

**République Algérienne Démocratique et Populaire**

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique**

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

**Université de Blida SAAD DAHLAB**

جامعة سعد دحلب البليدة



**Faculté de technologie**

كلية التكنولوجيا

**Département de Génie Civil**

دائرة الهندسة المدنية

**Mémoire De Master En Génie Civil**

**OPTION :**

**Structures Métallique et Mixte**

**THEME**

**Etude d'un bâtiment en charpente métallique R+10+sous sol**

**Présenté par :**

**Balaouan Abderrahmane**

**et**

**Bensaifia Younes**

Devant le jury composé de:

**Dr. HALFAYA**

**U. Saad Dahleb-Blida**

**Présidente**

**Dr. AZZAZ**

**U. Saad Dahleb-Blida**

**Examinatrice**

**Mme. SALAMA**

**U. Saad Dahleb-Blida**

**Promoteur**

**Mme. BOULEGHBAR**

**U. Saad Dahleb-Blida**

**Co-Promoteur**

**Année universitaire 2020 – 2021**

# Sommaire

Dédicaces

Remerciement

Résumé

Liste des tableaux

Liste des figures

Notations et symboles

Introduction générale

## I. Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction :.....	1
I.2 Les caractéristiques géométriques de bâtiment sont :.....	1
I.3 Matériaux utilisés .....	8

## II Pré-dimensionnement et vérifications

II.1 Introduction.....	14
II.2 Les planchers.....	14
II.3 Calcul de la poutre principale:.....	30
II.4 calcul de poutre secondaire:.....	49
II.5 calcul des poteaux:.....	64

## III. Étude au vent

III.1 Introduction.....	71
III.2 Effet de la neige.....	71
III.3 Etude du vent.....	72
III.4 Détermination de la pression due au vent :.....	73
III.5 Détermination de coefficient de pression.....	77
III.6 Action d'ensemble :.....	83
III.7 Force de frottement.....	84
III.8 Calcul des forces de frottement $F_{fr}$ .....	86
III.9 Détermination de la pression due au vent :.....	86
III.10 Détermination de la pression aérodynamique.....	89

III.11	Coefficient de pression interne $C_{pi}$ .....	92
III.12	Action d'ensemble :.....	95
III.13	Calcul des forces de frottement $F_{fr}$ .....	98
IV. Vérification des éléments secondaire		
IV.1	Introduction.....	99
IV.2	Les escaliers .....	99
IV.3	Acrotère .....	105
V. Etude dynamique en zone sismique		
V.1	Introduction :.....	113
V.2	Objectifs de l'étude dynamique : .....	113
V.3	Vérification de la structure :.....	113
V.4	Analyse dynamique :.....	116
V.5	Conclusion :.....	133
VI Vérification des éléments de l'ossature		
VI.1	Introduction.....	134
VI.2	Vérification des poteaux vis-à-vis du flambement.....	135
VI.3	Les vérifications.....	136
VI.4	Vérification des poteaux vis-à-vis le déversement.....	145
VI.5	Vérification des poutres :.....	149
VI.6	Vérification du système de contreventement.....	151
VI.7	Conclusion.....	152
VII. Chapitre de Calcul et vérification de l'assemblage		
VII.1.	Assemblage Poteau HEA 600 - poutre HEA 400.....	154
VII.2.	Assemblage poutre HEA400 –solive IPE200.....	164
VII.3.	Assemblage Pied de poteau HEA 600.....	168
VIII. Etude des éléments de sous-sol		
VIII.1	Etude du voile périphérique.....	172
VIII.2	Poteaux mixtes acier-béton :.....	178

## IX ETUDE-DES-FONDATIONS

IX.1 Introduction :.....	188
IX.2 Calcul des fondations :.....	189
IX.3 Radier général :.....	193
IX.4 Prédimensionnement de radier :.....	194
IX.5 Caractéristiques géométriques du radier :.....	196
IX.6 Vérification des contraintes : .....	198
IX.7 Ferrailage de la dalle du radier :.....	200
IX.8 Vérification des contraintes a ELS.....	202
IX.9 Ferrailage des nervures :.....	204
IX.10 Ferrailage du débord : .....	207

Conclusion générale

## **Dédicaces**

Je tiens à dédier ce travail

A Mes très chers parents qui veillent sur moi avec leurs prières et leurs Recommandations. Que dieu les protèges.

Et à Mon frère. Et Toute ma famille et surtout mon grand-père

**BALAOUAN MOHAMED.**

A mon Binôme et mon ami **BENSAIFIA YOUNES** pour ses efforts avec moi pendant nos études.

Mes collègues et mes meilleurs amis.

**BALAOUAN ABDERRAHMANE**

## **Dédicaces**

Je dédie ce travail a

A mes chers parents pour leurs sacrifices, leurs encouragements, leurs  
présences et soutien durant toutes ces années

Et a tous les membres de ma famille mon frère et mes sœurs

A mon binôme balaouan abderrahmane et toute mes amis

**BENSAIFIA YOUNES**

## Remerciements

Nous remercions avant tout le Dieu de nous avoir gardés en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude. Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.

Au terme de notre travail, nous tenons à remercier très sincèrement notre encadreurs **Mme BOULEGHBAR.K** et **Mme SALAMA .F** pour tous les conseils, supports et l'aide qui nous ont apporté, afin de mener à bien ce travail dans les délais répartis.

Mes remerciements s'adressent également aux membres de jury qui ont accepté de lire et d'évaluer ce travail.

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation master en Génie Civil

Enfin, nos remerciements à tous nos amis, nos collègues qui nous ont soutenu et encouragé pour la réalisation de cet humble mémoire.

## الملخص

يهدف مشروعنا النهائي للتخرج الجامعي الى دراسة مبنى (طابق ارضي +10+طابق تحت ارضي) للاستخدام السكني و التجاري في الاطار المعدني بالاضافة الى محامل الاستقرار.

