

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

BADJI MOKHTAR-ANNABA UNIVERSITY  
UNIVERSITE BADJI MOKHTAR-ANNABA



جامعة باجي مختار - عنابة

FACULTE DES SCIENCES DE L'INGENIORAT  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Année 2019

**MEMOIRE**

**Présenté en vue de l'obtention du diplôme de MASTER**

*Thème :*

**ÉTUDE D'UN BATIMENT METALLIQUE « R+5 »  
A OUM EI BOUAGHI**

**Domaine : Sciences et Technique**

**Spécialité :**

**GENIE CIVIL**

**OPTION**

**CONSTRUCTIONS METALLIQUES ET MIXTES**

**Par**

**Noms, Prénoms des Etudiants (es)**

**1/ BOUCHENNE OTMANE**

**2/ BOUCHAIB SAID**

**DIRECTEUR DU MEMOIRE : SLIMANI FAYÇAL ,GRADE, GENIE CIVIL, U B M ANNABA**

**DEVANT LE JURY**

**PRESIDENT: FELLAH FARID**

**EXAMINATEURS : MME MEZIGHECH NAWEL**

**: SLIMANI FAYÇAL**



# Remerciements

*Au terme de ce travail, nous remercions en premier lieu le Dieu le tout-puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer ce modeste travail.*

*Nous remercions nos très chers parents pour leurs soutiens et leurs patiences.*

*Nous tenons aussi à remercier, notre encadreur « Mr. SLIMANI Faial » de nous avoir pris en charge avec cœur ouvert, et pour sa disponibilité, son aide et ses précieux conseils.*

*Nos remerciements vont également :*

*À tout l'ensemble des enseignants et des responsables du département du génie civil qui ont contribué à notre formation.*

*Aux membres du jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce travail.*

*Et à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin .*

## Résumer

Notre projet est une étude et dimensionnement d'un bâtiment en charpente métallique de R+5 à usage d'habitation à wilaya de OUM ELBOUAGHI

L'étude à commencer par la descente des charges, le calcul des surcharges de neige et vent ainsi que le pré dimensionnement et l'étude séismique selon différents règlements algériens tels que « R.N.V.99 », « C.C.M.97 » et le « R.P.A.99 v2003 » et aussi une étude des fondations suivant le « C.B.A.93 » et pour le dimensionnement on a fait une vérification par logiciel de modélisation et calcul

## Liste des notations

$A$  : Section brute d'une pièce

$A_{net}$  : Section nette d'une pièce

$A_{ref}$  : Surface élémentaire

$A_w$  : Section de l'âme

$A_v$  : Aire de cisaillement

$b_f$  : La largeur de la solive

$b_e$  : La largeur associée aux solives

$C_f$  : Coefficient de force

$C_t$  : Coefficient de topographie

$C_r$  : Coefficient de rugosité

$C_{p,net}$  : Coefficient de pression nette

$C_e$  : Coefficient d'exposition

$C_d$  : Coefficient dynamique

$E$  : Module d'élasticité longitudinale de l'acier

$G$  : Charge permanente

$G$  : Module de Young

$G_C$  : Effort appliqué sur le connecteur I :

Moment d'inertie

$I_{V(Z)}$  : Intensité de la turbulence

$K$  : Coefficient d'encastrement ou de rigidité Poutre - Poteau

$K_0$  : Coefficient de flambement

$K_t$  : Facteur de terrain

$M_{Sd}$  : Moment sollicitant en générale

$M$  : Moment fléchissant

$M_{Rd}$  : Moment résistant

$M_{Pl}$  : Moment plastique

$M_{cr}$  : Moment critique

$M_{b,Rd}$  : Valeur de calcul de la résistance au déversement

$N_{Pl,Rd}$  : Valeur de calcul de la résistance plastique de la section transversale brute

$N_{b,Rd}$  : Valeur de calcul d'un élément comprimé au flambement

$N_{Sd}$  : Effort normal sollicitant

$N_{t,Sd}$  : Effort normal de traction

$N_{pl}$  : Effort normal plastique

$N_{c,Rd}$  : La résistance de calcul à la compression de la section transversale

$n$  : le coefficient d'équivalence acier/ béton

$P_K$  : Poids total de la structure

$Q$  : Charge d'exploitation

$q_{p(z_e)}$  : Pression dynamique de pointe

$R$  : Coefficient de comportement de la structure

$S$  : Surface

$S$  : Charge de la neige

$S_k$  : Charge de la neige sur le sol

$V_{sd}$  : Valeur de calcul de l'effort tranchant sollicitant

$V_{pl,Rd}$  : Valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement

$V_{ref}$  : Vitesse de référence du vent

$W$  : Pression aérodynamique  $W_{(z_j)}$  :

Pression dynamique

$W_e$  : Pression extérieur exercée sur la surface élémentaire de de la hauteur  $Z_e$

$W_i$  : Pression intérieure exercée sur la surface élémentaire de de la hauteur  $Z_e$

$W_{pl}$  : Module de résistance plastique

$W_{el}$  : Module de résistance élastique  $d$  : Diamètre d'une section circulaire  $f$  : Flèche

$f_y$  : Limite d'élasticité

$f_u$  : Résistance à la traction

$f_{cj}$  : Résistance à la compression à "j" jours

$f_{bu}$  : Contrainte admissible de compression a l'état limite ultime  $H$  : Hauteur d'une pièce

$L$  : Longueur d'une pièce

$L_f$  : Longueur de flambement

$r$  : Rayon d'une section circulaire  $t$  : Épaisseur d'une pièce

$t_f$  : Épaisseur de la semelle (poutre, solive, poteau)  $t_w$  : Épaisseur de l'âme (poutre, solive, poteau)

$Z$  : Hauteur au-dessus du sol  $Z_0$  : Paramètre de rugosité  $Z_{eq}$  : Hauteur équivalente  $Z_{min}$  : Hauteur minimale

$\alpha$  : Coefficient du système statique et de la travée étudiée

$\chi$  : Coefficient de réduction pour le mode de flambement ou déversement appropriée

$\beta$  : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation  $\beta_w$  : Facteur de corrélation

$\beta_M$  : Facteur de moment uniforme équivalent  $\gamma_M$  : Coefficient partiel de sécurité

$\gamma_{M0}$  : Coefficient partiel de sécurité pour les sections de classe (1, 2,3)

$\gamma_{M1}$  : Coefficient partiel de sécurité pour les sections de classe (4)

$\gamma_{M2}$  : Coefficient partiel de sécurité pour les sections nettes au droit des trous  $\gamma_b$  : Coefficient de

sécurité

$\lambda$  : Élancement

$\bar{\lambda}$  : Élancement de déversement  $\alpha$  : Facteur d'imperfection

$\phi$  : Rotation

$\phi_{lt}$  : Rotation de déversement

$\eta$  : Contrainte limite de cisaillement en élasticité

$\varepsilon$  : Coefficient de réduction élastique de l'acier

$\sigma_a$  : Contrainte de l'acier

$\sigma_b$  : Contrainte du béton

$\bar{\sigma}$  : Contrainte de compression à l'état limite de service

$\sigma_{st}$  : La contrainte admissible de l'acier à l'ELU

$\bar{\tau}$  : Contrainte limite de cisaillement

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement

$\delta_{ek}$  : Déplacement du aux forces sismique  $F_i$

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau « K » par rapport au niveau

$\mu$  : Coefficient de forme de la charge de neig

## **Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.**

I.1.	Introduction.....	1
I.2.	Généralités.....	1
I.2.1.1	État limite de service.....	3
I.2.1.2	Contraintes de cisaillement.....	3
I.2.1.3	Coefficient de Poisson.....	3
I.2.1.4	Contraintes limites.....	3
I.3.	Conception de l'ouvrage.....	4
I.4.	Conception architecturale.....	4
I.5.	Conception structurale.....	4
I.5.1	Structure horizontal.....	4
I.6.	Structure verticale.....	5
I.6.1	Systèmes de stabilités : .....	5
I.6.2	Escaliers.....	6

## **Chapitre II : Prédimensionnement des éléments**

II.1.	Introduction .....	6
II.1.1	Classification des sections transversales selon l'EUROCOD.....	6
II.1.2	Valeurs limites des flèches : .....	7
II.2.	Prédimensionnement des .....	7
II.2.1	Les solives : .....	7
II.2.1.1	Pré dimensionnement des solives du plancher terrasse .....	8
II.2.1.2	Pré dimensionnement des solives de l'étage courant : .....	9
II.2.2	Prédimensionnement des poutres secondaires : .....	12
II.2.2.1	Plancher terrasse : .....	12
II.2.2.2	Etage courant .....	14
II.2.3	Prédimensionnement des poutres principales (sans connexion) : .....	17
II.2.3.1	Plancher terrasse : .....	18
II.2.3.2	Plancher étage courant : .....	21
II.2.4	Prédimensionnement des poteaux : .....	23
II.2.4.1	Les surfaces afférentes aux poteaux.....	24
II.2.4.2	Les charges cas statiques : .....	25
II.2.4.3	Pré dimensionnement des poteaux : .....	28

## **Chapitre III : Etude climatique**

III.1.	Effet de la neige .....	29
III.1.1	Introduction: .....	29
III.1.2	Charge de neige sur les toitures .....	29
III.1.2.1	Action de la neige : .....	30
III.1.	Le vent : .....	31
III.1.1	Principes du RNV99 .....	31
III.1.2	Calculs : .....	33
III.1.2.1	Déterminations du Cd : .....	33
III.1.2.3	La pression dynamique qdyn : .....	34
III.1.2.4	Coefficient de pression intérieure : .....	35
III.1.2.5	Coefficients de pression extérieure : .....	35
III.1.2.6	Calcul des coefficients de pressions : .....	36
III.2.	Conclusion : .....	40

## **Chapitre IV : Etude de plancher**

IV.1.	Introduction: .....	41
IV.2	Description d'un plancher collaborant : .....	41

IV.3. Vérification des solives « IPE 120 » au stade définitif :	42
IV.3.1 Hypothèses de calcul :	42
IV.3.2 Evaluation des charges sur la solives :	43
IV.3.2.1 Plancher terrasse :	43
IV.3.3 Dimensionnement de la connexion :	49
IV.3.3.1 Choix des connecteurs :	50
IV.3.3.2 Résistance des connecteurs au cisaillement :	50
IV.3.3.3 Dimensionnement de la connexion de la poutre :	52
IV.3.4 Ferrailage de la dalle de plancher :	53
IV.3.4.1 Combinaison d'action :	53
IV.3.4.2 Calcul des sollicitations :	54
IV.3.4.3 Calcul des armatures :	54
IV.3.4.4 Vérification de la dalle :	55
IV.3.5 Prédimensionnement des poutres principales (avec connexion) :	57
IV.3.5.1 Stade de montage :	57
IV.3.5.2 Dimensionnement du profilé :	57
IV.3.5.3 Vérification en tenant compte du poids propre du profilé :	58
IV.3.5.4 Vérification de la poutre principale au stade définitif :	60
IV.4. Conclusion :	62

## Chapitre V : Pré dimensionnement des éléments non structuraux

V.1. étude de l'acrotère	63
V.1.1 Définition:	63
V.1.2 Calcul des sollicitations :	64
V.1.3 Calcul du ferrailage :	64
V.1.3.1 Ferrailage de résistance :	64
V.1.3.2 Calcul des armatures:	65
V.1.4 Condition de non fragilité:	66
V.1.4.1 Choix d'armatures :	66
V.1.4.2 Vérification de la contrainte de cisaillement :	66
V.2. Etude d'Escalier	67
V.2.1 Schéma de calcul :	67
V.2.2 Pré dimensionnement :	67
V.2.3 Evaluation des charges :	68
V.2.3.1 Charges permanente :	68
V.2.3.2 Charge d'exploitation :	68
V.2.4 Calcul des sollicitations :	68
V.2.5 Les combinaisons du calcul :	69
V.2.6 Ferrailage à ELU :	70
V.2.6.1 Armature de répartition :	71
V.2.7 Vérification à ELS :	71
V.2.8 Vérification de contrainte :	72
V.2.9.1 En béton :	72
V.2.9.2 En acier :	72
V.2.10 Vérification de l'effort tranchant :	72
V.2.11 Vérification des flèches :	73
V.2.12 Calcul des sollicitations :	73
V.2.13 Les combinaisons du calcul :	73
V.2.13.1 Ferrailage à ELU :	75
V.2.13.2 Vérification à ELS :	76
V.2.13.3 Vérification de l'effort tranchant :	77

V.2.13.4 Vérification des flèches :	78
V.2.13.5 - Etude de la poutre palière.....	80
V.2.13.6 Évaluation des charges :	81
V.2.13.7 Ferrailage de la poutre :	82
V.2.13.8 Vérification à l'état limite de service (ELS) :	83
V.2.13.9 Vérification des contraintes :	86
V.2.13.10 Vérification de la flèche :	87

## Chapitre VI : Etude sismique

VI.1. Introduction :	90
VI.1.1 Méthodes statiques équivalentes :	90
VI.1.1.1 Généralité :	90
VI.1.1.2 Évaluation de la force sismique :	90
VI.1.1.3 Résultante de force sismique :	92
VI.2 Méthodes dynamique modale spectral :	94
VI.2.1 Généralité .....	95
VI.2.1.1 Nombre des modes considérer (RPA99 /V2003) .....	96
VI.3. Comparaissant entre vent et séisme :	97

## CHAPITRE VII : etude de portiques en acier

VII.1.Introduction :	100
VII.2.Vérification de la poutre principale IPE 270 :	100
VII.2.1Vérification à la résistance :	100
VII.2.1.1 Vérification au cisaillement.....	100
VII.2.1.2 Vérification au moment résistant :	101
VII.3.Vérification de la poutre secondaire étage courant IPE160 :	101
VII.3.1Vérification à la résistance: .....	101
VII.3.1.1 Vérification au cisaillement.....	102
VII.3.1.2 Vérification au moment résistant :	102
VII.4. Vérification de la poutre secondaire étage courant IPE140 :	102
VII.4.1Vérification à la résistance: .....	102
VII.4.1.1 Vérification au cisaillement.....	102
VII.4.1.2 Vérification au moment résistant :	103
VII.5.Vérification des poteaux :	103
VII.5.1Vérification de poteau central HEA240 du RDC :	103
VII.5.1.1 Vérification à l'effort normal.....	104
VII.5.1.2 Vérification au moment fléchissant :	104
VII.6. Vérification à l'instabilité.....	105
VII.6.1Vérification au déversement: .....	106
VII.6.2Vérification du système de contreventement :	107
VII.6.2.1 Vérification des palées en (K) 2UPN 80 :	108
VII.6.2.2 Vérification sous l'effort de traction :	108
VII.6.2.3 Verification à compression: .....	109
VII.6.3Vérification des pales triangulées en V Inversé: .....	109
VII.6.3.1 Verification a la compression: .....	110
VII.7 Conclusion :	111

## Chapitre VIII : Etude des assemblages

VIII.1. Généralités :	113
VIII.1.1Rôle des assemblages: .....	113
VIII.1.2 Fonctionnement des assemblages :	113
VIII.2. Assemblage poutre-poutre (solive-poutre principale) :	114

VIII.2.1	Assemblages par double cornière .....	114
	Caractéristiques des éléments d'assemblage : .....	114
VIII.2.2	Dimensionnement des boulons : .....	114
VIII.2.3	Disposition géométrique : .....	115
VIII.2.3.1	Vérifications nécessaires : .....	115
VIII.2.4	Vérification des boulons au cisaillement : .....	117
VIII.2.4.1	Cisaillement du bloc : .....	118
VIII.3.	Assemblage poteau-poutre principale (HEA260-IPE300) : .....	119
VIII.3.1	Assemblage Poteau -platine : .....	120
VIII.3.1.1	Détermination des efforts dans les boulons : .....	121
VIII.3.1.2	Vérifications nécessaires : .....	122
VIII.3.2	Assemblage platine – poutre .....	122
VIII.3.2.1	Calcul des gorges de soudure : .....	123
VIII.4.	Assemblage poteau - poutre secondaire étage courant ( HEA260-IPE160):.....	123
VIII.4.1	Assemblage poteau – platine: .....	124
VIII.4.1.1	Détermination des efforts dans les boulons : .....	125
VIII.4.1.2	Vérifications nécessaires : .....	125
VIII.4.2	Assemblage platine – poutre : .....	126
VIII.4.2.1	Calcul des gorges de soudure : .....	126
VIII.4.2.2	Distribution des efforts sur les différents cordons : .....	126
VIII.4.2.3	Vérification : .....	127
VIII.5.	Assemblage Poteau-poteau.....	127
VIII.5.1	Vériaton de l'épaisseur de la platine : .....	127
VIII.5.2	Vérification de la section de platine : .....	128
VIII.5.3	Pré dimensionnement de la gorge de soudure : .....	128
VIII.5.3.1	Distribution des efforts sur les différents cordons : .....	129
VIII.5.3.2	Vérification : .....	129
VIII.5.4	Détermination des efforts dans les boulons : .....	129
VIII.5.4.1	Résistance des boulons à la traction : .....	130
VIII.5.4.2	Cisaillement plus traction.....	130
VIII.6.	Assemblage gousset-nœud du portique.....	131
VIII.7.	L'assemblage des contreventements en K : .....	131
VIII.7.1	Disposition construction pour les boulons.....	132
VIII.7.2	Effort de Résistance de la barre 2UPN80 au droit des trous Ø 20 : .....	132
VIII.7.3	Résistance de l'assemblage par 4 Boulons H.R Ø 20classe 8.8 : .....	132
VIII.7.4	Vérification de la pression diamétrale : .....	132
VIII.8.	Assemblage de contreventement en « V » : .....	132
VIII.8.1	Assemblage gousset-poutre principale: .....	133
VIII.8.1.1	Pré dimensionnement de la gorge de soudure : .....	133
VIII.8.1.2	Assemblage des diagonales sur legousset.....	134
VIII.9.	Calcul des pieds de poteau : .....	134
VIII.9.1	Introduction.....	134
VIII.9.2	Ancrages des poteaux (HEA260) .....	134
VIII.9.3	Dimensionnement de la plaqued'assise.....	135
VIII.9.3.1	Surface de la platine.....	136
VIII.9.4	Vérification de la contrainte de compression du béton.....	137
VIII.9.4.1	Calcul de l'épaisseur de la platine.....	138
VIII.9.5	Diamètre des goujons : .....	139
VIII.10.	Calcul des fûts : .....	140
VIII.10.1	Calcul et dimensionnement de fûts : .....	141
VIII.10.2	Calcul ferrailage de fûts : .....	142

## **Chapitre IX : Etude de l'infrastructure**

IX.1. Les fondations : .....	143
IX.1.1 Choix Des Fondations : .....	143
IX.1.2 Les Semelles isolées: .....	143
IX.1.2.1 Dimensionnement : .....	143
IX.1.2.2 Hauteur totale de la semelle : .....	144
IX.1.2.4 Vérification des contraintes : .....	144
IX.1.2.5 Calcul du ferrailage: (ELUR) .....	144
IX.1.3 Etude des longrines: .....	145
IX.1.3.1 Calcul du ferrailage.....	145
IX.1.3.2 Calcul les armatures longitudinale : .....	145

## **Chapitre X : la conclusion**

**LA liste de figure :**

## **Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.**

<i>Figure I 1: Composition d'un plancher collaborant</i> .....	4
<i>Figure I 2 : Composition d'un plancher terrasse</i> .....	5
<i>Figure I 3: Position des systèmes de contreventement en 3D</i> .....	6
<i>Figure I 4 : Contreventements en V</i> .....	6
<i>Figure I 5 : contreventements en K</i> .....	7

## **Chapitre II : Prédimensionnement des éléments**

<i>Figure II 1 : l'effort tranchant</i> .....	12
<i>Figure II 2: Schéma statique de la poutre principal</i> .....	18
<i>Figure II 3 : poteau central</i> .....	28

## **Chapitre III : Etude climatique**

<i>Figure III 1: action de la neige</i> .....	30
<i>Figure III 2 : V<sub>1</sub> Façade latérale</i> .....	30
<i>Figure III 3 : V<sub>2</sub> Façade principale</i> .....	31
<i>Figure III 4: La légende pour les parois verticales v<sub>1</sub></i> .....	37
<i>Figure III 5 : la zones des toitures terrasse v<sub>1</sub></i> .....	37
<i>Figure III 6 : La légende pour les parois verticales v<sub>2</sub></i> .....	38
<i>Figure III 7: la zones des toitures terrasse v<sub>2</sub></i> .....	38

## **Chapitre IV : Etude de plancher**

<i>Figure IV 1 Eléments constructif d'un plancher collaborant</i> .....	43
<i>Figure IV 2: Schéma statique de la solive la plus défavorable.</i> .....	45
<i>Figure IV 3: Largeur de la dalle participante</i> .....	46
<i>Figure IV 4: Section mixte acier-béton</i> .....	46
<i>Figure IV 5: Diagramme de répartition des contraintes.</i> .....	48
<i>Figure IV 6: Diagramme des contraintes dues au retrait.</i> .....	49
<i>Figure IV 7: Axe neutre plastique de la poutre mixte dans la dalle</i> .....	51
<i>Figure IV 8: Connexion acier-béton</i> .....	52
<i>Figure IV 9: Goujon</i> .....	53
<i>Figure IV 10: Schéma statique de la poutre principale</i> .....	59

## **Chapitre V : Pré dimensionnement des éléments non structuraux**

<i>Figure V 1 : ACROTAIRE</i> .....	65
<i>Figure V 2: Section de calcul</i> .....	66

Figure V 3 : Dessin e statique de la volée.....	85
Figure V 4:      Ferrailage de la poutre palière.....	86

## **Chapitre VI : Etude sismique**

Figure VI 1 : Distribution des poids sur chaque étage.....	95
Figure VI 2: Spectre de réponse de calcul.....	96

## **CHAPITRE VII : etude de portiques en acier**

Figure VII 1 : Les systèmes de contreventements.....	107
Figure VII 2: La section UPN .....	108

## **Chapitre VIII : Etude des assemblages**

Figure VIII 3: Assemblage solive-poutre principale.....	114
Figure VIII 4 : Disposition des boulons.....	115
Figure VIII 5: Assemblage solive-poutre principale.....	116
Figure VIII 6: Schéma de cisaillement du bloc.....	117
Figure VIII 7: Assemblage poteau-poutre principale (HEA260-IPE300).....	118
Figure VIII 8: Assemblage poteau console par une platine.....	119
Figure VIII 9: Assemblage platine poutre par cordon de soudure .....	122
Figure VIII 10: Assemblage platine poutre par cordon de soudure .....	126
Figure VIII 11: Assemblage gousset nœud du portique par cordon de soudure .....	130
Figure VIII 12: Assemblages des contreventements en K .....	131
Figure VIII 13: Assemblage de contreventement en V inversé.....	132
Figure VIII 14: dimensionnement de la platine .....	136
Figure VIII 14 : Assemblage pied de poteau .....	136
Figure VIII 15: Vérification dans la section 1.1 .....	137
Figure VIII 16: Vérification dans section 3-3.....	138
Figure VIII 17: Tige d'encrage.....	140

## **Chapitre IX : Etude de l'infrastructure**

Figure IX 1: Dimensions de la semelle.....	143
Figure IX 2: Disposition des cadres .....	145

**LA liste de tableau :**

## **Chapitre II : Prédimensionnement des éléments**

Tableau II 1: Les valeurs limites recommandées de flèches verticales.....	8
Tableau II 2 : des charge de solives du plancher terrasse.....	9
Tableau II 3: des charge de solives a l'étage courant .....	10
Tableau II 4 : Caractéristiques des profilés.....	11
Tableau II 5 : Charge et surcharge d'exploitation.....	13
Tableau II 6 : Caractéristiques du profilé.....	14
Tableau II 7: Charge et surcharge d'exploitation.....	16
Tableau II 8 : Caractéristiques du profilé.....	17
Tableau II 9: Charge et surcharge d'exploitation .....	19
Tableau II 10 : Caractéristiques du profilé.....	20
Tableau II 11: Caractéristiques du profilé.....	21
Tableau II 12: : Charge et surcharge d'exploitation.....	22
Tableau II 13 : Caractéristiques du profilé.....	23
Tableau II 14 : Les différentes sections adoptées.....	24
Tableau II 15 : Profilé adopté.....	29

## **Chapitre III : Etude climatique**

Tableau III 1: Valeurs de la pression dynamique de référence .....	31
Tableau III 2: Définition des catégories de terrain.....	32
Tableau III 3: Coefficient de rugosité.....	33
Tableau III 4: Coefficient d'exposition au vent.....	34
Tableau III 5: La pression dynamique. Tableau.....	34
III 6: Pression dynamique sur la paroi verticale.....	35
Tableau III 7: $C_{pe}$ pour les parois verticales des bâtiments à base rectangulaire.....	35
Tableau III 8: Coefficient de pression intérieur pour les toitures plates.....	36
Tableau III 9: Coefficient de pression pour la paroi verticale .....	37
Tableau III 10: Coefficient de pression pour la paroi verticale .....	39
Tableau III 11 : Coefficient de pression pour la toiture.....	39
Tableau III 12: Pression due au vent, paroi.....	40

Tableau III 13: Pression due au vent, terrasse.....	41
Tableau III 14: Pression due au vent, paroi .....	41
Tableau III 15: pression due au vent terrasse.....	42

## **Chapitre IV : Etude de plancher**

Tableau IV 1: Résultats des calculs.....	47
Tableau IV 2: Valeurs des contraintes de flexion simple.....	48
Tableau IV 3: Caractéristiques du profilé.....	60
Tableau IV 4: Résultats de calcul.....	63

## ***Chapitre V : Pré dimensionnement des éléments non structuraux***

Tableau V 1: les valeur moment sur travée et sur appuis sous g.....	71
Tableau V 2: les valeur moment sur travée et sur appuis sous q .....	71
Tableau V 3: les valeur moment sur travée et sur appuis ultime.....	71
Tableau V 4: les valeur moment sur travée et sur appuis en service.....	72
Tableau V 5: tableau des valeurs des flèches .....	77
Tableau V 6: les valeur moment sur travée et sur appuis sous g .....	78
Tableau V 7: les valeur moment sur travée et sur appuis sous q .....	78
Tableau V 8: les valeur moment sur travée et sur appuis en ultime .....	79
Tableau V 9: les valeur moment sur travée et sur appuis en service .....	79
Tableau V 10 : des valeurs de la flèches .....	84

## **Chapitre VI : Etude sismique**

Tableau VI 1 : coefficient d'accélération de zone A .....	91
Tableau VI 2: Valeurs des pénalités.....	92
Tableau VI 3: Les résultats de calculs.....	92
Tableau VI 4 : Comparaisant des charge entre vent et le séisme :.....	95

## ***CHAPITRE VII : etude de portiques en acier***

Tableau VII 1: Sollicitations dans les poteaux .....	103
--	-----

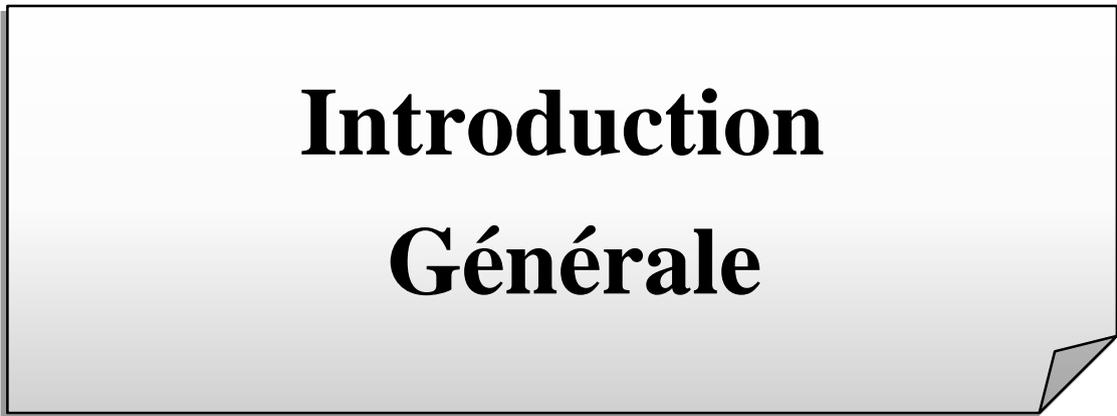
Tableau VII 2: caractéristiques des profilés.....	104
Tableau VII 3 : Caractéristique du profilé.....	108
Tableau VII 4 : Caractéristique du profilé .....	111

### **Chapitre VIII : Etude des assemblages**

Tableau VIII 5: Epaisseur du gousset au fonction de l'effort appliqué .....	130
---	-----

### **Chapitre IX : Etude de l'infrastructure**

Tableau IX 1: calcul de ferrailage.....	144
---	-----



**Introduction  
Générale**

## INTRODUCTION GÉNÉRALE

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation d'ingénieur à travers l'étude d'un bâtiment en charpente métallique.

On sait que le monde actuel connaît un développement industriel et une croissance démographique importante, ce qui nous a amenés à des systèmes de constructions en hauteur suite aux limitations des terrains en villes et les importantes demandes en logements et espaces de travail (bureaux, ateliers, ...).

Ce pendant cette solution n'est pas sans difficultés, en augmentant la hauteur, les structures deviennent plus vulnérables et plus exposées aux sollicitations sismiques et celles dues au vent, mettant ainsi les vies de ces occupants ainsi que celles de ses voisins en danger sans oublier les pertes matérielles.

Quels que soient les types des bâtiments en charpente métallique, les ingénieurs sont toujours confrontés aux problèmes de la non-connaissance exacte des lois de comportement des matériaux, ainsi que celles des sollicitations ceci a conduit les ingénieurs à établir des règlements de conception et de calcul des structures avec un compromis entre coût et niveau de sécurité à considérer.

L'objectif de ce mémoire est de présenter simplement des connaissances récentes sur la façon de concevoir une structure qui sera appelée à résister à différentes sollicitations d'ordre statique et dynamique.

Le travail consiste à une étude technique qui est l'analyse et le dimensionnement d'un bâtiment en (R+5) à usage d'habitation.

On entame notre étude par généralités sur le projet (présentation de la structure, description du projet, hypothèses et principes généraux, caractéristiques des matériaux, ...).

Ensuite on effectue les descentes de charges et le pré-dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux de la structure.

Puis on enchaîne avec l'étude sismique et l'analyse dynamique qui a été réalisée par un logiciel de calcul.

Après on fera l'étude des éléments structuraux, qui sera suivie par une étude des

assemblages et une autre pour l'infrastructure du bâtiment.

Enfin on termine par une conclusion qui résume l'essentiel du travail réalisé.

**CHAPITRE I : GÉNÉRALITÉS****I.1. Introduction**

Notre projet de fin d'études consiste à étudier un bâtiment à usage d'habitation en charpente métallique, il se situe à Wilaya OUM EI BOUAGHI.

On va essayer d'appliquer toutes les connaissances acquises durant notre cursus sur ce projet réel. L'objectif principal sera de comprendre et de compléter les informations déjà acquises dans la formation construction métallique

**I.2. Généralités****I.1.1 Présentation du projet**

Il s'agit d'un bâtiment à quatre étages en charpente métallique à usage d'habitation, ce projet est implanté en zone sismique IIa.

L'ossature est formée d'une structure en charpente métallique (poteaux, poutres) et de planchés mixtes collaborant (béton-acier)

La stabilité du bloc est assurée par des portiques auto-stables et par des palets de stabilité verticaux en K et en V

**I.1.2 Données géométriques du projet**

Suivant la vue en plan, les dimensions de la structure sont :

- Longueur totale .....22.41 m
- Largeur totale .....10.61 m
- Hauteur du rez-de-chaussée ..... 4.42 m
- Hauteur des étages .....3.40 m
- Hauteur totale du bâtiment .....22.42 m
- Hauteur d'acrotère.....0.5m
- Surface totale : .....237.77 m

**I.1.3 Localisation et données concernant le site**

Le bâtiment est implanté au niveau de la nouvelle zone d'extension de la Wilaya OUM EI BOUAGHI dont :

- La contrainte admissible du sol est de  $\approx 2$  bars (rapport du sol du laboratoire LTPO)
- Altitude = 891 m
- Le site est classé dans la zone II pour le vent et en zone B pour neige

## I.2 Règlements techniques

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

DTR BC2.2 : Charges permanentes et charges d'exploitation.

[1] RNV99 : Règles définissant les effets de la neige et vent.

[2] CCM 97 : Règle de calcul des constructions en acier.

[3] RPA99 : Règlement Parasismique Algériennes version 2003.

[4] CBA93 : Règle de conception et de calcul des structures en béton armée.

[5] L'EUROCODE 3 : calcul des structures métalliques.

## I.3 Matériaux utilisés

### I.3.1 Acier

Les caractéristiques mécaniques de l'acier S235 sont les suivantes :

- La résistance à la traction :  $f_u = 360$  MPa.
- La limite élastique :  $f_y = 235$  MPa.
- Le module de Young :  $E = 210\ 000$  MPa
- Le coefficient de poisson :  $\nu = 0,3$
- Module de Young :  $G = E / (2(1+\nu)) = 80769 = 81000$  MPa.

### I.3.2 Béton

\* Le béton utilisé est dosé à  $350$  kg/m<sup>3</sup>.

\* Béton de rattrapage est dosé à  $250$  kg/m<sup>3</sup>.

\* béton propreté : couche de (5 ; 10) cm est dosé entre 150 et 200 Kg/ m<sup>3</sup>

#### I.4.2.1 Résistance de béton

##### – Caractéristiques du béton

Le béton utilisé est défini, du point de vue mécanique par :

- La résistance à la compression à 28 jours :  $f_{c28} = 25$  MPa
- La résistance à la traction à 28 jours est déduite de celle de la Compression par la relation :  
 $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$

#### I.4.2.2 Contraintes limites :

La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime (ELU) est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\gamma_b}$$

### I.2.1.1 État limite de service

La contrainte de compression limite de service est donnée par :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$

### I.2.1.2 Contraintes de cisaillement

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes : Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau} = \min(0,13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa.}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau} = \min(0,10 f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa.}$$

### I.2.1.3 Coefficient de Poisson

Selon le CBA93 [5], les valeurs sont les suivantes :

$$\nu = 0 \text{ à l'ELU}$$

$$\nu = 0,2 \text{ à l'ELS}$$

### I.2.1.4 Contraintes limites

#### I.2.1.4.1 État limite ultime

La contrainte admissible à l'ELU a pour valeur :

- En cas accidentelles  $\sigma_{st} = 400 \text{ MPa}$ .
- En cas normales  $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$ .

#### I.2.1.4.2 État limite de service

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation
- Fissuration préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_t \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}})$ .
- Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min(1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}})$ .

#### – Moyen d'assemblages

Les principaux moyens d'assemblages des systèmes structuraux, qui assurant la stabilité sont :

- Boulons à haute résistance et boulons ordinaires
- Soudage dont la caractéristique mécanique est au moins équivalente à celles des nuances d'acier utilisées.

### I.3. Conception de l'ouvrage

L'une des phases déterminantes dans un projet de construction est la phase de conception et de modélisation d'une structure. Celle-ci doit être traitée dans les premières lignes d'étude du projet.

### I.4. Conception architecturale

Notre bâtiment est de forme rectangulaire de type barre composé d'un RDC et 5 étages.

### I.5. Conception structurale

#### I.5.1 Structure horizontale

Elle désigne les planchers courants et terrasses

##### a) Plancher courant :

Les planchers courants sont mixtes à dalle collaborant dont la composition est illustrée sur la figure ci-dessous.

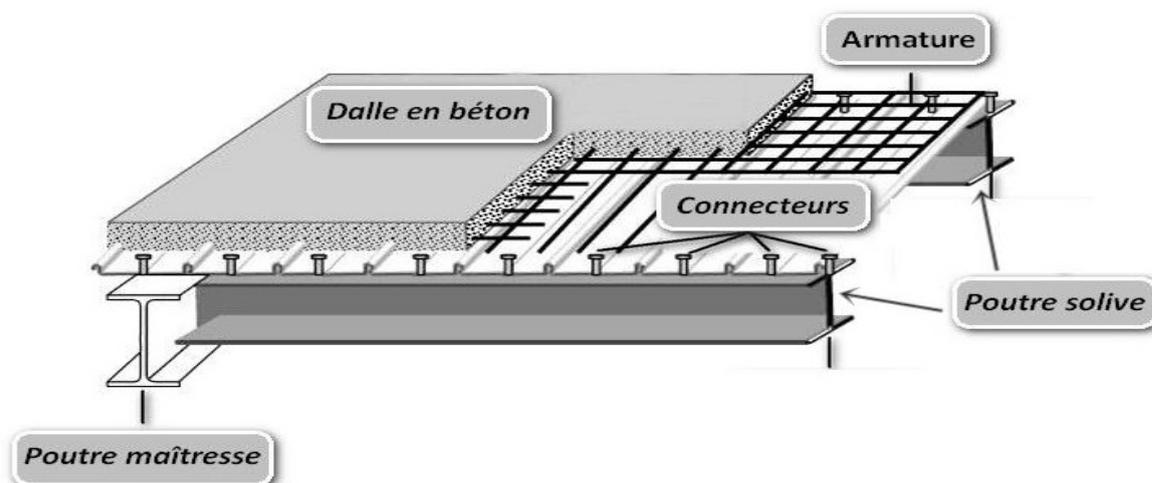


Figure I 1: Composition d'un plancher collaborant

##### b) Plancher terrasse :

Il est identique aux planchers courants sauf pour la partie supérieure qui comprend des couches supplémentaires :

- Étanchéité
- Gravillon
- Isolant

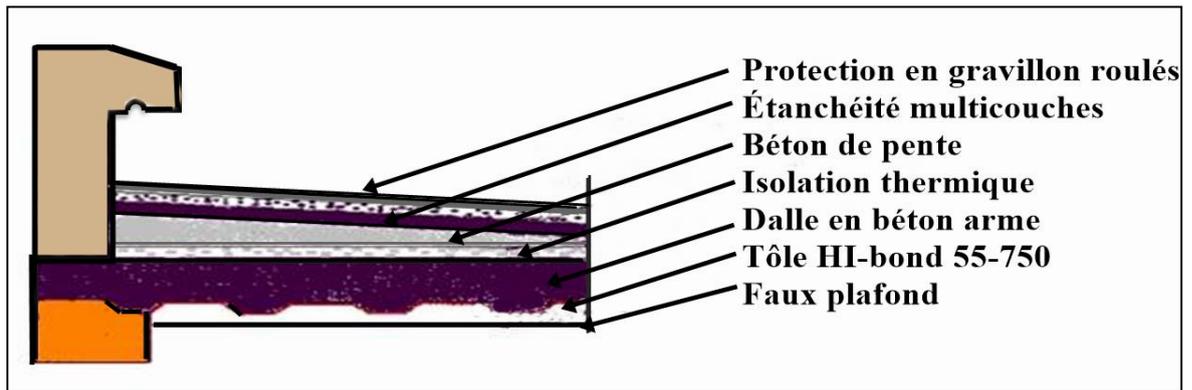


Figure I 2 : Composition d'un plancher terrasse

## I.6. Structure verticale

### I.6.1 Systèmes de stabilités :

La structure est une ossature poutres-poteaux auto-stables en charpente métallique.

La superstructure est principalement composée de murs en maçonnerie non porteurs.

