	14,14	3722,69	263,24	7,76	7,81	960,03	122,91	3,94
L 200 x 200 x 18	14,14	4132,54	292,22	7,73	7,93	1066,95	134,62	3,93
L 200 x 200 x 20	14,14	4529,12	320,26	7,70	8,04	1172,05	145,82	3,92
L 200 x 200 x 24	14,14	5283,66	373,61	7,64	8,26	1377,67	166,88	3,90

**CORNIÈRES  
À AILES  
ÉGALES  
(suite)**

# CHAPITRE I

***PRESENTATION DE L'OUVRAGE  
ET HYPOTHESE DE CALCULES***

# CHAPITRE II

*ETUDE CLIMATIQUE*

# CHAPITRE III

*PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS*

# CHAPITRE IV

*ETUDE DE PLANCHER MIXTE*

# CHAPITRE V

***PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENT PORTEURS***

# CHAPITRE VI

*ETUDE SISMIQUE*

# CHAPITRE VII

*VERIFICATION DES OSSATURES*

# CHAPITRE VIII

*ETUDE DES ASSEMBLAGES*

# CHAPITRE IX

## *L'INFRASTRUCTURE*