يقع المبنى الخاضع الى الدراسة في مدينة بوعرفة بولاية البليدة وهي مصنفة كمنطقة زلزالية شديدة. تحديدا المنطقة الثالثة وفقا للنظام الزلزالي الجزائري (اصدار 2003). تم تحديد العناصر الحاملة و التحقق منها وفقا للوائح و الرموز النافذة

تم اجراء الدراسة الديناميكية للهيكل و التحقق من العناصر الحاملة و التجميع عن طريق برنامج (روبوت)

## Résumé

Notre projet de fin d'études est basé sur l'analyse d'un bâtiment (R+10+sous sol) à usage multiple (habitation+commerce) en charpente métallique, le contreventement est une résistance établie par des palées de stabilité.

Notre projet sera implanté dans la commune BOUARFA wilaya de BLIDA qui est considéré comme une zone de forte sismicité, précisément Zone III selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003). Le dimensionnement et la vérification des éléments porteurs ont été conformés au règlement et codes en vigueur ; BAEL91 Modifié 99, RPA99 version 2013, EC 3 .

L'analyse dynamique de la structure, les vérifications des éléments porteurs et l'assemblage ont été fait grâce au logiciel ROBOT Structural Analysis Professional.

## Abstract

Our graduation project was based on the study of a building (R + 10 + underground floor) for mixed uses (residential + commercial) in metal frame and bracing, and a resistance established by stability bearings.

The building we chose for our study is situated in BOUARFA, BLIDA, this area was classified in Zone III according to the Algerian seismic regulation (RPA 99 version 2003). The sizing and verification of the load-bearing elements were in accordance with the regulations and codes in force; BAEL91 Modified 99, RPA99 2013 version, EC 3 .

The dynamic analysis of the structure, the verification of the load-bearing elements and the assembly were carried out through the use of the ROBOT Structural Analysis Professional software.



## Liste des tableaux

Tableau II.1	Caractéristiques du profilé IPE240	30
Tableau II.2	Caractéristiques des profilés IPE300	38
Tableau II.3	Caractéristiques des profilés IPE300	42
Tableau II.4	Caractéristiques des profilés IPE360	44
Tableau II.5	Choix final des profilés	49
Tableau II.6	Choix final des profilés	64
Tableau II.7	La charge d'exploitation la loi de dégression	66
Tableau II.8	La descente de charges permanentes	67
Tableau II.9	Surface des poteaux	67
Tableau II.10	Vérification au flambement de 10 <sup>ème</sup> étage jusqu'à RDC	69
Tableau II.11	choix final des profilés	70
Tableau III.1	Coefficients de Cpe parois verticales	78
Tableau III.2	Coefficients de Cpe de la toiture	79
Tableau III.3	Les valeurs des pressions $W_{zj}$	83
Tableau III.4	la force exercée par le vent $F_w$ sur V1	84
Tableau III.5	Valeurs des Forces de pressions extérieures(V1)	85
Tableau III.6	Valeurs des forces de pression extérieure sur la toiture V1	85
Tableau III.7	Calcul de Forces de pression intérieur	85
Tableau III.8	Valeurs des forces de frottement direction V1	86
Tableau III.9	Cpe pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire	90
Tableau III.10	Coefficients de Cpe de la toiture	92
Tableau III.11	Les valeurs des pressions $W_{zj}$	95
Tableau III.12	la force exercée par le vent $F_w$ sur V2	96
Tableau III.13	Valeurs des Forces de pressions extérieures(V2)	97
Tableau III.14	Valeurs des forces de pression extérieure sur la toiture(V2)	97
Tableau III.15	Calcul de Forces de pression intérieur	97
Tableau III.16	Valeurs des forces de frottement direction V2	98
Tableau V.1	Les périodes et les facteurs de participation massique	120
Tableau V.2	Les périodes et les facteurs de participation massique	123
Tableau V.3	Facteur de qualité	128
Tableau V.4	Comparaison de la force sismique	129
Tableau V.5	Vérification des déplacements sans X et Y inter étages pour le modèle	130
Tableau V.6	Vérification de l'effet de P $\bar{\kappa} \leftrightarrow$ sens x	131
Tableau V.7	Vérification de l'effet de P $\bar{\kappa} \leftrightarrow$ sens y	132
Tableau V.8	Choix finale du profilé	133
Tableau VI.1	Valeurs des efforts internes x	140
Tableau VI.2	Valeurs des K (sens Y-Y)	140
Tableau VI.3	Valeurs des K (sens Z-Z)	141
Tableau VI.4	Vérification de poteau central au flambement sous <b>NMAX</b>	141
Tableau VI.5	Valeurs des efforts internes x	142
Tableau VI.6	Valeurs des K (sens Y-Y)	142

Tableau VI.7 Valeurs des K (sens Z-Z) .....	143
Tableau VI.8 Vérification de poteau central au flambement sous <b>MYmax</b> .....	143
Tableau VI.9 Valeurs des efforts internes $x$ .....	144
Tableau VI.10 Valeurs des K (sens Y-Y) .....	144
Tableau VI.11 Valeurs des K (sens Z-Z) .....	145
Tableau VI.12 Vérification de poteau central au flambement sous <b>Mzmax</b> .....	145
Tableau VI.13 Valeurs des efforts internes $x$ .....	146
Tableau VI.14 Vérification de poteau central au déversement sous <b>NMAX</b> .....	146
Tableau VI.15 Valeurs des efforts internes $x$ .....	147
Tableau VI.16 Vérification de poteau central au déversement sous <b>MYmax</b> .....	147
Tableau VI.17 Valeurs des efforts internes $x$ .....	148
Tableau VI.18 Vérification de poteau central au déversement sous <b>Mzmax</b> .....	148
Tableau VI.19 Les profilés finaux .....	149
Tableau VIII.1 Ferrailage du voile périphérique .....	174
Tableau VIII.2 Vérification des contraintes à l'ELS .....	176
Tableau IX.1 Effort normal appliqué aux fondations .....	190
Tableau IX.2 Calcul de la surface nécessaire pour la semelle filante.....	192
Tableau IX.3 Contraintes sous le radier à l'ELU. ....	199
Tableau IX.4 Contraintes sous le radier à l'ELS.....	199
Tableau IX.5 Ferrailage des panneaux du radier. ....	202
Tableau IX.6 Ferrailage des panneaux du radier. ....	203
Tableau IX.7 Vérification des contraintes à l'ELS .....	203
Tableau IX.8 Les effort dans 1 m de nervures .....	204
Tableau IX.9 Ferrailage des nervures (sens x-x). ....	205
Tableau IX.10 Ferrailage des nervures (sens y-y). ....	205
Tableau IX.11 Ferrailage du débord .....	207