La stabilité de l'ensemble est assurée de la manière suivante :

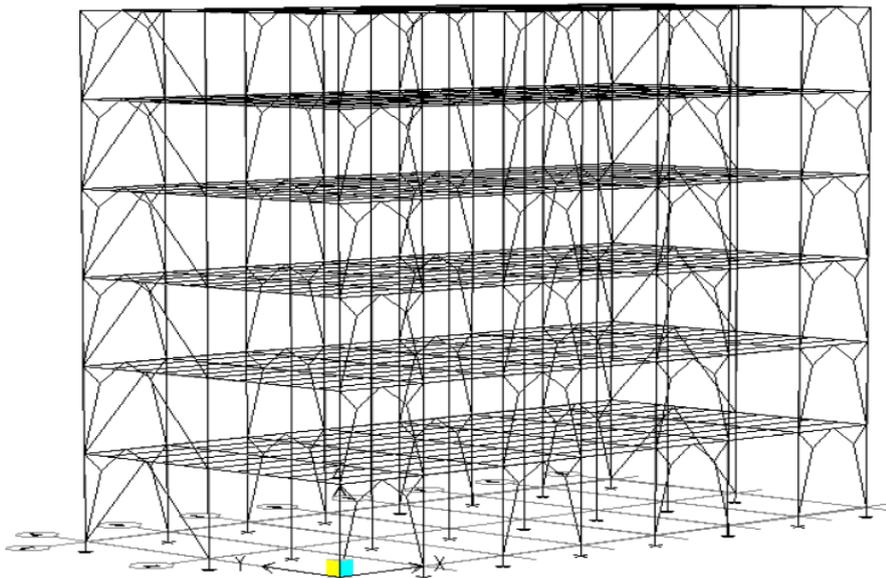


Figure I 3: Position des systèmes de contreventement en 3D

Dans la direction transversale : la stabilité est assurée par des contreventements en V,

Avec portique mixte sur deux travées encastrées en pied.

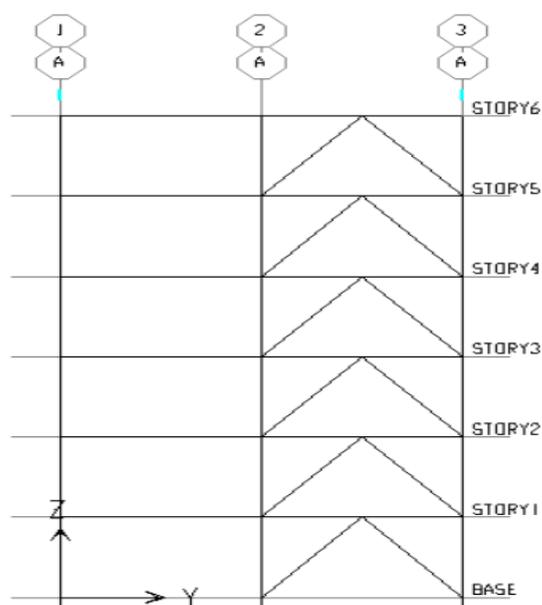


Figure I 4 : Contreventements en V

Dans la direction longitudinale : la stabilité est assurée par des contreventements en V, avec portiques mixte sur 7 travées avec poteaux encastrés en pied.

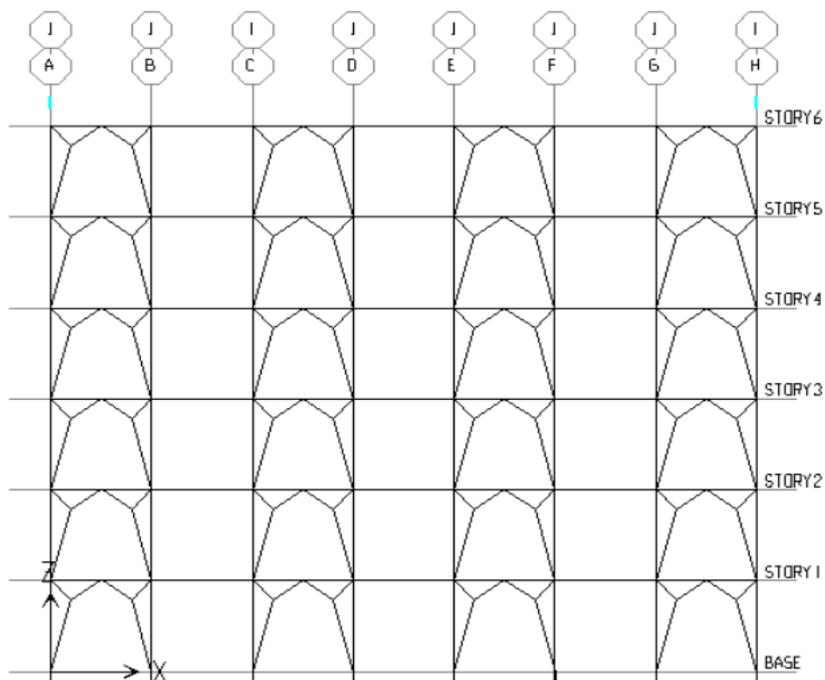


Figure I 5 : contreventements en K

### I.6.2 Escaliers

Les escaliers qui permettent l'accès du niveau RDC aux étages, sont constitués de garde-corps et d'un palier intermédiaire en acier .



## CHAPITRE II PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

### II.1. Introduction

Les présentes règles ont pour but de codifier les méthodes de calcul applicables à l'étude des projets de constructions en acier.

L'application de ces règles conduit pour les différents éléments des constructions à un degré de sécurité sensiblement homogène pour les différents modes de sollicitations et les différents types de constructions.

Les éléments secondaires sont destinés à reprendre la sollicitation, comme les vent par exemple, et à assurer la stabilité basée sur la RDM et les règles **l'EUROCODE3**.

#### II.1.1 Classification des sections transversales selon l'EUROCODE3:

Pour les besoins de calcul l'Eurocode3 a proposé quatre classes de sections transversales qui sont définies comme suit :

##### **a : Classe 1 :**

Sections transversales pouvant former une rotule plastique avec la capacité de rotation requise pour une analyse plastique.

##### **b : Classe 2 :**

Sections transversales pouvant développer leur moment de résistance plastique, mais avec une capacité de rotation limitée.

##### **c : Classe 3 :**

Sections transversales dont la contrainte calculée dans la fibre extrême comprimée de l'élément en acier peut atteindre la limite d'élasticité, mais dont le voilement local est susceptible d'empêcher le développement du moment de résistance plastique.

##### **d : Classe 4 :**

Sections transversales dont la résistance au moment fléchissant ou à la compression doit être déterminée avec prise en compte explicite des effets de voilement local. Les lois types de comportement moment-rotation correspondant à chaque classe de section.

Coefficient partiel de sécurité:

Le coefficient partiel de sécurité  $\gamma_M$  pour les matériaux doit être pris égal aux valeurs suivantes :

Section de classe (1, 2,3)  $\rightarrow \gamma_M = 1,1$

Section de classe (4)  $\rightarrow \gamma_M = 1,1$

Sections nettes au droit des trous  $\rightarrow \gamma_{M2} = 1,25$

Cas des états limites ultimes des éléments  $\rightarrow \gamma_{M1} = 1,10$

### II.1.2 Valeurs limites des fleches :

Les structures en acier doivent être dimensionnées de manière que les flèches se restent dans les limites appropriées à l'usage et à l'occupation envisagés du bâtiment et à la nature des matériaux de remplissage devant être supportés.

Les valeurs limites recommandées de flèches verticales sont indiquées dans le tableau ci- dessous

Conditions	$\delta_{v \max}$ (flèche dans l'état final)
Toitures en générales	L/200
Toiture supportant des personnels Autres que les personnels d'entretien	L/250
Planchers en général	L/250
Planchers et toitures supportant des cloisons en plâtre ou en autres matériaux fragiles ou rigides	L/250
Planchers supportant des poteaux (à moins que la flèche ait été incluse dans l'analyse globale de l'état limite ultime	L/400
Cas où $\delta_{V \max}$ peut nuire à l'aspect du Bâtiment	L/250

Tableau II 1: Les valeurs limites recommandées de flèches verticales.

## II.2. Prédimensionnement des éléments :

### II.2.1 Les solives :

Les solives Sont des poutrelles en IPE qui travaillent a flexion simple leur écartement

(la distance entre une solive et l'autre) est pratiquement déterminé par la règle empirique de pré dimensionnement.

$$0.7 \leq L \leq 1.50$$

**II.2.1.1 Pré dimensionnement des solives du plancher terrasse :**

Longueur des solives.....L=3.15m

L'entraxe des solives.....L=1,06m

**Combinaison des charges**

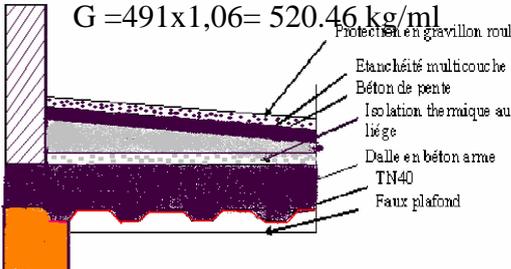
Chargement	Charge linéique sur la solive
<p>Charges permanentes «G» :</p> <p>Poids propre du plancher :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>-TN40.....10kg/ m<sup>2</sup></li> <li>-dalle pleine en BA (8cm).....200kg/ m<sup>2</sup></li> <li>-Polystyrène(4cm).....5kg/ m<sup>2</sup></li> <li>-forme de pente (8cm).....176kg/ m<sup>2</sup></li> <li>-plafond suspendu.....20kg/ m<sup>2</sup></li> <li>-gravillon roulée (4cm).....80kg/ m<sup>2</sup></li> </ul> <p style="text-align: center;"><math>G = 491 \text{ kg/m}^2</math></p>	 <p><math>G = 491 \times 1,06 = 520,46 \text{ kg/ml}</math></p>
<b>G=520,46kg/ml</b>	
<p><b>Surcharges :</b></p> <p>Charge d'exploitation P=100 kg/m<sup>2</sup> charge de neige N0=20 kg/m<sup>2</sup></p>	<p><math>Q = (100+20) \times 1,06 = 127,2 \text{ kg/ml}</math></p>
<b>P+N0=127.2 kg/ml</b>	
<p>Charge pondérée : 1.35G + 1.5Q</p>	<p>Charge non pondérée : G+P+ N0</p>
<b>1065.14kg/ml</b>	<b>647,66 kg/ml</b>

Tableau II 2 : des charge de solives du plancher terrasse

**II.2.1.2 Pré dimensionnement des solives de l'étage courant :**

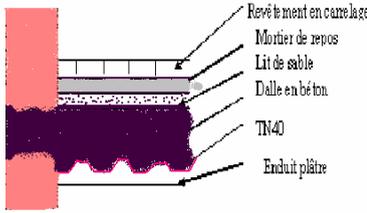
Chargement	Charge linéaire
<p><b><u>Charges permanentes «G» :</u></b>                      Poids propre du plancher :                      -TN40.....10kg/ m<sup>2</sup>                      -dalle pleine en BA (8cm).....200kg/ m<sup>2</sup>                      -mortier de pose (2cm).....30kg/ m<sup>2</sup>                      -plafond suspendu.....10kg/ m<sup>2</sup>                      -carrelage (2cm).....40kg/ m<sup>2</sup>                      -cloison en brique creuse.....75 kg/m<sup>2</sup>  <math>G = 386.9 \text{ kg/m}^2</math></p>	<p><math>G = 386.9 \times 1,06 = 410.11 \text{ kg/ml}</math></p> 
<b>G=4.10 dn/ml</b>	
<p><b><u>Surcharge :</u></b>                      Charge d'exploitation <math>P=240 \text{ kg/m}^2</math></p>	<p><math>Q = 240 \times 1,06 = 254.4 \text{ kg/ml}</math></p>
<b>Q=2.54 dn/ml</b>	

Tableau II 3: des charge de solives a l'étage courant

**Combinaison de charge :**

**ELU :**

$$q_s = G + Q \quad q_u = 1,35 \times 3,86 + 1,5 \times 2.54$$

$$q_u = 9,02 \text{ DN/ml}$$

**ELS:**  $q_u = 1,35G + 1,5Q$

$$q_s = 3,86 + 2.54$$

$$q_s = 6.41 \text{ DN/ml}$$

**II.2.1.2.1 Dimensionnement du profilé :**

**Condition de flèche : étage courant**

$$f_{\max} \leq f_{adm}$$

Pour une poutre bi articulée

$$f_{\max} = \frac{5q^n L^4}{384EI}$$

$$F_{adm} \leq \frac{315}{250} \quad (q^n \text{ Charge non pondérée})$$

$$f = \frac{5 \times 6.41 \times 315^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times I}$$

Donc

$$I_{y \geq} \frac{5 \times 6.41 \times 315^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 310.5 \text{ cm}^4$$

Pour choisir le profilé il faut que les deux conditions soient satisfaites :

$$\{ I_{y \geq} 211.24 \text{ cm}^4$$

⇒ IPE 120

On choisit un IPE 120

DESIGNATI ON abrégée	Poids	Section	Dimension			Caractéristique					
	P Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	E Mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>ply</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>plz</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>x</sub> cm	i <sub>y</sub> cm
<b>IPE120</b>	10.4	13.2	120	64	6.3 tf 4.4 tw	317	27.67	60.73	13.58	4.9	1.45

Tableau II 4 : Caractéristiques des profilés

### II.2.1.2.2 Classification de la section transversale :

Ce paramètre permet de calculer la résistance des sections transversale en fonction de leur capacité à atteindre pleinement la plastification sur toute la hauteur de la section (rotule plastique) selon la capacité de rotation de la section et de voilement local éventuel, on définit la classe appartient la section comme suit:

#### La semelle

$$b=64\text{mm} \quad C=b/2=32\text{mm}$$

$$t_f=6,3\text{mm} \quad C/t_f=5,08 < 10\varepsilon \cong 10 \quad \text{donc la semelle est de classe 1.}$$

#### Ame fléchie

$$d=93,4\text{mm} \quad t_w=4,4\text{mm} \quad d/t_w=21,22 < 72\varepsilon \cong 72$$

Donc l'âme est de classe 1.

La section globale étant de **classe 1** le calcul peut amener à la plasticité.

### II.2.1.2.3 Vérification en tenant compte du poids propre du profilé :

$$q_u=1,35(G+G_p)+1,5Q = 1,35(0.11+3.86)+1,5(2.54)= 9.16 \text{ KN/m}$$

$$q_s=(G+G_p)+Q = (0.11+3.86)+2.54 = 6.51 \text{ KN/m} .$$

**Critère de rigidité :**

$$f < f_{adm} \Rightarrow f = \frac{5q^n L^4}{384 E I_x} \leq \frac{L'}{250} \Rightarrow F = \frac{5 \times 6.51 \times 315^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 317.8} = 1.25 \text{ cm} \leq 1.26 \text{ cm}$$

**II.2.1.2.4 Vérification de la condition de résistance :**

$$M = \frac{P_p l^2}{8} = \frac{9.16 \times 3.15^2}{8} = 11.36 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{f_y \times w_{ply}}{\gamma_{mo}} = \frac{235 \times 10^3 \times 60.7 \times 10^{-6}}{1.1} = 12.97 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 11.36 \text{ KN.m} \quad M_{plrd} = 12.97 \text{ KN.m}$$

$\Rightarrow M_{sd} < M_{plrd}$  donc la condition vérifie

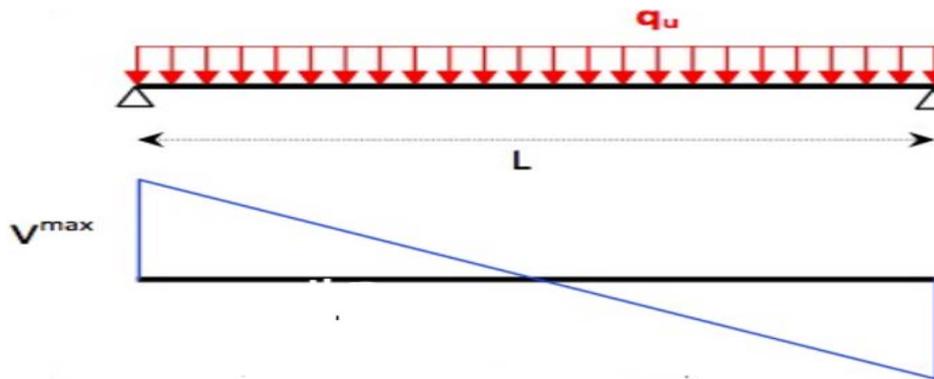


Figure II 1 : l'effort tranchant.

**II.2.1.2.5 Vérification la condition au cisaillement**

$$V_{sd} < V_{ptrd} = A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{mo}}$$

avec

$A_v$  : l'aire de cisaillement

$$A_v = A - 2b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f$$

$$A_v = 629.52 \text{ mm}^2$$

$$V_{ptrd} = 629.52 \frac{235 \times 10^{-3} / \sqrt{3}}{1.1} = 77.64 \text{ KN}$$

Calcul de l'effort tranchant

$V_{sd}$ : l'effort tranchant.

$$V_{sd} = \frac{qu \times l}{2} = \frac{9,16 \times 3,15}{2} = 14,42 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 14,42 \text{ KN} < 0,5V_{plrd} = 38,82 \text{ KN}$$

Pas interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant donc la Condition vérifiée.

## II.2.2 Prédimensionnement des poutres secondaires :

On s'intéresse ici aux calculs des poutres les plus défavorables entre les poutres de rives et les poutres intermédiaires.

### II.2.2.1 Plancher terrasse :

#### Poutre de longueur 3,15 m entraxe 1,06m :

Les charges revenant sur la poutre sont :

Charges revenant	kn /m <sup>2</sup>
Charge permanente du planche terrasse	G = 8,50
Charge d'exploitation sur planche terrasse	Q = 1,27
Charge de la neige	S = 0,34

Tableau II 5 : Charge et surcharge d'exploitation.

#### Combinaison d'action :

##### ELU :

$$q_{u1} = 1,35G + 1,5 \max(Q; S) = 13,89 \text{ KN / ml}$$

$$q_{u2} = 1,35G + 1,35(Q + S) = 13,64 \text{ KN / ml}$$

$$\Rightarrow q_u = \max(q_{u1}, q_{u2}) = 13,89 \text{ KN / ml}$$

##### ELS :

$$q_{s1} = G + \max(Q; S) = 10,11 \text{ KN / ml}$$

$$q_{s2} = G + 0,9(Q + S) = 9,98 \text{ KN / ml}$$

$$\Rightarrow q_s = \max(q_{s1}, q_{s2}) = 9,98 \text{ KN / ml}$$

### II.2.2.1.1 Dimensionnement du profilé :

$$f_{\max} \leq f_{adm}$$

Pour une poutre bi articulée

$$f_{\max} = \frac{5q^n L^4}{384EI}$$

$$F_{adm} \leq \frac{315}{250} \quad (q^n \text{ Charge non pondérée})$$

$$f = \frac{5 \times 9.98 \times 315^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times I}$$

Donc :

$$I_{x \geq} \frac{5 \times 9.98 \times 315^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 483.67 \text{ cm}^4$$

Pour choisir le profilé il faut que les deux conditions soient satisfaites :

$$\{ I_{x \geq} 483.67 \text{ cm}^4$$

$\Rightarrow$  IPE 140

On choisit un IPE 140

DESIGN ATION Abrégée	Pids	Secti on	Dimension			Caractéristique					
	P Kg/m	A cm <sup>2</sup>	H mm	B mm	E mm	I <sub>x</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>ply</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>plz</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>x</sub> cm	i <sub>y</sub> cm
<b>IPE140</b>	12.9	16.4	140	73	tf 4.7 tw 6.9	541.2	44.92	88.34	19.25	5.74	1.6

Tableau II 6 : Caractéristiques du profilé.

### II.2.2.1.2 La classe de la section transversale :

**La semelle :**

$$b=73\text{mm}$$

$$C=b/2=91/2=36.5\text{mm}$$

$$t_f=6.9\text{mm} \quad C/t_f=5,28 < 10\varepsilon \cong 10$$

Donc la semelle est de **classe 1**.

**Ame fléchie :**

$$d=112.2\text{mm}$$

$$t_w=4.7\text{mm} \quad d/t_w=23.87 < 72\varepsilon \cong 72$$

Donc l'âme est de **classe 1**.

La section globale étant de **classe1** donc le calcul peut amener à la plasticité

### II.2.2.1.3 Vérification en tenant compte du poids propre du profilé :

$$q_u = 1,35(G+G_p) + 1,5(Q) = 14,07 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = (G+G_p) + Q = 10,25 \text{ KN/m}$$

**Critère de flèche :**

$$f < f_{adm} \Rightarrow f = \frac{5 q^n L^4}{384 E I_x} \leq \frac{L'}{250} \Rightarrow F = \frac{5 \times 10,25 \times 3,15^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 541,2} = 1,15 \text{ cm} \leq 1,26 \text{ cm}$$

### II.2.2.1.4 Vérification de la condition de résistance :

$$M = \frac{P_p l^2}{8} = \frac{14,07 \times 3,15^2}{8} = 17,42 \text{ Knm}$$

$$M_{plrd} = \frac{f_y \times w_{ply}}{\gamma_{mo}} = \frac{235 \times 10^3 \times 88,34 \times 10^{-6}}{1,1} = 18,87 \text{ Kn.m}$$

$$M_{sd} = 17,42 \text{ Kn.m} \quad M_{plrd} = 18,87 \text{ Kn.m}$$

$\Rightarrow M_{sd} < M_{plrd}$  donc la condition vérifie

### II.2.2.1.5 Vérification la condition au cisaillement

$$V_{sd} < V_{plrd} = A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{mo}}$$

Avec :

$$A_v : \text{l'aire de cisaillement} \quad A_v = 764,63 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrd} = 764,63 \frac{235 \times 10^{-3} / \sqrt{3}}{1,1} = 94,31 \text{ KN}$$

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

l'effort tranchant.

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{14,07 \times 3,15}{2} = 22,16 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 22,16 \text{ KN} < 0,5 V_{plrd} = 47,155 \text{ KN}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant donc la Condition vérifiée.

### II.2.2.2 Etage courant :

Poutre de longueur 3,15 m , entraxe 1,06m

Evaluation des charges est surcharge :

Charges surfacique (kN/m <sup>2</sup> )	Charges linéaire (kN/ml)
Charge permanente du planche courant	G <sup>'</sup> = 4.10
Charge permanente des cloisons intérieures	G = 4.11
Charge d'exploitation sur planche courant	Q = 2.54

Tableau II 7: Charge et surcharge d'exploitation.

**Combinaison d'action :****ELU**

$$q_u = 1,35(G'+G) + 1,5Q$$

$$q_u = 14.89 \text{ KN/ml}$$

**ELS**

$$q_s = G' + G + Q$$

$$q_s = 10.75 \text{ KN/ml}$$

**II.2.2.2.1 Dimensionnement du profilé :**

$$f_{\max} \leq f_{adm}$$

Pour une poutre bi articulée

$$f_{\max} = \frac{5q^n L^4}{384EI}$$

$$F_{adm} \leq \frac{315}{250} \quad (q^n \text{ Charge non pondérée})$$

$$f = \frac{5 \times 10.75 \times 315^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times I}$$

Donc

$$I_{x \geq} \frac{5 \times 10.75 \times 315^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 520.83 \text{ cm}^4$$

Pour choisir le profilé il faut que les deux conditions soient satisfaites :

$$\{ I_{x \geq} 509.20 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow \text{IPE 140}$$

On choisit un IPE 140

DESIGN ATION Abrégée	Pids	Secti on	Dimension			Caractéristique					
	oP Kg/m	A cm <sup>2</sup>	H mm	B mm	E mm	I <sub>x</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>ply</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>plz</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>x</sub> cm	i <sub>y</sub> cm
<b>IPE140</b>	12.9	16.4	140	73	tf 4.7 tw 6.9	541.2	44.92	88.34	19.25	5.74	1.6

Tableau II 8 : Caractéristiques du profilé.

**II.2.2.2.2 La classe de la section transversale :****La semelle :**

$$b=73\text{mm}$$

$$C=b/2=73/2=36.5\text{mm}$$

$$t_f = 6.9\text{mm} \quad C/t_f = 5,28 < 10\varepsilon \cong 10$$

Donc la semelle est de **classe 1**.

**Ame fléchie :**

$$d=130.6\text{mm}$$

$$t_w = 4.7\text{mm} \quad d/t_w = 27.78 < 72\varepsilon \cong 72 \quad \text{Donc l'âme est de classe 1.}$$

La section globale étant de **classe 1** donc le calcul peut amener à la plasticité

**II.2.2.2.3 Vérification en tenant compte du poids propre du profilé :**

$$q_u = 1,35(G+G_p) + 1,5(Q) = 15,08\text{KN/ml}$$

$$q_s = (G+G_p) + Q = 10,89\text{KN/m}$$

**Critère de flèche :**

$$f < f_{adm} \Rightarrow f = \frac{5 q^n L^4}{384 E I_x} \leq \frac{L'}{250} \Rightarrow F = \frac{5 \times 10,89 \times 315^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 541,2} = 1,22\text{cm} \leq 1,26\text{cm}$$

**II.2.2.2.4 Vérification de la condition de résistance :**

$$M = \frac{P_p l^2}{8} = \frac{15.08 \times 3.15^2}{8} = 18.70 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{f_y \times w_{ply}}{\gamma_{mo}} = \frac{235 \times 10^3 \times 88.34 \times 10^{-6}}{1.1} = 18.87 \text{ Kn.m}$$

$$M_{sd} = 18.70 \text{ Kn.m} \quad M_{plrd} = 18.87 \text{ Kn.m}$$

$\Rightarrow M_{sd} < M_{plrd}$  donc la condition vérifiée

**II.2.2.2.5 Vérification la condition au cisaillement**

$$V_{sd} < V_{plrd} = A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{mo}}$$

Avec :

$A_v$  : l'aire de cisaillement

$$A_v = 764.63 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrd} = 764.63 \frac{235 \times 10^{-3} / \sqrt{3}}{1.1} = 94.31 \text{ KN}$$

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

l'effort tranchant.

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{15.08 \times 3.15}{2} = 23.75 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 23.75 \text{ KN} < 0.5 V_{plrd} = 47.155 \text{ KN}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant donc la Condition vérifiée

**II.2.3 Prédimensionnement des poutres principales (sans connexion) :**

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.

Le même calcul se fait pour les planchers terrasses et les planchers courants.

On fait les calculs pour les poutres de rives et les poutres intermédiaires les plus défavorables.

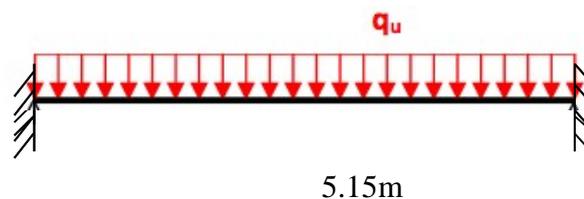


Figure II 2: Schéma statique de la poutre principale

**II.2.3.1 Plancher terrasse :**

Poutre intermédiaire de longueur 5,30m, entraxe 3,15m

Charges surfacique	Charges linéaire (kN/ml)
G plancher = 6.11 kN/m G solive = 0,104 kN/m	Gp = 6.11 x 3,15 = 19.24 Gs = 4x(3.15)x0.104 = 1.31
Q = 1, 20 kN/m <sup>2</sup>	Q = 1, 20x3, 15= 3,78
S = 0,36 kN/m <sup>2</sup>	S = 0,36x3,15= 1.13

Tableau II 9: Charge et surcharge d'exploitation.

**Combinaison d'action :****ELU :**

$$q_{u1} = 1,35G + 1,5 \max(Q; S) = 35.10 \text{ KN / ml}$$

$$q_{u2} = 1,35G + 1,35(Q + S) = 34.37 \text{ KN / ml}$$

$$\Rightarrow q_u = \max(q_{u1}, q_{u2}) = q_{u1} = 35.10 \text{ KN / ml}$$

**ELS :**

$$q_{s1} = G + \max(Q; S) = 25.46 \text{ KN / ml}$$

$$\Rightarrow q_s = \max(q_{s1}, q_{s2}) = q_{s1} = 25.46 \text{ KN / ml}$$

$$q_{s2} = G + 0,9(Q + S) = 24.96 \text{ KN / ml}$$

**II.2.3.1.1 Dimensionnement du profilé :**

$$f_{\max} \leq f_{adm}$$

Pour une poutre bi articulée

$$f_{\max} = \frac{5q^n L^4}{384EI}$$

$$F_{adm} \leq \frac{315}{250} (q^n \text{ Charge non pondérée})$$

$$f = \frac{5 \times 25.46 \times 315^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times I}$$

Donc :

$$I_{y \geq} \frac{5 \times 25.46 \times 315^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 1233.52 \text{ cm}^4$$

Pour choisir le profilé il faut que les deux conditions soient satisfaites :

$$\{I_y = 1233.52 \text{ cm}^4$$

⇒ IPE200

On choisit un IPE 200

DESIGN ATION Abrégée	Pids	Sectio n	Dimension			Caractéristique					
	P Kg/m	A cm <sup>2</sup>	H mm	B mm	E mm	I <sub>x</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>ply</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>plz</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>x</sub> cm	i <sub>y</sub> cm
<b>IPE200</b>	22.4	28.48	200	100	t <sub>f</sub> 5.6 t <sub>w</sub> 8.5	1943	142.4	220.6	44.61	8.26	2.24

Tableau II 10 : Caractéristiques du profilé.

### II.2.3.1.2 La classe de la section transversale :

**La semelle :**

$$b = 100 \text{ mm}$$

$$C = b/2 = 100/2 = 50 \text{ mm}$$

$$t_f = 8.5 \text{ mm} \quad C/t_f = 5.88 < 10\epsilon \cong 10$$

Donc la semelle est de **classe 1**.

**Ame fléchie :**

$$d = 188.8 \text{ mm}$$

$$t_w = 5.6 \text{ mm} \quad d/t_w = 33.71 < 72\epsilon \cong 72$$

Donc l'âme est de **classe 1**.

La section globale étant de **classe 1** donc le calcul peut amener à la plasticité

### II.2.3.1.3 Vérification en tenant compte du poids propre du profilé :

$$q_u = 1,35(G+G_p) + 1,5(Q) = 36.05 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = (G+G_p) + Q = 26.16 \text{ KN/m}$$

**Critère de flèche :**

$$f < f_{adm} \Rightarrow f = \frac{5q^n L^4}{384 E I_x} \leq \frac{L'}{250} \Rightarrow F = \frac{5 \times 26.16 \times 315^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 1943} = 0.86 \text{ cm} \leq 1.26 \text{ cm}$$

#### II.2.3.1.4 Vérification de la condition de résistance :

$$M = \frac{P_p l^2}{8} = \frac{36.05 \times 5.35^2}{8} = 128.9 \text{ Kn.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{f_y \times w_{ply}}{\gamma_{mo}} = \frac{235 \times 10^3 \times 220.6 \times 10^{-6}}{1.1} = 47 \text{ Kn.m}$$

$$M_{Sd} = 128.9 \text{ Kn.m} \quad M_{plrd} = 47 \text{ Kn.m}$$

$\Rightarrow M_{sd} > M_{plrd}$  donc la condition non vérifiée

Vu que la condition n'est vérifiée, on augmente la section du profilé.

Soit un **IPE 300** caractérisé par:

DESIGN ATION Abrégée	Pids	Secti on	Dimension			Caractéristique					
	P Kg/m	A cm <sup>2</sup>	H mm	B mm	E mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>ply</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>plz</sub> cm <sup>3</sup>	I <sub>y</sub> cm	I <sub>z</sub> cm
<b>IPE300</b>	42.2	53.8 1	300	150	tf 7.1 tw 10.7	8356	603.8	628.4	603.8	12.4 6	3.3 5

Tableau II 11: Caractéristiques du profilé.

$$q_u = 1,35(G_{pl} + G_s + G_p) + 1,5Q = 35,87 \text{ KN/ml}$$

$$M = \frac{P_p l^2}{8} = \frac{35.87 \times 5.35^2}{8} = 128.34 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{f_y \times w_{ply}}{\gamma_{mo}} = \frac{235 \times 10^3 \times 628.4 \times 10^{-6}}{1.1} = 134.24 \text{ KN.m}$$

$$M_{Sd} = 128.34 \text{ KN.m} \quad M_{plrd} = 134.24 \text{ KN.m}$$

$\Rightarrow M_{sd} < M_{plrd}$  donc la condition vérifiée

#### II.2.3.1.5 Vérification la condition au cisaillement

$$V_{sd} < V_{plrd} = A v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{mo}}$$

Avec :

Av : l'aire de cisaillement  $Av = 2498.1 \text{ mm}^2$

$$V_{plrd} = 2498.1 \frac{23510^{-3}/\sqrt{3}}{1.1} = 308.12 \text{ KN}$$

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

$$V_{sd} = \frac{qu \times l}{2} = \frac{35.87 \times 5.35}{2} = 95.95 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 56.77 \text{ KN} < 0.5V_{plrd} = 154.06 \text{ KN}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant donc la Condition vérifiée

### II.2.3.2 Plancher étage courant :

Poutre intermédiaire de longueur 5,30m, entraxe 3,15m

Evaluation des charges est surcharge :

Charges surfacique	Charges linéaire (kN/ml)
G plancher = 3.86 kN/m <sup>2</sup>	Gs = 4x(3.15)x0.104 = 1.31
G solive = 0,104 kN/m <sup>2</sup>	
G : Charge permanente des cloison intérieur	G = 4.11
Q = 2.40 kN/m <sup>2</sup>	Q = 2.40x3,15= 7.56

Tableau II 12: : Charge et surcharge d'exploitation.

#### Combinaison d'action :

$$\text{ELU: } q_u = 1,35(G_{pl} + G_s + G) + 1,5Q = 35.05 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_s = (G_{pl} + G_s + G) + Q = 25.13 \text{ KN/ml}$$

#### II.2.3.2.1 Dimensionnement du profilé :

$$f_{\max} \leq f_{adm}$$

Pour une poutre bi articulée

$$f_{\max} = \frac{5q^n L^4}{384EI}$$

$$f_{adm} \leq \frac{315}{250} \quad (q^n \text{ Charge non pondérée})$$

$$f = \frac{5 \times 25.13 \times 315^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times I}$$

Donc

$$I_y \geq \frac{5 \times 26.13 \times 315^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 1217.54 \text{ cm}^4$$

Pour choisir le profilé il faut que les deux conditions soient satisfaites :

$$\{ I_y = 1217.54 \text{ cm}^4$$

⇒ IPE300

On choisit un IPE 300

DESIGN ATION Abrégée	Pids	Secti on	Dimension			Caractéristique					
	P Kg/m	A cm <sup>2</sup>	H mm	B M m	E mm	I <sub>x</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>ply</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>plz</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>x</sub> cm	i <sub>y</sub> cm
<b>IPE300</b>	42.2	53.8	300	150	tf 7.1 tw 10.7	8356	603.8	628.4	603.8	12.4	3.3

Tableau II 13 : Caractéristiques du profilé.

#### II.2.3.2.2 La classe de la section transversale :

**La semelle :**

$$b = 150 \text{ mm}$$

$$C = b/2 = 100/2 = 75 \text{ mm}$$

$$t_f = 10.7 \text{ mm}$$

$$C/t_f = 7 < 10\epsilon \cong 10$$

Donc la semelle est de **classe 1**.

**Ame fléchie :**

$$d = 285.8 \text{ mm}$$

$$t_w = 5.6 \text{ mm}$$

$$d/t_w = 40.25 < 72\epsilon \cong 72$$

Donc l'âme est de **classe 1**.

$$\text{ELU: } q_u = 1,35(G_{pl}+G_s+G+G_p) + 1,5Q = 36.38\text{KN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_s = (G_{pl}+G_s+G+G_p)+Q = 26.45 \text{ KN/ml}$$

$$M = \frac{P_p l^2}{8} = \frac{36.38 \times 5.35^2}{8} = 130.1 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{f_y \times w_{ply}}{\gamma_{mo}} = \frac{235 \times 10^3 \times 628.4 \times 10^{-6}}{1.1} = 134.24 \text{ Kn.m}$$

$$M_{sd} = 128.34 \text{ Kn.m} \quad M_{plrd} = 134.24 \text{ Kn.m}$$

$\Rightarrow M_{sd} < M_{plrd}$  vérifiée la condition vérif

### II.2.3.2.3 Vérification la condition au cisaillement

$$V_{sd} < V_{plrd} = A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{mo}}$$

Avec :

$A_v$  : l'aire de cisaillement

$$A_v = 2498.1 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrd} = 2498.1 \frac{235 \times 10^{-3} / \sqrt{3}}{1.1} = 308.12 \text{ Kn}$$

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

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{36.38 \times 5.35}{2} = 97.31 \text{ Kn}$$

$$V_{sd} = 97.31 \text{ KN} < 0.5 V_{plrd} = 154.06 \text{ Kn}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant donc la Condition vérifiée

	solives	Poutres secondaires	Poutres principales
Plancher terrasse	IPE 120	IPE 140	IPE 300
Etages courants	IPE 120	IPE 140	IPE 300

Tableau II 14 : Les différentes sections adoptées.

### II.2.4 Prédimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui supportent les charges et les surcharges, et qui transmettent ces derniers aux fondations, ils sont généralement des profilés en **HEA** ou **HEB**.

### II.2.4.1 Les surfaces afférentes aux poteaux

Poteau central .....  $3,15 \times 5,35 = 9,92 \text{ m}^2$ .

Poteau de rive .....  $2,675 \times 3,15 = 8,42 \text{ m}^2$ .

Poteau d'angle .....  $2,675 \times 1,575 = 4,25 \text{ m}^2$ .

On s'intéresse ici aux calculs des poteaux centraux les plus sollicités.

#### a) La loi de dégression des charges d'exploitation :

Chaque plancher d'un immeuble est calculé pour la charge d'exploitation maximale qu'il est appelé à supporter. Toutefois, comme il est peu probable que tous les planchers d'une même construction soient soumis, en même temps, à leurs charges d'exploitation maximale, on réduit les charges transmises aux fondations.

#### b) La loi de dégression :

Etant donné que nous avons plus de 5 niveaux ; nous appliquons la loi de dégression des charges.

La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commercial et bureau les charges va se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficients).

Donc la loi de dégression sera comme suit :

RDC :  $Q_0$

Etage 1 :  $Q_0 \quad Q$

Etage 2 :  $Q_0 \quad Q \quad 0,9 \quad Q$

Etage 3 :  $Q_0 \quad Q \quad 0,9 \quad Q \quad 0,8 \quad Q$

Etage 4 :  $Q_0 \quad Q \quad 0,9 \quad Q \quad 0,8 \quad Q \quad 0,7 \quad Q$

Etage 5 :  $Q_0 \quad Q \quad 0,9 \quad Q \quad 0,8 \quad Q \quad 0,7 \quad Q \quad 0,6 \quad Q$

DTR B.C

**II.2.4.2 Les charges cas statiques :**

- Charge permanent terrasse :.....G = 491 kg/ m<sup>2</sup>
- Charge d’exploitation terrasse .....q = 120kg / m<sup>2</sup>.
- Charge permanent étage :.....G = 386.9 kg/ m<sup>2</sup>
- Charge d’exploitation étage .....q = 240kg / m<sup>2</sup>.
- Poids de poutre principales :.....PP= 42.2kg/ ml.
- Poids de poutre secondaire : .....PS= 12. kg/ ml.
- Les solives : ..... =10.4 kg/ ml.
- La acrotère : ..... 0.045 ×2500=126.5kg
- Mur double parois: .....2.5×130= 325 kg
- La nuance du fer: .....= FE 360

**II.2.4.2.1 POTEAU DE RIVE**

POTEAU DE RIVE 1	
SURFACE	8,3475

poids terra	4 340,700
	1 061,802
poids étage	3 422,475
	2 120,265
poids P.P	223,407
poids .P.S	20,238
poids solive	65,156
poids acrotère	596,250
poids murs	516,750

TOTALE	15 150,20 kg
--------	--------------

FE 360	64,47	HEA 240
--------	-------	---------

POTEAU DE RIVE 2	
SURFACE	8,3475

poids terra	4 340,700
	1 061,802
poids étage	3 422,475
	2 120,265
poids P.P	40,476
poids .P.S	111,704
poids solive	130,312
poids acrotère	354,375
poids murs	307,125

TOTALE	15 230,70 kg
--------	--------------

FE 360	64,81	HEA 240
--------	-------	---------

**II.2.4.2.2 POTEAU D'ANGLE**

POTEAU D'ANGLE	
SURFACE	4,17375

poids terra	2 170,350
	530,901
poids étage	1 711,238
	1 060,133
poids P.P	111,704
poids .P.S	20,238
poids solive	65,156
poids acrotère	475,313
poids murs	411,938

TOTALE	10 831,00 kg	HEA 240
FE 360	54,60	

**II.2.4.2.3 Poteau central****SURFACE**

$$S = 5.30 \times 3.15 = 16.695 \text{ m}^2$$

$$Q = [(16.695 \times 120) + (16.695 \times 491) + [(16.695 \times 386.9) + (16.695 \times 240)] \times 5 + (5.30 \times 42.2) + (3.15 \times 12.9) + (4 \times 3.15 \times 10.4)]$$

$$Q = 20298$$

POTEAU CENTRALE	
SURFACE	16,695 m <sup>2</sup>
poids terra	8 681,400
	2 123,604
poids étage	6 844,950
	4 240,530
Poids P.P	223,407
poids .P.S	20,238
poids solive	65,156
poids acrotère	-
poids murs	-

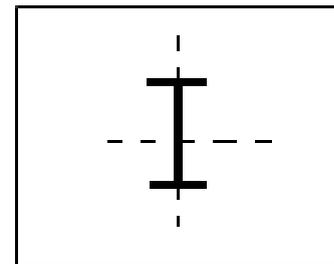


Figure II 3 : poteau central

TOTALE	20 298,00 KG
--------	--------------

HEA 260

**II.2.4.3 Pré dimensionnement des poteaux :**

Les poteaux sont des éléments sollicités en compression axiale, la valeur de calcul  $N_{sd}$

de l'effort de compression dans chaque section transversale doit satisfaire à la condition

$$\text{Suivante } N_{sd} \leq N_{c,sd} = \frac{A_{nee} f_y}{\gamma_{mo}} \Rightarrow A_{nee} \geq \frac{N_{sd} \gamma_{mo}}{f_y} \dots\dots\dots (5.16)$$

$$\Rightarrow 83.82 \text{ cm}^2 \geq 83.37 \text{ cm}^2$$

Avec :

Profilé de classe 1 .....  $N_{c,Rd} = N_{pl,Rd}$ .

$N_{sd}$  : Effort de compression.

$f_y = 235 \text{ N/mm}^2$ .      $\gamma_{mo} = 1,0$ .

Pour tenir compte de l'effet du séisme on fait une majoration, en multipliant  $A_{nec}$  par 1,5.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

	$N_{sd}$ (KN)	$A_{nec}$ (cm <sup>2</sup> )	Profilé choisi	$A_{choisi}$ (cm <sup>2</sup> )	Profilé adopté
Poteaux	20 29.8	45,73	HEA200	86.82	HEA260

Tableau II 15 : Profilé adopté



**CHAPITRE III**  
**ETUDE CLIMATIQUE SELON LE**  
**REGLEMENT NEIGE ET VENT**

**III.1. Effet de la neige :**

**III.1.1 Introduction:**

Les structures sont soumises d'une façon directe à des charges d'origine variée. Ces charges sont considérées comme des actions directes et incluent les effets de pesanteur et environnementaux, tel que le vent et la neige. De plus des déformations peuvent être imposées à la structure, par exemple dues au tassement ou à la dilatation thermique. Ces charges sont des actions « indirectes ». Si on applique une approche quantitative à l'analyse des structures, il est nécessaire de pouvoir identifier l'intensité de ces actions. De plus, si la structure doit se comporter de façon satisfaisante pendant sa durée de vie, il est nécessaire de bien comprendre la nature de ces charges et de prendre des mesures appropriées afin d'éviter les problèmes, par exemple de fatigue ou de vibration.

**III.1.2 Charge de neige sur les toitures :**

La charge caractéristique de neige  $S$  par unité de surface en projection horizontale de toitures

Ou de toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu \times S_k$$

$S_k$  (en **Kg /m<sup>2</sup>**) : est la charge de la neige sur le sol, donnée par rapport au

(RNV99) , en fonction de l'altitude et la zone de neige (carte de neige).

$\mu$  : est un coefficient d'ajustement des charges , en fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme et donnée au (RNV99).

Notre bâtiment est situé à la Wilaya OUM EI BOUAGHI c'est-à-dire en zone de neige :

**zone B**

$$\mu = 0,8 \quad S_K = \frac{(0,04 \times 891 + 10)}{100} = 0,45 \text{ Kn/m}^2$$

H : l'altitude par rapport au niveau de la mer en (m)

$$H = 891 \text{ m}$$

$$S = 0,8 \times 0,45 \Rightarrow S = 0,36 \text{ Kn/m}^2$$

### III.1.2.1 Action de la neige :

$$S = 0,36 \text{ KN/ m}^2$$

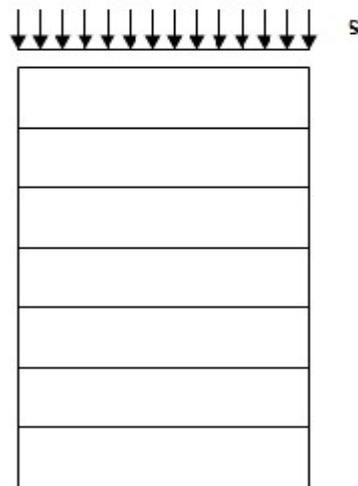


Figure III 1: action de la neige



### III.1. Le vent :

Le vent est par nature turbulent et ces effets en le sont aussi, en termes de pressions ou de forces aérodynamiques et donc de sollicitations ou de réponses des structures.

Le but du calcul de la pression du vent et d'évaluer l'intensité des pressions agissant sur la structure.

#### III.1.1 Principes du RNV99 :

Le règlement impose d'étudier le vent dans toutes les parois de la structure.

Le bâtiment à étudier est de forme rectangulaire donc l'étude se fera sur deux parois.

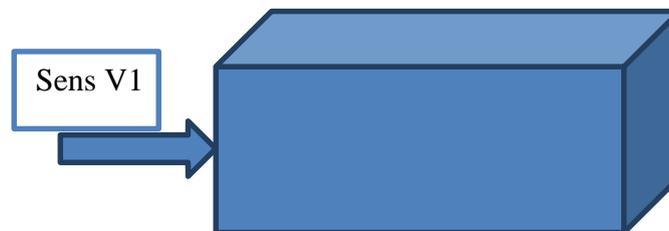


Figure III 1 :  $V_1$  Façade latérale.

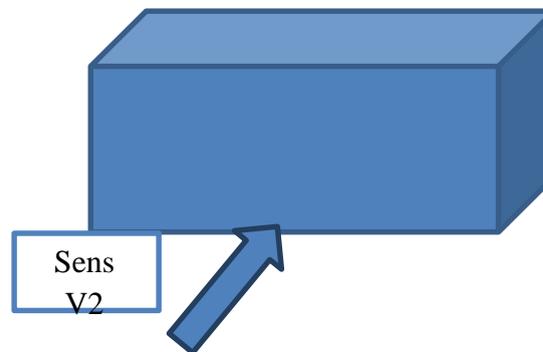


Figure III 2 :  $V_2$  Façade principale.

Notre bâtiment est classé en catégorie 1.

Données relatives au site :

ZONE	$q_{ref}$ N/m <sup>2</sup>	$Q_{temp}$ N/m <sup>2</sup>
2	470	340

Tableau III 1: Valeurs de la pression dynamique de référence

Avec :

- $q_{ref}$  (N/m<sup>2</sup>) : Pression dynamique de référence pour les constructions permanentes

(durée d'utilisation supérieur à 5ans).

- Catégories de terrain :

Catégorie de terrain	$K_t$	$Z_0$ (m)	$Z_{min}$ (m)	$\epsilon$
3 Zones industrielles	0.215	0.3	5	0.61

Tableau III 2: Définition des catégories de terrain.

- $K_t$  : Facteur de terrain.
- $Z_0$ : paramètre de rugosité.
- $Z_{min}$  : hauteur minimale.
- $\epsilon$  : coefficient utilisé pour le calcul du coefficient Cd.
- Cd : Le coefficient dynamique Il est déterminé à l'aide des abaques Pour les bâtiments à structure métallique on utilise l'abaque Cd est donné en fonction de :
- B (m) qui désigne la dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction.
- H (m) qui désigne la hauteur totale de la construction.
- Coefficient de topographie :  
Site plat  $C_t=1$ .

- La pression du vent est donnée par la formule suivante :

$$q_j = c_d \cdot q_{dyn} \cdot (c_{pe} - c_{pi})$$

- Pression dynamique  $q_{dyn}(Z_j)$  :

$$q_{dyn}(z_j) = q_{ref} \cdot c_e(z_j)$$

$C_e$  : coefficient d'exposition au vent

- Coefficient d'exposition au vent :

Notre structure est considérée peu sensible aux vibrations

$$ce(z)=ct(z)^2 \cdot cr(z)^2 \cdot [1+(7 \cdot \frac{KT}{(cr(z) \cdot ct(z))})]$$

Coefficient de rugosité  $Cr(z)$  :

$$Cr(z)=kt \cdot \ln(\frac{z_{min}}{z_0}) \quad z < z_{min}$$

$$Cr(z)=kt \cdot \ln(\frac{z}{z_0}) \quad z_{min} \leq z \leq 200m$$

### III.1.2 Calculs :

#### III.1.2.1 Déterminations du $C_d$ :

Sens V1 :  $h=22.42m$   $b=10.60m \rightarrow C_d=0.96$

Sens V2 :  $h=22.42m$   $b=22.41m \rightarrow C_d=0.93$

#### 3-2-2-2-Coefficient de rugosité $Cr(Z)$ :

$$Cr(z)=0.215 \cdot \ln(\frac{5}{0.3}) = 0.60 \quad z < z_{min}$$

$$Cr(z)=0.215 \cdot \ln(\frac{z}{0.3}) = z_{min} \leq z \leq 200m$$

/	$Z_j(m)$	$Cr(Z_j)$
<b>RDC</b>	3.30	0.52
<b>1</b>	6.70	0.66
<b>2</b>	10.10	0.75
<b>3</b>	13.50	0,81
<b>4</b>	16.90	0.86
<b>5</b>	22.42	0.95

Tableau III 3: Coefficient de rugosité.

**III.1.2.2 Coefficient d'exposition au vent  $C_e(Z)$  :**

$$c_e(z) = c_t(z)^2 \cdot c_r(z)^2 \cdot \left[ 1 + 7 \cdot \frac{KT}{(c_r(z) \cdot c_t(z))} \right]$$

/	Z <sub>j</sub> (m)	C <sub>r</sub> (Z <sub>j</sub> )	C <sub>e</sub> (Z)
<b>RDC</b>	3.30	0.52	1.053
<b>1</b>	6.70	0.66	1.428
<b>2</b>	10.10	0.75	1.691
<b>3</b>	13.50	0,81	1.875
<b>4</b>	16.90	0.86	2.033
<b>5</b>	22.42	0.95	2.332

Tableau III 4: Coefficient d'exposition au vent.

**III.1.2.3 La pression dynamique  $q_{dyn}$  :**

/	Z <sub>j</sub> (m)	C <sub>r</sub> (Z <sub>j</sub> )	C <sub>e</sub> (Z)	$q_{dyn}(Z_j)$ N/m <sup>2</sup>
<b>RDC</b>	3.30	0.52	1.053	494.91
<b>1</b>	6.70	0.66	1.428	671.16
<b>2</b>	10.1	0.75	1.691	794.77
<b>3</b>	13.50	0,81	1.875	881.12
<b>4</b>	16.90	0.86	2.033	955.51
<b>5</b>	22.42	0.95	2.332	1096.04

Tableau III 5: La pression dynamique.

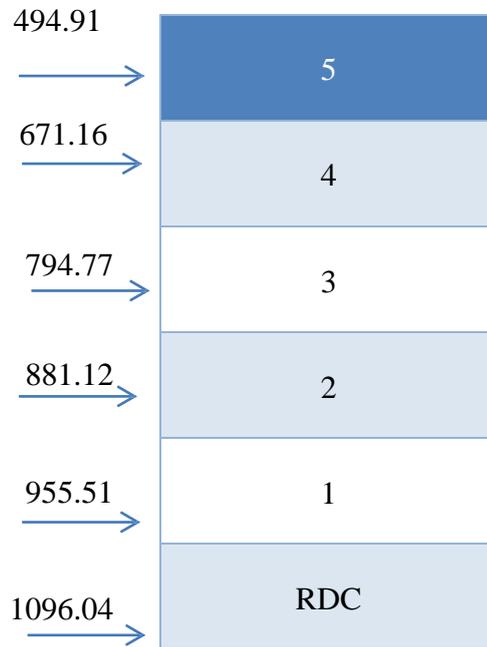


Tableau III 6: Pression dynamique sur la paroi verticale.

**III.1.2.4 Coefficient de pression intérieure :**

Dans notre cas, structure avec cloison intérieure on a deux valeurs

$C_{pi} = +0.8$  et  $C_{pi} = -0.5$

**III.1.2.5 Coefficients de pression extérieure :**

Notre structure à une hauteur supérieure à 10 m donc :

S (m<sup>2</sup>) désigne la surface chargée de la paroi considéré.

A		B, B'		C		D		E	
C <sub>pe,10</sub>	C <sub>pe,1</sub>								
-1.0	-1.3	-0.8	-1.0	-0.5		+0.8	1.0	-0.3	

Tableau III 7: C<sub>pe</sub> pour les parois verticales des bâtiments à base rectangulaire.

		Zones							
		F		G		H		I	
		C <sub>pe,0</sub>	C <sub>pe,1</sub>						
Arêtes vives		-1.8	-2.5	-1.2	-2.0	-0.7	-1.2	±0.2	
Avec acrotères	h <sub>p</sub> /h=0.025	-1.6	-2.2	-1.1	-1.8	-0.7	-1.2	± 0.2	
	h <sub>p</sub> /h=0.05	-1.4	-2.0	-0.9	-1.6	-0.7	-1.2	± 0.2	
	h <sub>p</sub> /h=0.10	-1.2	-1.8	-0.8	-1.4	-0.7	-1.2	± 0.2	

Tableau III 8: Coefficient de pression intérieur pour les toitures plates.

### III.1.2.6 Calcul des coefficients de pressions :

#### III.1.2.6.1 Calcul des coefficients de pressions extérieures :

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes

$$C_{pe} = C_{pe.1} \quad \text{si } S \leq 1 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe,10} + C_{pe.1}) \times \log_{10}(S) \quad \text{si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe.10} \quad \text{si } S \geq 10 \text{ m}^2$$

Dans notre cas :  $S \geq 10 \text{ m}^2$

Alors  $C_{pe} = C_{pe.10}$

La direction du vent  $V_1$  :

#### A). Pour les parois verticales :

$$e = \min [b ; 2h]$$

$$\left. \begin{array}{l} b = 10,61 \text{ m} \\ d = 22,41 \text{ m} \\ h = 22,42 \text{ m} \end{array} \right\}$$

$$\Rightarrow \text{alors : } e = \min [10,61; 44,82] \Rightarrow e_{\min} = 10,61 \text{ m}$$

$d > e$  alors la paroi est divisée A, B, C, D, E qui sont données par la figure suivants

La paroi est divisée comme indiquée:

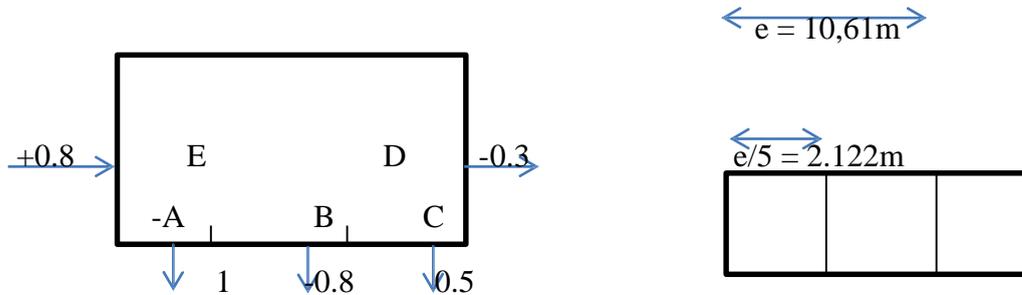


Figure III 3: La légende pour les parois verticales  $v_1$

La toiture est divisée comme indiquée :

$$h_p/h = 0.6/22.42 = 0.026$$

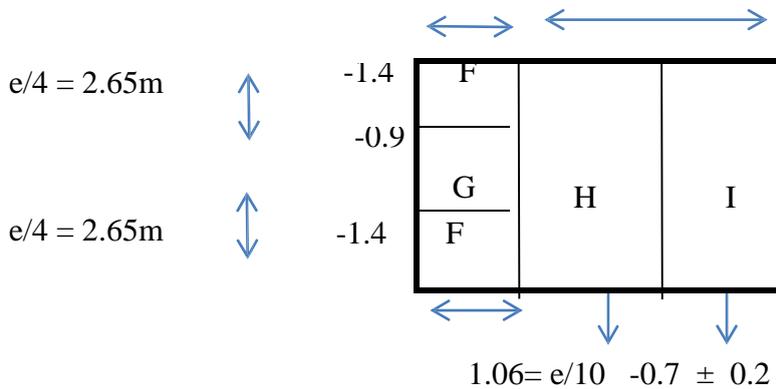


Figure III 4 : la zones des toitures terrasse  $v_1$  .

	$C_{pe}$	$C_{pi1}$	$C_{pi2}$	$C_{pe}-C_{pi1}$	$C_{pe}-C_{pi2}$
<b>A</b>	-1	0.8	-0.5	-1.8	-0.5
<b>B</b>	-0.8	0.8	-0.5	-1.6	-0.3
<b>C</b>	-0.5	0.8	-0.5	-1.3	0
<b>D</b>	0.8	0.8	-0.5	0	1.3
<b>E</b>	-0.3	0.8	-0.5	-1.1	0.2

Tableau III 9: Coefficient de pression pour la paroi verticale.

Sens V2:

$b = 22.41\text{m}$   $h = 22.42\text{m}$   $d = 10.61\text{m}$

$e = \min(b, 2h) = \min(22.41, 2(22.42)) = 22.41\text{m}$

$d < e$

La paroi est divisée comme indiquée

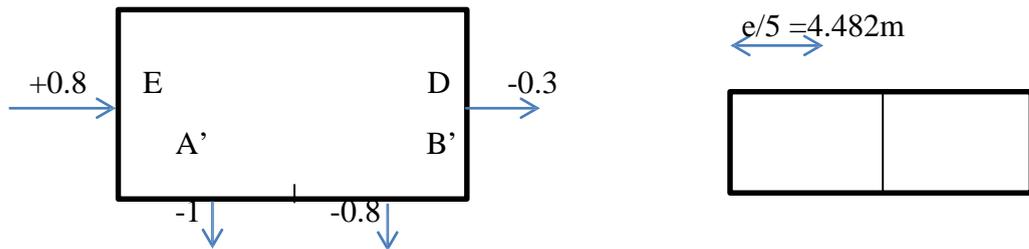


Figure III 5 : La légende pour les parois verticales  $v_2$

La toiture est divisée comme indiquée :  $hp/h = 0.6/22.42 = 0.026$

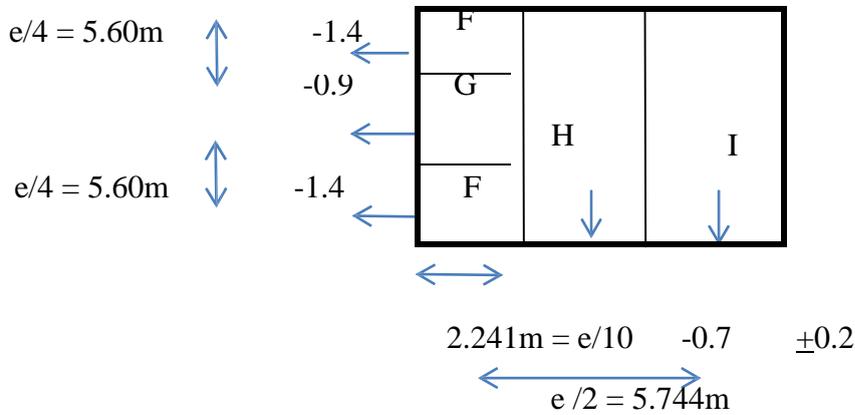


Figure III 6: la zones des toitures terrasse  $v_2$

	<b>C<sub>pe</sub></b>	<b>C<sub>pi1</sub></b>	<b>C<sub>pi2</sub></b>	<b>C<sub>pe</sub>- C<sub>pi1</sub></b>	<b>C<sub>pe</sub>- C<sub>pi2</sub></b>
<b>A'</b>	-1	0.8	-0.5	-1.8	-0.5
<b>B'</b>	-0.8	0.8	-0.5	-1.6	-0.3
<b>D</b>	0.8	0.8	-0.5	0	1.3
<b>E</b>	-0.3	0.8	-0.5	-1.1	0.2

*Tableau III 10: Coefficient de pression pour la paroi verticale.*

	<b>C<sub>pe</sub></b>	<b>C<sub>pi1</sub></b>	<b>C<sub>pi2</sub></b>	<b>C<sub>pe</sub>-C<sub>pi1</sub></b>	<b>C<sub>pe</sub>-C<sub>pi2</sub></b>
<b>F</b>	-1.4	0.8	-0.5	-2.2	-0.9
<b>G</b>	-0.9	0.8	-0.5	-1.7	-0.4
<b>H</b>	-0.7	0.8	-0.5	-1.5	-0.2
<b>I</b>	±0.2	0.8	-0.5	-0.6	0.7

*Tableau III 11 : Coefficient de pression pour la toiture.*

**III.1.2.6.2 Déterminations de la pression due au vent  $q_j$  :**  
**Sens V1 (paroi) :**

		<b>C<sub>d</sub></b>	<b>q<sub>dyn</sub></b>	<b>C<sub>p1</sub></b>	<b>C<sub>p2</sub></b>	<b>q<sub>j1</sub></b>	<b>q<sub>j2</sub></b>
<b>R</b>	<b>A</b>	0.96	494.91	-1.8	-0.5	-855.20	-237.55
	<b>B</b>	0.96	494.91	-1.6	-0.3	760.18	-142.5
	<b>C</b>	0.96	494.91	-1.3	0	-617.64	0
	<b>D</b>	0.96	494.91	0	1.3	0	617.64
	<b>E</b>	0.96	494.91	-1.1	0.2	-522.62	95.02
<b>1</b>	<b>A</b>	0.96	671.16	-1.8	-0.5	-1159.76	-322.15
	<b>B</b>	0.96	671.16	-1.6	-0.3	-1030.90	-193.29
	<b>C</b>	0.96	671.16	-1.3	0	-837.60	0
	<b>D</b>	0.96	671.16	0	1.3	0	837.60
	<b>E</b>	0.96	671.16	-1.1	0.2	-708.74	128.86
<b>2</b>	<b>A</b>	0.96	794.77	-1.8	-0.5	-1373.36	-381.48
	<b>B</b>	0.96	794.77	-1.6	-0.3	-1220.76	-228.89
	<b>C</b>	0.96	794.77	-1.3	0	-991.87	0
	<b>D</b>	0.96	794.77	0	1.3	0	991.87
	<b>E</b>	0.96	794.77	-1.1	0.2	-661.09	152.59
<b>3</b>	<b>A</b>	0.96	881.12	-1.8	-0.5	-1522.57	-422.93
	<b>B</b>	0.96	881.12	-1.6	-0.3	-1353.4	-253.76
	<b>C</b>	0.96	881.12	-1.3	0	-1099.63	0
	<b>D</b>	0.96	881.12	0	1.3	0	1099.63
	<b>E</b>	0.96	881.12	-1.1	0.2	-930.46	169.17
<b>4</b>	<b>A</b>	0.96	955.51	-1.8	-0.5	-1651.12	-458.64
	<b>B</b>	0.96	955.51	-1.6	-0.3	-1467.66	-275.18
	<b>C</b>	0.96	955.51	-1.3	0	-1192.47	0
	<b>D</b>	0.96	955.51	0	1.3	0	1192.47
	<b>E</b>	0.96	955.51	-1.1	0.2	-1009.01	183.45
<b>5</b>	<b>A</b>	0.96	1096.04	-1.8	-0.5	-1893.95	-526.09
	<b>B</b>	0.96	1096.04	-1.6	-0.3	-1683.51	-315.65
	<b>C</b>	0.96	1096.04	-1.3	0	-1367.85	0
	<b>D</b>	0.96	1096.04	0	1.3	0	1367.85
	<b>E</b>	0.96	1096.04	-1.1	0.2	-1157.41	210.43

*Tableau III 12: Pression due au vent, paroi.*

Sens (V1 toiture) :

	$C_d$	$q_{dyn}$	$C_{p1}$	$C_{p2}$	$q_{j1}$	$q_{j2}$
<b>F</b>	0.96	1096.04	-2.2	-0.9	-2314.83	-946.97
<b>G</b>	0.96	1096.04	-1.7	-0.4	-1788.7	-420.87
<b>H</b>	0.96	1096.04	-1.5	-0.2	-1578.29	-210.43
<b>I</b>	0.96	1096.04	-0.6	0.7	-631.31	736.53

Tableau III 13: Pression due au vent, terrasse.

-Sens V2 (paroi) :

		$C_d$	$q_{dyn}$ (N/m <sup>2</sup> )	$C_{p1}$	$C_{p2}$	$q_{j1}$	$q_{j2}$
<b>R</b>	<b>A'</b>	0.93	494.91	-1.8	-0.5	-828.47	-230.13
	<b>B'</b>	0.93	494.91	-1.6	-0.3	-736.42	-138.07
	<b>D</b>	0.93	494.91	0	1.3	0	598.34
	<b>E</b>	0.93	494.91	-1.1	0.2	-506.29	92.05
<b>1</b>	<b>A'</b>	0.93	671.16	-1.8	-0.5	-1123.52	-312.08
	<b>B'</b>	0.93	671.16	-1.6	-0.3	-998.68	-187.25
	<b>D</b>	0.93	671.16	0	1.3	0	811.43
	<b>E</b>	0.93	671.16	-1.1	0.2	-686.59	124.83
<b>2</b>	<b>A'</b>	0.93	794.77	-1.8	-0.5	-1330.44	-369.56
	<b>B'</b>	0.93	794.77	-1.6	-0.3	-1182.61	-221.74
	<b>D</b>	0.93	794.77	0	1.3	0	960.87
	<b>E</b>	0.93	794.77	-1.1	0.2	-813.04	147.82
<b>3</b>	<b>A'</b>	0.93	881.12	-1.8	-0.5	-1474.99	-409.72
	<b>B'</b>	0.93	881.12	-1.6	-0.3	-1311.10	-245.83
	<b>D</b>	0.93	881.12	0	1.3	0	1065.27
	<b>E</b>	0.93	881.12	-1.1	0.2	-901.38	163.88
<b>4</b>	<b>A'</b>	0.93	955.51	-1.8	-0.5	-1599.52	-444.31
	<b>B'</b>	0.93	955.51	-1.6	-0.3	-1421.79	-266.58
	<b>D</b>	0.93	955.51	0	1.3	0	1155.21
	<b>E</b>	0.93	955.51	-1.1	0.2	-977.48	177.72
<b>5</b>	<b>A'</b>	0.93	1096.04	-1.8	-0.5	-1834.77	-509.65
	<b>B'</b>	0.93	1096.04	-1.6	-0.3	-1630.90	-305.79
	<b>D</b>	0.93	1096.04	0	1.3	0	1325.11
	<b>E</b>	0.93	1096.04	-1.1	0.2	-1121.24	203.86

Tableau III 14: Pression due au vent, paroi.

**-Sens (V2 toiture) :**

	$C_d$	$q_{dyn}$	$C_{p1}$	$C_{p2}$	$q_{j1}$	$q_{j2}$
<b>F</b>	0.93	1096.04	-2.2	-0.9	-2242.49	-917.38
<b>G</b>	0.93	1096.04	-1.7	-0.4	-1732.83	-305.79
<b>H</b>	0.93	1096.04	-1.5	-0.2	-1528.97	-203.86
<b>I</b>	0.93	1096.04	-0.6	0.7	-611.59	713.52

*Tableau III 15: pression due au vent terrasse.*

### III.1.2.6.3 Vérification aux frottements :

Sens V1 :

$$d/b = 22.41/10.61 = 2.11 < 3$$

$$d/h = 22.41/22.42 = 0.99 < 3$$

Sens V2 :

$$d/b = 10.61/22.41 = 0.47 < 3$$

$$d/h = 10.61/22.42 = 0.47 < 3$$

Il n'y a pas de force de frottement sur les parois.

### III.2. -Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons déterminé les différentes charges qui seront appliquées à la structure qu'on appliquera dans le chapitre suivant qui est le dimensionnement des éléments structure.



## CHAPITRE IV

## ETUDE DE PLANCHER

## A DALLE MIXTE

## IV.1. Introduction :

La construction mixte est l'association mécanique du béton armé et des profilés métalliques, en vue de former des éléments parfaitement monolithiques contribuent au meilleur fonctionnement d'un ouvrage de génie civil. Il s'agit de tirer le meilleur profit des matériaux constitutifs (béton, armatures et profilés métallique) de point de vue résistance, durabilité, protection, esthétique et rapidité d'exécution. L'adhérence mécanique entre les profilés métalliques et le béton armé n'existe pas a l'état naturel, on obtient cette solidarisation par le biais des organes de liaison appelés les connecteurs de cisailement.

Généralement le choix de ce type de procédé est motivé pour les bâtiments à plusieurs étages ou lorsque de grandes portées entre poteaux.

## IV.2. Description d'un plancher collaborant :

De manière classique, une sous-structure de plancher mixte est constituée par une poutraison métallique (solive) recouverte par une dalle en béton, connectée à la poutraison, le fonctionnement structurel de l'ensemble répondant au schéma suivant:

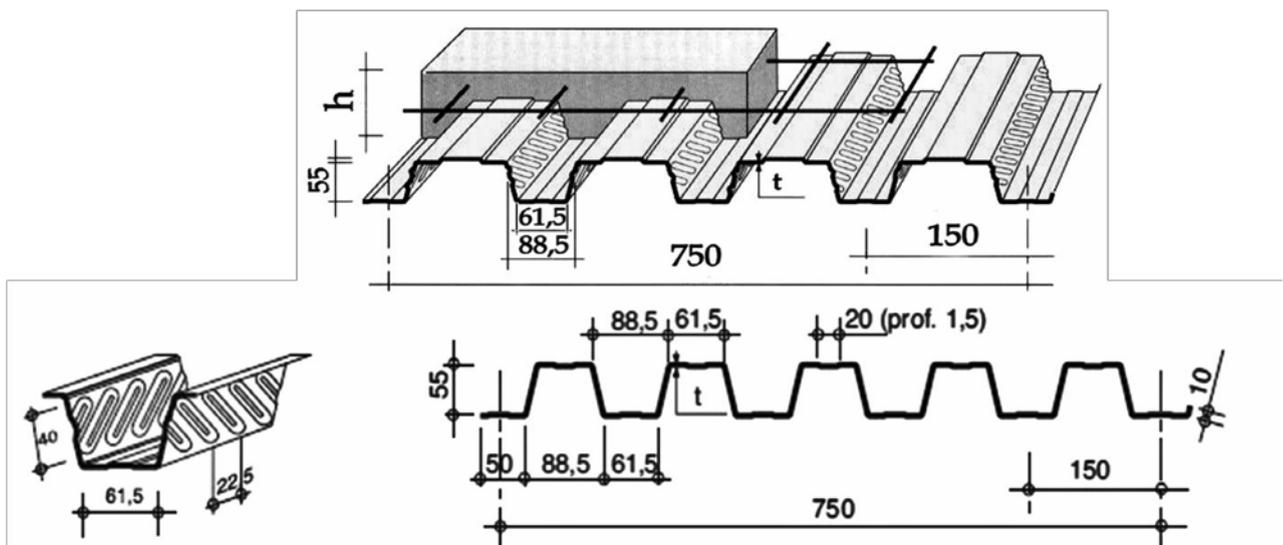


Figure IV 1 Eléments constructif d'un plancher collaborant.

Dispositions constructives selon l'EC04 :

$h_t \geq 80 \text{ mm}$  Avec  $h_t$  : l'épaisseur totale de la dalle mixte.

$h_c \geq 40 \text{ mm}$  Avec  $h_c$  : l'épaisseur du béton au dessus de la surface plane principale du moment des nervures de la tôle.

Il y a lieu de prévoir une quantité minimale d'armatures longitudinales et transversales dans le béton égale à  $0,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

L'écartement des solives pour les planchers mixtes étant compris entre 0,8 m et 1,5 m. d'opte un écartement de 1,06 m, celle-ci sont isostatiques.

### IV.3. Vérification des solives « IPE 120 » au stade définitif :

Etant donné que la dalle en béton armé est collaborant, on doit s'assurer alors que les éléments en acier et en béton solidairement. L'IPE 120 est de classe 1, les vérifications sera mené à une analyse plastique.

#### IV.3.1 Hypothèses de calcul :

Pour calculer la résistance plastique d'une section mixte, on adopte les hypothèses suivantes [Bourrier, 1996] :

La connexion de la travée (où se situe la section étudiée) est complète, de façon que le profilé métallique, ou la dalle de béton, ou encore l'ensemble des armatures puisse atteindre leur résistance maximale.

Les fibres de la poutre en acier, y compris celles situées au voisinage immédiat de l'axe Neutre, sont plastifiées en traction ou en compressions les contraintes  $f_y$  exercées sur ces fibres sont donc égales à ( $f_y$  est la limite d'élasticité de l'acier).

La distribution des contraintes normales dans le béton comprimé  $f_c$  est uniforme et égale

$$0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_s}$$

( $f_{ck}$  : est la résistance caractéristique à la compression sur une éprouvette cylindrique, mesuré à 28 jours).

La résistance du béton en traction est négligée.

Les armatures de la dalle lorsqu'elles sont sollicitées en traction, sont plastifiées à la valeur de contrainte de calcul  $\frac{f_{st}}{\gamma_s}$  ( $f_{st}$  est la limite d'élasticité caractéristique spécifiée des armatures).

La contribution des armatures peut être négligée lorsque la dalle est comprimée.

### IV.3.2 Evaluation des charges sur la solives :

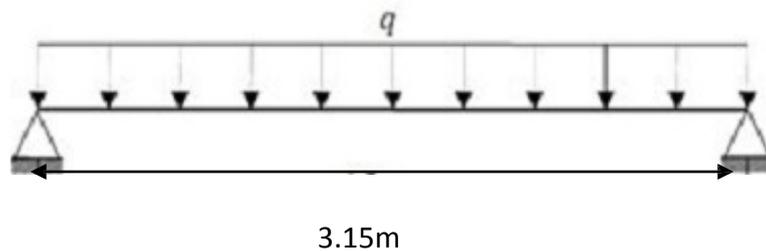


Figure IV 2: Schéma statique de la solive la plus défavorable.

#### IV.3.2.1 Plancher terrasse :

$$G_{\text{solive}} = 0,104 \text{ kN/ml}$$

$$G = (4.91 \times 1,06) + 0,104 = 5.30 \text{ kN/ml} \quad Q = 1.27 \times 1,06 = 1,34 \text{ kN/ml} \quad S = 0.36 \times 1,06 = 0,381 \text{ kN/ml}$$

##### A) ELU :

$$q_{u1} = 1,35G + 1,5 \max(Q; S) = 9.165 \text{ KN/m}$$

$$q_{u2} = 1,35G + 1,35(Q + S) = 9.47 \text{ KN/m} \quad \Rightarrow \quad q_u \max(q_{u1}, q_{u2}) = q_{u2} = 9.47 \text{ KN/m}$$

##### B) ELS :

$$q_{s1} = G + \max(Q; S) = 6.64 \text{ KN/m}$$

$$q_{s2} = G + 0,9(Q + S) = 6.84 \text{ KN/m} \quad \Rightarrow \quad q_u \max(q_{u1}, q_{u2}) = q_{u2} = 6.84 \text{ KN/ml}$$

##### Etage courant :

$$G = (3.86 \times 1,06) + 0,104 = 4.20 \text{ kN/ml}$$

$$Q = 2.40 \times 1,06 = 2.54 \text{ kN/ml}$$

**ELU:**  $q_u = 1,35G + 1,5Q = 9,48 \text{ kN/ml}$

**ELS:**  $q_s = G + Q = 6.74 \text{ kN/ml}$

Remarque : étant donné que les combinaisons de charge sur le plancher terrasse, et plus défavorable que celle de l'étage courant.

Et le même profilé adopté comme solive, donc elles vérifications seront mené uniquement pour le plancher terrasse.

#### IV.3.2.1.1 Largeur de la dalle participante ( $b_{\text{eff}}$ ) :

$$b_{\text{eff}} = 2 \times \min\left(\frac{l_0}{8}; \frac{b_l}{2}\right) = 2 \times \min\left(\frac{3.15}{8}; \frac{1.06}{2}\right) \text{ donc } b_{\text{eff}} = 0.78 \text{ m}$$

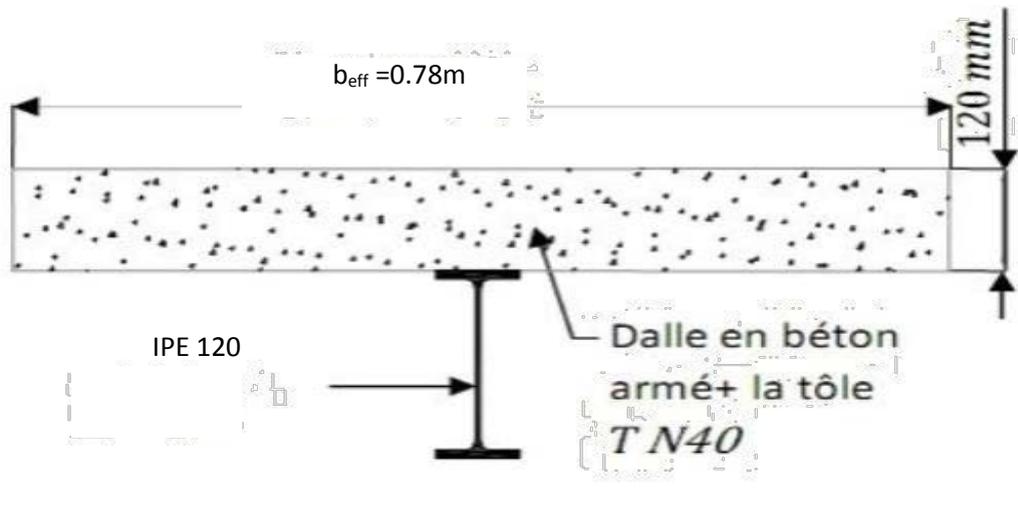


Figure IV 3: Largeur de la dalle participante.