## Liste des figures

Figure I.1 La façade principale .....	2
Figure I.2 coup A–A .....	3
Figure I.3 Plan de rez de chaussée .....	4
Figure I.4 Plan étage courante .....	5
Figure I.5 plancher collaborant .....	6
Figure I.6 les connecteur .....	7
Figure I.7 Diagramme contraintes-déformation E.L.U .....	9
Figure I.8 Diagramme contrainte-déformation E.L.S .....	10
Figure I.9 Diagramme contraintes- déformation de l'acier .....	11
Figure II.1 Plans de planche .....	16
Figure II.2 Plans de planche .....	50
Figure II.3 Le poteau central .....	65
Figure III.1 Action du vent .....	73
Figure III.2 Légende pour les parois verticales .....	77
Figure III.3 Valeur de $C_{pe}$ pour les parois verticales .....	78
Figure III.4 Légende pour les toitures plates .....	79
Figure III.5 Surface des ouvertures .....	82
Figure III.6 Légende pour les parois verticales .....	90
Figure III.7 Valeur de $C_{pe}$ pour les parois verticales .....	91
Figure III.8 Légende pour les toitures plates .....	91
Figure III.9 Surface des ouvertures .....	94
Figure IV.1 Schéma des escaliers .....	100
Figure IV.2 Schéma de la conception d'une marche .....	100
Figure IV.3 Schéma de limon de la volée .....	102
Figure IV.4 Dimensions de l'acrotère .....	105
Figure IV.5 Schéma statique de l'acrotère .....	106
Figure IV.6 Diagramme des contraintes de section partiellement comprimée .....	109
Figure IV.7 Ferrailage de la section de l'acrotère .....	112
Figure V.1 spectre de réponse .....	117
Figure V.2 Vue 3D de la structure .....	118
Figure V.3 Vue en plan .....	119
Figure V.4 Sens transversal .....	119
Figure V.5 sens longitudinal .....	119
Figure V.6 Vue 3D de la structure .....	122
Figure V.7 Sens transversal .....	123
Figure V.8 Sens longitudinal .....	123
Figure V.9 Translation du 1 <sup>ere</sup> mode sur l'axe Y-Y, plan Y-Z .....	124
Figure V.10 Translation du 2 <sup>eme</sup> mode sur l'axe X-X, plan X-Z .....	125

Figure VI.1 Les palées en (y) 2UPN 350.....	151
Figure VIII.1 Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité .....	173
Figure VIII.2 Ferrailage du voile périphérique En travée.....	177
Figure VIII.3 Ferrailage du voile périphérique En travée.....	177
Figure VIII.4 Les démontions de poteau mixte .....	178
Figure VIII.5 Poteau mixte avec des démontions .....	180
Figure IX.1 Disposition des nervures par rapport à la dalle et aux poteaux. ....	193
Figure IX.2 Contraintes sous le radier. ....	198
Figure IX.3 Panneau de la dalle du radier.....	200
Figure IX.4 Schéma de ferrailage de la dalle du radier. ....	204
Figure IX.5 Ferrailage des nervures suivant X-X en appuis.....	206
Figure IX.6 Ferrailage des nervures suivant X-X en travée .....	206
Figure IX.7 Ferrailage des nervures suivant Y-Y en travée .....	206
Figure IX.8 Ferrailage des nervures suivant Y-Y en travée .....	206
Figure IX.10 Diagramme des Moments.....	207
Figure IX.9 Schéma statique du débord.....	207

## Notations et symboles

Anet : Section nette d'une pièce.  
Aw : Section de l'âme.  
Av : Aire de cisaillement.  
bf : La largeur de la solive.  
Cf : Coefficient de force.  
Cr : Coefficient de rugosité.  
Cp,net : Coefficient de pression nette.  
Ce : Coefficient d'exposition.  
Cd : Coefficient dynamique.  
E : Module d'élasticité longitudinale de l'acier.  
Iv(z) : Intensité de la turbulence.  
K : Coefficient d'encastrement ou de rigidité Poutre-Poteau.  
K0 : Coefficient de flambement.  
Kt : Facteur de terrain.  
Mb,Rd : Valeur de calcul de la résistance au déversement.  
Npl,Rd : Valeur de calcul de la résistance plastique de la section transversale brute.  
Nb,Rd : Valeur de calcul d'un élément comprimé au flambement.  
Nsd : Effort normal sollicitant.  
Nt,Sd : Effort normal de traction.  
Npl : Effort normal plastique.  
Nc,Rd : La résistance de calcul à la compression de la section transversale.  
n : Le coefficient d'équivalence acier/béton.  
Pk : Poids total de la structure.  
qp(ze) : Pression dynamique de pointe.  
R : Coefficient de comportement de la structure.  
S : Charge de la neige.  
Sk : Charge de la neige sur le sol.  
Vsd : Valeur de calcul de l'effort tranchant sollicitant.  
Vpl,Rd : Valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement.  
W : Pression aérodynamique.  
W(zj) : Pression dynamique.  
We : Pression extérieur exercée sur la surface élémentaire de la hauteur ze.  
Wi : Pression intérieure exercée sur la surface élémentaire de la hauteur ze.  
Wpl : Module de résistance plastique.  
Wel : Module résistance élastique.  
d : Diamètre d'une section circulaire.  
fy : Limite d'élasticité.  
fu : Résistance à la traction.  
fbu : Contrainte admissible de compression à l'état limite ultime.  
d : Diamètre d'une section circulaire.  
r : Rayon d'une section circulaire.  
t : Epaisseur d'une pièce.