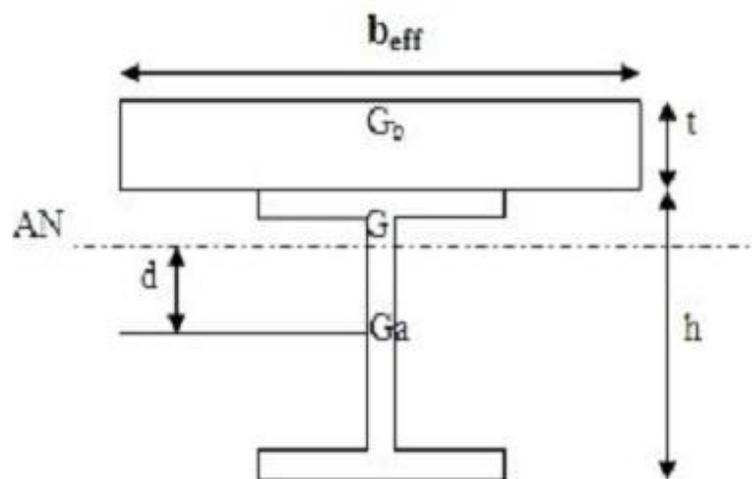


Figure IV 4: Section mixte acier-béton.

**IV.3.2.1.2 Calcul de la section mixte :**

On utilisera les formules suivantes et les résultats seront regroupés dans les tableaux ci-après

$$S = A + \left[ \frac{b \times t}{n} \right]$$

$$d = \frac{b \times t}{n} \times \left[ \frac{t \times h}{2S} \right]$$

$$V_i = \left( \frac{b}{2} + d \right) \quad ; \quad V_s = \left( \frac{h}{2} + t - d \right)$$

$$I = I_A + A \times d^2 + \frac{b \times t^3}{12n} + \frac{b \times t}{n} \left( \frac{b \times t}{2} - d \right)^2$$

Avec:

$b = b_{\text{eff}}$  : largeur de ladalle participante.

$n$  = coefficient d'équivalence acier/béton ( $n = 15$ ).

$d$  : distance entre le centre de gravité de la solive et l'axe neutre.

$S$  : section mixte.

$A$  : section de la solive.

$v_i$  : position de la fibre la plus tendus de l'acier par rapport à l'axe neutre.

$v_s$  : position de la fibre la plus comprimée du béton par rapport à l'axe neutre.

$I_m$  : moment d'inertie mixte de la section par rapport à l'axe neutre.

A(mm <sup>2</sup> )	b(mm)	t(mm)	h(mm)	S(mm <sup>2</sup> )	d(mm)	I <sub>A</sub> (cm <sup>4</sup> )	v <sub>i</sub> (mm)	v <sub>s</sub> (mm)	I <sub>m</sub> (cm <sup>4</sup> )
1320	780	120	120	7560	93,6	317,8	153,6	86,4	2657,94

Tableau IV 1: Résultats des calculs.

$$f_{\text{max}} = \frac{5q^n L^4}{384EI}$$

$$f = \frac{5 \times 6.84 \times 315^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 2657.94} = 0.15 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } F_{\text{adm}} \leq \frac{315}{250} = 1.26 \quad f_{\text{max}} \leq f_{\text{adm}} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### IV.3.2.1.3 Vérification des contraintes :

#### a ) Contrainte dans la poutre acier :

$$\sigma_{ai} = \frac{M}{I_m} \times v_i \quad \text{Contrainte de traction}$$

$$\sigma_{as} = \frac{M}{I_m} \times (v_s - t) \quad \text{Contrainte de compression}$$

$$\sigma_{adm} = \frac{f_y}{\gamma_a} \quad \text{Contrainte admissible de l'acier}$$

#### b ) Contrainte dans la dalle béton

$$\sigma_{as} = \frac{M}{nI_m} \times v_s$$

$$\sigma_{ai} = \frac{M}{nI_m} \times (v_s - t)$$

$$\sigma_{adm} = 0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

$$M = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{9.47 \times 315^2}{8} = 11.74 \text{ KN.m}$$

type	$\sigma_{ai}$ (MPa)	$\sigma_{as}$ (MPa)	$\sigma_{bs}$ (MPa)	$\sigma_{bi}$ (MPa)	$\sigma_{adm}$ (MPa)	Observation
ACIER	-67.84	+14.84			213.63	Vérifiée
béton			+2.54	+0.99	14,16	Vérifiée

Tableau IV 2: Valeurs des contraintes de flexion simple.

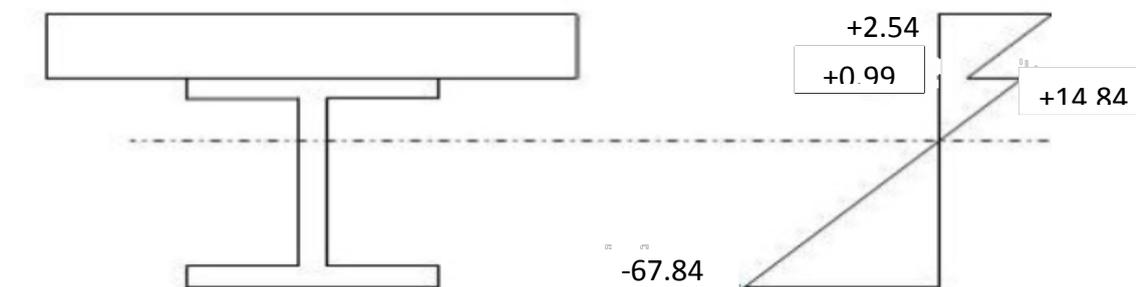


Figure IV 5: Diagramme de répartition des contraintes.

#### IV.3.2.1.4 Contraintes additionnelles dues au retrait du béton :

Après coulage de la dalle, le béton en durcissant, devrait s'accompagner d'un retrait (raccourcissement  $\varepsilon$ ). Mais la dalle étant solidarisée avec les poutres en acier.

Ce retrait est contrarié par l'acier, qui s'oppose au raccourcissement de la dalle, à l'interface acier-béton.

La répartition des contraintes due au retrait est illustrée sur la figure 6 :

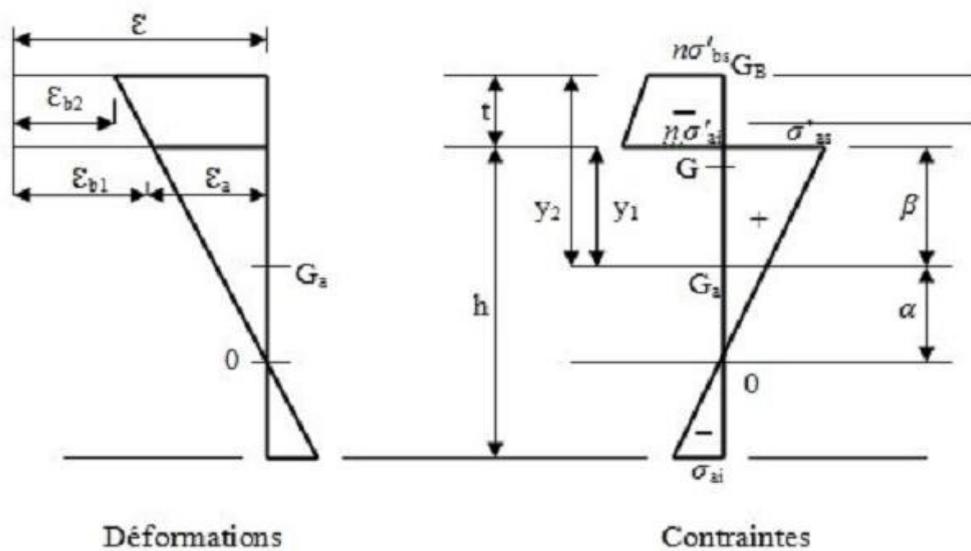


Figure IV 6: Diagramme des contraintes dues au retrait.

Ces contraintes sont déterminées à partir des formules suivantes:

$$B = \frac{h+t}{2} = \frac{120+120}{2} = 120\text{mm} \text{ Distance entre le CDG de l'acier et le CDG de béton).}$$

$$a = \frac{I_A}{A \times B} = \frac{317.8 \times 10^4}{1320 \times 120} = 20.06 \text{ mm} \text{ Distance entre le CDG de l'acier et l'AN de la section homogène).}$$

$$B = b_{\text{eff}} \times t = 93.6 \times 10^6$$

$$K = \frac{B \times E_a \times \beta \times \varepsilon \times A}{(n \times I_A \times A) + (B \times I_A) + (B \times A \times \beta^2)}$$

$$\varepsilon = 4 \times 10^{-6}$$

$$\text{Donc : } K = 1.31 \times 10^{-2} \text{ N/mm}^3$$

$$Y_1 = \frac{h}{2} + a \quad ; \quad \frac{120}{2} + 20.06 = 80.06 \text{ mm}$$

$$Y_2 = Y_1 + t = 200.06 \text{ mm}$$

Avec :

$y_1$  : distance entre l'interface et l'ANP de la section homogène

$Y_2$  : distance entre la fiber supérieure du béton et l'ANP de la section homogène.

D'où les valeurs des contraintes :

$$\sigma_a = K \times y_1 = 0.90 \text{ MPA}$$

$$\sigma_a = K \times (h - y_1) = 0.52 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{b1} = \frac{1}{n} (E_a \times \varepsilon - K \times y_1) = -0.013 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{b2} = \frac{1}{n} (E_a \times \varepsilon - K \times y_2) = -0.118 \text{ MPA}$$

#### Remarque :

Après le calcul des contraintes dues au retrait, on remarque que ces dernières sont négligeables devant les contraintes dues à la flexion simple, d'où la vérification des conditions précédentes.

#### IV.3.2.1.5 Position de l'axe neutre plastique :

$$f_a = A_a \frac{f_y}{\gamma_a} = 1320 \times \frac{235 \times 10^{-3}}{1.1} = 282 \text{ Kn}$$

$$f_c = h_c \times b_{eff} \times 0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0.08 \times 0.78 \times 0.85 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 884 \text{ Kn}$$

$f_c \geq f_a$  Donc : l'axe neutre plastique dans la dalle

$$Z_{anp} = \frac{f_a}{b_{eff} \times 0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}} = 0.025 \leq h_c = 0.08 \text{ m}$$

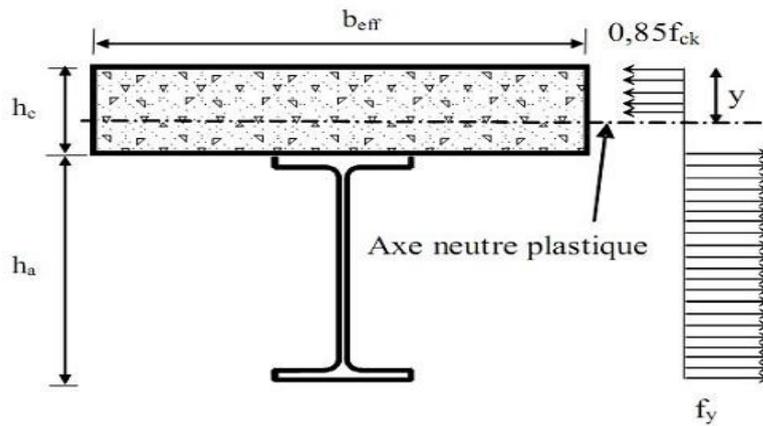


Figure IV 7: Axe neutre plastique de la poutre mixte dans la dalle.

#### IV.3.2.1.6 Vérification de la résistance :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{9,47 \times 3,15^2}{8} = 11,74 \text{ Kn.m}$$

$$M_{plrd} = F_a \left( \frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{Z_{anp}}{2} \right)$$

$$M_{plrd} = 282 \left( \frac{0,12}{2} + 0,04 + 0,08 - \frac{0,025}{2} \right) = 47,23 \text{ KN.m} \geq M_{sd} = 11,74$$

Condition vérifiée.

#### IV.3.2.1.7 Vérification au cisaillement :

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{2} = \frac{9,47 \times 3,15^2}{2} = 14,91 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times 1,1} = \frac{235 \times 6,3 \times 10^2 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1,1} = 77,70 \text{ KN}$$

$V_{Rd} \geq 0,5 V_{Rd} = 38,85 \text{ KN}$  Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

#### IV.3.2.1.8 Vérification au déversement :

La solive étant entièrement connectée au plancher, elle ne risque pas de se déverser d'où la non nécessité de la vérifier au déversement.

#### IV.3.3 Dimensionnement de la connexion :

Les connecteurs sont des éléments qui assurent la liaison entre la dalle du béton et la solive. Ils doivent être capable de présenter une résistance vis-à-vis du

soulèvement de la dalle, et peut être utiles également d'empêcher le glissement entre les deux éléments à assemblée.

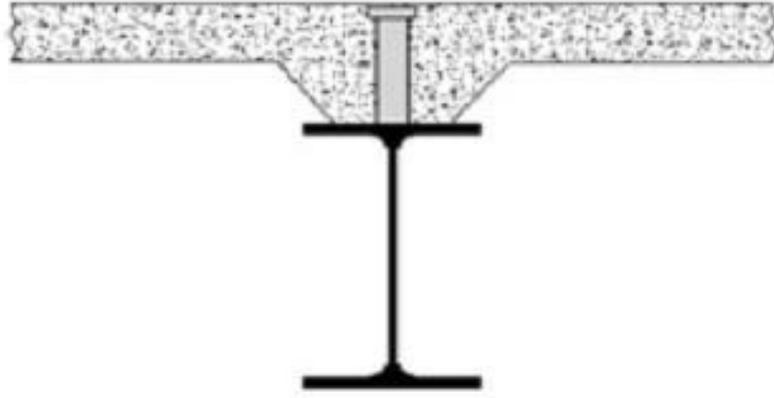


Figure IV 8: Connexion acier-béton.

#### IV.3.3.1 Choix des connecteurs :

Les connecteurs choisis sont des goujons à tête soudée, qui sont des boulons HR et de classe ( 4.6) ayant les dimensions suivantes:

$$h = 80 \text{ mm}$$

$$d = 18 \text{ mm}$$

$$f_u = 460 \text{ MPa}$$

$f_u$ : résistance ultime en traction

#### IV.3.3.2 Résistance des connecteurs au cisaillement :

Le dimensionnement de la connexion est réalisé en supposant une connexion complète.

La résistance de calcul au cisaillement d'un connecteur est donnée par:

$$P_{rd} = \min(P_{rd1}, P_{rd2})$$

Avec :

$P_{rd1}$  : Effort résistant au cisaillement du goujon lui-même.

$P_{rd2}$  : Effort résistant au cisaillement de l'enrobage du goujon

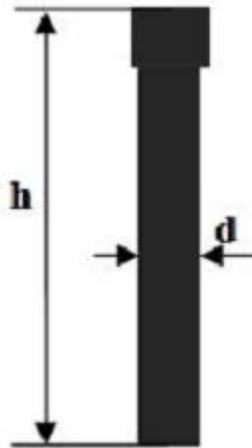


Figure IV 9: Goujon

$$P_{rd1} : \frac{0.8 \times F_u \times 3.14 \times d^2}{4 \times \gamma_c}$$

$$P_{rd1} : \frac{0.29 \times a \times d^2 \times \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}}}{\gamma_c}$$

$F_y$  : La résistance ultime en traction spécifiée de l'acier de goujon :  
 $f_u = 460 \text{ N/mm}$

$\gamma_v$  : Facteur partiel de sécurité égal à 1,25

$$a: \text{Facteur de correction} \begin{cases} a = 1 & \text{Si } \frac{h}{d} \geq 4 \\ a = 0.25 \times \left( \frac{h}{d} + 1 \right) & \end{cases}$$

h: hauteur du goujon.

d: diamètre du goujon

$E_{cm}$ : la valeur moyenne du module sécant du béton.

( $E_{cm} = 30,5 \text{ KN/mm}^2$  (tirer de tableau 3.2 EC04).

$$P_{rd1} = 71877,696 \text{ N}$$

$$\rightarrow P_{rd} = 65637,634$$

$$P_{rd2} = 65637,634 \text{ N}$$

**IV.3.3.3 Dimensionnement de la connexion de la poutre :**

La poutre est simplement appuyée et chargée uniformément

$$L_{cr} = \frac{h}{d} = \frac{3,15}{2} = 1,575 \text{ m}$$

**IV.3.3.3.1 Calcul de l'effort de cisaillement longitudinal :**

$$V_{lf} = \min \left( A_a \frac{F_y}{\gamma_a}; h_c \times b_{\text{eff}} \times 0,85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \right)$$

$$V_{lf} = 282 \text{ KN}$$

**Le nombre de goujons**

$$N_f = \frac{V_{lf}}{P_{rd}} = 4,30 \quad 5 \text{ goujons}$$

**IV.3.3.3.1 L'espacement des goujons :**

Soit N= 5 goujons sur la demi-longueur ( $L_{cr}$ ) de la solive, c'est-à-dire 10 goujons sur la longueur totale de la solive.

$$\frac{N}{N_f} = \frac{5}{4,30} = 1,16 \geq 0,4 \quad \text{Condition vérifiée ; EC4; art 6.2).}$$

$$e = \frac{L_{cr}}{N_{tf}} = \frac{1,575}{5} = 0,315 \text{ m} = 31,5 \text{ cm}$$

L'entre axe longitudinal maximal des connecteurs sur la longueur critique ne doit pas dépasser 6 fois l'épaisseur totale de la dalle (ht) ni 800 mm conformément à l'EC4.

$$e < \min (6ht; 800) = \min (720; 800).$$

$$e < 720 \text{ mm.} \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

**IV.3.3.3.2 Vérification de la soudure du goujon :**

On doit vérifier :

$$P_{rd} \leq F_{wrd} = \frac{a(d+2a) \times 3,14 \times F_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times 1,25}$$

a : Cordon de la soudure (4 mm).

$f_u$  : 360 MPa

$\beta_w$  : 0,80

Donc :  $F_{w,rd} = 67874,22 \text{ N} > P_{rd} = 65637,634 \text{ N}$  (Condition vérifiée).

**IV.3.4 Ferrailage de la dalle de plancher :**

La dalle est une surface horizontale, supportant des charges verticales concentrées ou réparties. Pour notre cas, il s'agit d'une dalle mixte nervurée qui porte sur un seul sens, les nervures sont perpendiculaires aux solives.

**IV.3.4.1 Combinaison d'action :****A) Plancher terrasse :**

$$G = 4.91 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 1.27 \text{ kN/m}^2$$

$$S = 0.38 \text{ kN/m}^2$$

ELU

$$q_{u1} = 1.35G + 1.5 \max(Q, S)$$

$$\Rightarrow q_u = \max(q_{u1}, q_{u2}) \quad q_u = q_{u1} = 8.53 \text{ KN/m}^2 .$$

$$q_{u2} = 1.35G + 1.35(Q + S)$$

ELS

$$q_{s1} = G + \max(Q, S)$$

$$q_{s2} = G + 0.9(Q + S) \quad \Rightarrow \quad q_s = \max(q_{s1}, q_{s2}) \quad q_s = q_{s1} = 6.18 \text{ KN/m}^2 .$$

**B) Plancher étage courant :**

$$G = 3.86 \text{ kN/m}^2 .$$

$$Q = 2.40 \text{ kN/m}^2 .$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 8.8 \text{ kN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 6.26 \text{ kN/m}^2 .$$

**Remarque :**

Nous constatons que le plancher terrasse est le plus sollicité, donc on ferraille les dalles de ce dernier et on adopte le même ferrailage pour les dalles du plancher courant.

**IV.3.4.2 Calcul des sollicitations :**

$$q_u = 8.8 \text{ kn/m}$$

$$L_x = 1 \text{ m (une bande de 1m)}$$

$$L = 3,15 \text{ m}$$

$$\text{Epaisseur } e = 8 \text{ cm}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.31 \leq 0.4$$

Donc le panneau de dalle travaille dans un seul sens (sens de  $L_x$ ), la dalle se calcul comme une poutre en flexion simple

$$\text{Moment isostatique: } M_0 = \frac{q_u \times L_x^2}{8} = 1.1 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.75.M = 0.825 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en appuis } M_a : M_a = -0.5.M_0 = -0.412 \text{ KN.m}$$

**IV.3.4.3 Calcul des armatures :**

Armature en travée :

$$M_t = 0,825 \text{ kn.m}; \quad b=1\text{m}; \quad h=8\text{cm}; \quad d'=2\text{cm} \quad d = 6\text{cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{F_{bu} \times b \times d^2} \leq 0.318 \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$a = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.02$$

$$Z = d + (1 - 0.4 \times a) = 0.06 \text{ m}$$

$$F_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.5} = 347.83 \text{ Mpa}$$

$$A_t = \frac{M_t}{F_{st} \times Z} = 0.40 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} \rightarrow A_{\min} = 0,23 \times 1 \times 0.06 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 0.724 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max} (A_t ; A_{\min}) \rightarrow A = 0.724 \text{ cm}^2$$

On choisit : **4HA8** = 2,01 cm<sup>2</sup> /ml.

$$\text{Donc : } s_t = \frac{100}{4}$$

**Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

On choisit : **4HA6** = 1,13 cm<sup>2</sup> /ml.

**Armature en appuis :**

$$M_t = 0.412 \text{ Kn.m} \quad b = 1\text{m}; \quad h = 8\text{cm}; \quad d' = 2\text{cm} \quad d = 6\text{cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{F_{bu} \times b \times d^2} \leq 0.012 \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$a = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.015$$

$$Z = d + (1 - 0.4 \times a) = 0.06 \text{ m}$$

$$F_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.5} = 347.83 \text{ Mpa}$$

$$A_t = \frac{M_a}{F_{st} \times Z} = 0.03 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} \rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.06 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 0.724 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max} (A_t ; A_{\min}) \rightarrow A = 0.724 \text{ cm}^2$$

On choisit : **4HA8** = 2,01 cm<sup>2</sup> /ml.

$$\text{Donc : } s_t = \frac{100}{4}$$

**Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

On choisit : **4HA6** = 1,13 cm<sup>2</sup> /ml.

**IV.3.4.4 Vérification de la dalle :**

Vérification de l'effort tranchant :

$$\frac{q_u \times L}{2} = 4.4 \text{ Kn}$$

$$\tau_u = \frac{V_x}{b \times d} = \frac{4.4}{0.06 \times 1} = 0.073 \text{ MPA}$$

$$f' = 0.06 \times F_{C28} = 1.5 \text{ MPA} \geq \tau_u$$

### Vérification à l'ELS :

$$q_s = 6.26 \text{ kN/m.}$$

$$\text{Moment isostatique: } M_0 = \frac{q_u \times L^2 \times x}{8} = 0.78 \text{ Kn.m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.75 \cdot M = 0.58 \text{ Kn.m}$$

$$\text{Moment en appuis } M_a : M_a = -0.5 \cdot M_0 = -0.29 \text{ Kn.m}$$

### En travée :

$$M_t = 0.58 \text{ kn.m; } A = 2,01 \text{ cm; } b = 1 \text{ m ; } d = 0,06 \text{ m.}$$

$$I = \frac{B}{3} \times Y^3 + 15 \times A \times (d - Y)^2 \rightarrow I = 7.2 \times 10^{-6}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_t}{I} \times Y = 1.28 \text{ MPA} \leq \sigma'_{bs} = 15 \text{ MPA}$$

### En appuis :

$$M_a = 0.29 \text{ kn.m; } A = 2,01 \text{ cm; } b = 1 \text{ m ; } d = 0,06 \text{ m.}$$

$$\frac{B}{2} \times Y^2 + 15 \times A \times Y - (15 \times A \times d) \rightarrow Y = 0.016$$

$$I = \frac{B}{3} \times Y^3 + 15 \times A \times (d - Y)^2 \rightarrow I = 7.2 \times 10^{-6}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_a}{I} \times Y = 1.04 \text{ MPA} \leq \sigma'_{bs} = 0.6 \times F_{C28} = 15 \text{ MPA}$$

#### IV.3.4.4.1 Etat limite de déformation :

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 \times M_t} \\ 2) \frac{h}{l} \geq \frac{3}{30} \\ 3) \frac{A_s}{b \times d} \geq \frac{3}{d_e} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 1) 0.08 \geq 0.03 \\ 2) 0.08 \geq 0.037 \\ 3) 0.0033 \geq 0.005 \end{array} \right.$$

(Les conditions sont vérifiées)

### IV.3.5 Prédimensionnement des poutres principales (avec connexion) :

#### IV.3.5.1 Stade de montage :

Portée L = 5,35m.

Distance entre axe = 3,15 m.

Béton frais.....=  $25 \times 0,12 \times 3,15 = 9,45$  kn/ml.

Tôle profilé.....=  $0,11 \times 3,15 = 0,35$  kn/ml.

Poids des solives.....=  $0,104$  kn/ml.

Q (chantier).....=  $1 \times 3,15 = 3,15$ kn/ml.

$$G = 9,91 \text{ kn/ml.}$$

$$Q = 3,15 \text{ kn/ml.}$$

**ELS:**  $q = G + Q = 13,06 \text{ kN/ml.}$

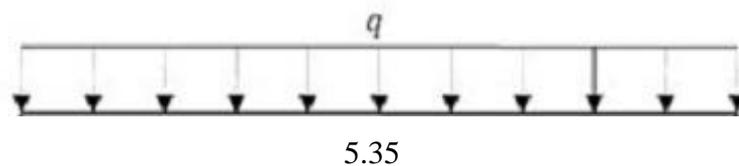


Figure IV 10: Schéma statique de la poutre principale

#### IV.3.5.2 Dimensionnement du profilé :

$$F = \frac{q_s \times L^4}{384 \times E \times I_z} \leq F_{adm} = \frac{L}{250} = I_y \geq \frac{250 \times q_s \times L^3}{384 \times E}$$

Donc

$$I_y \geq \frac{5 \times 13.06 \times 535^3 \times 250}{384 \times 2.1 \cdot 10^{-2}} = 31000.01 \text{ cm}^4$$

DESIGNATION ION Abrégée	Poids	Section	Dimension			Caractéristique					
	P Kg/m	A cm <sup>2</sup>	H mm	B mm	E mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>ply</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>plz</sub> cm <sup>3</sup>	I <sub>y</sub> cm	I <sub>z</sub> cm
<b>IPE240</b>	30.7	39.1	240	120	tf 6.2	3891.6	283.58	366.6	73.9	9.97	2.69

Tableau IV 3: Caractéristiques du profilé.

**La classe de la section transversale :****La semelle :**

B = 120 mm.

C = b/2=60 mm. t<sub>f</sub> = 9,8 mm. C/t<sub>f</sub>=6,12 < 10ε ≈ 10.

Donc : la semelle est de **classe 1**.

**Ame fléchie :**

d=190,4 mm. t<sub>w</sub>=6,2 mm. d/t<sub>w</sub> = 30,70 < 72ε ≈ 72.

Donc l'âme est de **classe 1**.

La section globale étant de **classe 1** le calcul peut amener à la plasticité.

**IV.3.5.3 Vérification en tenant compte du poids propre du profilé :**

q<sub>u</sub> = 1,35(G+G<sub>p</sub>) + 1,5Q = 18,52 KN/ml. q<sub>s</sub> = (G+G<sub>p</sub>)+Q = 13,37 KN/ml.

**Critère de flèche**

$$f < f_{adm} \Rightarrow f = \frac{5q^n L^4}{384 E I_x} \leq \frac{L'}{250} \Rightarrow F = \frac{5 \times 13.37 \times 535^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 3891.6} = 1.74 \text{ cm} \leq$$

2.12 cm

Donc  $f \leq f_{adm}$

Condition vérifiée

**IV.3.5.3.1 Vérification de la condition de résistance :**

$$M = \frac{P l^2}{8} = \frac{18.52 \times 5.35^2}{8} = 66.26 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{f_y \times w_{ply}}{\gamma_{mo}} = \frac{235 \times 10^3 \times 366.6 \times 10^{-6}}{1.1} = 78.32 \text{ Kn.m}$$

$$M_{sd} = 66.26 \text{ KN.m} \quad M_{plrd} = 78.32 \text{ Kn.m}$$

Condition vérifiée.  $M_{sd} \leq M_{plrd}$

**IV.3.5.3.2 Vérification la condition au cisaillement**

$$V_{sd} < V_{plrd} = A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{mo}}$$

Avec :

$$A_v : \text{l'aire de cisaillement} \quad A_v = 1910 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrd} = 1910 \frac{235 \cdot 10^{-3} / \sqrt{3}}{1.1} = 235.58 \text{ KN}$$

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

l'effort tranchant.

$$V_{sd} = \frac{qu \times l}{2} = \frac{18.52 \times 5.35}{2} = 49.54 \text{ Kn}$$

$$V_{sd} = 49.54 \text{ Kn} < 0.5 V_{plrd} = 117.80 \text{ Kn}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant donc la Condition vérifiée

**IV.3.5.3.3 Vérification au déversement :**

$$M_{sd} \leq M_{brd} = \chi_{lt} \times \beta_w \times \frac{f_y \times w_{ply}}{\gamma_{m1}}$$

Avec:

$M_{sd}$  : Moment appliqué

$$M_{sd} = 66,26 \text{ kN.m}$$

$M_{brd}$  : Moment résistant.

$\chi_{lt}$  : est le coefficient de réduction pour le déversement donné par :

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\phi_{lt} + [\phi_{lt}^2 - \lambda_{lt}^2]^{0.5}} \text{ Avec } \chi_{lt} \leq 1$$

$\lambda_{lt}$  : est l'élanement réduit de l'élément donné par :

$$\lambda_{lt} = \left[ \frac{\lambda_{lt}}{\lambda_i} \right] (\beta_w)^{0.5}$$

$\beta_w=1$  (section de la classe 1).

$$\lambda_i = 93.9\varepsilon = 93.9$$

$$\lambda_{lt} = \frac{L/I_z}{\sqrt{C_1 \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{L \times t_f}{h \times i_z} \right)^2 \right]}}$$

$C_1$  : facteur dépend des conditions de charge et d'encastrement ( $C_1=1,132$ )

Donc :  $\lambda_{LT} = 0,95 > 0,4$  (il y a un risque de déversement).

$$\Phi_{lt} = 0.5 \left[ 1 + (\alpha_{lt} - 0.2) + \lambda_{lt}^2 \right]$$

$\alpha_{LT} = 0,21$  Pour les profilés laminés, donc  $\phi_{LT} = 1,03$  et  $\chi_{LT} = 0,70 < 1$

Donc : (I)  $\Leftrightarrow M_{plrd} = 54,82 \text{ KN.m} < M_{sd} = 66,26 \text{ kn.m}$

Condition non vérifiée

La condition n'est pas vérifiée, on augmente section du profilé soit un IPE 270

Après le calcul on trouve :  $M_{plrd} = 68,25 \text{ Kn.m} > M_{sd} = 66,24 \text{ Kn.m}$  Condition vérifiée.

#### IV.3.5.4 Vérification de la poutre principale au stade définitif :

$$G = 21,20 \text{ kn/ml}$$

$$Q = 3,15 \text{ kn/ml}$$

$$S = 1,13 \text{ kn/ml}$$

✓ **ELU :**

$$q_{u1} = 1,35G + 1,5 \times \max(Q; S) = 33,35 \text{ KN / ml}$$

$$q_{u2} = 1,35G + 1,35(Q + S) = 33,20 \text{ KN / ml}$$

$$\Rightarrow q_u = \max(q_{u1}, q_{u2}) \Rightarrow q_u = q_{u1} = 33,35 \text{ KN / ml}$$

✓ **ELS :**

$$q_{s1} = G + \max(Q; S) = 24,35 \text{ KN / ml}$$

$$q_{s2} = G + 0,9(Q + S) = 24,32 \text{ KN / m}$$

$$\Rightarrow q_s = \max(q_{s1}, q_{s2}) \Rightarrow q_s = q_{s1} = 24,35 \text{ Kn / ml}$$

#### IV.3.5.4.1 Largeur de la dalle participante ( $b_{\text{eff}}$ ) :

Selon l'article 4.2.2.1 et la figure 4.3 de l'EC04:

$$b_{\text{eff}} = 2 \times \min\left(\frac{l_0}{8}; \frac{b_i}{2}\right) = 2 \times \min\left(\frac{5,35}{8}; \frac{3,15}{2}\right) \text{ donc } b_{\text{eff}} = 1,33 \text{ m.}$$

**IV.3.5.4.2 Calcul de la section mixte :**

On utilisera les formules suivantes et les résultats seront regroupés dans les tableaux ci-après

$$S = A + \left[ \frac{b \times t}{n} \right]$$

$$d = \frac{b \times t}{n} \times \left[ \frac{t \times h}{2S} \right]$$

$$V_i = \left( \frac{b}{2} + d \right) \quad ; \quad V_s = \left( \frac{h}{2} + t - d \right)$$

$$I_m = I_A + A \times d^2 + \frac{b \times t^3}{12n} + \frac{b \times t}{n} \left( \frac{b \times t}{2} - d \right)^2$$

$I_m$ : moment d'inertie mixte de la section par rapport à l'axe neutre

A(mm <sup>2</sup> )	b(mm)	t(mm)	h(mm)	S(mm <sup>2</sup> )	d(mm)	I <sub>A</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>m</sub> (cm <sup>4</sup> )
4590	1325	120	270	15190	136,08	5789,8	19241,44

Tableau IV 4: Résultats de calcul.

**IV.3.5.4.3 Vérification de la flèche :**

$$f_{\max} = \frac{5q^n L^4}{384EI}$$

$$f = \frac{5 \times 24.26 \times 535^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 5789.8} = 2.12 \text{ cm}$$

Donc  $F_{adm} \leq \frac{535}{250} = 2.14 \quad f_{\max} \leq f_{adm}$  Condition vérifiée.

**IV.3.5.4.4 Position de l'axe neutre plastique :**

$$f_a = Aa \frac{f_Y}{\gamma_a} = 4590 \times \frac{235 \times 10^{-3}}{1.1} = 980.60 \text{ Kn}$$

$$f_c = h_c \times b_{\text{eff}} \times 0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0.08 \times 1.325 \times 0.85 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 1501.67 \text{ Kn}$$

$f_c \geq f_a$  Donc : l'axe neutre plastique dans la dalle

$$Z_{\text{anp}} = \frac{f_a}{b_{\text{eff}} \times 0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}} = 0.052 \leq h_c = 0.08 \text{ mm}$$

**IV.3.5.4.5 Vérification de la résistance :**

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{33.35 \times 535^2}{8} = 117.10 \text{ Kn.m}$$

$$M_{plrd} = F_a \left( \frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{Z_{anp}}{2} \right)$$

$$M_{plrd} = 282 \left( \frac{0.27}{2} + 0.04 + 0.08 - \frac{0.052}{2} \right) = 224.55 \text{ Kn.m} \geq M_{sd} = 117.10 \text{ Kn.m}$$

Condition vérifiée.

Comparaison entre une poutre mixte et non mixte :

Après les calculs, on remarque que le mixage de la poutre principale permet un gain important de la matière (IPE 300 IPE 270), ce qui prouve l'efficacité de la construction mixte de point de vue économique, par mesure de sécurité en pond le profile IPE 300

#### IV.4. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons présenté une étude et dimensionnement d'un plancher mixtes acier-béton. L'hypothèse fondamentale utilisée par toutes ces théories est qu'il existe une connexion parfaite entre l'acier et le béton. Étant donné que l'adhérence entre les deux matériaux est très faible, la solidarisation est effectuée par des systèmes de liaison «connecteurs» capables de transmettre les différents efforts à l'interface.

A travers cette étude nous avons démontré que le plancher collaborant, réalisé avec une dalle en béton d'épaisseur 8cm posé sur des solives IPE120, supporte les charges appliqués au niveau de chaque étage de la structure.

La liaison entre la dalle et les solives est assurée par des connecteurs de diamètre 18 mm, espacées de 30 cm entre eux.







## V.1. ETUDE DE L'ACROTÈRE

### V.1.1 Définition:

Elle est destinée à l'étanchéité et la protection. L'acrotère est assimilé à une console vertical encastré à sa base (poutre de plancher terrasse). Cette dernière est soumise à un effort normal dû à son poids propre " $W_P$ " est un moment dû à une force horizontale donnée par le **RPA99** selon l'article du **6.2.3 RPA2003**.

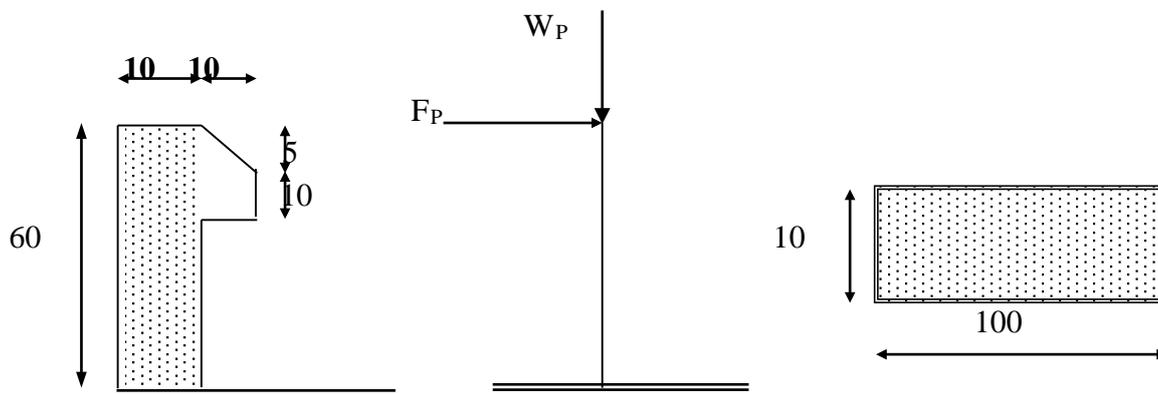


Figure V 1 : ACROTAIRE

Suivant le R.P.A 2003, les forces horizontales sont données par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

Avec :

$A = 0.15$  : Facteur d'accélération sismique obtenu par le tableau 4.1 (RPA99)

$C_p = 0.8$  : Facteur de force horizontale. Tableau 6.1

$W_p$  : Poids de l'élément en considération.

$$W_P = [(0.6 \times 0.1) + 0.1 \times 0.1 + 0.05 \times 0.1/2] \times 2500 = 181.25 \text{ daN}$$

$$F_P = 4 \cdot 0.15 \cdot 0.8 \cdot 181.25 = 87 \text{ daN.}$$

### V.1.2 Calcul des sollicitations :

\* **ELU** :

$$M_u = 1.5 \cdot F_p \cdot L = 1.5 \cdot 87 \cdot 0.6 = 78.3 \text{ daN.m}$$

$$N_u = 1.35 \cdot W_p = 1.35 \cdot 181.25 = 244.69 \text{ daN}$$

\* ELS:

$$M_s = F_p \cdot L = 87 \cdot 0.6 = 52,2 \text{ daN.m}$$

$$N_s = W_p = 181,25 \text{ daN}$$

**V.1.3 Calcul du ferrailage :**

**V.1.3.1 Ferrailage de résistance :**

\* ELU :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{78,3}{244,69} = 0,32 \text{ m}$$

$$e > \frac{h}{2} - c = \frac{0,1}{2} - 0,02 = 0,03 \text{ m} \Rightarrow \text{Le centre de pression se trouve à l'extérieur des}$$

armatures alors la section est partiellement comprimée (SPC) le calcul se fait a la flexion simple avec un moment fictif :

$$M_{uf} = N_u (e_0 + \frac{h}{2} - c) = 244,69 (0,32 + \frac{0,1}{2} - 0,02) = 85,64 \text{ daN.m}$$

**V.1.3.1.1 Section de calcul :**

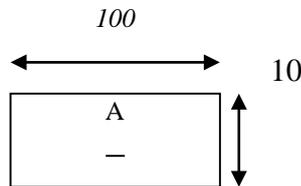


Figure V 2: Section de calcul

**V.1.3.1.2 Vérification de l'existence des armatures comprimées:**

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu = \frac{M_{uf}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{856,4}{14,2 \times 100 \times 8^2} = 0,009. \\ \mu = 0,009 < \mu_{AB} = 0,186 \longrightarrow \text{pivot A (A' = 0)} \\ \alpha = 0,0113, \beta = 0,995. \end{array} \right.$$

$$A_s = \frac{M_{uf}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{856,4}{348,0995,8} = 0,31 \text{ cm}^2$$

**V.1.3.1.3 Sollicitation réelle :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A = A_{FS} - \frac{N_{comprimé}}{100 \times \sigma_s} = 0,1 - \frac{2446,9}{100 \times 348} = 0,24 \text{ cm}^2 \\ A' = 0 \end{array} \right.$$

\* **ELS :**

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{52,5}{181,25} = 0,29m$$

$$e > \frac{h}{2} - c = \frac{0,1}{2} - 0,02 = 0,03m \Rightarrow \text{Le centre de pression se trouve à l'extérieur des}$$

armatures alors La section est partiellement comprimée (SPC) le calcul se fait a la flexion simple avec un moment fictif

$$M_{sf} = N_s \left( e + \frac{h}{2} - c \right) = 181,25 \left( 0,29 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 57,63 daN.m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu = \frac{M_{uf}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{576,3}{14,2 \times 100 \times 8^2} = 0,006. \\ \mu = 0,006 < \mu_{AB} = 0,186 \longrightarrow \text{pivot A (A' = 0)} \\ \alpha = 0,007, \beta = 0,997 \end{array} \right.$$

### V.1.3.2 Calcul des armatures:

$$A = \frac{M_{uf}}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

L'acrotère est exposé aux intempéries la fissuration est donc préjudiciable.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = \min\left(\frac{3}{2} fe; 110\sqrt{nf_{ij}}\right) \\ \sigma_s = \min\left(\frac{3}{2} \times 400; 110\sqrt{1,6 \cdot 2,1}\right) \\ = \min(266,67; 202) \\ \sigma_s = 202 MPa. \end{array} \right.$$

$$A_s = \frac{M_{uf}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{576,3}{202 \cdot 0,997 \cdot 8} = 0,36 cm^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s = A_{sf}' - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0,36 - \frac{1812,5}{100 \times 202} = 0,27 cm^2 \\ A_s' = 0,36 cm^2 \end{array} \right.$$

**V.1.4 Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} = 0,96 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_s, A_u, A_{\min}) = \max(0,27; 0,24; 0,96) \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A = 0,96 \text{ cm}^2$$

Donc:  $A = 1 \text{ cm}^2$

**V.1.4.1 Choix d'armatures :**

\* Les armatures adoptées sont des barres de T10 avec  $e = 20 \text{ cm}$

$$A = 5T10 = 3,93 \text{ cm}^2 ; \quad e = 20 \text{ cm}$$

\* Pour les armatures de répartition nous avons des barres de T8 avec  $e = 20 \text{ cm}$

$$A_r = A / 4 = 0,98 \text{ cm}^2 ; \text{ on prend } 5T8 = 2,51 \text{ cm}^2$$

**V.1.4.2 Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$T_{\max} = 1,5.F_p = 1,5.87 = 130,5 \text{ daN} .$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{1305}{100.80} = 0,163 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \min\left(0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa}\right) = 2,5 \text{ Mpa}$$

$\left. \begin{array}{l} \tau_u < \tau_u \\ \text{Pas de reprise de bétonage} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$

## V.2. Etude d'Escalier

### V.2.1 Schéma de calcul :

Le schéma de calcul dépend des conditions d'appuis de la paillasse et de palier, on étudier séparément sous « G » puis sous « Q » une poutre sur deux appui simple présente une console avec une charge concentré dans l'extrémité libre dont la poutre est le paillasse, la console est le palier et la charge présente un demi poids de murs extérieur.

### V.2.2 Pré dimensionnement :

Pour les dimensions des marches (g) et le contre marche (h), on utilise la formule de Blondel qui correspond :  $59 \leq g+2h \leq 66$

h : le plus courant varie entre 14 à 18 cm

g : le plus courant varie entre 25 à 32 cm.

H : la hauteur de volée.

n : nombre des marches.

La hauteur d'étage est « 3.40 m » donc la hauteur de la volée est :  $H = \frac{3,40}{2} = 1,70 m$

En prend  $h = 17 \text{ cm}$  et  $g = 30 \text{ cm}$

Le nombre de contre marche sera :  $n = \frac{340}{17} = 20$  on prend  $n=8$

marche pour une volée et  $n = 6$  marche pour les deux autres volées.

Soit :  $g+2h = 30 + (2 \times 18) = 66 \text{ cm} \Rightarrow g + 2h = 66 = 66 \text{ cm}$  condition vérifiée.

$$\alpha = \arctg \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 30,96^\circ$$

Choix de l'épaisseur de la paillasse :

$$L = \sqrt{1,44^2 + 2,40^2} = 2,80 m$$

$$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{l}{30} \Rightarrow \frac{280}{35} \leq e \leq \frac{280}{30} = 8 \leq e \leq 9,33$$

On prendre :  $e = 15 \text{ cm}$

### Choix d'épaisseur de palier:

Le palier sera conçu comme une console de 1,60 m donc on prend  $e = 15 \text{ cm}$  pour le paillasse et le palier.

**V.2.3 Evaluation des charges :**

**V.2.3.1 Charges permanente :**

**A ) aillasse :**

- \* Carrelage (e= 2cm ) :  $0,02 \times 2200 \dots\dots\dots = 44\text{kg/m}^2$
  - \* Mortier de pose + sable (e= 3cm) :  $0,03 \times 2000 \dots\dots\dots = 60\text{kg/m}^2$
  - \* Dalle incline (e= 15cm) :  $\frac{0,15}{\cos 30,96^\circ} \times 2500 \dots\dots\dots = 437,30\text{kg/m}^2$
  - \* Plâtre (e= 2cm )  $0,02 \times 1000 \dots\dots\dots = 20\text{kg/m}^2$
- $\Rightarrow G = 561,3 \text{ kg/m}^2 = 0,5613 \text{ t/m}^2$

**B ) Palier:**

- Carrelage (e= 2cm ) :  $0,02 \times 2200 \dots\dots\dots = 44\text{kg/m}^2$
  - Mortier de pose +sable (e= 3cm) :  $0,03 \times 2000 \dots\dots\dots = 60\text{kg/m}^2$
  - Dalle (e= 15cm) :  $0,15 \times 2500 \dots\dots\dots = 375\text{kg/m}^2$
  - Plâtre (e= 2cm) :  $0,02 \times 1000 \dots\dots\dots = 20\text{kg/m}^2$
- $\Rightarrow G = 499 \text{ kg/m}^2 = 0,499 \text{ t/m}^2$

**V.2.3.2 Charge d'exploitation :**

Pour le palier et le paillasse on prend : **Q = 250 kg/m<sup>2</sup>**

**V.2.4 Calcul des sollicitations :**

Charge équivalent :  $Q_{eq} = \frac{\sum G_i L_i}{\sum L_i}$

$$Q_{eq} = \frac{[(499 \times 1,88) + (561,3 \times 2,40)]}{1,88 + 2,40} = 533,93 \text{ kg / m}^2 = 0,5339 \text{ t / m}^2$$

$$M_0 = \frac{Q_{eq} L^2}{8} = \frac{0,5339 \times 4,28^2}{8} = 1222,59 \text{ kgm} = 1,2225 \text{ t / m}^2$$

**Sous G :**

$$\begin{cases} M_{iG} = 0,8M_0 \\ M_{aG} = 0,4M_0 \\ T_G = \frac{Q_{eq} L}{2} \end{cases}$$

$M_{tG}$ (t m)	$M_{aG}$ (t m)	$T_G$ (t)
0,978	0,489	1,1425

Tableau V 1: les valeur moment sur travée et sur appuis sous g

**Sous Q :**

$$M_0 = \frac{QL^2}{8} = \frac{250 \times 4,28^2}{8} = 572,45 \text{kgm} = 0,5724 \text{t} / \text{m}^2$$

$$\begin{cases} M_{tQ} = 0,8M_0 \\ M_{aQ} = 0,4M_0 \\ T_Q = \frac{QL}{2} \end{cases}$$

$M_{tQ}$ (t m)	$M_{aQ}$ (t m)	$T_Q$ (t)
0,4579	0,2289	0,535

Tableau V 2: les valeur moment sur travée et sur appuis sous q

**V.2.5 Les combinaisons du calcul :****a)-ELU :**

$$\begin{cases} M_{tu} = 1,35M_{tG} + 1,5M_{tQ} \\ M_{au} = 1,35M_{aG} + 1,5M_{aQ} \\ T_u = 1,35T_G + 1,5T_Q \end{cases}$$

$M_{tu}$ (t m)	$M_{au}$ (t m)	$T_u$ (t)
2,007	1,003	2,3448

Tableau V 3: les valeur moment sur travée et sur appuis ultime

**b)- ELS :**

$$\begin{cases} M_{ts} = M_{tG} + M_{tQ} \\ M_{as} = M_{aG} + M_{aQ} \\ T_s = T_G + T_Q \end{cases}$$

$M_{ts}(t\ m)$	$M_{as}(t\ m)$	$T_s(t)$
1,4359	0,7179	1,6775

Tableau V 4: les valeur moment sur travée et sur appuis en service

**V.2.6 Ferrailage à ELU :**

Pour une bonde de 1 ml

**A ) Travée :**

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_e} = \frac{2,007 \times 10^5}{100 \times (13)^2 \times 142} = 0,084$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,110$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,956$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta d \bar{\sigma}} = \frac{2,007 \times 10^5}{0,956 \times 13 \times 3480} = 4,64 \text{ cm}^2$$

On adopte 6HA10  $A_s = 4,71 \text{ cm}^2$  (e = 16 cm)

**Condition de nom fragilité :**

$$A_s = 4,71 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,569 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow A_s > A_{\min} \rightarrow$  condition vérifiée

**B ) Appuis :**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_c} = \frac{1,003 \times 10^5}{100 \times (13)^2 \times 142} = 0,042$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,054$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,979$$

$$A_s = \frac{1,003 \times 10^5}{0,979 \times 13 \times 3480} = 2,26 \text{ cm}^2$$

On adopte 5HA8  $A_s = 2,51 \text{ cm}^2$  (e = 20 cm)

**Condition de nom fragilité :**

$$A_s = 2,51 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,569 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow A_s > A_{\min} \rightarrow$  condition vérifiée

**V.2.6.1 Armature de répartition :****A ) Travée :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,71}{4} = 1,177 \text{ cm}^2$$

On adopte 6HA8  $A_s = 3,01 \text{ cm}^2$

**B ) Appuis :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,627 \text{ cm}^2$$

On adopte 2HA8  $A_s = 1,00 \text{ cm}^2$

**V.2.7 Vérification à ELS :****Appuis :****Profondeur de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} X^2 - 15A_s(d - X) = 0$$

$$50X^2 - 15 \times 2,51 \times (13 - X) = 0$$

$$50X^2 + 37,5X - 487,5 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 314,50 \text{ cm} \Rightarrow X = 2,77 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} X^3 + 15A_s(d - X)^2$$

$$I = \frac{100 \times (2,77)^3}{3} + 15 \times 2,51 \times (13 - 2,77)^2 = 4648,64 \text{ cm}^4$$

**V.2.8 Vérification de contrainte :****V.2.8.1 En béton :**

$$\sigma_b = \frac{M_{St} X}{I} = \frac{0,7179 \times 10^5 \times 2,77}{4648,64} = 42,78 \text{ kg/cm}^2$$

$$0,6f_{cJ} = 0,6 \times 250 = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**V.2.8.2 En acier :**

$$\sigma_{St} = \frac{15M_{St}(d-X)}{I} = \frac{15 \times 0,7179 \times 10^5 \times (13 - 2,77)}{4648,64} = 2369,76 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \bar{\sigma}_{St} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(240; 110 \sqrt{\eta f_{tJ}}) \text{ MPa} \right\} = 240 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{St} \leq \bar{\sigma}_{St} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Travée :****Profondeur de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} X^2 - 15A_s(d-X) = 0$$

$$50X^2 - 15 \times 4,71 \times (13 - X) = 0$$

$$50X^2 + 70,65X - 918,45 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 434,37 \text{ cm} \Rightarrow X = 3,64 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} X^3 + 15A_s(d-X)^2$$

$$I = \frac{100 \times (3,64)^3}{3} + 15 \times 4,71 \times (13 - 3,64)^2 = 7797,24 \text{ cm}^4$$

**V.2.9 Vérification de contrainte :****V.2.9.1 En béton :**

$$\sigma_b = \frac{M_{St} X}{I} = \frac{1,4359 \times 10^5 \times 3,64}{7797,24} = 67,03 \text{ kg/cm}^2$$

$$0,6f_{cJ} = 0,6 \times 250 = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$\Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma} \rightarrow$  condition vérifiée

### V.2.9.2 En acier :

$$\sigma_{st} = \frac{15M_{st}(d-X)}{I} = \frac{15 \times 1,4359 \times 10^5 \times (13 - 3,64)}{7797,24} = 2585,53 \text{ kg/cm}^2$$

### V.2.10 Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau = \frac{T_U}{bd} = \frac{1,6775 \times 10^3}{100 \times 13} = 1,290 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau} = 25 \text{ kg/cm}^2$$

$\tau \leq \bar{\tau} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

### Contrainte de compression dans la bielle :

$$T_U = 2,3448 \text{ t}$$

$$a = \min \{3,7, 11\} = 3 \text{ cm}$$

$$0,4 \times \left( \frac{f_{cJ}}{\delta_b} \right) \times b \times a = 0,4 \times \left( \frac{400}{1,5} \right) \times 100 \times 3 = 32000 \text{ kg} = 32 \text{ t}$$

$\Rightarrow T_U = 2,3448 \text{ t} < 32 \text{ t} \rightarrow$  condition vérifiée.

### V.2.11 Vérification des flèches :

D'après (CBA93 art B6.8.4.24), il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si :

$$\diamond \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\diamond \quad \rho = \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\diamond \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5}$$

Dans notre cas on a :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{l} = \frac{15}{428} = 0,035 \\ \frac{1}{22,5} = 0,044 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{l} \leq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{l} = \frac{15}{428} = 0,035 \\ \frac{M_t}{10M_0} = \frac{0,978}{10 \times 1,2225} = 0,080 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{l} \leq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{4,71}{100 \times 13} = 0,0036 \\ \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La vérification de la flèche est nécessaire.

$$\text{On doit vérifier que : } \Delta f = f_{Qi} + f_{GU} - f_{Gi} \leq \Delta f_{adm} = \frac{l}{500}$$

La méthode de calcul simplifiée est donnée par le CBA 93 annexe D :

$$\Rightarrow \rho = \frac{A_s}{bd}$$

$$\Rightarrow \alpha = \left( \sqrt{(0,15\rho)^2 + 0,3\rho} \right) - 0,15\rho$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{M_{ts}}{\left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) A_s d}$$

$$\Rightarrow \mu = 1 - \left( \frac{1,75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} \right)$$

$$\Rightarrow \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)}$$

$$\Rightarrow \lambda_v = 0,4\lambda_i$$

$$\Rightarrow X_0 = \frac{\sum S_i y_i}{\sum S_i}$$

$$\Rightarrow I_0 = \frac{b}{3} X^3 + 15 A_s (d - X)^2 = \frac{100}{3} (3,64)^3 + 15 \times 4,71 \times (13 - 3,64)^2 = 7797,24 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow f_i = \frac{1}{0,9} \frac{M_s l^2}{10 E_i I_i}$$

$$E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} = 11000\sqrt[3]{25} = 32164,195MPa$$

$$E_v = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 3700\sqrt[3]{25} = 10819MPa$$

$$E_v = \frac{1}{3}E_i$$

M (t m)	$\rho$	$\alpha$	$\sigma_s$ (kg/cm <sup>2</sup> )	M <sub>s</sub> (tm)	$\lambda$	X <sub>0</sub>	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	f(cm)
f <sub>Gi</sub>	0,0036	0,032	2370,38	0,978	5,83	3,64	7797,24	0,00008
f <sub>GU</sub>	0,0036	0,032	2370,38	2,007	5,83	3,64	7797,24	0,00016
f <sub>Qi</sub>	0,0036	0,032	2370,38	0,4579	2,33	3,64	7797,24	0,00011

Tableau V 5: tableau des valeurs des flèches

$$\Rightarrow \Delta f = 0,00011 + 0,00016 - 0,00008 = 0,0002cm \leq \Delta f_{adm} = \frac{428}{500} = 0,856cm$$

$\Rightarrow$  Condition vérifiée.

Soit :  $g+2h = 30 + (2 \times 18) = 66cm \Rightarrow g + 2h = 66 = 66cm$  condition vérifiée.

$$\alpha = \arctg \frac{h}{g} = \frac{18}{30} = 30,96^\circ$$

Choix de l'épaisseur de la paillasse :

$$L = \sqrt{1,08^2 + 1,80^2} = 2,099m$$

$$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{l}{30} \Rightarrow \frac{209,9}{35} \leq e \leq \frac{209,9}{30} = 5,99 \leq e \leq 6,99$$

On prend :  $e = 15cm$

### Choix de l'épaisseur de palier :

Le palier sera conçu comme une console de 1,97 m donc on prend  $e = 15$  cm pour le paillasse et le palier.

### V.2.12 Calcul des sollicitations :

$$\text{Charge équivalent : } Q_{eq} = \frac{\sum G_i L_i}{\sum L_i}$$

$$Q_{eq} = \frac{[(499 \times 1,07) + (499 \times 1,97) + (561,3 \times 1,80)]}{1,07 + 1,97 + 1,80} = 522,17kg/m^2 = 0,52217t/m^2$$

**Sous G :**

$$M_0 = \frac{Q_{eq} L^2}{8} = \frac{0,52217 \times 4,84^2}{8} = 1529,01 \text{kgm} = 1,5290 \text{t} / \text{m}^2$$

$$\begin{cases} M_{tG} = 0,8M_0 \\ M_{aG} = 0,4M_0 \\ T_G = \frac{Q_{eq} L}{2} \end{cases}$$

M <sub>tG</sub> (t m)	M <sub>aG</sub> (t m)	T <sub>G</sub> (t)
1,2232	0,6116	1,2637

Tableau V 6: les valeur moment sur travée et sur appuis sous g

$$M_0 = \frac{QL^2}{8} = \frac{250 \times 4,84^2}{8} = 732,05 \text{kgm} = 0,73205 \text{t} / \text{m}^2$$

**Sous Q :**

$$\begin{cases} M_{tQ} = 0,8M_0 \\ M_{aQ} = 0,4M_0 \\ T_Q = \frac{QL}{2} \end{cases}$$

M <sub>tQ</sub> (t m)	M <sub>aQ</sub> (t m)	T <sub>Q</sub> (t)
0,5856	0,2928	0,605

Tableau V 7: les valeur moment sur travée et sur appuis sous q

### V.2.13 Les combinaisons du calcul:

**A ) ELU :**

$$\begin{cases} M_{tu} = 1,35M_{tG} + 1,5M_{tQ} \\ M_{au} = 1,35M_{aG} + 1,5M_{aQ} \\ T_u = 1,35T_G + 1,5T_Q \end{cases}$$

$M_{tu}$ (t m)	$M_{au}$ (t m)	$T_u$ (t)
2,5297	1,2649	2,6135

Tableau V 8: les valeur moment sur travée et sur appuis en ultime

**B) ELS :**

$$\begin{cases} M_{ts} = M_{tG} + M_{tQ} \\ M_{as} = M_{aG} + M_{aQ} \\ T_s = T_G + T_Q \end{cases}$$

$M_{ts}$ (t m)	$M_{as}$ (t m)	$T_s$ (t)
1,8088	0,9044	1,8687

Tableau V 9: les valeur moment sur travée et sur appuis en service

**V.2.13.1 Ferrailage à ELU :**

Pour une bonde de 1ml

**a )Travée :**

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_e} = \frac{2,5297 \times 10^5}{100 \times (13)^2 \times 142} = 0,105$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,139$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,944$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta d \sigma} = \frac{2,5297 \times 10^5}{0,944 \times 13 \times 3480} = 5,92 \text{ cm}^2$$

On adopte 6HA12  $A_s = 6,78 \text{ cm}^2$  (e = 16 cm)

**Condition de nom fragilité :**

$$A_s = 6,78 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,569 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow A_s > A_{\min} \rightarrow$  condition vérifiée

**b ) Appuis :**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_c} = \frac{1,2649 \times 10^5}{100 \times (13)^2 \times 142} = 0,053$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,068$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,973$$

$$A_s = \frac{1,2649 \times 10^5}{0,973 \times 13 \times 3480} = 2,87 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA10  $A_s = 3,14 \text{ cm}^2$  (e = 25 cm)

**Condition de nom fragilité :**

$$A_s = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,569 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow A_s > A_{\min} \rightarrow$  condition vérifiée

**Armature de répartition :****a ) Travée :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,70 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA8  $A_s = 2,01 \text{ cm}^2$

**b ) Appuis :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,79 \text{ cm}^2$$

On adopte 2HA8  $A_s = 1,00 \text{ cm}^2$

**V.2.13.2 Vérification à ELS :****A ) Appuis :****Profondeur de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} X^2 - 15A_s(d - X) = 0$$

$$50X^2 - 15 \times 3,14 \times (13 - X) = 0$$

$$50X^2 + 47,1X - 612,3 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 353,10 \text{ cm} \Rightarrow X = 3,06 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} X^3 + 15A_s(d - X)^2$$

$$I = \frac{100 \times (3,06)^3}{3} + 15 \times 3,14 \times (13 - 3,06)^2 = 5608,74 \text{ cm}^4$$

**V.2.13.2.1 Vérification de contrainte :****En béton :**

$$\sigma_b = \frac{M_{St} X}{I} = \frac{0,9044 \times 10^5 \times 3,06}{5608,74} = 49,34 \text{ kg/cm}^2$$

$$0,6f_{cJ} = 0,6 \times 250 = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**En acier :**

$$\sigma_{St} = \frac{15M_{St}(d - X)}{I} = \frac{15 \times 0,9044 \times 10^5 \times (13 - 3,06)}{5608,74} = 2403,15 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \bar{\sigma}_{St} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(240; 110\sqrt{\eta f_{tJ}}) \text{ MPa} \right\} = 240 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{St} \leq \bar{\sigma}_{St} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**B ) Travée :****Profondeur de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} X^2 - 15A_s(d - X) = 0$$

$$50X^2 - 15 \times 6,78 \times (13 - X) = 0$$

$$50X^2 + 101,7X - 1322,1 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 524,18 \text{ cm} \Rightarrow X = 4,22 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} X^3 + 15A_s(d - X)^2$$

$$I = \frac{100 \times (4,22)^3}{3} + 15 \times 6,78 \times (13 - 4,22)^2 = 10344,94 \text{ cm}^4$$

**V.2.13.2 Vérification de contrainte :****En béton :**

$$\sigma_b = \frac{M_{St} X}{I} = \frac{1,8088 \times 10^5 \times 4,22}{10344,94} = 73,79 \text{ kg/cm}^2$$

$$0,6f_{ct} = 0,6 \times 250 = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**En acier :**

$$\sigma_{St} = \frac{15M_{St}(d - X)}{I} = \frac{15 \times 1,8088 \times 10^5 \times (13 - 4,22)}{10344,94} = 2302,76 \text{ kg/cm}^2$$

**V.2.13.3 Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau = \frac{T_U}{bd} = \frac{1,8687 \times 10^3}{100 \times 13} = 1,44 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau} = 25 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau \leq \bar{\tau} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Contrainte de compression dans la bielle :**

$$T_U = 2,6135 \text{ t}$$

$$a = \min \{3,7,11\} = 3 \text{ cm}$$

$$0,4 \times \left( \frac{f_{cj}}{\delta_b} \right) \times b \times a = 0,4 \times \left( \frac{400}{1,5} \right) \times 100 \times 3 = 32000 \text{ kg} = 32 \text{ t}$$

$$\Rightarrow T_U = 2,3448 \text{ t} < 32 \text{ t} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**V.2.13.4 Vérification des flèches :**

D'après (CBA93 art B6.8.4.24), il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si :

$$\diamond \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\diamond \quad \rho = \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\diamond \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5}$$

Dans notre cas on a :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{l} = \frac{15}{484} = 0,031 \\ \frac{1}{22,5} = 0,044 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{l} \leq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{l} = \frac{15}{484} = 0,031 \\ \frac{M_t}{10M_0} = \frac{1,2232}{10 \times 1,5290} = 0,08 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{l} \leq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{6,78}{100 \times 13} = 0,0052 \\ \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La vérification de la flèche est nécessaire.

$$\text{On doit vérifier que : } \Delta f = f_{Qi} + f_{GU} - f_{Gi} \leq \Delta f_{adm} = \frac{l}{500}$$

La méthode de calcul simplifiée est donnée par le CBA 93 annexe D :

- $\rho = \frac{A_s}{bd}$
- $\alpha = \left( \sqrt{(0,15\rho)^2 + 0,3\rho} \right) - 0,15\rho$
- $\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) A_s d}$
- $\mu = 1 - \left( \frac{1,75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} \right)$
- $\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)}$
- $\lambda_v = 0,4\lambda_i$
- $X_0 = \frac{\sum S_i y_i}{\sum S_i}$
- $I_0 = \frac{b}{3} X^3 + 15 A_s (d - X)^2 = \frac{100}{3} (4,22)^3 + 15 \times 6,78 \times (13 - 4,22)^2 = 10344,94 \text{ cm}^4$
- $f_i = \frac{1}{0,9} \frac{M_s l^2}{10 E_i I_i}$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164,195 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10819 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{1}{3} E_i$$

M (t m)	$\rho$	$\alpha$	$\sigma_s$ (kg/cm <sup>2</sup> )	M <sub>s</sub> (tm)	$\lambda$	X <sub>0</sub>	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	f(cm)
f <sub>Gi</sub>	0,0052	0,04	2079,92	1,2232	4,04	4,22	10344,94	0,00001
f <sub>GU</sub>	0,0052	0,04	2079,92	2,5297	4,04	4,22	10344,94	0,0002
F <sub>Qi</sub>	0,0052	0,04	2079,92	0,5856	1,62	4,22	10344,94	0,00014

Tableau V 10 : des valeurs de la flèches

$$\Rightarrow \Delta f = 0,00014 + 0,0002 - 0,00001 = 0,00033 \text{ cm} \leq \Delta f_{adm} = \frac{484}{500} = 0,968 \text{ cm}$$

⇒ Condition vérifiée.

**V.2.13.5 - Etude de la poutre palière**

$$\diamond \quad \frac{L}{12} \leq h \leq \frac{L}{10} = \frac{504}{12} \leq h \leq \frac{504}{10} \Rightarrow 42 \leq h \leq 50,4$$

$\Rightarrow$  On prend  $h = 45\text{cm}$

$$\diamond \quad 0,3h \leq b \leq 0,5h \Rightarrow 13,5 \leq b \leq 22,5$$

$\Rightarrow$  On prend  $b = 30\text{cm}$

Donc la poutre palière :  $(bxh) (30 \times 45) \text{ cm}^2$

**V.2.13.6 Évaluation des charges :****a- charge permanents:**

Venant de :  $T_G = 1,2637\text{t}$

Poids propre de la poutre:  $p = 0,30 \times 0,45 \times 2,5 = 0,34 \text{ t} \quad \Rightarrow q_G = 1,60 \text{ t}$

**b- charge d'exploitation :**

Venant de :  $T_Q = 0,605 \text{ t}$

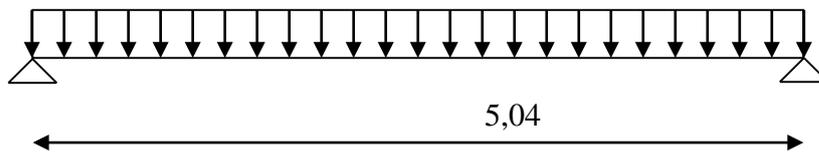


Figure V 3 : Dessin e statique de la volée

**V.2.13.6.1 Calcul des sollicitations à l'ELU :****a- sous G :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0G} = \frac{q_G l^2}{8} = \frac{1,60 \times (5,04)^2}{8} = 5,08 \text{tm} \\ M_{TG} = 0,8 M_{0G} = 0,8 \times 5,08 = 4,06 \text{tm} \\ M_{AG} = 0,4 M_{0G} = 0,4 \times 5,08 = 2,03 \text{tm} \\ T_G = \frac{q_G l}{2} = \frac{1,6 \times 5,04}{2} = 4,03 \text{t} \end{array} \right.$$

**b- sous Q :**

$$\begin{cases} M_{0G} = \frac{q_G l^2}{8} = \frac{0,605 \times (5,04)^2}{8} = 1,92tm \\ M_{TG} = 0,8M_{0G} = 0,8 \times 1,92 = 1,54tm \\ M_{AG} = 0,4M_{0G} = 0,4 \times 1,92 = 0,768tm \\ T_G = \frac{q_G l}{2} = \frac{1,92 \times 5,04}{2} = 4,84t \end{cases}$$

« Combinaison à l' ELU :

$$M_t = 1,35 M_{tG} + 1,5 M_{tQ} = 1,35 \cdot 4,06 + 1,5 \cdot 1,54 = 7,79 \text{ tm}$$

$$M_a = 1,35 M_{aG} + 1,5 M_{aQ} = 1,35 \cdot 2,03 + 1,5 \cdot 0,768 = 3,89 \text{ tm}$$

$$T = 1,35 T_G + 1,5 T_Q = 1,35 \cdot 4,03 + 1,5 \cdot 4,84 = 12,70t$$

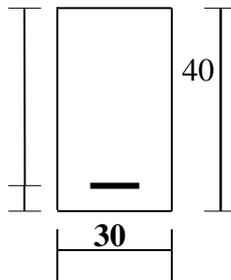


Figure V 4: Ferrailage de la poutre palière

### V.2.13.7 Ferrailage de la poutre

A ) - En travée :

$$M_u = 7,79 \text{ t m}$$

$$\begin{aligned} M_{\min} &= 0,187 \times b \times d^2 \times f_{t28} \\ &= 0,187 \times 30 \times (42)^2 \times 210 = 2,08 \text{ t.m} \end{aligned}$$

$$M_u > M_{\min}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_c} = \frac{7,79 \times 10^5}{30 \times (42)^2 \times 142} = 0,104$$

$$\mu \leq 1,67 \bar{\mu} \Rightarrow 0,104 \leq 1,67 \times 0,392 = 0,65$$

$$\mu \leq \bar{\mu} = 0,104 \leq 0,392 \Rightarrow cv \rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,5 \left( 1 + \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,5 \times \left( 1 + \sqrt{1 - 2 \times 0,104} \right) = 0,944$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d f_c} = \frac{7,79 \times 10^5}{0,944 \times 42 \times 3480} = 5,57 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{On adopte : } 4\text{HA}14 = 6,15 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$0,23 \times 30 \times 42 \times \frac{2,1}{400} = 1,52$$

$$A_s \geq A_{\min} \Rightarrow cv$$

**B ) - En appuis :**

$$M_U = 3,89 \text{ tm}$$

$$M_{\min} = 2,08 \text{ tm}$$

$$M_U \geq M_{\min}$$

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_c} = \frac{3,89 \times 10^5}{30 \times (42)^2 \times 142} = 0,052$$

$$\mu \leq 1,65\bar{\mu} \Rightarrow 0,052 \leq 0,65 \rightarrow cv$$

$$\mu \leq \bar{\mu} \Rightarrow 0,052 \leq 0,395 \rightarrow cv \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,5(1 + \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,5 \times (1 + \sqrt{1 - 2 \times 0,052}) = 0,973$$

$$A_s = \frac{3,89 \times 10^5}{0,973 \times 42 \times 3480} = 2,74 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adapter : } 03 \text{ HA12} = 3,39 \text{ cm}^2$$

**Les vérifications :****V.2.13.8 Vérification à l'état limite de service (ELS) :****a - en travée :**

$$M_{tser} = M_{tG} + M_{tQ} = 4,06 + 1,54 = 5,6 \text{ tm}$$

**Profondeur de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} X^2 + 15A_s X - 15A_s d = 0$$

$$15X^2 + 15(6,15)X - 15(6,15)42 = 0$$

$$15X^2 + 92,25X - 3874,5 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 490,89 \text{ cm} \Rightarrow X = 13,29 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} X^3 + 15A_s(d - X)^2 + 15A'_s(X - C') = 0$$

$$I = \frac{30}{3}(13,29)^3 + 15 \times 6,15 \times (42 - 13,29)^2 = 99511,71 \text{ cm}^4$$

**V.2.13.9 Vérification des contraintes :**

**V.2.13.9.1 Contraintes compression dans le béton :**

La contrainte de compression dans le béton doit être au plus égale à :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_t X}{I} = \frac{5,6 \times 10^5 \times 13,29}{99511,71} = 74,79 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = 74,79 \text{ kg/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 150 \text{ kg/cm}^2$$

**en appuis :**

$$M_{\text{ser}} = 2,03 + 0,768 = 2,80 \text{ tm}$$

**Profondeur de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} X^2 + 15A_s X - 15A_s d = 0$$

$$15X^2 + 15(3,39)X - 15(3,39)42 = 0$$

$$15X^2 + 50,85X - 2135,7 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 361,56 \text{ cm} \Rightarrow X = 10,36 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} X^3 + 15A_s(d - X)^2 + 15A'_s(X - C') = 0$$

$$I = \frac{30}{3}(10,36)^3 + 15 \times 3,39 \times (42 - 10,36)^2 = 62024,75 \text{ cm}^4$$

**V.2.13.9.2 Contraintes compression dans le béton :**

La contrainte de compression dans le béton doit être au plus égale à :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_t X}{I} = \frac{2,80 \times 10^5 \times 10,36}{62024,75} = 46,77 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = 46,77 \text{ kg/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 150 \text{ kg/cm}^2$$

**V.2.13.9.3 Vérification de l'effort tranchant :**

Contrainte de cisaillement du béton :  $\tau = \frac{T_U}{bd} \leq \bar{\tau}$

$$\tau = \frac{12,70 \times 10^3}{30 \times 42} = 10,08 \text{ kg/cm}^2 = 1,008 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible :  $\tau_U \leq \min \left[ \frac{0,2f_{c28}}{\delta_b}, 5 \text{ MPa} \right] =$

$$\tau_U \leq \min \left[ \frac{0,2 \times 25}{1,5}, 5 \text{ MPa} \right] = [3,33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa}] = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau = 1,008 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$$

Pas d'armature transversale.

**V.2.13.10 Vérification de la flèche :**

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire :

$$\triangleright \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{45}{504} = 0,089 \geq 0,063 \rightarrow cv$$

$$\triangleright \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,089 \geq \frac{4,06}{5,08 \times 10} = 0,080 \rightarrow cv$$

$$\triangleright \rho = \frac{A_s}{bd} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{6,15}{45 \times 30} = 0,0045 \leq \frac{3,6}{400} = 0,009 \rightarrow cv$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.



**CHAPITRE VI****ETUDE SISMIQUE****VI.1. Introduction :**

Le séisme est un phénomène naturel qui affecte la surface de la terre, il Produit des dégâts destructifs au niveau des construction et par conséquent les vies humaine. Et donc notre but est de remédier à ce phénomène par la conception adéquate de l'ouvrage de façon à ce qu'il résiste et présente un degré de protection acceptable aux vies humains et aux biens matériels.

Pour cela l'application de règle parasismique actuelle "RPA99 version2003" concerne le calcul des charges sismiques et les dispositions constructives sont obligatoires pour toutes les constructions abritant des personnes, situées dans toutes les zones séismique sauf la zone « zéro ».

C'est en général l'ingénieur du bureau d'études qui est chargé d'appliquer ces règles et de dimensionner les éléments porteur de la construction en béton armé ou en acier et bois ou bien mixtes.

D'après le RPA la détermination de la réponse d'une structure et son dimensionnement peuvent se faire par trois méthodes de calcul.

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérographe « time-histoire ».

**VI.1.1 Méthodes statiques équivalentes :****VI.1.1.1 Généralité :**

Le calcul statique de la construction est justifié quand le bâtiment vérifier les conditions imposées par le RPA 99 :

- ✓ La symétrie en plan.
- ✓ la hauteur du bâtiment à la limite de la tolérance fixé par le règlement (65 m en zone I et
- ✓ La régularité des formes planes en plan et en élévation.

Ce mode de calcul substitue aux efforts dynamiques réels les sollicitations statiques résultants de la considération de système de force fictive.

**VI.1.1.2 Évaluation de la force sismique :**

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

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec : **A** : coefficient de la zone (**tableau 4.1 de R.P.A page 26**)

**D** : facteur d'amplification dynamique. (**Page 26**)

**Q** : facteur de qualité (**tableau 4.4 de R.P.A 99 page 30**).

**R** : coefficient de comportement (**tableau 4.3 de RPA 99 page 28**).

**W** : poids totale de la structure .

### VI.1.1.3 Résultante de force sismique :

La force sismique totale sera distribuée horizontalement et verticalement sur les différents éléments de la structure.

A la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieur à **80%** de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente. **Article 4.3.6** page 36 du RPA 99.

Calcul de la force sismique :

✓ **Coefficient d'accélération de la zone A :**

**A** : donné par le **tableau 4.1** du RPA 99 suivant la zone et le groupe d'usage du bâtiment. La zone d'implantation de notre structure est OUM EI BOUAGHI classée comme zone IIa dans la carte sismique

Groupe d'usage	ZONE			
	I	IIa	IIb	III
<b>1A</b>	0,15	0,25	0,30	0,40
<b>1B</b>	0,12	0,20	0,25	0,30
<b>2</b>	0,10	0,15	0,20	0,25
<b>3</b>	0,07	0,10	0,14	0,18

Tableau VI 1 : coefficient d'accélération de zone A

{ Zone IIa  
 { Groupe d'usage 2 (ouvrage courant d'importance moyenne)

Donc « **A=0,15** ».

✓ **Coefficient de comportement R :**

D'après le **tableau 4.3** de RPA 99, l'évaluation du coefficient de comportement **R** est :  
Suivant la description du system de contreventement.