$t_f$  : Epaisseur de la semelle (poutre, solive, poteau).  
 $t_w$  : Epaisseur de l'âme (poutre, solive, poteau).  
 $Z$  : Hauteur au-dessus du sol.  
 $Z_0$  : Paramètre de rugosité.  
 $\alpha$  : Coefficient du système statique et de la travée étudiée.  
 $\chi$  : Coefficient de réduction pour le mode de flambement ou déversement approprié.  
 $\beta_w$  : Facteur de corrélation.  
 $\gamma_M$  : 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.  
 $A_s$  : Aire d'une section d'acier.  
 $A_t$  : Section d'armatures transversales.  
 $B$  : Aire d'une section transversale de béton.  
 $\varnothing$  : Diamètre des armatures  
 $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de calcul d'acier.  
 $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité de calcul de béton.  
 $\sigma_s$  : Contrainte de traction de l'acier.  
 $\sigma_{bc}$  : Contrainte de compression du béton.  
 $\overline{\sigma_s}$  : Contrainte de traction admissible de l'acier.  
 $\overline{\sigma_{bc}}$  : Contrainte de compression admissible du béton.  
 $\tau_u$  : Contrainte ultime de cisaillement  
 $\tau$  : Contrainte tangentielle.  
 $\xi$  : Déformation relative.  
 $\lambda$  : Elancement.  
 $F$  : Force concentrée.  
 $f$  : Flèche.  
 $\bar{f}$  : Flèche admissible.  
 $L$  : Longueur ou portée d'un élément.  
 $L_f$  : Longueur de flambement.  
 $d$  : Hauteur utile de calcul  
 $F_e$  : Limite d'élasticité de l'acier.  
 $M_u$  : Moment à l'état limite ultime.  
 $M_{ser}$  : Moment à l'état limite de service.  
 $M_t$  : Moment en travée.  
 $M_a$  : Moment sur appuis.  
 $I$  : Moment d'inertie.  
 $f_i$  : Flèche due aux charges instantanées.  
 $f_v$  : Flèche due aux charges de longue durée.  
 $I_{fi}$  : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.  
 $I_{fv}$  : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.  
 $E_{ij}$  : Module d'élasticité instantané.  
 $E_{vj}$  : Module d'élasticité différé.

$E_s$  : Module d'élasticité de l'acier.

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.

$f_{t28}$  : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.

$F_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à  $j$  jours d'âge.

$\delta$  : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.

$Y$  : Position de l'axe neutre.

$I_0$  : Moment d'inertie de la section totale homogène.

$\delta_{ek}$  : déplacement dû aux forces sismique.

## INTRODUCTION GENERALE

L'étude des structures est une étape clef et nécessaire dans l'acte de construire. Cette étude vise à appliquer les connaissances acquises au cours des cinq années de formation d'ingénieur par l'étude d'une charpente métallique.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons calculé un bâtiment composé d'un R+10+SS, dont le système de contreventement est palées des stabilités.

Le logiciel de calcul ROBOT 2019 a été utilisé pour établir le calcul statique et dynamique de éléments structurels. les force générées dans le bâtiment sont utilisées pour vérifier la stabilité des éléments structurels selon les combinaison et les dispositions constructives requis par EC3 et RPA / version 2003. Pour ce faire, nous allons suivre les principales étapes suivantes :

- ❖ Le premier chapitre consiste à la présentation complète du projet à étudier, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- ❖ Le deuxième chapitre présente la détermination de dimension des sections des éléments porteurs de notre structure.
- ❖ Le troisième chapitre est sur l'étude climatique suivant le règlement neige et vent algérien RNV2013.
- ❖ Le quatrième chapitre portera des calculs sur les éléments secondaires.
- ❖ Le cinquième chapitre consiste à l'étude dynamique de bâtiment.
- ❖ Le sixième chapitre est consacré à la vérification des éléments de l'ouvrage.
- ❖ Le septième chapitre concerne les calculs des assemblages.
- ❖ Le huitième chapitre concerne les calculs des éléments de sous sol.
- ❖ Le neuvième chapitre est basé sur l'étude des fondations.
- ❖ Enfin, on terminera le travail par une conclusion générale.



# **CHAPITRE I**

## **PRESENTATION DE L'OUVRAGE**

**I.1 Introduction :**

Il s'agit un bâtiment a dix étage et un sous sol en charpente métallique

Ce projet sera implanté dans la commune BOUARFA wilaya de BLIDA qui est considéré comme une zone forte sismicité, précisément Zone III selon la classification réalisé par le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

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 palées de stabilité verticaux dans les deux sens.

**I.2 Les caractéristiques géométriques de bâtiment sont :**

Longueur en plan.....	22.25 m
Largeur en plan.....	20.45 m
Hauteur du RDC.....	4.08 m.
Hauteur étage courant .....	3.06 m.
Hauteur de sous-sol.....	4.08 m
Hauteur totale.....	35.62 m.