Donc « **R=4** » (ossature contreventée par palées triangulées en V)

✓ **Facteur de qualité Q :** (tab 4.4 de RPA99) Il est donné par l'expression

Critère « q »	P <sub>.q.</sub>	
	Observé	N/observé
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0	0.05
2. Redondance en plan	0	0.05
3. Régularité en plan	0	0.05
4. Régularité en élévation	0	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10

$$Q = 1 + \sum_i Pq_i$$

Tableau VI 2: Valeurs des pénalités

$$\Rightarrow \begin{cases} Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=n} p_q \\ Q_x = 1,15 \\ Q_y = 1,25 \end{cases}$$

Remplissage	Portique		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau VI 3 : Pourcentage d'amortissement critique  $\xi$

$\xi = 5\%$  (portiques acier remplissage dense)

✓ **Facteur de correction d'amortissement  $\eta$ :**

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{\xi + 2}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{5 + 2}} = 1.00 > 0.7$$

✓ **Période fondamentale de la structure :**

Selon le tableau 4 - 6 de RPA 99  $T = 0,09 \frac{H}{\sqrt{L}}$

**H** : la hauteur de bâtiment = 20,4 m

**L** : Longueur de bâtiment dans le sens de l'action sismique,  $L_x = 22,40 \text{ m}$  .  
 $L_y = 10,65 \text{ m}$

$$T = \min \begin{cases} T_x = (0.09 h) / \sqrt{L_x} = 0,388 \text{ s} \\ T_y = (0.09 h) / \sqrt{L_y} = 0,562 \text{ s} \\ T = C_T \cdot h_N^{3/4} = 0,48 \text{ s} \end{cases}$$

On prend :  $T = T_{\min} = 0,388 \text{ s}$

CT : est un coefficient , fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

Portiques auto-stables en acier avec remplissage en maçonnerie  $\rightarrow CT = 0.05$

et est donné par ( le tableau 4.6 du RPA99/version2003 **art 4.2.4**)

✓ **Le facteur D :**

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

**Avec :**

$T_2$  : Période caractéristique associée à la catégorie du site donnée par le ( **tableau 4-7** de RPA 99 )

(Site S3)  $T_2 = 0,5 \text{ sec} \rightarrow 0 < T = 0,36 \text{ s} < T_2 = 0,5 \text{ s} \rightarrow D = 2,5\eta = 1,99$

✓ **Poids total de la structure  $W_t$  :** D'après le RPA 99 le poids total de la structure

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

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

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

Le coefficient  $\beta$  est donné par le tableau 4 – 5 de **RPA 99 modifier2003**

$\beta = 0,2$  (le bâtiment à usage d'habitation bureaux ou assimilés )

**Plancher terrasse :**

- Poids plancher .....  $491 \times (22.4 \times 10.65) = 117,13 \text{ t}$
- Poids Poteau HEA 260.....  $68,2 \times 3,4/2 \times 6 = 0.696 \text{ t}$
- Poids poteau HEA 240 .....  $60.3 \times (3.4 / 2) \times 18 = 1.845 \text{ t}$
- Poids poutre secondaire IPE.160...  $(15.8 \times 3 \times 21) + (1, \times 15.8 \times 1) = 1.042 \text{ t}$
- Poids poutre principale IPE270.....  $36.1 \times 5 \times 16 = 2.963 \text{ t}$

- Poids solive IPE 120 ..... $10.34 \times 3.00 \times 56 = 1.737 \text{ t}$
- Mur ( $e = 30\text{cm}$ ,  $\gamma = 1400\text{kg/m}^3$ ) ..... $0,3 \times \frac{1.4}{2} \times 198.30 = 41,643 \text{ t}$
- Acrotère..... $0,1 \times 0,6 \times 2,5 \times 66.10 = 9,915 \text{ t}$
- 20% de surcharge..... $0,2 \times 120 \times (22.4 \times 10.65) = 5,725 \text{ t}$

$$W_{\text{terrasse}} = \Sigma W_i = 182.69 \text{ t}$$

#### Plancher étage courant :

- Poids plancher ..... $386.9 \times 432,98$
- Poids Poteau HEA 260..... $68,008 \times 3,4/2 \times 6 = 1.387 \text{ t}$
- Poids poteau HEA 240 .....  $60.173 \times (3.4 / 2) \times 18 = 3.683 \text{ t}$
- Poids poutre secondaire IPE.160 ( $15.8 \times 3 \times 21$ ) + ( $1, \times 15.8 \times 1$ ) = **1.042 t**
- Poids poutre principale IPE270..... $36.1 \times 5 \times 16 = 2.963 \text{ t}$
- Poids solive IPE 120 ..... $10.34 \times 3.00 \times 56 = 1.737 \text{ t}$
- Mur ( $e = 30\text{cm}$ ,  $\gamma = 1400\text{kg/m}^3$ ) ..... $0,3 \times 1.4 \times 198.30 = 83,286 \text{ t}$
- 20% de surcharge..... $0,2 \times 250 \times 238.56 = 11.928 \text{ t}$

$$W_{\text{étage}} = \Sigma W_i = 202.009 \text{ t}$$

Donc  $W_T = W_{\text{terrasse}} + 5W_{\text{étage}} = 182.69 + 202.009 \times 5 \quad W_T = 1192,738 \text{ t}$

#### Calcul de la force sismique totale :

$$V_x = A.D.Q/R = 0,10 \times 1,15 \times 1.99 \times 1192.738/4 = 68.26 \text{ t}$$

$$V_y = A.D.Q/R = 0,10 \times 1,25 \times 1.99 \times 1192.738/4 = 74.20 \text{ t}$$

#### VI.1.1.3.1 distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur :

La résultante des force sismiques à la base est distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$V = Ft + \Sigma Fi \quad (\text{art 4.2.5 RPA99})$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} Ft=0.07TV & \text{si } T \geq 0,7s \\ Ft=0 & \text{si } T \leq 0,7s \end{array} \right.$$

On a :  $T = 0,36s \leq 0,7s \longrightarrow Ft=0$

la force sismique équivalente qui se développe au niveau (i) est donnée par la formule suivante :

$$F_i = (V - F_t) \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant pour les deux sens:

Niveau	$W_i$	$h_i$	$W_i h_i$	$\sum W_i h_i$	$F_{ix} (t)$	$F_{iy} (t)$
terrasse	182.69	20.40	3726.96	14 029.40	<b>18.13</b>	<b>19.71</b>
5	202.009	17.00	3434.15	14 029.40	<b>16.71</b>	<b>18.16</b>
4	202.009	13.60	2747.32	14 029.40	<b>13.37</b>	<b>14.53</b>
3	202.009	10,20	2060.49	14 029.40	<b>10.03</b>	<b>10.90</b>
2	202.009	6.80	1373.66	14 029.40	<b>6.68</b>	<b>7.27</b>
1	202.009	3,4	686.83	14 029.40	<b>3.34</b>	<b>3.63</b>

Tableau VI 4: Les résultats de calculs

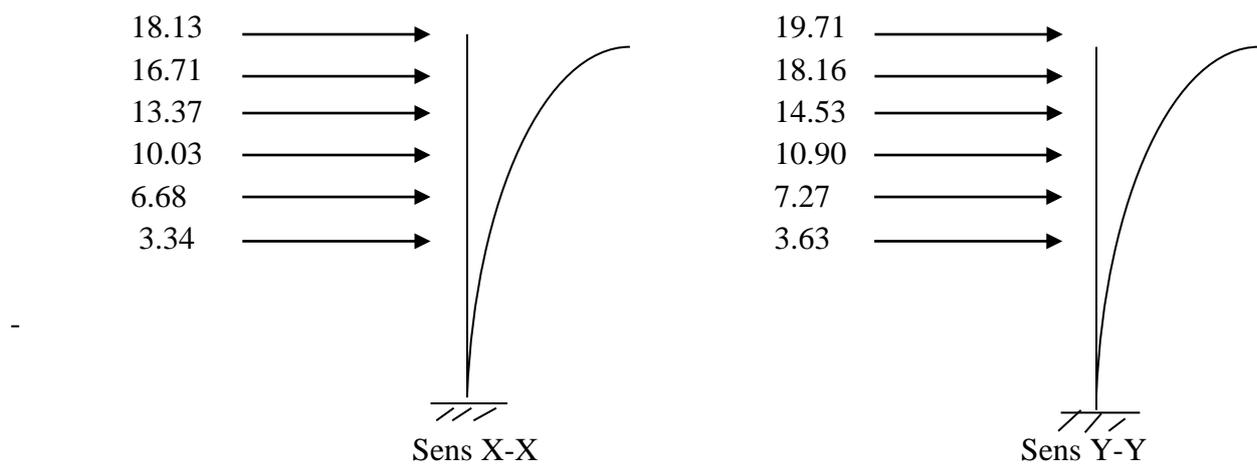


Figure VI 1 : Distribution des poids sur chaque étage

**Calcul du centre de graviter :**

$$X_G = \sum S_i X_i / \sum S_i = 11.20 \text{ m}$$

$$Y_G = \sum S_i Y_i / \sum S_i = 5.325 \text{ m}$$

**Calcul du centre de torsion :**

$$X_t = \sum I_{yi} X / \sum I_y = 11.20 \text{ m}$$

$$Y_t = \sum I_{xi} Y / \sum I_x = 5.325 \text{ m}$$

**Excentricité :**

$$e_x = X_G - X_t = 0$$

$$e_y = Y_G - Y_t = 0$$

### Excentricité accidentelle :

$$e_a = 5\% L_{\max} \quad (L : \text{la plus grande dimension en plan})$$

$$e_a = 0,05 \times 22,50 = 1,125 \text{ m}$$

$$e_a = \max(e_x; e_y; e_a) = 1,125 \text{ m}$$

## VI.2. Méthodes dynamique modale spectral :

### VI.2.1 Généralité :

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

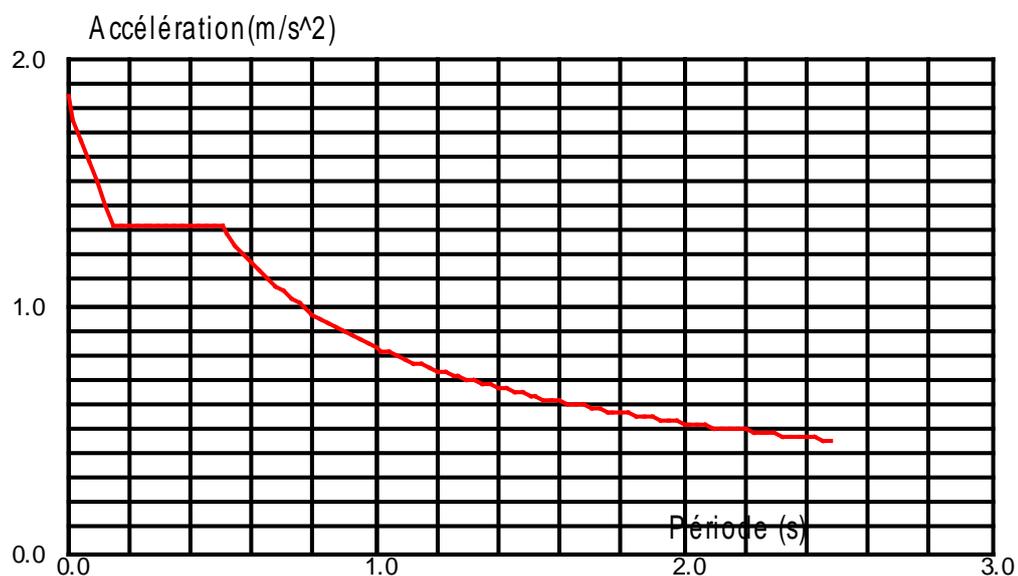


Figure VI 2: Spectre de réponse de calcul

#### VI.2.1.1 Nombre des modes considérer (RPA99 /V2003)

D'après le RPA99/version2003 (article 4.3.4 -a) :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonale, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale a 90% au moins de la masse totale de la structure.

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
<b>1</b>	0,86	0,00	76,99	0,00	76,99
<b>2</b>	0,70	77,16	76,99	77,16	0,00
<b>3</b>	0,67	77,16	76,99	0,00	0,00
<b>4</b>	0,35	87,80	77,00	10,64	0,01
<b>5</b>	0,32	89,82	81,71	2,02	0,00
<b>6</b>	0,32	89,82	85,85	0,00	0,00
<b>7</b>	0,31	90,63	88,59	0,81	0,00
<b>8</b>	0,31	91,92	91,00	0,29	0,00
<b>9</b>	0,31	92,99	93,10	0,07	0,00
<b>10</b>	0,31	93,99	95,07	0,00	0,00
<b>11</b>	0,31	94,99	97,03	0,00	0,00
<b>12</b>	0,31	98,55	99,51	0,00	0,00

On remarque d'après le tableau précédent que la participation de la masse atteint les 90% dans le 12<sup>ème</sup> mode avec une participation de masse égale a 98,55% dans le sens x et de 99,51% dans le sens -y.

#### VI.2.1.1.1 Calcul de la force sismique dynamique $V_{dyn}$ :

D'après l'article du RPA99/2003 (4.3.6) La résultante des forces sismiques à la base  $V_{dyn}$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{stat}$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Soit :  $V_{dyn} > 0.8 V_{stat}$

Si  $V_t < 0.8 V$  , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport  $0.8 V / V_t$  .

Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont comme suit :

**VI.2.1.1.2 Effort sismique dans le sens X,  $V_{dyn} = 52,66$  KN**

$$52,66 < 0,8 \times 68.26 = 64.608 \rightarrow \text{C. N. V}$$

$$\frac{0.8V}{V_{dyn}} = 1,036$$

Donc on a :

$$V_{dyn,corr} = 68.26t > 68,021 t \rightarrow \text{C. V}$$

**VI.2.1.1.3 Effort sismique dans le sens Y,  $V_{dyn} = 59,36$ KN**

$$59.360 < 0,8 \times 74.20 = 57,62 \Rightarrow \text{C. N. V}$$

$$\frac{0.8V}{V_{dyn}} = 1,032$$

Donc on a :

$$V_{dyn,corr} = 59.36 > 59,088t \rightarrow \text{C. V}$$

**VI.2.1.1.4 Vérification des déplacements**

Le déplacement horizontal à chaque niveau 'k' est calculé de la manière suivante:

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

Avec : **R** : coefficient de comportement égal à 4.

$\delta_{ek}$  = déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  .

Le déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 est égal à

$$\Delta_{k,k-1} = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent doivent satisfaire à l'article 5.10, c'est à dire que ces derniers ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Niveau	Sens longitudinal (x)			Sens transversal (y)			
	$\delta_{ek}(cm)$	$\delta_k(cm)$	$\Delta_k(cm)$	$\delta_{ek}(cm)$	$\delta_k(cm)$	$\Delta_k(cm)$	$\Delta_k(cm)$
RDC	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	< 3,6
1 <sup>ère</sup> étage	0,2	0,8	0,8	0,4	1,6	1,6	< 3,6
2 <sup>ème</sup> étage	0,5	2,0	1,2	0,9	3,6	2,0	< 3,6
3 <sup>ème</sup> étage	0,9	3,6	1,6	1,5	6,0	2,4	< 3,6
4 <sup>ème</sup> étage	1,2	4,8	1,2	2,1	8,4	2,4	< 3,6
5 <sup>ème</sup> étage	1,5	6,0	1,2	2,7	10,8	2,4	< 3,6
	1,7	6,8		3,1			

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, alors la condition de l'art 5.10 du RPA version 2003 est vérifiée.

### VI.3. Comparaissant entre vent et séisme :

Suite à l'étude climatique et l'étude séismique comme présente au tableau suivant :

	Vent	séisme
Suivant X	1, 893	68 ,26
Suivant Y	1,155	74 ,20

Tableau VI 5 : Comparaissant des charge entre vent et le séisme :

En à constate que l'effort sismique et très important par apport à l'effort du vent et que le rapport entre vent sur séisme et de l ordre de **2%** à la direction du **X**, et de **1 .55%** à la direction **Y**.

Et suite aux combinaisons donne par le règlement parasismique algérien qui combine le vent avec le séisme, nous distinguons trois cas :

- 1) le vent souffre à la même direction de le séisme pour les deux sens ('X' ;'Y'). « cas rare dans la nature »
- 2) le vent souffre opposer à la direction du séisme, dans ce cas le vent devient un élément favori pour le bâtiment.
- 3) le vent souffre par apport à **X** et le séisme frappe par apport à **Y** dans ce cas le bâtiment se déplace au même sens de la force la plus importante le séisme.
  - \* Pour le premier cas le prés-dimensionnement et tres important, bâtiment n'est pas économique.
  - \* Pour le deuxième cas le bâtiment et sous-estimer (risque d'effondrement de Bâtiment).
  - \* pour le troisième cas, c est le cas idéale pour le calcul en néglige le vent et on prend le séisme tous seul.

## CHAPITRE VII

## ETUDE DES PORTIQUES EN ACIER

**VII.1. Introduction :**

Les éléments structuraux doivent être dimensionnés sur la base des règles [C.C.M. 97], et la vérification est faite à l'aide des combinaisons de la force sismique, et des charges verticales, sous les combinaisons les plus défavorables triés du logiciel « E.T.A.B.S. »

**VII.2. Vérification de la poutre principale IPE 300 :**

$$V_{sd} = 63.50 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 48.90 \text{ KN.m}$$

La section IPE 270 est de classe 01 en flexion simple

**VII.2.1 Vérification à la résistance:****VII.2.1.1 Vérification au cisaillement**

Il faut vérifier que  $V_{sd} \leq V_{Rd}$

$$V_{sd} = 63.50 \text{ KN}$$

$$V_{Rd} = A_{vz} \times \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M^0}} = 2210 \times \frac{235 \times 10^{-3} / \sqrt{3}}{1.1} = 272.59 \text{ KN}$$

Avec :  $A_v$  = l'aire de cisaillement..

$V_{sd} = 63.50 \text{ KN} < 0,5 V_{Rd} = 136.2 \text{ KN} \Rightarrow$  pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant (condition vérifiée).

**VII.2.1.2 Vérification au moment résistant :**

$$M_{sd} = 48.90 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y \times W_{p/y}}{\gamma_{M^0}} = \frac{235 \times 10^{-3} \times 484 \times 10^{-6}}{1.1} = 103.4 \text{ KN.m} > M_{sd} . \text{Condition vérifiée.}$$

**✓ Vérification au déversement :**

La vérification au déversement n'est pas nécessaire car on utilise les planchers collaborant qui empêchent le déversement.

$\Rightarrow$  Donc le profilé **IPE 300** convient comme poutre principale.

**VII.3. Vérification de la poutre secondaire étage courant IPE140 :**

La longueur de la poutre  $L=3.15$  m

Les efforts sont tirés à partir du « **E.T.A.B.S** » Sous la combinaison :G+Q+E

$$V_{sd} = 76.90 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 48.88 \text{ KN.m}$$

La section **IPE 160** est de class 01 en flexion simple.

**VII.3.1 Vérification à la résistance:****VII.3.1.1 Vérification au cisaillement**

Il faut vérifiée que  $V_{sd} \leq V_{Rd}$

$$V_{sd} = 76.90 \text{ KN}$$

$$V_{Rd} = A_{vz} \times \frac{f_y/\sqrt{3}}{\gamma_{M^0}} = 970 \times \frac{235 \times 10^{-3}/\sqrt{3}}{1.1} = 120.30 \text{ KN} < V_{sd} \text{ (Condition non vérifiée)}$$

Vu que la condition n'est vérifiée en augmente la section à IPE270

$$V_{Rd} = 2210 \times \frac{235 \times 10^{-3}/\sqrt{3}}{1.1} = 274.04 \text{ KN} > V_{sd} \Rightarrow \text{Condition de cisaillement est vérifiée}$$

$V_{sd} = 76.90 \text{ KN} > 0.5 V_{Rd} = 137.02 \text{ KN} \Rightarrow$  Il y a une interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

Lorsque l'effort tranchant  $V_{sd}$  dépasse 50% de  $V_{pl.Rd}$ , il convient de réduire la valeur de la résistance de la section transversale à la flexion à  $M_{v.Rd}$ , moment de résistance plastique réduit compte tenu de l'effort tranchant, obtenu comme suit : (Art.5.4.7CCM97).

$$M_{v.Rd} \leq M_{c.Rd}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{v.Rd} = \left[ W_{pl} - \frac{\rho A_v^2}{4tw} \right] \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \\ \rho = \left( \frac{2V_{sd}}{V_{pl.Rd}} - 1 \right)^2 \\ M_{v.Rd} = W_{pl} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \end{array} \right.$$

$$\rho = 0.921$$

$$M_{v.Rd} = 103.03KN < M_{c.Rd} = 113.74KN \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### VII.3.1.2 Vérification au moment résistant :

$$M_{sd} = 48.88KN.m$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y \times W_{p/y}}{\gamma_{M^o}} = \frac{235 \times 10^{-3} \times 484 \times 10^{-6}}{1.1} = 103.4KN.m$$

$$M_{sd} = 48.88KN.m < M_{Rd} = 103.4KN.m \text{ (Condition vérifiée)}$$

⇒ Donc le profile IPE 270 convient comme poutre secondaire d'étage courant.

### VII.4. Vérification de la poutre secondaire étage courant IPE140 :

La longueur de la poutre L= 3.15m

Les efforts sont tirés à partir du « ETABS », sous la combinaison : G+Q+E

$$V_{sd} = 23.12 KN$$

$$M_{sd} = 29.78 KN.m$$

*La section IPE140 est de classe 01.*

#### VII.4.1 Vérification à la résistance:

##### VII.4.1.1 Vérification au cisaillement

$$V_{Rd} = A_{vz} \times \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M^o}} = 760 \times \frac{235 \times 10^{-3} / \sqrt{3}}{1.1} = 94.24KN < V_{sd}$$

(Condition vérifiée).

$$V_{Rd} = 2570 \times \frac{235 \times 10^{-3} / \sqrt{3}}{1.1} = 318.68KN < V_{sd} = 298.41 \text{ Condition vérifiée}$$

$V_{sd} = 23.12KN > 0,5 V_{Rd} = 159.34KN \Rightarrow$  il ya une interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

Il faut vérifier que :  $M_{v.Rd} \leq M_{c.Rd}$

Donc ;  $M_{v.Rd} = 113.87KN.m < M_{c.Rd} = 134.24KN.m \Rightarrow$  Condition vérifiée.

##### VII.4.1.2 Vérification au moment résistant :

$$M_{sd} = 29.78 KN.m$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y \times W_{p/y}}{\gamma_{M^o}} = \frac{235 \times 10^{-3} \times 628.4 \times 10^{-6}}{1.1} = 134.24KN.m > M_{sd} \text{ Condition vérifiée}$$

⇒nc le profile **IPE 140** convient comme poutre secondaire d'étage courant.

### VII.5. Vérification des poteaux :

Les poteaux sont les éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Les poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et le moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données du Robot :

- 1.35G+1.5Q
- G+Q
- G+Q+E
- 0.8G+E

#### ➤ Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables son extraites directement du logiciel « ETABS », les résultat sont résumés dans le tableau suivant :

Combinations	h(m)	N(KN)	M <sub>y</sub> (KN.m)	M <sub>z</sub> (KN.m)	V <sub>u</sub>
G+Q+E <sub>x</sub>	3.40	813.90	M <sub>sup</sub> =19.04 M <sub>inf</sub> =-79.90	M <sub>sup</sub> =31.30 M <sub>inf</sub> =-87.36	295.28

Tableau VII 1: Sollicitations dans les poteaux

### VII.5.1 Vérification de poteau central HEA260 du RDC :

#### ✓ Vérification à la résistance

#### VII.5.1.1 Vérification à l'effort normal

$$N_{sd} \leq N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M^o}}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{76,8 \times 10^2 \times 235}{1,1} \times 10^{-3} = 1640,72KN$$

$$N_{sd} = 813.90 > N_{pl.Rd} = 1640,72KN$$

Condition vérifiée.

Caractéristique de profilé :

profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristique					
	P Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	tf mm	tw mm	d mm	Iy Cm <sup>4</sup>	Iz Cm <sup>4</sup>	W <sub>pl,y</sub> Cm <sup>3</sup>	W <sub>pl,z</sub> Cm <sup>4</sup>	iy cm	iz cm
<b>HEA260</b>	172	219.6	290	268	32.5	18	177	10450	3668	919.8	430.2	10.97	6.5

Tableau VII 2: caractéristiques des profilés.

• **La classe de la section transversale :**

➤ **La semelle**

$$b=268\text{mm}$$

$$C= b/2=134 \text{ mm}$$

$$T_f= 32.5 \text{ mm} \quad C/t_f=0.24 < 10\varepsilon = 10 \text{ donc la semelle est de classe 1}$$

➤ **Ami fléchié**

$$D=177\text{mm}$$

$$t_w= 18\text{mm} \quad d/t_w=9.83 < 72\varepsilon = 72 \text{ donc l'âme est de classe 1}$$

La section globale étant de classe 1 le calcul peut amener à la publicité.

• Vérification à l'effort tranchant :

$$V_{sd} \leq V_{pl,Rd} = A_v \times \frac{f_y/\sqrt{3}}{\gamma_{M^0}}$$

$$V_{sd} = 183,31\text{KN}$$

$$V_{pl,Rd} = 4896 \times \frac{219 \times 10^{-3}/\sqrt{3}}{1.1} = 603,89\text{KN}$$

$V_{sd} = 183,31\text{KN} < 0,5 V_{Rd} = 301.94\text{KN} \Rightarrow$  pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.(Condition vérifiée).

**VII.5.1.2 Vérification au moment fléchissant :**

$$M_{sd} = 39,55\text{KN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{M0}} = \frac{235 \times 10^{-3} \times 919.8 \times 10^{-6}}{1.1} = 446,072\text{KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{pl,Rd} \text{ Condition vérifiée.}$$

**VII.6. Vérification à l'instabilité**

La vérification à l'instabilité est donnée par les formules suivantes : (Eurocode 3.5.5.4)

-Flexion composée avec risque de flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\mathcal{X}_{min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}} + K_y \frac{M_{sd.y}}{W_{pl.y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + K_z \frac{M_{sd.z}}{W_{pl.z} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

-flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\mathcal{X}_{min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}} + K_{LT} \frac{M_{sd.y}}{\mathcal{X}_{LT} \times \frac{W_{pl.y} \times f_y}{\gamma_{M1}}} + K_z \frac{M_{sd.z}}{W_{pl.z} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

### 1.1.1. Vérification au flambement :

- Longueur de flambement :

$$L_{fy} = L_{fz} = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 3,40 = 2,38 \text{ (Encastrement)}$$

➤ Suivant l'axe(y-y)

$$\bar{\lambda} = \left( \frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \times \sqrt{\beta_A}$$

(Classe 1)

$$\beta_A = 1$$

$$\lambda_1 = 93,9\epsilon = 93,9$$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{2380}{10,97} = 216,94 \Rightarrow \bar{\lambda} = 0,197$$

$\bar{\lambda} = 0,197 < 0,2 \Rightarrow$  pas de risque de flambement suivant l'axe(y-y)

➤ Suivant l'axe(z-z)

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{2380}{6,5} = 366,15$$

$$\bar{\lambda}_z = \left( \frac{366,15}{216,94} \right) \times \sqrt{1} = 1,68$$

$\bar{\lambda}_z = 1,68 > 0,2 \Rightarrow$  Donc il ya un risque de flambement suivant l'axe(z-z)

- Calcul  $\mathcal{X}_z$  :

Choix de la courbe de flambement

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{250}{260} = 0,966 \leq 1,2 \\ t_f = 32,5 \text{ mm} \leq 100 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow \text{Courbe de flambement c}$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,34 \Rightarrow \mathcal{X}_z = \mathcal{X}_{min} = 0,945$$

- Calcul  $K_z$  :

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{\mathcal{X}_z \cdot A \cdot f_y} \quad \text{Avec } K_z \leq 1,5$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z(2\beta_{Mz} - 4) + \left(\frac{W_{p,z} - W_{elz}}{W_{elz}}\right) \quad \text{Avec } \mu_z \leq 0,9$$

$$\psi = \frac{M_{min}}{M_{max}} = -\frac{35,30}{68,8} = -0,513$$

$$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi = 2,15$$

On trouve :

$$\mu_z = 0,622 < 0,9$$

$$K_z = 0,95 < 1,5$$

Donc : a partir de l'équation (I) on aura :  $1.24 > 1$  (condition vérifiée)

### VII.6.1 Vérification au déversement :

Le phénomène de déversement n'est à perdre en compte que pour des élancements réduits

$$\bar{\lambda}_{LT} > 0,4$$

Avec  $\bar{\lambda}_{LT}$  donnée par la formule suivante :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}\right] (\beta_w)^{0,5}$$

$$\beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = 93,3\varepsilon = 93,3$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{\sqrt{C1 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L \times t_f}{h \times i_z}\right)^2\right]}}$$

C1 : Facteur dépend des conditions de charge et d'encastrement (C1= 1.285).

$$\lambda_{LT} = \frac{3400/72,9}{\sqrt{1,285 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{3400 \times 21}{440 \times 72,9}\right)^2\right]}} = 36,53$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{36,53}{93,9}\right] = 0,38$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 0,38 < 0,4 \Rightarrow$  pas de risque de déversement.

$\Rightarrow$  donc le profilé **HEA 260** convient comme poteau au RDC.

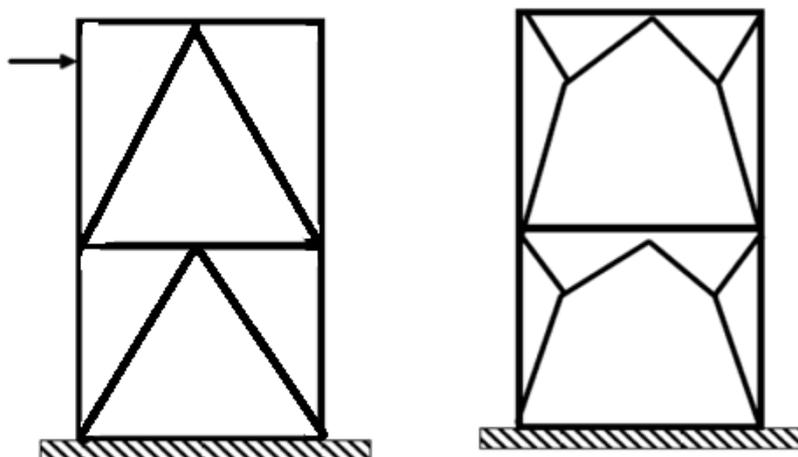
### VII.6.2 Vérification du système de contreventement :

Les types des palées triangulées utilisés dans cette étude et qui sont autorisées par le règlement parasismique algérienne RPA99/ 2003 sont :

Les palées en « **K** »: dans ce type de palée, il est admis de considérer que seules les barres tendues, pour un sens donne de l'action sismique, intervienne avec efficacité dans la résistance dissipative de l'ossature.

Les palées en « **V** » inverser : dans ce type de palée, le point d'intersection des diagonales se trouve sur la barre horizontale. La résistance à l'action sismique est fournie par la participation conjointe des barres tendue et des barres comprimée

Le comportement dissipatif global de ce type de palée est moindre efficacité.



Palée en V.

Palée en K.

*Figure VII 1 : Les systèmes de contreventements.*

Dans le cadre de cette étude on utilise des sections en UPN qui sont de forme représentées ci- dessous tel que :

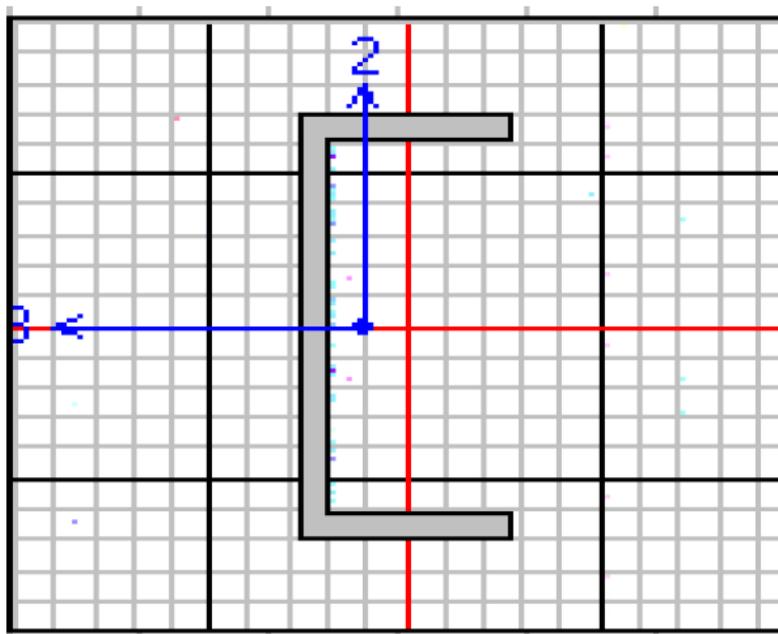


Figure VII 2: La section UPN

**VII.6.2.1 Vérification des palées en ( K ) UPN 80 :**

Caractéristique de profilé 2UPN 80 :

Caractéristique Profilé	$I_y$ Cm <sup>4</sup>	$I_z$ Cm <sup>4</sup>	$W_{PLY}$ Cm <sup>3</sup>	$W_{plz}$ Cm <sup>3</sup>	$A_{brute}$ Cm <sup>2</sup>	$P_p$ kg/ ml	$i_y$ cm	$i_z$ cm
UPN 80	107.1	21.33	31.87	13.64	10.67	8.4	3.17	1.41

Tableau VII 3 : Caractéristique du profilé

**VII.6.2.2 Vérification sous l’effort de traction :**

Ils sont sollicités en traction avec un effort  $N_{tsd} = 239.72$  KN obtenue sous la combinaison G+Q+E (combinaison qui donne l’effort maximum).

On doit vérifier que :

$$N_{tsd} \leq N_{trd} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$A = 10.67$  cm<sup>2</sup> (section brute).

$$N_{trd} = 10.67 \times 2 \times 10^2 \frac{235 \times 10^{-3}}{1.1} = 596.045 \text{ KN.}$$

$N_{tsd} = 239.72$  KN  $\leq$   $N_{trd} = 596.045$  KN. Condition vérifiée.

**VII.6.2.3 Verification à compression:**

Les diagonales sont sollicitées à la compression seule avec un effort  $N_{csd} = 152.14 \text{ KN}$ , obtenue sous la combinaison 0.8G-E<sub>y</sub> (combinaison qui donne l'effort maximum). Donc elles doivent être vérifiées au flambement simple.

Longueur d'une barre :

$$L_0 = \sqrt{5.15^2 + 3.35^2} = 3.15 \text{ m.}$$

On doit vérifier la condition suivante :

$$N_{csd} \leq N_{crd} = \chi_{min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$\beta_w = 1$ : section déclassée 1.

✓ *Calcul du coefficient de réduction :*

**Suivant (y-y) :**

$$L_{ky} = L_0 = 3.15 \text{ m.}$$

$$\lambda_y = \frac{L_{iy}}{i_y} = \frac{315}{6.28} = 45$$

$$\lambda_1 = 93.9 \varepsilon.$$

$$\bar{\lambda}_y = \left( \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \sqrt{\beta_w} = 0.479$$

Pour les profilés en U, on a courbe de flambement C, on trouve  $\chi_y = 0.870$

**Suivant (z-z) :**

$$L_{kz} = L_0 = 3.15 \text{ m.}$$

$$\lambda_z = \frac{L_{iz}}{i_z} = \frac{315}{2.02} = 155,94.$$

$$\bar{\lambda}_z = \left( \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right) \sqrt{\beta_w} = 1.66$$

Courbe de flambement C ;  $\chi_z = 0.271$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = 0.271$$

▪ **Section brute:** ( $A = 21.34 \text{ cm}^2$ )

$$N_{crd} = 0.271 \times 1 \times 27.9 \times 10^2 \times \frac{235}{1.1} \times 10^{-3} = \mathbf{150.11 \text{ KN}}$$

On a  $N_{crd} = 150.11 \text{ KN} \leq N_{csd} = 152.14 \text{ KN}$  Condition vérifiée.

### VII.6.3 Vérification des pales triangulées en « V » Inversé:

comme on a dit que RPA exige la vérification traction et a la compression

- Vérification a la traction:

Ils sont sollicités en traction avec un effort  $N_{tsd}=164.40KN$ , obtenue sous la combinaison

G+Q+E(combinaison qui donne l'effort maximum).

On doit vérifier que:

$$N_{tsd} \leq N_{trd} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A = 21.34 \text{ cm}^2 \text{ (section brute)}$$

$$N_{trd} = 21.34 \times 2 \times 10^2 \times \frac{235 \times 10^{-3}}{1.1} = 596.045KN$$

$$N_{tsd} = 164.40KN > N_{trd} = 596.04KN \text{ Condition vérifiée}$$

#### VII.6.3.1 Vérification a la compression:

Les diagonales sont sollicités l'effort de compression  $N_{csd}= 122.24 KN$ , obtenue sous la combinaison 0.8G-E.

On doit vérifier que :

$$N_{csd} \leq N_{crd} = \chi_{min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

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

✓ *Calcul du coefficient de réduction :*

**Suivant (y-y) :**

$$L_{ky} = L_0 = 1.5m.$$

$$\lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{150}{10.9} = 13.761$$

$$\bar{\lambda}_y = \left( \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \sqrt{\beta_w} = 0.146$$

courbe de flambement C, on trouve  $\chi_y = 1$

**Suivant (z-z) :**

$$L_{iz} = L_0 = 1.5m.$$

$$\lambda_z = \frac{L_{kz}}{i_z} = \frac{150}{2.74} = 54,744.$$

$$\bar{\lambda}_z = \left( \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right) \sqrt{\beta_w} = 0.583$$

Courbe de flambement C ;  $\chi_z = 0.8142$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = 0.8142$$

▪ **Section brute:** ( $A=53.4 \text{ cm}^2$ )

$$N_{crd} = 0.8142 \times 1 \times 53.4 \times 10^2 \times \frac{235}{1.1} \times 10^{-3} = 928.854 \text{ KN}$$

Donc  $N_{csd} = 122.24 \text{ KN} < N_{crd} = 928.854 \text{ KN}$  donc pas de risqué de flambement.

### VII.7. Conclusion :

Après la vérification, on a adopté les sections suivantes.

Element	Profile
Les poutres principaux « terrasse et étage courant »	IPE300
Les poutres secondaires « terrasse et étage courant »	IPE140
Les solives « terrasse et étage courant »	IPE120
Les Poteau	HEA260
Palée de stabilité en « K »	2UPN80
Palée de stabilité en « V » inversé	2UPN80

Tableau VII 4 : Caractéristique du profilé

## **CHAPITRE VIII**

### **ETUDE DES ASSEMBLAGES**

#### **VIII.1. Généralités :**

##### **VIII.1.1 Rôle des assemblages :**

Les assemblages ont pour fonction d'assurer la liaison ou la continuité des composants élémentaires entre eux, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations souvent importantes, généralement statiques, mais quelque fois dynamiques (effets de chocs, vibration etc...) entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion afin de réaliser l'ossature de l'ouvrage projeté. Ces organes critiques pour l'ouvrage tant sous l'aspect de l'intégrité structurelle que sous l'aspect économique, doivent être conçus et dimensionnés avec au moins autant de soin que les composants élémentaires. Pour réaliser une structure métallique, on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

Soit bout à bout (éclissage, raboutages),

Soit concourantes (attaches poutre / poteau, treillis...etc.).

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

Les assemblages articulés, qui transmettent uniquement les efforts normaux et tranchants,

Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.

##### **VIII.1.2 Fonctionnement des assemblages :**

Les principaux modes d'exécution des assemblages sont :

Les assemblages soudés ;

Les assemblages boulonnés ;

Les assemblages rivetés ;

Les assemblages collés.

Qui correspondent à deux types de fonctionnement distincts : obstacle et / ou adhérence.

Dans notre étude, l'assemblage boulonné est le mode largement utilisé, présente en général l'avantage d'une démontrabilité facile, avec récupération intégrale des composants initiaux.



Figure VIII 1: Assemblage solive-poutre principale.

## VIII.2. Assemblage poutre-poutre (solive-poutre principale) :

### VIII.2.1 Assemblages par double cornière :

Ils sont de loin les plus répandus, notamment en Algérie, pour assembler les solives ou les poutres secondaires du plancher sur les poutres principales. Les boulons utilisés sont des boulons ordinaires non précontraints, autorisant un certain glissement. Ce fait ainsi que la souplesse intrinsèque des cornières confèrent à la poutre supportée une certaine latitude pour tourner. C'est la raison pour laquelle ce type d'assemblage est considéré comme une articulation par conséquent ne transmet pas de moment fléchissant. Le seul effort global transmis est l'effort tranchant  $V_{sd}$  correspondant à la réaction de la poutre supportée sur la poutre support.

#### Caractéristiques des éléments d'assemblage :

Les solives sont articulées aux poutres par des cornières d'attache, l'effort tranchant repris par l'assemblage est celui qui transmet la solive à la poutre soit  $V_{st} = 25.21$  kN.

Cette assemblage est réalisé avec des boulons ordinaire de classe 8.8 caractérisé par :

$F_{yb} = 640$  MPa (Limite d'élasticité).

$F_{ub} = 800$  MPa (Limite de la résistance ultime à la traction). On choisit une double de cornière de (L45×45×4)

Solive : IPE 120 ;

Poutre principale : IPE300.

### VIII.2.2 Dimensionnement des boulons :

#### Coté solive :

La résistance de calcul au cisaillement est obtenue par la formule suivante :

$$F_{vrd} = 0.6 \times F_{ub} \times AS / \gamma_{mb}$$

$\gamma_{m0} = 1.25$  (Résistance au cisaillement).

Le nombre de boulon  $n=2$  et Le nombre de plan de cisaillement  $p=2$

$$F_{vsd} = \frac{V_{sd}}{np} = 6.30 \text{ KN}$$

$$F_{vsd} \leq F_{vrd} = \frac{0.6 \times F_{ub} \times AS}{\gamma_{mb}} \rightarrow AS \geq \frac{F_{vsd} \times \gamma_{m0}}{0.6 \times F_{ub}}$$

$$AS \geq 16.41$$

Soit des boulons de type M(10) avec :  $AS = 58 \text{ mm}^2$

✓ **Coté poutre principale :**

On choisit le même type des boulons M(10) avec :  $AS = 58 \text{ mm}^2$

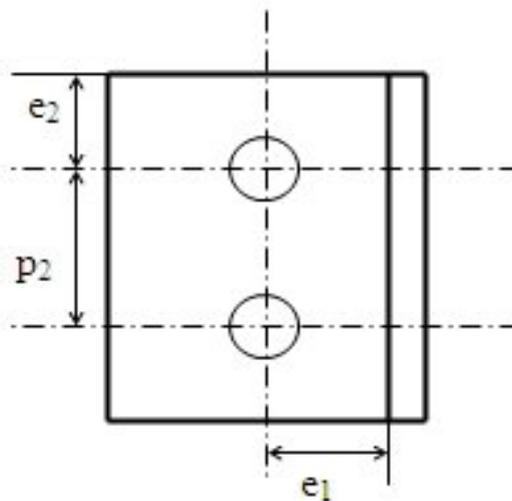


Figure VIII 2 : Disposition des boulons.

### VIII.2.3 Disposition géométrique :

$$\begin{cases} 3 d_0 \leq P_2 \leq (\min 14t ; 200\text{mm}) \\ 1.5 d_0 \leq e_2 \leq (\min 12t ; 150\text{mm}) \\ 1.2 d_0 \leq e_1 \leq (\min 12t ; 150\text{mm}) \end{cases} \quad \begin{cases} P_2 = 40 \text{ mm} \\ e_2 = 30 \text{ mm} \\ e_1 = 20 \text{ mm} \end{cases}$$

#### VIII.2.3.1 Vérifications nécessaires :

✓ **Assemblage trop long :**

$$L = (n-1) P_2 = 40 \text{ mm}$$

$$15d = 150 \text{ mm} > L = 40 \text{ mm} \Rightarrow \text{assemblage n'est pas long}$$

✓ **La pression diamétrale :**

On doit vérifier que:

$$F_{vsd} \leq F_{brd} = 25 \times a \frac{F_u \times d \times t_p}{\gamma_{mb}}$$

$$F_U = 36 \text{ dan/mm}^2 ; \gamma_{mb}=1.25 .d =10\text{mm} ; d =11\text{mm}$$

L'épaisseur des cornières est  $t = 4 \text{ mm}$ .

$$a = \text{Min}\left(\frac{e_1}{3 d_0}; \frac{P_1}{3 d_0} - \frac{1}{4}, \frac{F_{ub}}{F_u}, 1\right)$$

$$F_{brd} = 25 \times 0.9 \frac{360 \times 10 \times 4 \times 10^{-3}}{1.25} = 25.82 \text{ KN}$$

$$F_{vsd} = 6.30 \text{ KN} \leq F_{brd} = 25.82 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

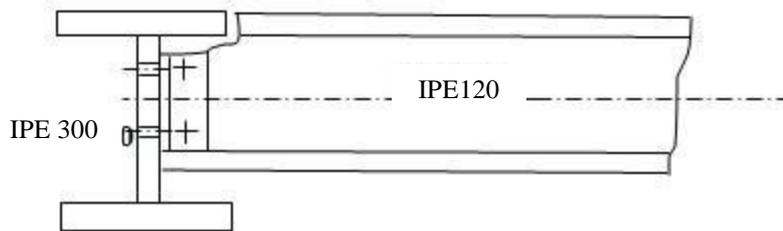


Figure VIII 3: Assemblage solive-poutre principale

#### VIII.2.4 Vérification des boulons au cisaillement :

Ces boulons doivent reprendre l'effort tranchant  $V_{sd}$  ainsi que le moment local d'excentrique :

Me =  $V_{sd} \times e$  effort maximal résultant  $F_{rsd}$  repris par chaque boulon est donné par la relation

$$F_{rsd} = \sqrt{F_{vsd}^2 + F_{hsd}^2}$$

Avec:  $F_{vsd} = 6.30 \text{ KN}$  ;  $F_{hsd} = \frac{V_{sd} \times e}{de}$  (pour  $n = 2$ ).

$V_{sd}$  : effort fléchissant vertical ;

$F_{r, sd}$  : effort de cisaillement résultant de calcul par boulon ;

$F_{h, sd}$  : effort de cisaillement horizontal par boulon dû au moment local d'excentrique ;

$F_{vsd}$  : effort de cisaillement vertical par boulon ;

$d_e$  : distance séparant les rangées extrêmes des boulons ;

$n$  : nombre des boulons ;

$e$  : distance entre l'axe d'un trou et l'âme de la poutre maîtresse.

$$V_{sd} = 25.21 \text{ KN} \rightarrow F_{vsd} = \frac{V_{sd}}{n} = 12.60 \text{ KN}$$

$$F_{hsd} = \frac{V_{sd} \times e}{de} = \frac{25.21 \times 30}{120} = 6.30 \text{ KN}$$

D ou

$$F_{rsd} = \sqrt{12.60^2 + 6.30^2} = 14.08$$

Comme les boulons travaillent au double cisaillement, l'effort maximal résultant doit vérifier :

$$F_{rsd} \leq 2F_{vRd}$$

$F_{v,Rd}$  : résistance de calcul de cisaillement par boulon ;

$$F_{vRd} = \frac{0,6 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}} = 22,27 \text{ kN}$$

$$F_{rsd} = 14,08 \text{ kN} \leq 2F_{vRd} = 44,54 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### VIII.2.4.1 Cisaillement du bloc :

la rupture par cisaillement de bloc résulte d'une rupture de traction le long de la ligne de trou de fixation délimitant le bloc en zone tendue accompagnée d'un écoulement plastique le long de la rangée de trou délimitant ce bloc en zone cisailée. Elle se traduit par l'enlèvement de la zone hachurée.

Il faut vérifier :  $V_{sd} \leq V_{eff\ rd}$

$$V_{PLRD} = \frac{F_y \times A_{veff}}{\sqrt{3} \times \gamma_0}$$

Avec :  $A_{veff}$  : aire efficace de cisaillement =  $t L_{v,eff}$

$$L_{v,eff} = L_v + L_1 + L_2 \text{ mais } L_{v,eff} < L$$

$$L_1 = a_1 = e_2 = 30 \text{ mm}$$

$$L_2 = (a_2 - k d_{0,t}) (f_u / f_y)$$

$d_{0,t}$  : taille des trous le long de la ligne tendue

$t = 5 \text{ mm}$  : épaisseur de l'âme

$k = 0,5$  pour une seule rangée de boulons

$$\text{Donc : } L_2 = 27,03 \text{ mm}$$

$$L_v = P_2 = 40 \text{ mm}$$

$$L_{v,eff} = 93,03 \text{ mm.}$$

$$A_{v,eff} = 485,15 \text{ mm}$$

$$V_{eff\ rd} = 59,839 \text{ kN} > V_{sd} \quad \text{Pas de risque de cisaillement du bloc.} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

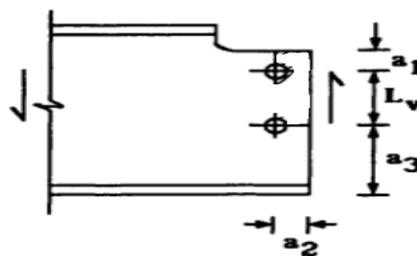


Figure VIII 4: Schéma de cisaillement du bloc.

### VIII.3. Assemblage poteau-poutre principale (HEA260-IPE300) :

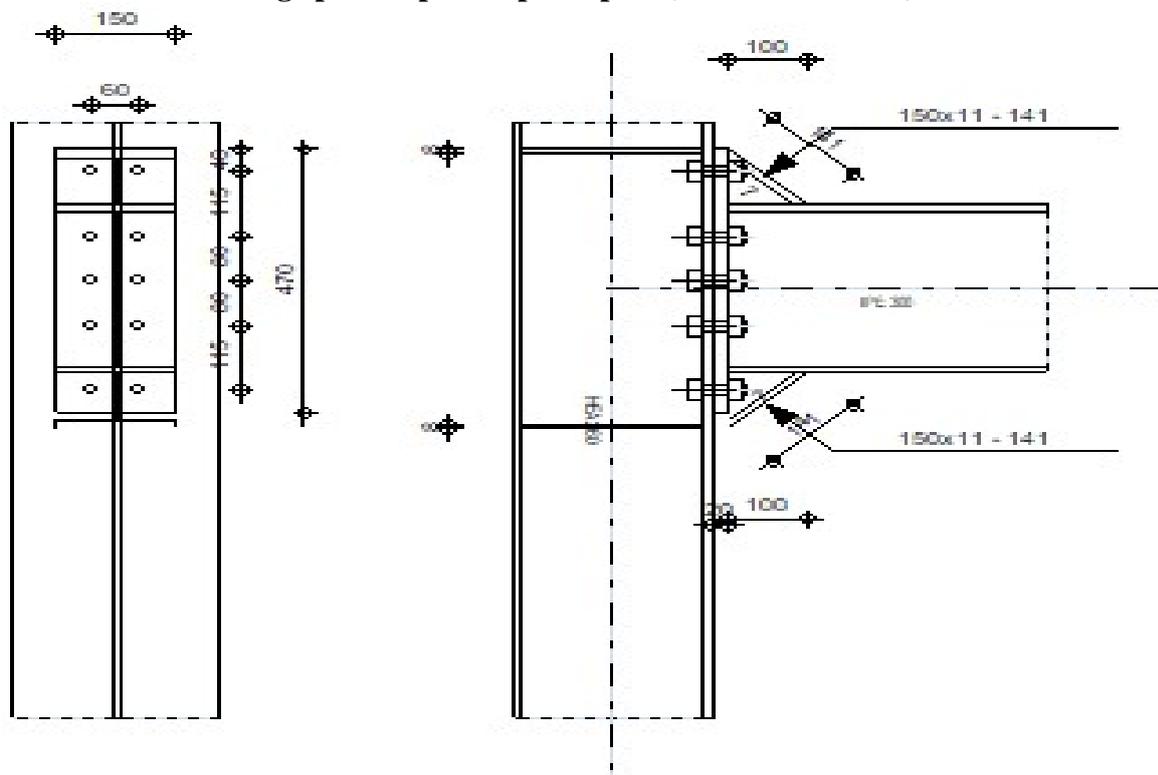


Figure VIII 5: Assemblage poteau-poutre principale (HEA260-IPE300)

#### ✓ Assemblage poteau

##### VIII.3.1 Assemblage Poteau -platine :

###### • Disposition des boulons :

Soit les boulons : HR 18 de classe 8.8, disposés comme l'indique la figure sur une platine (470\*240\*20)

###### • Données de calcul :

L'assemblage ci-dessus est sollicité par :

- un moment fléchissant :  $M_{Sd} = 159.284 \text{ KN.m}$

- un effort tranchant :  $V_{Sd} = 104.220 \text{ KN}$

$$\left\{ \begin{array}{l} 2.2 d_0 \leq P_1 \leq (\min 14t ; 200\text{mm}) \\ 3 d_0 \leq P_2 \leq (\min 14t ; 200\text{mm}) \\ e_1 \geq 1.5 d_0 \\ e_2 \geq 1.2 d_0 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} P_1 = 80\text{mm} . 115 \text{ mm} \\ P_2 = 120\text{mm} \\ e_1 = 40\text{mm} \\ e_2 = 60\text{mm} \end{array} \right.$$

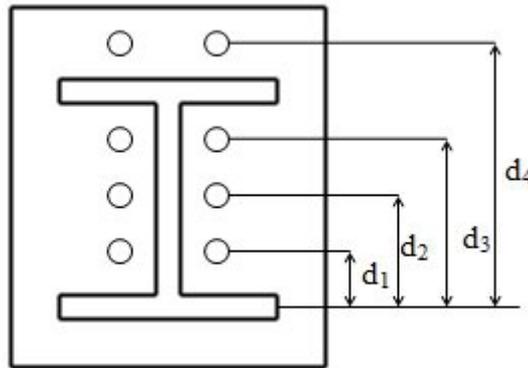


Figure VIII 6: Assemblage poteau console par une platine.

$$d_4 = 330 \text{ mm}$$

$$d_3 = 215 \text{ mm}$$

$$d_2 = 135 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad \sum d_i^2 = 360000 \text{ mm}^2$$

$$d_1 = 55 \text{ mm}$$

### VIII.3.1.1 Détermination des efforts dans les boulons :

Nous considérons uniquement les boulons tendus.

$$N_4 = \frac{M d_4}{\sum d_i^2} = 146.01 \text{ KN}$$

$$N_3 = \frac{M d_3}{\sum d_i^2} = 95.12 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{M d_2}{\sum d_i^2} = 59.73 \text{ KN}$$

$$N_1 = \frac{M d_1}{\sum d_i^2} = 24.33 \text{ KN}$$

#### VIII.3.1.1.1 Résistance des boulons à la traction :

Il faut vérifier que :

$$N_4 \leq n \times F_{b,Rd}$$

Avec :

$$F_{b,Rd} = 0.9 \times F_{ub} \times A_s$$

$F_{b,Rd}$  : Résistance de calcul de traction par boulon ;

$$A_s \geq \frac{N_4}{n \times 0.9 \times F_{ub}} = \frac{14601}{10 \times 0.9 \times 800} = 149.30 \text{ mm}^2$$

$f_{ub}$  : La résistance à la traction des boulons égale à 800 Mpa pour les boulons ;

$A_s = 192 \text{ mm}^2$  : section du boulon dans la partie non fileté ;

$n$  : Nombre de boulons par rangée.

$$F_{b,Rd} = 0.9 \times 0.8 \times 192 = 107.52 \text{ KN}$$

$$N_4 = 146.01 \leq 2 \times 107.52 = 215.04 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

### VIII.3.1.1.2 Résistance de l'assemblage au moment fléchissant :

Le moment fléchissant extérieur  $M_e$  appliqué à l'assemblage est la somme du moment  $M_{Sd}$  et un moment  $M_N$ , engendré par l'effort de traction  $N_{Sd}$ , qui vaut :

$$M_N = \frac{N_{Sd} \times (h - t_f) \times b \times t_f}{A}$$

$h$  : hauteur du profilé IPE300 ;

$b$  : largeur du profilé IPE300 ;

$t_f$  : épaisseur de la semelle ;

$A$  : air de la section totale

Donc le moment fléchissant extérieur  $M_e$ , appliqué à l'assemblage est:

$$M_e = M_{Sd} + M_N = \frac{806 \times (0.3 - 0.0107) \times 0.15 \times 0.0107}{53.8 \times 10^{-4}} = 69.56 \text{ KN.m}$$

$$M_e = 228.84 \text{ KN.m}$$

Moment résistant effectif de l'assemblage

Il est donné par :

$$M_{rd} = \frac{n \times F_{b,Rd} \times \sum d_i^2}{d_1}$$

$$M_{rd} = \frac{2 \times 107.58 \times 0.632025}{0.33} = 412.08 \text{ Kn.m}$$

Il faut vérifier que

$$M_e \leq M_{Rd}$$

$$AN : M_e = 228.84 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### VIII.3.1.1.3 Résistance de l'âme du poteau en compression

Il faut vérifier :  $F_c \leq F_{c,Rd}$

$$F_{c,Rd} = F_y \times t_f \times \left[ 1.25 - 0.5 \cdot \gamma_{m0} \frac{\delta n}{F_y} \right] \times \frac{b_{eff}}{\gamma_{m0}} ; F_c = \frac{M_{sd}}{b_{eff}}$$

$$\delta n = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{W_{ply}} \Rightarrow \frac{104.22}{86.82} + \frac{159.28}{919.8} = 1.37 \text{ KN/mm}^2$$

$$F_{c,Rd} = 235 \cdot 10^{-3} \times 7.5 \times \left[ 1.25 - 0.5 \cdot 1.1 \frac{1.37}{23.5} \right] \times \frac{150}{1.1}$$

$$F_{c,Rd} = 293 \text{ KN}$$

$$F_c = \frac{104.22}{0.15} = 494.8 \text{ KN}$$

$F_c \geq F_{c,Rd}$  : Donc la condition n'est pas satisfaite d'où on choisit un raidisseur d'épaisseur supérieure ou égale à l'épaisseur de la semelle du poteau ( $e_p F_{RdC} = 7.5 \text{ mm}$ ).

Soit donc les raidisseurs d'épaisseur  $t = 20 \text{ mm}$ .

#### VIII.3.1.1.4 La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

Il faut vérifier que :

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq F_{v,Rd}$$

$n$ : est le nombre total des boulons.

L'effort de cisaillement de calcul par boulon égale :

$$\frac{V_{sd}}{n} = \frac{104.22}{10} = 10.42 \text{ KN}$$

L'effort résistant au cisaillement par boulon égale ;

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 \times F_{ub} \times A_S}{\gamma_{mb}} \Rightarrow \frac{0.6 \times 0.8 \times 192}{1.25} = 73.72 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} < F_{v,Rd} \Rightarrow 10.42 \text{ KN} < 73.72 \text{ KN}$$

#### VIII.3.1.2 Vérifications nécessaires :

On doit vérifier que :

- Cisaillement plus traction

On doit vérifier

$$\frac{F_{v;sd}}{F_{v;Rd}} + \frac{F_{t;sd}}{F_{t;Rd}} \leq 1$$

$$F_{t;sd} = \frac{N_4}{2} = 41.58 \text{ KN}$$

$$F_{t;Rd} = \frac{0.9 \times F_{ub} \times A_S}{\gamma_{mb}} = \frac{0.9 \times 0.8 \times 192}{1.25} = 110.59 \text{ KN}$$

$$F_{v;sd} = \frac{V_{sd}}{np} = \frac{104.22}{20} = 5.21 \text{ KN}$$

$$F_{v;Rd} = \frac{0.6 \times F_{ub} \times A_S}{\gamma_{mb}} \Rightarrow \frac{0.6 \times 0.8 \times 192}{1.25} = 73.72 \text{ KN}$$

DONC:

$$\frac{5.21}{73.72} + \frac{41.58}{110.55} \leq 1 \Rightarrow 0.40 \leq 1$$

### VIII.3.2 Assemblage platine – poutre :

Cet assemblage est réalisé au moyen de cordon de soudure. On suppose que le moment est équilibré uniquement par les cordons reliant les semelles à la platine. On suppose également que l'effort tranchant est repris par les cordons d'attaches de l'âme.

On prend l'épaisseur de la platine  $e = 20\text{mm}$

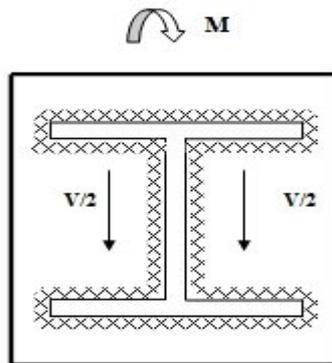


Figure VIII7: Assemblage platine poutre par cordon de soudure

#### VIII.3.2.1 Calcul des gorges de soudure :

##### • Gorge reliant l'âme :

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en œuvre, elle est donnée par la condition suivante :

$$3\text{mm} \leq a \leq 0.5t_f = 5.35\text{mm}$$

Donc on prend  $a = 5\text{mm}$

##### • Gorge reliant la semelle :

$$3\text{mm} \leq a \leq 0.5t_w = 5.35\text{mm}$$

Donc on prend  $a = 5\text{mm}$

#### VIII.3.2.1.1 Distribution des efforts sur les différents cordons :

##### • Cordon âme-platine

Chaque cordon reprend  $\frac{V_{sd}}{2}$

$$F_{w;sd} = \frac{V_{sd}}{2} = 52.11\text{KN}$$

La longueur du cordon :  $L_w = h - 2t_f = 0.3 - 2 \times 0.0107 = 278.6\text{mm}$

##### • Cordon semelle platine

La longueur du cordon :  $L = 2b - t_w = 2 \times 0.15 - 0.0071 = 285\text{mm}$

Chaque cordon reprend  $F_{w;Sd}$  avec

$$F_{w;Sd} = \frac{M_{SD}}{2(h-t_f)} = \frac{159.28}{2(0.3-0.0107)} = 275.29 \text{ KN}$$

### VIII.3.2.1.2 Vérification :

#### • Cordon âme – platine :

$$F_{w;Sd} \leq F_{w;Rd}$$

$$F_{w;Rd} = \frac{a \times L_w \times F_u}{\beta_w \times \gamma_m \times \sqrt{3}} = \frac{5 \times 278.6 \times 360}{0.8 \times 1.25 \times \sqrt{3}} = 289.5 \text{ KN}$$

$$F_{w;Sd} = 275.29 \text{ KN} \leq F_{w;Rd} = 289.5 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### • Cordon semelle – platine :

$$F_{w;Sd} \leq F_{w;Rd}$$

$$F_{w;Rd} = \frac{a \times L \times F_u}{\beta_w \times \gamma_m \times \sqrt{3}} = \frac{5 \times 285 \times 360}{0.8 \times 1.25 \times \sqrt{3}} = 297.01 \text{ KN}$$

$$F_{w;Sd} = 275.29 \text{ KN} \leq F_{w;Rd} = 297.01 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée .}$$

## VIII.4. Assemblage poteau - poutre secondaire étage courant ( HEA260-IPE160):

### VIII.4.1 Assemblage poteau – platine:

L'assemblage ci-dessus est sollicité par :

#### • Disposition des boulons :

Soit les boulons : HR 16 de classe 8.8, disposés comme l'indique la figure sur une platine (270\*150\*15)

#### • Données de calcul :

L'assemblage ci-dessus est sollicité par :

- un moment fléchissant :  $M_{sd} = 68.04 \text{ KN.m}$

- un effort tranchant :  $v_{sd} = 47.98 \text{ KN}$

$$\left\{ \begin{array}{l} 2.2 d_0 \leq P_1 \leq (\min 14t ; 200\text{mm}) \\ 3 d_0 \leq P_2 \leq (\min 14t ; 200\text{mm}) \\ e_1 \geq 1.5 d_0 \\ e_2 \geq 1.2 d_0 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} 39.6 \leq P_1 \leq 200 \\ 54 \leq P_2 \leq 200 \\ e_1 \geq 27 \\ e_2 \geq 21.6 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} P_1 = 80\text{mm} \quad 110\text{mm} \\ P_2 = 80\text{mm} \\ e_1 = 40\text{mm} \\ e_2 = 35\text{mm} \end{array} \right.$$

$$d_3 = 230 \text{ mm}$$

$$d_2 = 120 \text{ mm} \quad \Rightarrow \sum d_i^2 = 152100 \text{ mm}^2$$

$$d_1 = 40mm$$

#### VIII.4.1.1 Détermination des efforts dans les boulons :

Nous considérons uniquement les boulons tendus.

$$N_3 = \frac{Md_3}{\sum d_i^2} = 102.88 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{Md_2}{\sum d_i^2} = 53.75 \text{ KN}$$

$$N_1 = \frac{Md_1}{\sum d_i^2} = 17.85 \text{ KN}$$

##### VIII.4.1.1.1 Résistance des boulons à la traction :

Il faut vérifier que :

$$N_3 \leq n \times f_{b,Rd}$$

Avec :

$$F_{brd} = 0.9 \times F_{ub} \times A_s$$

$F_{brd}$  : Résistance de calcul de traction par boulon ;

$$A_s \geq \frac{N_3}{n \times 0.9 \times F_{ub}} = \frac{102880}{6 \times 0.9 \times 800} = 30.61 \text{ mm}^2$$

$f_{ub}$  : La résistance à la traction des boulons égale à 800 Mpa pour les boulons ;

$A_s = 157 \text{ mm}^2$  : section du boulon dans la partie non fileté ;

$n$  : Nombre de boulons par rangée.

$$f_{b,Rd} = 0.9 \times 0.8 \times 157 = 87.92 \text{ KN}$$

$$N_3 = 102.88 \leq 2 \times 87.92 = 175.84 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

##### VIII.4.1.1.2 Résistance de l'assemblage au moment fléchissant :

$$M_N = \frac{N_{sd} \times (h - t_f) \times b \times t_f}{A}$$

Donc le moment fléchissant extérieur  $M_e$ , appliqué à l'assemblage est:

$$M_e = M_{sd} + M_N = \frac{806 \times (0.16 - 0.0074) \times 0.15 \times 0.0074}{20.09 \times 10^{-4}} = 40.95 \text{ Kn.m}$$

$$M_e = 108.99 \text{ Kn.m}$$

Moment résistant effectif de l'assemblage

Il est donné par :

$$M_{Rd} = \frac{n \times F_{b,Rd} \times \sum d_i^2}{d_1}$$

$$M_{Rd} = \frac{2 \times 87.92 \times 0.152100}{0.230} = 116.28 \text{ Kn.m}$$

Il faut vérifier que

$$M_e \leq M_{Rd} \Rightarrow 108.99 \leq 116.28 \text{ Condition vérifiée}$$

### VIII.4.1.1.3 La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

Il faut vérifier que :

$$\frac{v_{sd}}{n} \leq f_{v,Rd}$$

n: est le nombre total des boulons.

L'effort de cisaillement de calcul par boulon égale :

$$\frac{v_{sd}}{n} = \frac{47.98}{6} = 7.99 \text{ KN}$$

L'effort résistant au cisaillement par boulon égale ;

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 \times F_{ub} \times AS}{\gamma_{mb}} \Rightarrow \frac{0.6 \times 0.8 \times 157}{1.25} = 60.28 \text{ KN}$$

$$F_{v;sd} < F_{v,Rd} \Rightarrow 7.99 \text{ KN} < 60.28 \text{ KN}$$

### VIII.4.1.2 Vérifications nécessaires :

On doit vérifier que :

- Cisaillement plus traction

On doit vérifier

$$\frac{F_{v;sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t;sd}}{F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$F_{t;sd} = \frac{N_A}{2} = 51.44 \text{ KN}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{0.9 \times F_{ub} \times AS}{\gamma_{mb}} = \frac{0.9 \times 0.8 \times 157}{1.25} = 90.43 \text{ KN}$$

$$F_{v;sd} = \frac{V_{sd}}{n_p} = \frac{47.98}{12} = 3.99 \text{ KN}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 \times F_{ub} \times AS}{\gamma_{mb}} \Rightarrow \frac{0.6 \times 0.8 \times 157}{1.25} = 60.28 \text{ KN}$$

*DONC:*

$$\frac{7.99}{60.28} + \frac{51.44}{90.43} \leq 1 \Rightarrow 0.70 \leq 1$$

### VIII.4.2 Assemblage platine – poutre :

Cet assemblage est réalisé au moyen de cordon de soudure. On suppose que le moment est équilibré Uniquement par les cordons reliant les semelles à la platine. On suppose également que l'effort tranchant est repris par les cordons d'attaches de l'âme.

On prend l'épaisseur de la platine  $e = 15 \text{ mm}$

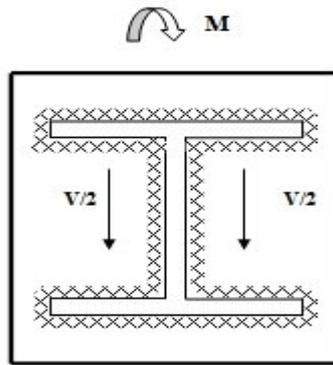


Figure VIII 8: Assemblage platine poutre par cordon de soudure

#### VIII.4.2.1 Calcul des gorges de soudure :

- Gorge reliant l'âme :

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en œuvre, elle est donnée par la condition suivante :

$$3\text{mm} \leq a \leq 0.5t_f = 3.7\text{mm}$$

Donc on prend  $a = 3\text{mm}$

- Gorge reliant la semelle :

$$3\text{mm} \leq a \leq 0.5t_w = 2.5\text{mm}$$

Donc on prend  $a = 2\text{mm}$

#### VIII.4.2.2 Distribution des efforts sur les différents cordons :

- Cordon âme-platine

Chaque cordon reprend  $\frac{V_{sd}}{2}$

$$F_{w;sd} = \frac{V_{sd}}{2} = 23.99\text{KN}$$

La longueur du cordon :  $L_w = h - 2t_f = 0.16 - 2 \times 0.0074 = 145.2\text{mm}$

- Cordon semelle platine

La longueur du cordon :  $L = 2b - t_w = 2 \times 0.082 - 0.005 = 159\text{mm}$

Chaque cordon reprend  $F_{w;sd}$  avec

$$F_{w;sd} = \frac{M_{sd}}{2(h-t_f)} = \frac{159.28}{2(0.3-0.0107)} = 222.93\text{ KN}$$

#### VIII.4.2.3 Vérification :

- Cordon âme – platine :

$$F_{w;sd} \leq F_{w;Rd}$$

$$F_{w;Rd} = \frac{a \times L_w \times F_u}{\beta_w \times \gamma_m \times \sqrt{3}} = \frac{3 \times 145.2 \times 360 \times 10^{-3}}{0.8 \times 1.25 \times \sqrt{3}} = 90.53 \text{ KN}$$

$$F_{w;Sd} = 23.99 \text{ KN} \leq F_{w;Rd} = 90.53 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **Cordon semelle – platine :**

$$F_{w;Sd} \leq F_{w;Rd}$$

$$F_{w;Rd} = \frac{a \times L \times F_u}{\beta_w \times \gamma_m \times \sqrt{3}} = \frac{2 \times 159 \times 360 \times 10^{-3}}{0.8 \times 1.25 \times \sqrt{3}} = 66.09 \text{ KN}$$

$$F_{w;Sd} = 23.99 \text{ KN} \leq F_{w;Rd} = 66.09 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**VIII.5. Assemblage Poteau-poteau**

L'assemblage des poteaux se est fait à l'aide de faire des platine al fin de profilé est Apple assemblage continue avec les en boulons HR10.9.

**Poteau HEA260-poteau HEA260**

Les sollicitations

$$N_{sd} = 1066.5 \text{ kn}$$

$$M_{Sd} = 77.45 \text{ kn.m}$$

$$V_{sd} = 109.3 \text{ kn}$$

**VIII.5.1 Vérification de l'épaisseur de la platine :**

$$M_{platin}^{max} \leq M_{elast} = W_{elast} \cdot F_y$$

$$W_{elast} = \frac{t^2_{platin}}{6}$$

$$t_{platin} \geq \sqrt{\frac{6 \cdot M}{F_y}} \Rightarrow \sqrt{\frac{6 \times 77.45}{23.5}}$$

$$t_{platin} \geq 4.44 \text{ mm} \quad \text{donc } t = 20 \text{ mm}$$

$$W_{elast} = \frac{20^2}{6} = 66.66 \text{ mm}$$

$$M_{platin}^{max} \leq M_{elast} = W_{elast} \cdot F_y$$

$$M_{platin}^{max} = 184.1 \text{ N/mm} \leq M_{elast} = 15666.66 \text{ N/mm} \quad \text{condition vérifier}$$

**VIII.5.2 Vérification de la section de platine :**

$$\frac{N_c}{A} \leq F_y$$

$$A \geq \frac{N_c}{F_y} \Rightarrow A \geq \frac{106.65 \times 10^3}{235} = 453.829 \text{ mm}^2$$

Donc en prend la section de la platine  $A = 72900 \text{ mm}^2$

Soit les boulons : de classe 8,8 disposés comme l'indique la figure sur une platine  
(270\*270\*20)

✓ **Distance entre axes des boulons**

$$d_0 = \varnothing + 1 = 14 + 1 = 15 \text{ mm}$$

$$t = \min (t_w \text{ Poteau} , t_w \text{ Poteau}) = 7,5 \text{ mm}$$

$$2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t \Rightarrow 52,8 \leq p_1 \leq 105 \text{ mm} \Rightarrow \text{On prend "□□" = 6□ □□}$$

$$2,4d_0 \leq p_2 \leq 14t \Rightarrow 57,6 \leq p_2 \leq 105 \text{ mm} \Rightarrow \text{On prend "□□" = 6□ □□}$$

✓ **Pincer longitudinal "e"**

$$1,2d_0 \leq e \leq 12t \Rightarrow 28,8 \leq e \leq 90 \text{ mm} \Rightarrow \text{On prend "e" = 75 mm}$$

**VIII.5.3 Pré dimensionnement de la gorge de soudure :**

✓ **La gorge de soudure :**

On doit vérifier la condition suivante :

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en œuvre, elle est donnée par la

• **Gorge reliant l'âme :**

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en œuvre, elle est donnée par la condition suivante :

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,5t_f = 3,75\text{mm}$$

Donc on prend  $a = 3\text{mm}$

• **Gorge reliant la semelle :**

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,5t_w = 6,25\text{mm}$$

Donc on prend  $a = 5\text{mm}$

**VIII.5.3.1 Distribution des efforts sur les différents cordons :**

• **Cordon âme-platine**

Chaque cordon reprend  $\frac{V_{sd}}{2}$

$$F_{w;sd} = \frac{V_{sd}}{2} = 54,65\text{KN}$$

La longueur du cordon :  $L_w = h - (2 \times t_f) = 250 - (2 \times 12,50) = 225\text{mm}$

• **Cordon semelle platine**

La longueur du cordon :  $L = 2b - t_w = 2 \times (260 - 7,5) = 505\text{mm}$

Chaque cordon reprend  $F_{w;sd}$  avec

$$F_{w;Sd} = \frac{Msd}{2(h-tf)} = \frac{77.45}{2(0.250 - 0.0125)} = 163.05 \text{ KN}$$

### VIII.5.3.2 Vérification :

#### • Cordon âme – platine :

$$F_{w;Sd} \leq F_{w;Rd}$$

$$F_{w;Rd} = \frac{a \times L_w \times F_u}{\beta_w \times \gamma_m \times \sqrt{3}} = \frac{3 \times 225 \times 360 \times 10^{-3}}{0.8 \times 1.25 \times \sqrt{3}} = 140.29 \text{ KN}$$

$$F_{w;Sd} = 54.64 \text{ KN} \leq F_{w;Rd} = 140.29 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### • Cordon semelle – platine :

$$F_{w;Sd} \leq F_{w;Rd}$$

$$F_{w;Rd} = \frac{a \times L \times F_u}{\beta_w \times \gamma_m \times \sqrt{3}} = \frac{5 \times 505 \times 360 \times 10^{-3}}{0.8 \times 1.25 \times \sqrt{3}} = 524.81 \text{ KN}$$

$$F_{w;Sd} = 54.64 \text{ KN} \leq F_{w;Rd} = 524.81 \text{ KN}$$

### VIII.5.4 Détermination des efforts dans les boulons :

$$d_3 = 190 \text{ mm}$$

$$d_2 = 130 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad \sum d_i^2 = 152100 \text{ mm}^2$$

$$d_1 = 70 \text{ mm}$$

Nous considérons uniquement les boulons tendus.

$$N_3 = \frac{M d_3}{\sum d_i^2} = 96.74 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{M d_2}{\sum d_i^2} = 66.19 \text{ KN}$$

$$N_1 = \frac{M d_1}{\sum d_i^2} = 35.64 \text{ KN}$$

#### VIII.5.4.1 ► Résistance des boulons à la traction :

Il faut vérifier que :

$$N_3 \leq n \times F_{brd}$$

Avec :

$$F_{brd} = 0.7 \times F_{ub} \times A_s$$

$F_{brd}$  : Résistance de calcul de traction par boulon ;

$$A_s \geq \frac{N_3}{n \times 0.7 \times F_{ub}} = \frac{96740}{2 \times 0.7 \times 800} = 86.37 \text{ mm}^2$$

$f_{ub}$  : La résistance à la traction des boulons égale à 800 Mpa pour les boulons ;

$A_s = 115 \text{ mm}^2$  : section du boulon dans la partie non fileté ;

$n$  : Nombre de boulons par rangée.

$$F_{brd} = 0.7 \times 0.8 \times 115 = 64.4 \text{ KN}$$

$$N_3 = 96.74 \leq 2 \times 64.4 = 128.8 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

On doit vérifier que :

### VIII.5.4.2 Cisaillement plus traction

On doit vérifier

$$\frac{F_{v;Sd} + F_{t;Sd}}{F_{v;Rd} + F_{t;Rd}} \leq 1$$

$$F_{t;Sd} = \frac{N_A}{2} = 48.37 \text{ KN}$$

$$F_{t;Rd} = \frac{0.9 \times F_{ub} \times AS}{\gamma_{mb}} = \frac{0.9 \times 0.8 \times 115}{1.25} = 66.24 \text{ KN}$$

$$F_{v;Sd} = \frac{V_{sd}}{n_p} = 9.10 \text{ KN}$$

$$F_{v;Rd} = \frac{0.6 \times F_{ub} \times AS}{\gamma_{mb}} \Rightarrow \frac{0.6 \times 0.8 \times 115}{1.25} = 44.16 \text{ KN}$$

DONC:

$$\frac{9.10}{44.16} + \frac{48.37}{66.24} \leq 1 \Rightarrow 0.93 \leq 1$$

### VIII.6. Assemblage gousset-nœud du portique :

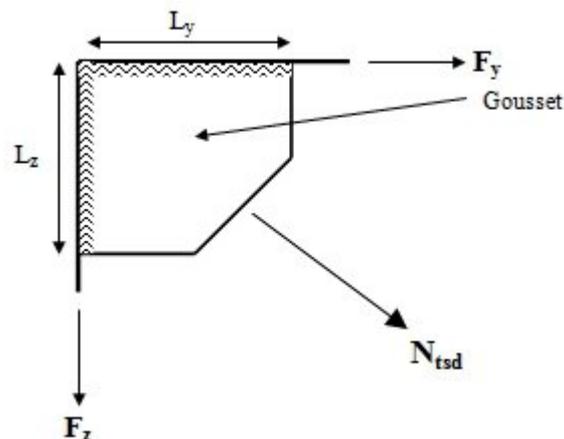


Figure VIII 9: Assemblage gousset nœud du portique par cordon de soudure

- Pré dimensionnement du gousset

L'épaisseur du gousset dépend de l'effort appliqué, elle est donnée par le tableau suivant :

F (KN)	200	200- 450	450- 750	750 - 1150	1150 - 1650
E (mm)	8	10	12	14	16

Tableau VIII 1: Epaisseur du gousset au fonction de l'effort appliqué.