**I.2.1 Dossier graphique :**

Les plans de cet ouvrage sont représentés ci-dessous

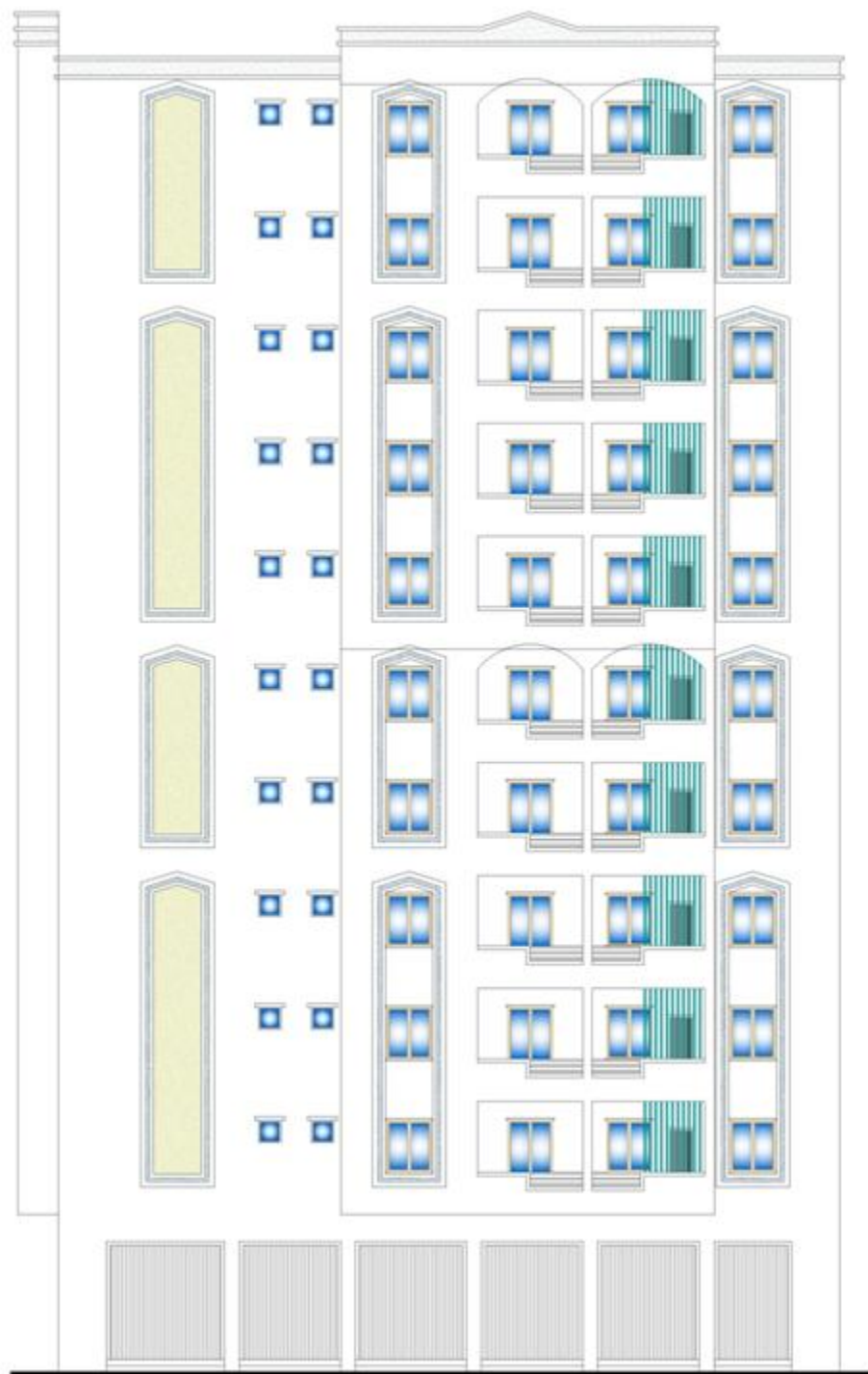


Figure I.1 La façade principale

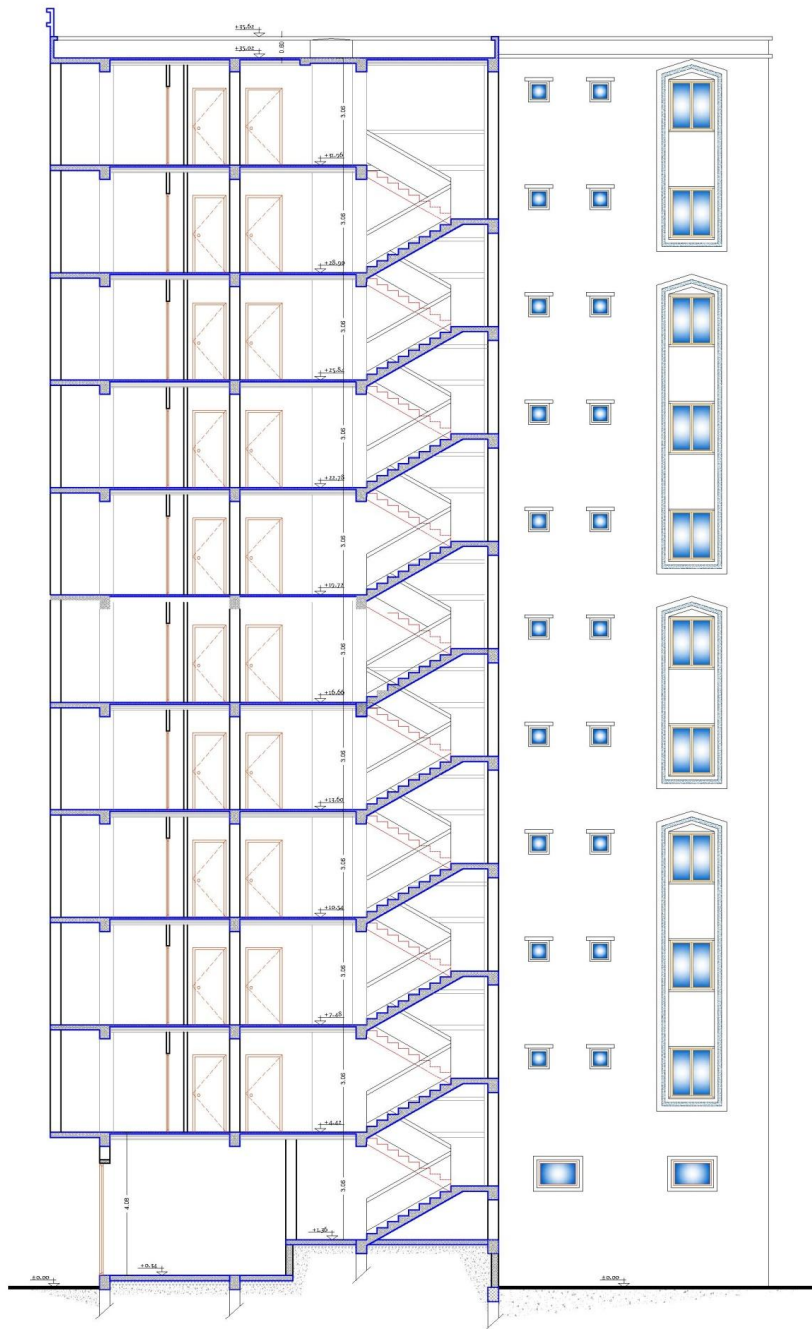


Figure I.2 coup A-A

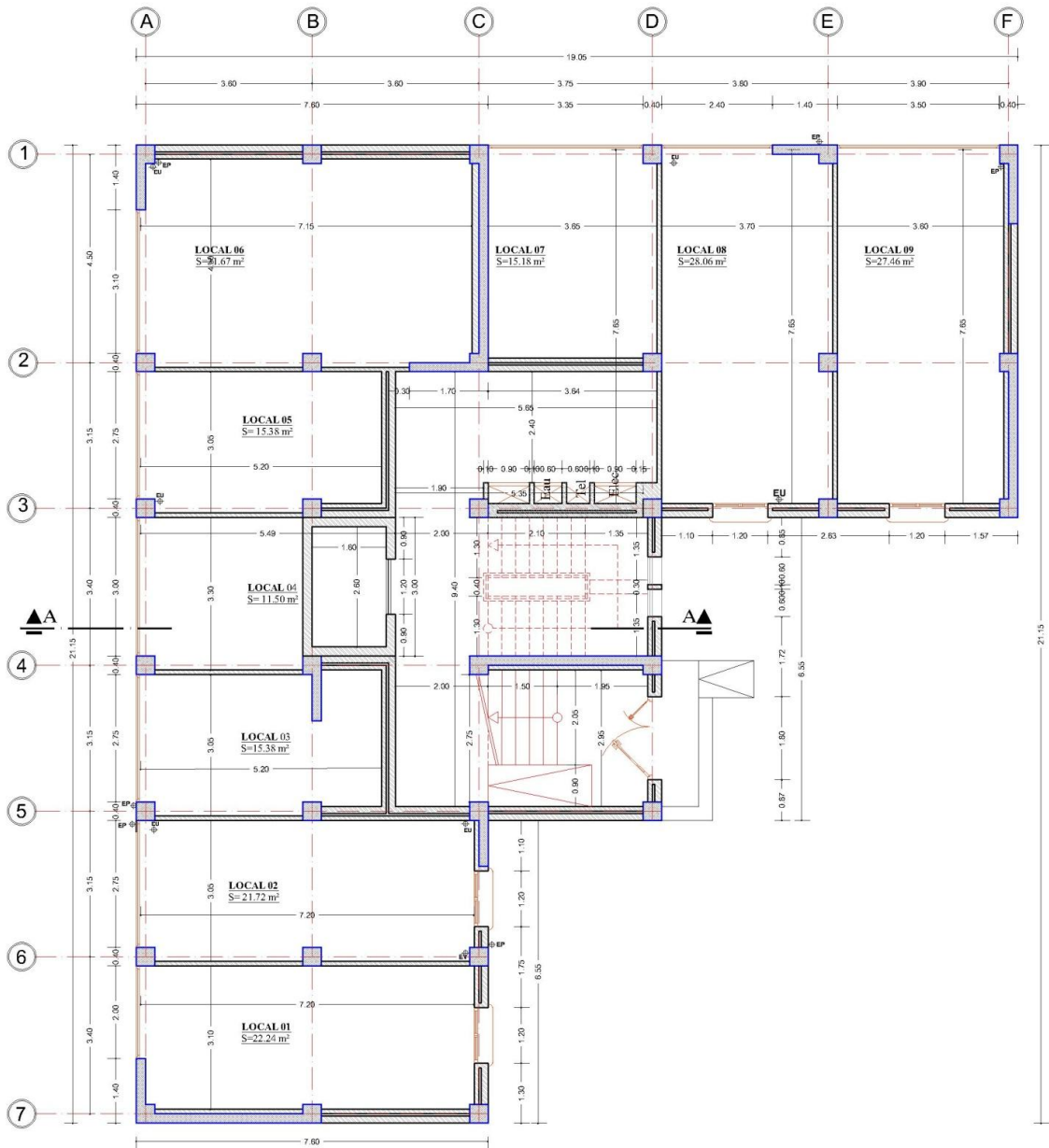


Figure I.3 Plan de rez de chaussée

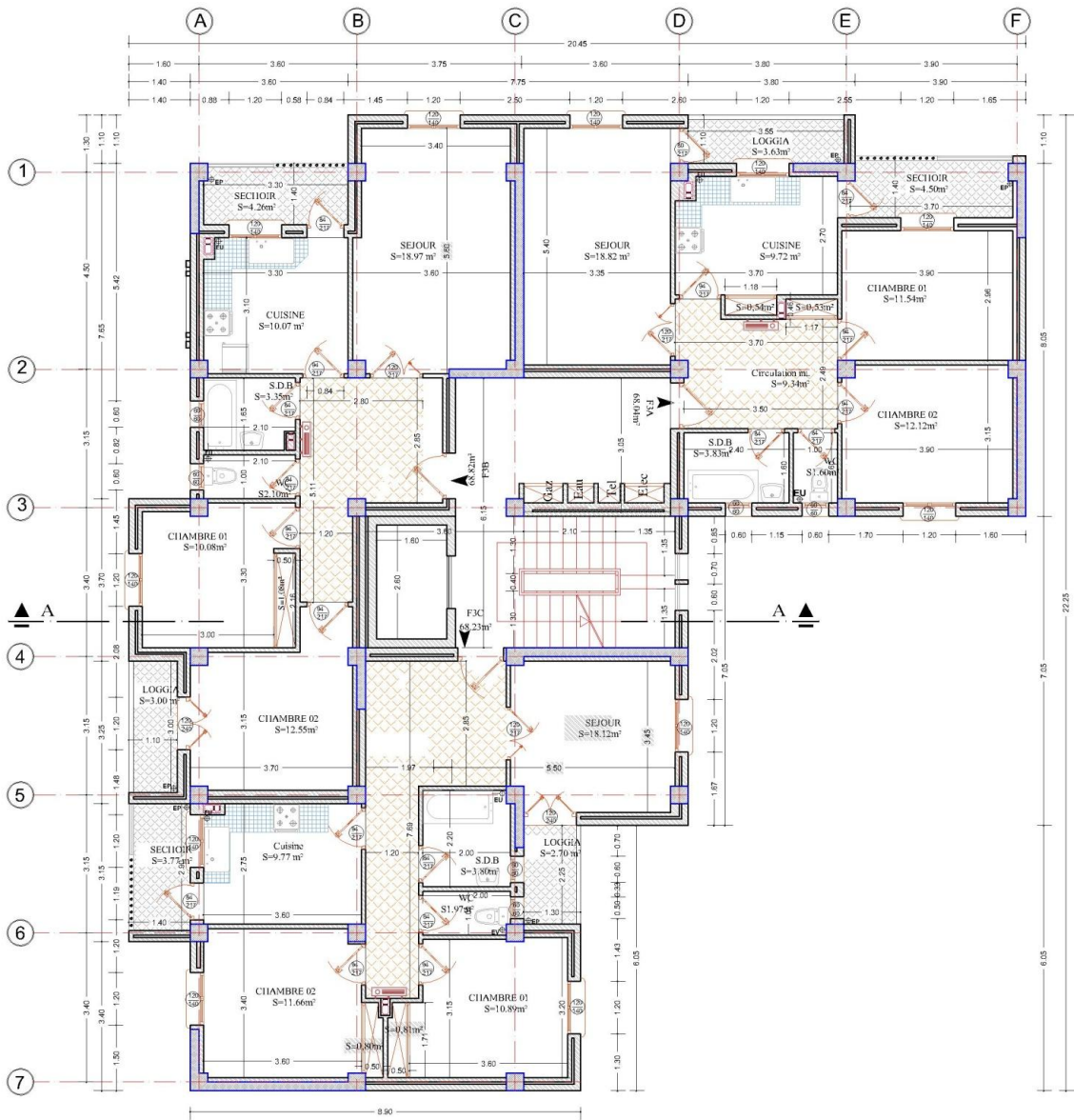


Figure I.4 Plan étage courante

### I.2.1.1 Plancher

La structure comporte un plancher mixte acier béton connu sous le nom de plancher collaborant dont la composition est illustrée sur la figure suivante :

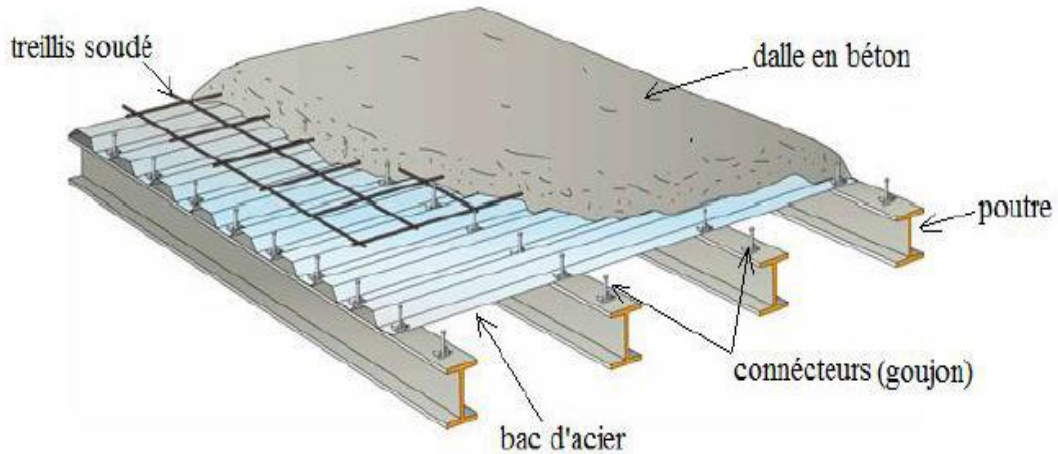


Figure I.5 plancher collaborant

Le rôle essentiel des plancher collaborant, supposé infiniment rigide dès le plan horizontale, est de transmettre les efforts aux éléments porteurs les poutres et poteaux.

On utilisera dans notre projet des planches collaborant.

Les planchers collaborant sont des éléments structural, défini comme mixte car ils associent deux matériaux de natures et propriété différentes, avec l'objectif de tirer, sur le plan mécanique la meilleur parti de cette association.

- Une dalle en béton pour résister aux efforts de compression
- Des poutres en acier pour résister à l'effort de traction et à l'effort tranchant

Pour que l'ensemble travaille de façon monolithique, il faut s'assurer que les efforts sont bien transmis entre la poutre et le béton de la dalle, c'est le rôle de la connecteur

La structure verticale désigne les poteaux, les poutres les contreventements.

### I.2.1.2 Poteaux :

Ce sont des éléments en charpente métallique et qui sont généralement en profilés HEA

### I.2.1.3 Poutres :

Ce sont des éléments en charpente métallique et qui sont généralement en profilés IPE. Il y a deux types des poutres (poutres porteuse, poutre secondaire)

**I.2.1.4 Contreventement :**

Ce sont des éléments en charpente métallique qui assurent la stabilité de la construction

**I.2.1.5 Escaliers :**

Ils servent à relier les niveaux successifs et de faciliter les déplacements dans les étages et serviront aussi comme escaliers de secours en cas d'incendie et accidents majeurs.

**I.2.1.6 Les connecteurs**

La liaison acier-béton est réalisée par des connecteurs, ils permettent de développer le comportement mixte entre la poutre en acier et le béton. La connexion est essentiellement prévue pour résister au cisaillement horizontal. Dans notre cas, on utilise des goujons de hauteur  $h=95\text{mm}$  et de diamètre  $d=19\text{mm}$ , qui sont assemblés par soudage (voir figure ci-dessous) :

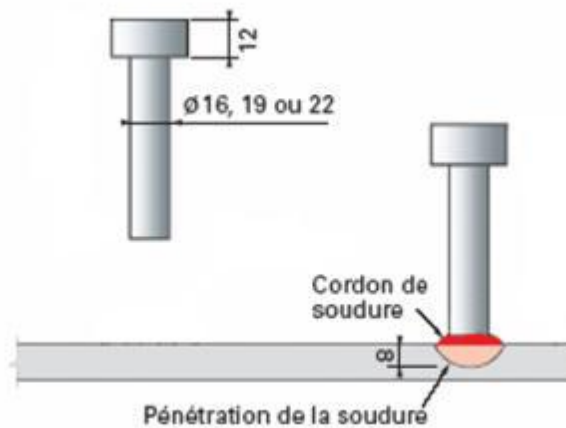


Figure I.6 les connecteur

**I.2.1.7 Bac d'acier**

Le bac d'acier utilisé c'est la, hi-bon 55 cet élément forme un coffrage pour la dalle en béton, il permet :

- D'assurer un coffrage efficace et étanche en supprimant les opérations de décoffrage.
- De constituer une plate-forme de travail avant la mise en oeuvre du béton.
- D'éviter souvent la mise en place des étais et gagner du temps.