### VIII.7. L'assemblage des contreventements en K :

L'assemblage se fait au moyen de gousset de 20mm d'épaisseur et de boulons HR 18 de classe 8. 8

Les charges appliquées sont :

$$N_{sd} = 434.74 \text{Kn}$$

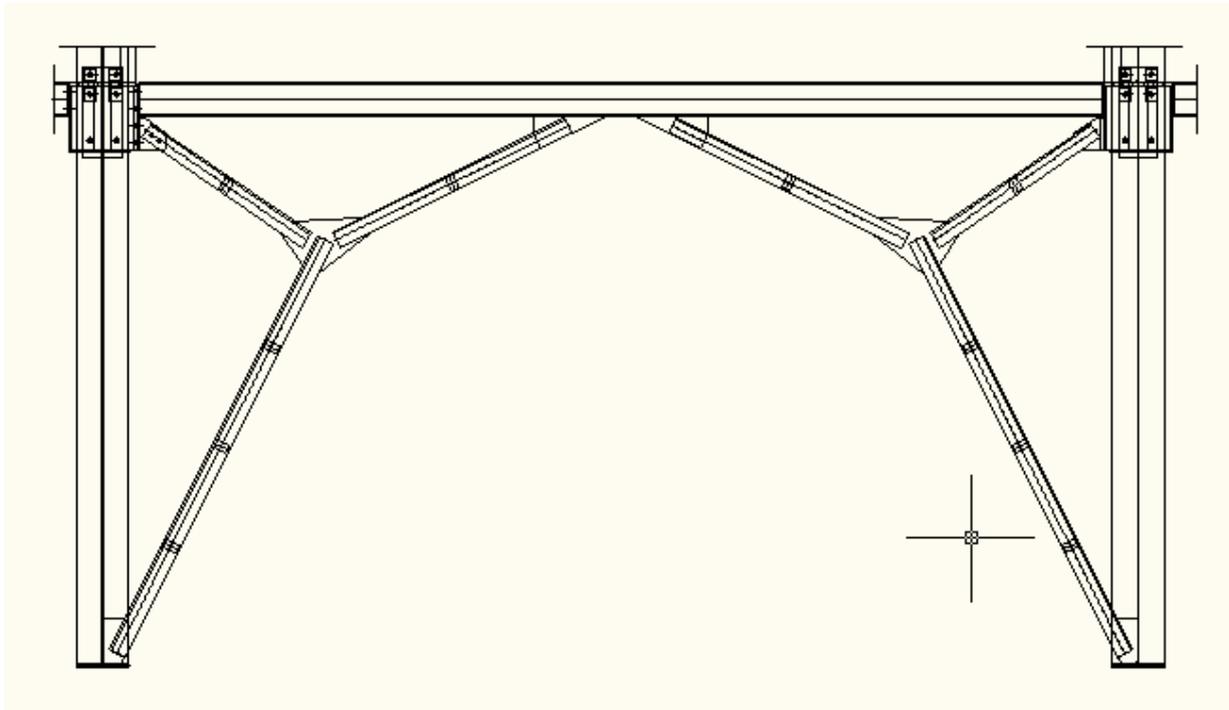


Figure VIII 10: Assemblages des contreventements en K

#### VIII.7.1 Disposition construction pour les boulons

$$\left\{ \begin{array}{l} 2.2 d_0 \leq P_1 \leq (\min 14t ; 200\text{mm}) \\ 0 \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} 44 \leq P_1 \leq 200 \\ 0 \\ e_1 \geq 30 \\ e_2 \geq 24 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.5 d_0 \leq P_1 \leq (\min 12t ; 150\text{mm}) \\ 1.5 d_0 \leq P_1 \leq (\min 12t ; 150\text{mm}) \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} e_1 \geq 1.5 d_0 \\ e_2 \geq 1.2 d_0 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} P_1 = 80\text{mm} \\ P_2 = 0\text{mm} \\ e_1 = 40\text{mm} \\ e_2 = 40\text{mm} \end{array} \right.$$

**VIII.7.2 Effort de Résistance de la barre 2UPN80 au droit des trous Ø 20 :**

$$M_u = 0.9 \frac{A_{net} \times F_u}{\gamma_{m2}} \Rightarrow = 0.9 \frac{22 \times 360}{1.25} = 5702.24 \text{ KN} \geq N_{sd} = 8448 \text{ KNN}$$

**VIII.7.3 Résistance de l'assemblage par 4 Boulons H.R Ø 20 classe 8.8 :**

$$F_{vsd} = 0.6 \frac{F_{ub} \times A_s}{\gamma_{m2}} \Rightarrow = 0.6 \frac{800 \times 22}{1.25} = 8448 \text{ Kn}$$

n=4 boulon → F=33792 > 434.74 Kn Condition vérifiée

**VIII.7.4 Vérification de la pression diamétrale :**

$$F_1 \leq F_{bRd}$$

$F_U = 36 \text{ mm daN}$ ,  $\gamma_{mb} = 1.25$ ,  $d = 18 \text{ mm}$ ,  $d_0 = 15 \text{ mm}$

$$a = \min \left( \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0}; \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right) \Rightarrow 0.6$$

$$F_{bRd} = 2.5 \frac{a \times F_u \times d \times t}{\gamma_{mb}} \Rightarrow = 2.5 \frac{0.6 \times 360 \times 10^{-3} \times 18 \times 15}{1.25} = 116.64 \text{ KN}$$

$$\text{Pour un boulon : } F_1 = \frac{434.75}{4} = 108 \text{ KN}$$

$$108 \text{ KN} \leq 116.64 \text{ KN}$$

**VIII.8. Assemblage de contreventement en « V » :****VIII.8.1 Assemblage gousset-poutre principale:****➤ Pré dimensionnement du gousset :**

La plaque est soumise à deux efforts de traction :

$$N_{sd} = 255.71 \text{ Kn}$$

On prend l'épaisseur du gousset  $t = 15 \text{ mm}$

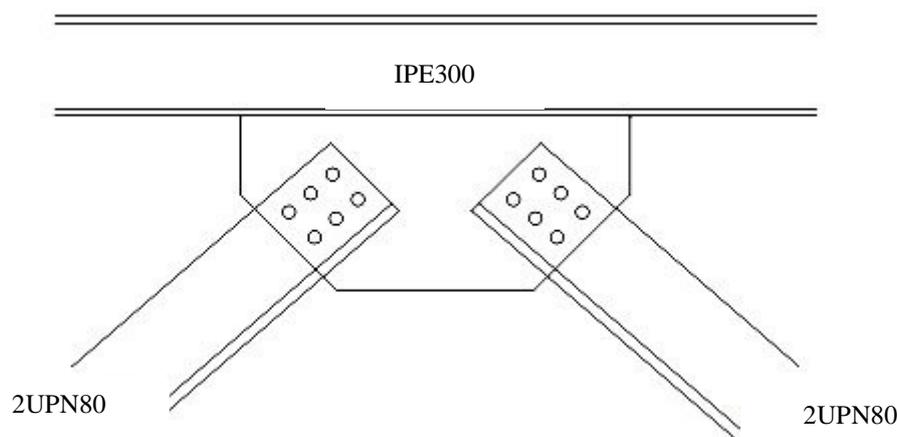


Figure VIII 11: Assemblage de contreventement en V inversé.

### VIII.8.1.1 Pré dimensionnement de la gorge de soudure :

#### ✓ La gorge de soudure :

On doit vérifier la condition suivante :

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en œuvre, elle est donnée par la condition suivante :

$$3\text{mm} \leq a \leq 0.5t_{\max} = 11 \text{ mm}$$

Donc on prend  $a = 10\text{mm}$

$$N_{PLRD} \geq \frac{\frac{N_{sd}}{2} \times \gamma_{mb} \times 0.8 \times \sqrt{3}}{a \times F_u} \Rightarrow N_{PLRD} \geq \frac{127.9 \times 1.25 \times 0.8 \times \sqrt{3}}{10 \times 360} = 6.15 \text{ cm}$$

Donc  $L = 7 \text{ cm}$

### VIII.8.1.2 Assemblage des diagonales sur le gousset

- Distribution de l'effort normale sur les boulons

$$F_{v;Sd} = \frac{V_{sd}}{np} = \frac{255.71}{4} = 63.92 \text{ KN}$$

#### VIII.8.1.2.1 Dimensionnement des boulons :

$$F_{v;Sd} \geq F_{vRd} = 0.6 \frac{F_{ub} \times A_s}{\gamma_{m2}}$$

$$A_s \geq \frac{F_{v;Sd} \times \gamma_{m2}}{0.6 \times 0.8} \Rightarrow \frac{63.92 \times 1.25}{0.6 \times 0.8} = 166.47 \text{ mm}^2$$

$$F_{v;Sd} \geq F_{vRd} = 166.47 \text{ KN} \geq 63.92 \text{ KN}$$

On choisit des boulons de types M(18) avec  $A_s = 192 \text{ mm}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} 2.2 d_0 \leq P_1 \leq (\min 14t; 200\text{mm}) \\ 0 \\ d_0 \leq P_2 \leq (\min 14t; 200\text{mm}) \\ 1.5 d_0 \leq e_1 \leq (\min 12t; 150\text{mm}) \quad e_1 \geq 1.5 d_0 \\ 1.5 d_0 \leq e_2 \leq (\min 12t; 150\text{mm}) \quad e_2 \geq 1.2 d_0 \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} 44 \leq P_1 \leq 200 \\ 0 \\ e_1 \geq 30 \\ e_2 \geq 24 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} P_1 = 80\text{mm} \\ P_2 = 0\text{mm} \\ e_1 = 40\text{mm} \\ e_2 = 40\text{mm} \end{array} \right.$$

#### VIII.8.1.2.2 La pression diamétrale :

$$F_{v;Sd} \geq F_{bRd}$$

$$F_u = 36 \text{ daN}, \gamma_{mb} = 1.25, d = 18 \text{ mm}, d_0 = 15 \text{ mm}$$

$$a = \min \left( \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0}; \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right) \Rightarrow 0.6$$

$$F_{bRd} = 2.5 \frac{a \times F_u \times d \times t}{\gamma_{mb}} \Rightarrow = 2.5 \frac{0.6 \times 360 \times 10^{-3} \times 18 \times 15}{1.25} = \mathbf{116.64 \text{ KN}}$$

$$\text{Pour un boulon : } F_1 = \frac{434.75}{4} = 108 \text{ KN}$$

$$= 63.92 \text{ Kn} \leq 116.64 \text{ Kn} \text{ Condition vérifiée}$$

### VIII.9. Calcul des pieds de poteau :

#### VIII.9.1 Introduction

Les tiges d'ancrages ont pour but de résister aux effets des charges de calcul, elles doivent assurer la résistance en traction nécessaire vis-à-vis des effets de soulèvement et des moments de flexions.

#### VIII.9.2 Ancrages des poteaux (HEA260)

Dans cette partie du bâtiment les pieds de poteaux sont encastés, ce qui veut dire que les poteaux sont sollicités en pieds par un moment, un effort normal et un effort tranchant.

$$M = 3535 \text{ daN.m}$$

$$N = 18362 \text{ daN}$$

$$T = 1093 \text{ daN}$$

$$T = A \times \delta_a$$

$$C = \frac{1}{2} \cdot b \cdot h \cdot \delta_b$$

$$n = \frac{E_a}{E_b} \text{ (coefficient d'équivalence acier-béton)}$$

$$\delta_a = h \cdot \delta_b \cdot \frac{h-h'}{h'}$$

T: Effort de traction sollicitant les boulons de gauche

C: Effort de compression sollicitant le béton sous la platine

$\delta_a$ : contrainte due à l'effort de traction appliqué aux tiges d'encrage

$\delta_b$ : contrainte due à l'effort de compression sollicitant le béton sous la platine.

$$h'^3 + 3(l-h) \cdot h'^2 + 90 \cdot A \cdot \frac{l}{2} \cdot h - 90 \cdot A \cdot \frac{l}{2} \cdot h = 0$$

La résolution de l'équation ci-dessus permet d'obtenir h et par la suite vérifier  $\delta_a$  et  $\delta_b$

$$\delta_a = \frac{N}{A} \frac{l-h+\frac{h'}{3}}{h-\frac{h'}{3}} \leq \delta_e$$

$$\delta_b = \frac{2Nl}{bh'(h-\frac{h'}{3})} \leq \delta_b$$

### VIII.9.3 Dimensionnement de la plaque d'assise

La plaque en acier rectangulaire est soudée à la base du poteau par un cordon appliqué sur le contour de la section du profilé constituant le poteau.

- **Choix des Cordons de soudure**

Poteau "HEA260" (h = 250 mm; B = 260 mm; tf=12.50 mm; tw =7.5 mm)

- ✓ **Cordon de soudure de la semelle**

$$a_s = 0.7 \times t_f \Rightarrow 0.7 \times 12.50 = 8.75 \text{ mm}$$

- ✓ **Cordon de soudure de l'âme**

$$a_w = 0.7 \times t_w \Rightarrow 0.7 \times 7.50 = 5.25 \text{ mm} \Rightarrow \text{Donc on prend } a = 10 \text{ mm}$$

#### VIII.9.3.1 Surface de la platine

- **Calcul et dimensionnement de la platine**

$$a \geq 260 + (2 \times 10) = 280 \text{ mm} \Rightarrow \text{On prend } a = 450 \text{ mm}$$

$$b \geq 250 + (2 \times 10) = 270 \text{ mm} \Rightarrow \text{On prend } b = 470 \text{ mm}$$

$$\delta_e = 20 \text{ daN/mm}^2$$

$$\delta_b = 2.5 \text{ daN/mm}^2$$

$$A = 1122 \text{ mm}^2 \text{ (Section d'une file de boulons)}$$

$$e = \frac{M}{N} \Rightarrow \frac{3535}{18362} = 0.19 \text{ m} = 190 \text{ mm}$$

$$\frac{D}{4} = \frac{350}{4} = 87.5 \text{ mm}$$

Selon l'Eurocode3 :

Diamètre nominal du trou  $d_0$  :  $d = 30 \text{ mm}$  (diamètre du boulon)

$$d_0 = d + 4 = 34 \text{ mm}$$

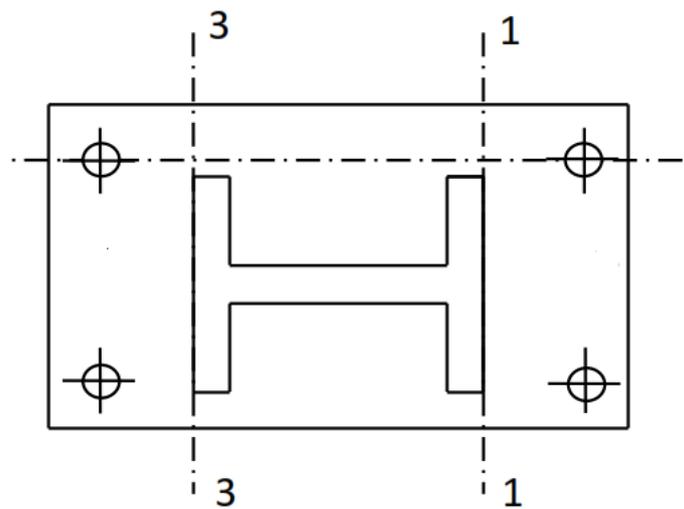


Figure VIII 12: dimensionnement de la platine

$$\left\{ \begin{array}{l} 2.2 d_0 \leq P_1 \\ 2.2 d_0 \leq P_2 \\ 1.5 d_0 \leq e_1 \leq (\min 12t; 150\text{mm}) \quad e_1 \geq 1.5 d_0 \\ 1.5 d_0 \leq e_2 \leq (\min 12t; 150\text{mm}) \quad e_2 \geq 1.2 d_0 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 74.8 \leq P_1 \\ 74.8 \leq P_2 \\ e_1 \geq 51 \\ e_2 \geq 40.8 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} P_1 = 250\text{mm} \\ P_2 = 240\text{mm} \\ e_1 = 110\text{mm} \\ e_2 = 105\text{mm} \end{array} \right.$$

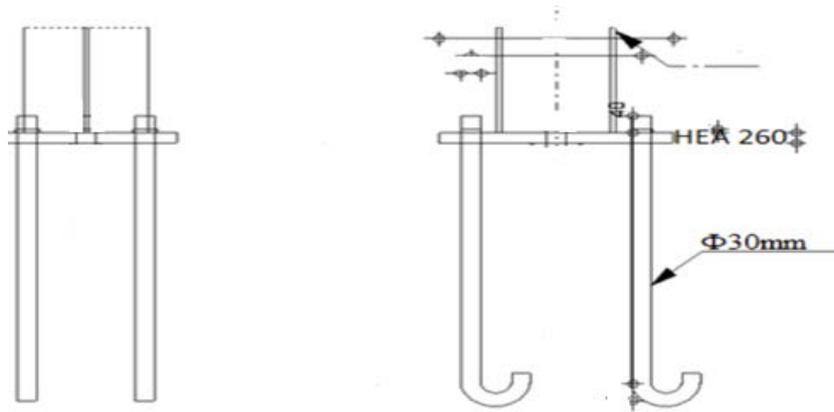


Figure VIII : Assemblage pied de poteau

**VIII.9.4 Vérification de la contrainte de compression du béton**

$$A = 1122 \text{ mm}^2$$

$$L = e + \frac{D}{2} = 110 + \frac{240}{2} = 235 \text{ mm}$$

$$h = e_2 + D = 105 + 240 = 345 \text{ mm}$$

$$b = 450 \text{ mm}$$

l'équation du troisième degré s'écrit alors :

$$h'^3 + 3(l-h) \cdot h'^2 + 90 \cdot A \cdot \frac{l}{2} \cdot h - 90 \cdot A \cdot \frac{l}{2} \cdot h = 0$$

$$h'^3 + 3(235-345) \cdot h'^2 + 90 \cdot 1122 \cdot \frac{235}{2} \cdot h - 90 \cdot 1122 \cdot \frac{235}{2} \cdot h = 0$$

$$h'^3 + 330 \cdot h'^2 + 11865150h' - 4093476,7 = 0$$

$$\begin{cases} y_1 = h'^3 + 330 \cdot h'^2 \\ y_2 = 11865150h' - 4093476,7 \end{cases} \Rightarrow = 0$$

$h' = 345 \text{ mm}$  la Platine est partiellement comprimée

la contrainte de compression sur le béton est alors égale à :

$$\delta_b = \frac{2 \times 18362 \times 235}{450 \times 345 (345 - 115)} = 0.24 \text{ daN/mm}^2 \leq \delta_b = 2.5 \text{ daN/mm}^2$$

**➤ Vérification des goujons à la traction**

$$\delta_a = \frac{18362}{1122} \times \frac{(235 - 345 + 115)}{345 - 115} = 3.5 \text{ daN/mm}^2 \leq \delta_e = 20 \text{ daN/mm}^2$$

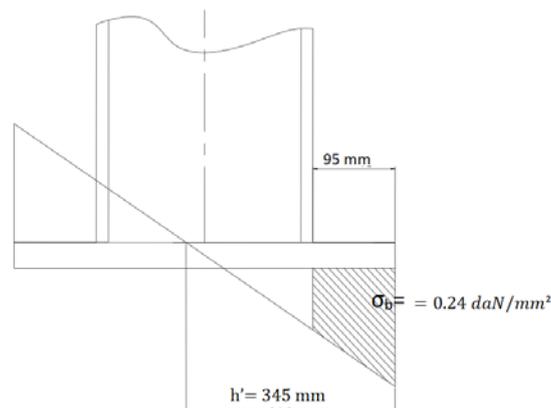


Figure VIII 13: Vérification dans la section 1.1

**VIII.9.4.1 Calcul de l'épaisseur de la platine****➤ Vérification de la section 1.1**

Les moments fléchissant correspondant une largeur unité (1 cm) et d'épaisseur  $t$  sont

$$M_1 = 350 \times 9.5 \times \frac{0.095}{2} = 157.9 \text{ daN.m}$$

$$M_2 = (116.6 \times 9.5)/2 \times \frac{0.095}{3} = 17.5 \text{ daN.m}$$

$$M = M_1 - M_2 \Rightarrow 140.3 \text{ daN.m}$$

Le moment fléchissant dans la section 1-1 est obtenu grâce au diagramme trapézoïdal des contraintes situé à

droite de la section, que l'on peut décomposer en un diagramme rectangulaire (1) et un diagramme triangulaire (2).

$$\text{Le module d'inertie de la platine est : } \frac{I}{V} = \frac{bt^2}{6}$$

La contrainte de flexion dans la section 1-1 est :

$$14.03 \times 4 = 56.12 \text{ daN.m}$$

$$\delta = \frac{M}{I/V} = \frac{6 \times M}{bt^2} = \frac{6 \times 104.3}{1.t^2} \leq 2000 \text{ daN/cm}^2$$

$$t \geq 5.5 \text{ cm}$$

#### ➤ Vérification de la section 2.2

$$M_1 = 350 \times 9.5 \times \frac{0.095}{2} = 157.9 \text{ daN.m}$$

$$\delta = \frac{6 \times M}{bt^2} = \frac{6 \times 157.9}{t^2} \leq 2000 \text{ daN/cm}^2$$

$$t \geq 6.8 \text{ cm}$$

#### ➤ Vérification de la section 3-3

Du côté tendu, la platine est soumise à un moment

$M = 0,105T$  avec  $T$  : effort de traction repris par les goujons

$$T = A \times \delta a \Rightarrow 1122 \times 2.4 = 2692.8 \text{ daN}$$

$$M = 3535 \text{ daN.m}$$

$$\frac{I}{V} = \frac{bt^2}{6}$$

*il faut donc vérifier que :*

$$\frac{6 \times M}{bt^2} = \frac{6 \times 3535}{45t^2} \leq 2000 \text{ daN/cm}^2$$

$$t \geq 4.8 \text{ cm}$$

Finalement nous sélectionnerons une plaque d'assise de 2.5cm d'épaisseur

Et on' ajoute des raidisseurs

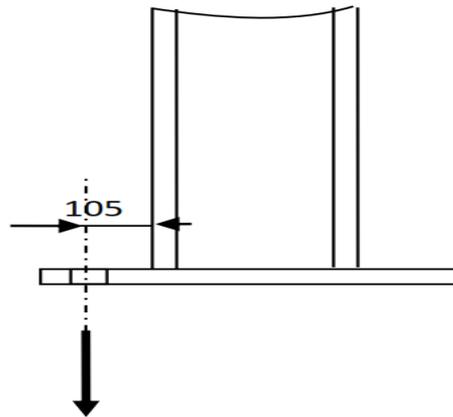


Figure VIII 14: Vérification dans section3-3

### VIII.9.5 Diamètre des goujons :

L'effort admissible par scellement. dans le cas de goujon avec crosse. Fixer par Règles CM66 (article 5,123)

Il faut vérifier que  $N_a \geq \frac{N}{6} + \frac{M}{3D}$

Telle que  $= 0.1(1 + \frac{7g_c}{1000}) \frac{\Phi}{1 + \frac{\Phi}{d_1}} (l_1 + 6.4r + 3.5l_2)$

$$r = 3\Phi$$

$$l_2 = 2\Phi$$

$$L_1 = 20\Phi$$

$g_c$  : la résistance du béton

$f_{ub}$ : la limite de rupture pour les boulons de classe HR10,9

$$g_c = 350 \text{ kg / m}^3$$

$$f_{ub} = 1000 \text{ N / mm}^2$$

$$V_g = \frac{N}{6} + \frac{M}{3D} \Rightarrow \frac{18362}{6} + \frac{3535}{720} = 3065.24 \text{ daN}$$

$$N_a = 0.1(1 + \frac{7 \times 35}{1000}) \frac{\Phi}{(1 + \frac{\Phi}{0.25})^2} \geq N_{tig} = \frac{18362}{6} + \frac{3535}{720} = 3065.24 \text{ daN}$$

Pour avoir la valeur de  $\Phi$  il faut résoudre l'équation suivante :

$$1716087.36 \Phi^2 + 3432174.72\Phi + 3065.24 = 0$$

Et on aura que  $\Phi \geq 20\text{mm}$

On utilise des tiges marteaux de diamètre  $\Phi = 30\text{mm}$

$$N_a = 0.1 \left( 1 + \frac{7 \times 35}{10^7} \right) \frac{30}{1 + \frac{30}{25}} \left( (20 \times 30) + (6.4 \times 3 \times 30) + (3.5 \times 2 \times 30) \right)$$

$$N_a = 18891.18 \text{ daN} \geq N_{tige} = 3065.24 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Vérification de l'effort de traction} \quad N_{tige} \leq N_t = \frac{A \times f_y}{\gamma M_0}$$

$$N_{tige} = 3065.24 \text{ daN} \leq N_t = \frac{1122 \times 23.5}{1.1} = 23970 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

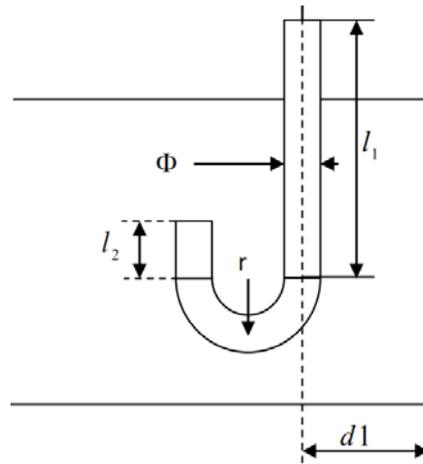


Figure VIII 15: Tige d'encrage

### VIII.10. Calcul des fûts :

Les poteaux métalliques sont supportés par des fûts elles sont réalisées en béton armée et se prolongent jusqu'à la semelle de fondation située à 1,3 m pied de poteau.

$$N = 1836.2 \text{ KN.}$$

#### VIII.10.1 Calcul et dimensionnement de fûts :

- Calcul de l'épaisseur de de fûts :

En adopte un fut de démonisons en plan :

$$L_{fut} = 450 + 350 = 800 \text{ mm} , \quad L' = 450 + 350 = 800 \text{ mm}$$

L'épaisseur des futs doit être au moins

$$\text{Eagle a :} \quad t_{fut} \geq 2 \times \frac{b_b \times h_b}{2(b_b + h_b)}$$

$$t_{fut} \geq 2 \times \frac{800 \times 800}{2(800 + 800)}$$

$$t_{fut} \geq 400 \text{ mm}$$

$$\text{Donc en ponde} \quad t_{fut} = 1020 \text{ mm}$$

Ces dimensions seront vérifiées par des calculé selon régalement du béton arme en vigueur

Eurocode 02 Et 03 pour la longueur des tiges d'ancrage Coefficient de pression localisée K :

Le fut et la platine sont concentriques K Sera calculés par :

$$K = 1 + \left(3 - \frac{b_p}{b_b} - \frac{h_p}{h_b}\right) \sqrt{\left(1 - \frac{b_p}{b_b}\right)\left(1 - \frac{h_p}{h_b}\right)}$$

$$K = 1 + \left(3 - \frac{450}{800} - \frac{450}{800}\right) \sqrt{\left(1 - \frac{450}{800}\right)\left(1 - \frac{450}{800}\right)}$$

$$K = 1.82$$

LA pression localisée corrigée admise sur le béton du fut est donc :

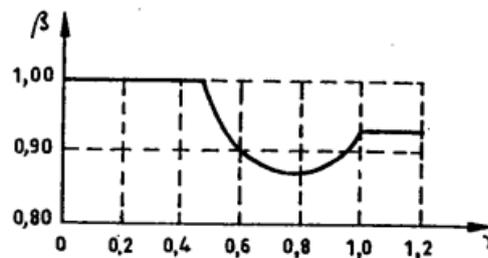
$$f_{cd} = k \cdot a_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1.82 \times 1.1 \times \frac{25}{1.5} = 33.36 \text{ Mpa}$$

### VIII.10.2 Calcul ferrailage de fûts :

$$N = 1836.2 \text{ KN.}$$

$$M = 21.9 \text{ KN M}$$

On a une section soumise à des moments non pris en compte.



$$A \geq \frac{1}{0.85 \cdot f_{ed}} \left[ \beta \cdot \mu_u - \frac{B_r \cdot f_{bu}}{0.9} \right]$$

$B_r$  : section réduite.

$$B_r = (a - 0.02)(b - 0.02)$$

$$A = 119 \text{ cm}$$

$$B = 134 \text{ cm}$$

$$\lambda = 0.5 \times (d_1 / h) \quad , \quad d_1 = 2.5 \text{ cm} \quad ; \quad h = 1.34 \quad \lambda = 0.5 \times (2.5 / 134) = 0.009 \quad \text{sa nous donne } \beta = 1$$

$$\mu = M_u / b h^2 \times \sigma_{bc} \quad \text{avec } \sigma_{bc} = 0.85 f_{c28} / \gamma_b \quad \text{et } f_{c28} = 25 \text{ MPA} \quad \gamma_b = 1.5$$

$$\sigma_{bc} = 14.17 \text{ MPA}$$

$$\mu = 21.9 / 119 \times 134^2 \times 14.17 \quad \mu = 0.00723$$

$$f_{ed} = f_e / \gamma_s \quad f_{ed} = 400 / 1.15$$

$$A = -7.42 \text{ cm} \quad (0.8 - 0.02)(0.8 - 0.02) \Rightarrow 0.60 \text{ m}^2$$

$$\beta = 1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1.002$$

Armatures minimales :

$$A = \max \left\{ \begin{array}{l} 4 \text{ cm}^2/\text{m de pr m tre} \\ 0,2 \frac{B}{100} \end{array} \right.$$

U : périmètre  $U=2.(a+b)= 2 \times (1.19+1.34) = 5.06 \text{ m.}$

B : aire béton  $B = a . b = 15946 \text{ cm}^2$

$$A = \max \left\{ \begin{array}{l} 4 . 3,4 = 10.2 \text{ cm}^2 \\ 0,2 \frac{B}{100} = 14.45 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$A=A_{\min} = 14.45 \text{ cm}^2.$

$$A \frac{B^2}{100} \max$$

$$A < A_{\max}$$

Soit : 10T14 .....  $A=15.39 \text{ cm}^2$

**Armature transversale :**

armature minimale  $\Rightarrow$  on peut se contenter d'un cadre générale :

$$\frac{1}{3} \varphi_1 \approx \varphi_t \leq 14 \text{ mm} \Rightarrow \varphi 8 \text{ HA}$$

Espacement :

$$S_t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 40 \text{ cm} \\ a + 10 \text{ cm} = 85 + 10 = 95 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

Soit  $S_t = 15 \text{ cm}$



## CHAPITRE IX ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

### IX.1. Les fondations :

Les fondations sont des éléments de structure qui ont pour objet de transmettre au sol les efforts provenant de la superstructure et recevoir les actions ascendantes du sol afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

Le calcul des fondations se base sur plusieurs critères, citons la superstructure et ces charges et les caractéristique du sol.

#### IX.1.1 Choix Des Fondations :

D'après le rapport géotechnique, le sol d'essai a une contrainte admissible égale à **2.0 bars** et le bon sol à **1.50 m**.

Pour notre structure on opté pour un seul types de semelle isolées .

- **Dosage de béton :**

Le béton pour la fondation doit-être dosé **350 Kg/ m<sup>3</sup>**

Le béton propreté : couche de **(5 ; 10) cm** est dosé entre **150et200 Kg/ m<sup>3</sup>**

#### IX.1.2 Les Semelles isolées:

##### IX.1.2.1 Dimensionnement :

Combinaison : G+Q

La plus grande valeur de charge apportée par le poteau

égale à **N= 52 941.23 Kg**

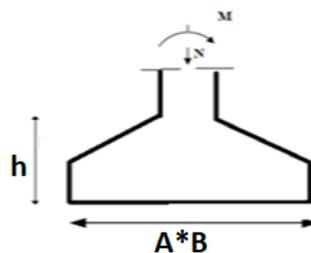


Figure IX 1: Dimensions de la semelle

Surface de la semelle  $\sigma = \frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{52941.23}{20} = 26470.61 \text{cm}^2 = 2.64 \text{m}^2$$

Soit une semelle : **A= B = 1.90 m**

**IX.1.2.2 Hauteur totale de la semelle :**

$$h \geq \frac{B-b}{4} + 5 = 40\text{cm}$$

**IX.1.2.3 Vérification de la stabilité :**

Combinaison : 0,8G+Q

D'après le **RPA 2003 (art 10.1.5)** la semelle reste stable si  $e = M/N \leq B/4$

Poids de la semelle :  $P_s = A \times B \times h \times \gamma$

$$P_s = 1.90 \times 1.90 \times 0,40 \times 2.5 = 3.61 \text{ t}$$

Effort normal total  $N_t = N + P_s$

$$N_t = 55.079 + 3.610 \longrightarrow N_t = \mathbf{58.690 \text{ t}}$$

$$e = M/N_t = 1.225/58.690 = 0,023\text{m} < B/4 = 0,425$$

**IX.1.2.4 Vérification des contraintes :**

Combinaison : G+Q +E

$$N_t = \mathbf{54.30 \text{ T}}$$

$$\sigma = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{3 \times e}{B}\right) = (54.30 / (1.90 \times 1.90)) \times (1 + ((3 \times 0.023) / 1.90)) = 1.559 \text{ bars}$$

**IX.1.2.5 Calcul du ferrailage: (ELUR)**

$$N = 52\,941.23 \text{ KG}$$

$$h = \frac{B-b}{4} = \frac{190-50}{4} = 40 \text{ cm}$$

$$h = \frac{A-a}{4} = \frac{190-50}{4} = 40\text{cm}$$

$$A_s = N \left( \frac{B-b}{8 \times d_b \times \sigma_s} \right) \Rightarrow \text{Soit HA12} = 8.67 \text{ cm}^2 \dots e = 15\text{cm}$$

	G+Q	0.8G+Q	G+Q+E	AxB(m)	H(cm)	ferrailage	espacement
Poteau angle	16.445	17.737		1.10×1.10	30	Ha 12 les deux sens	20cm les 2 sens
Poteau de rive 1	30.518	33.085	38.55	1.40×1.40	30	Ha 12 les deux sens	20cm les 2 sens
Poteau de rive 2	30.169	31.477	37.46	1.40×1.40	30	Ha 12 les deux sens	20cm les 2 sens
Poteau Centrale	52.941	58.689	54.30	1.90×1.90	40	Ha 12 les deux sens	15cm les 2 sens

Tableau IX 1: calcul de ferrailage

**IX.1.3 Etude des longrines:****Définition :**

Les longrines sont des poutres de chinage horizontale servant à s'oppose au tassement différentiel et aux déplacements relatifs horizontaux des fondations lors d'un séisme, elles permettent la bonne répartition et la transmission des efforts.

Les longrines doivent être calculé pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$N = \frac{N_{ax}}{15}$$

$N_{ax}$  : la force axiale du poteau considère  $N_{ax} = 1800,27$  KN

**IX.1.3.1 Calcul du ferrailage**

$$N = \frac{N_{ax}}{15} = \frac{1800,27}{15} = 120 \text{ KN}$$

**IX.1.3.2 Calcul les armatures longitudinale :**

$$A = \frac{N_{max}}{\sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{120 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 3,44 \text{ cm}^2$$

**IX.1.3.2.1 Armatures minimales :**

- Le ferrailage en **R.P. A. 2003** doit être de la section total.

$$A_{min} = 0,6 \% \times b \times a \quad ; \quad \text{On prend : } S = (30 \times 40) \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 7,20 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{min}; A) = 7,2 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } \mathbf{6 \text{ T } 14 = 9,23 \text{ cm}^2}$$

**IX.1.3.2.2 Les armatures transversales : On prend des cadres Ø6**

- Espacement :

$$St \leq \min(20 \text{ cm}, 15 \varnothing)$$

$$St \leq \min(20 \text{ cm}, 21 \text{ cm})$$

On prend:  $St = 20 \text{ cm}$

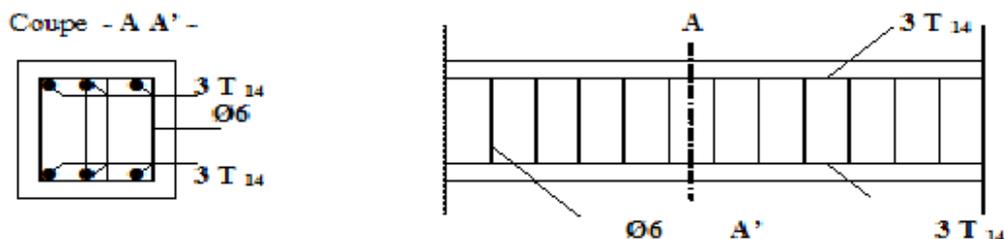


Figure IX 2: Disposition des cadres



## CONCLUSION

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié d'une part, et d'autre part d'acquérir des nouvelles connaissances sur les méthodes de calcul et d'études des structures, même sur la pratique des logiciels techniques comme ETABS ; ROBOT ; AUTOCAD, ...etc.

Notons que a la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience et nous a été très bénéfique en utilisant l'outil informatique, mais sa maîtrise reste une étape très importante qui demande les connaissances de certaines notions de base qui doivent être prises en considération dans la conception des structures en charpente métallique.

Enfin, le travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'études.

Il nous permet de faire une rétrospective de nos connaissances accumulées pendant notre cursus universitaire.

Nous espérons avoir atteint nos objectifs et nous permettrons d'exploiter ces connaissances dans la vie professionnelle.

## REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

### Documents techniques :

[1] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2.2 ;  
CHARGE PERMANENTE ET CHARGE D'EXPLOITATION.

[2] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-C-2-47 ;  
REGLEMENT NEIGE ET VENT « RNV 99 ».

[3] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-44 ; REGLES  
DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN ACIER « CCM 97  
». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique,  
1997.

[4] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-48 ; REGLES  
PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA 99/ VERSION 2003 ». Centre  
National Algérien de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, 2003.

[5] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-B.C.2-41 ; REGLES  
DE CALCUL ET DE CONCEPTION DES STRUCTURES EN BETON ARMÉ «  
C.B.A. 93 »

[6] : CALCUL DES STRUCTURES METALLIQUE SELON L'EUROCODE 3..

[7] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-22 ; CHARGES  
PERMANENTES ET CHARGES D'EXPLOITATION .

### Mémoires

- Étude d'un bâtiment métallique (R+5) + a -Oran- (MIDOUN Med Hicham  
et MOSTEFAOUI Walid) 2013 Université de Bejaia
- Étude d'un bâtiment (R+2) en charpente métallique (REKKAB Afaf) 2013  
Université Abou Bekr Belkaid