## **I.2.2 Assemblage**

- Les assemblages principaux structuraux assurant la stabilité sont :

### **I.2.2.1 Assemblage par soudure :**

En charpente métallique les assemblages sont plus rigides, cela a pour effet un encastrement partie des éléments constructif. Les soudages à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d'élever à la température de fusion brilles des pièces de métal à assembler

### **I.2.2.2 Assemblage boulonné**

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en oeuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage su site , pour notre cas le choix a été porté sur les boulons de haute résistance (HR) , il comprend une vis à tige filetée , une tété porté hexagonale ou carrée et un écrou en acier.

## **I.2.3 Fondations :**

Les fondations seront réalisées conformément aux à l'étude géotechnique. Les fondations du bâtiment seront de type isolée, filantes ou radier général , (Selon le rapport de Sol).

## **I.3 Matériaux utilisés**

### **I.3.1 Béton**

On appelle béton : le matériau constitué par le mélange de (ciment, granulats et l'eau) dans les proportions convenables .

### **I.3.2 Résistance de béton :**

#### **I.3.2.1 Caractéristique du béton**

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

- La résistance à la compression à 28 jours :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

- La résistance à la traction à 28 jours est déduite de celle de compression par la relation :

$$f_{r28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28}$$

- Densité volumique  $\rho = 25000 \text{ daN/m}^3$

Le coefficient de poisson est le rapport entre l'augmentation relative de la dimension transversale et le raccourcissement relatif longitudinal.

Selon le BAEL, les valeurs sont les suivantes: (  $\nu = 0$  a l'ELU ;  $\nu = 0.2$  a l'ELS )

### I.3.3 Contraintes limites :

Par définition ; « un état limite » est un état particulier au-delà duquel une structure, ou une partie de cette structure cesse de remplir les fonctions ou ne satisfait plus aux conditions pour lesquelles elle a été conçue. Lorsqu'un état limite est atteint une condition requise de la structure ou d'un de ses éléments pour remplir son objet est strictement satisfaite, mais cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action, on distingue :

#### I.3.3.1 État limite ultime ELU :

- Qui correspond à la valeur maximale de la capacité portante :

Équilibre statique.

Résistance de la structure ou de l'un de ses éléments.

Stabilité de forme.

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

$$\sigma_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$\gamma_b = 1.5$  : Cas des actions courantes transitoires

$\gamma_b = 1.15$  : Cas des actions accidentelles.

Le coefficient de minoration 0.85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

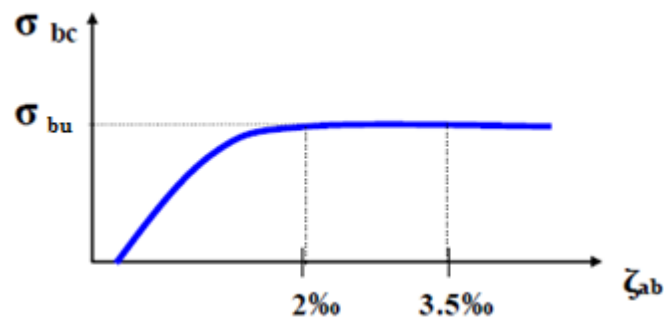


Figure I.7 Diagramme contraintes-déformation E.L.U

**I.3.3.2 État limite de service ELS :**

Qui constitue les frontières au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de l'un de ses éléments ne sont plus satisfaites :

Ouverture des fissures

Déformations excessives des éléments porteurs

Vibrations inconfortables pour les usagers, etc. ...

- La contrainte de compression limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

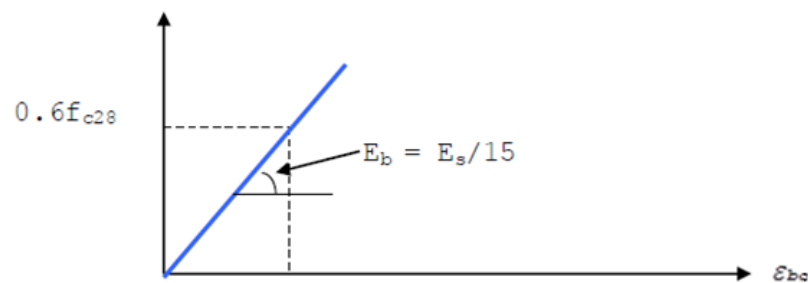


Figure I.8 Diagramme contrainte-déformation E.L.S

**I.3.4 Contraintes de cisaillement :**

- La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :

Fissuration peu nuisible :  $\tau = \min (0.13 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :  $\tau = \min (0.10 f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$

**I.3.4.1 Acier**

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction. Nous utilisons les types d'aciers suivants :

**I.3.4.2 Aciers de béton :**

Ronds lisses (R.L) : FeE 235

Haute adhérence (H.A) : FeE 400

### I.3.5 Contraintes limites de l'acier :

#### I.3.5.1 État limite ultime ELU :

- On adoptera un diagramme contraintes déformations déduit des diagrammes précédents par affinité parallèle à la tangente à l'origine dans le rapport  $1/\gamma_s$ .

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier  $\sigma_s = f_e / \gamma_s$

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier, il a pour valeur :

$\gamma_s = 1.15$  Cas d'actions courantes.

$\gamma_s = 1.00$  Cas d'actions accidentelles.

$\epsilon_s$  : Allongement relatif de l'acier  $\epsilon_s = \Delta L / L$

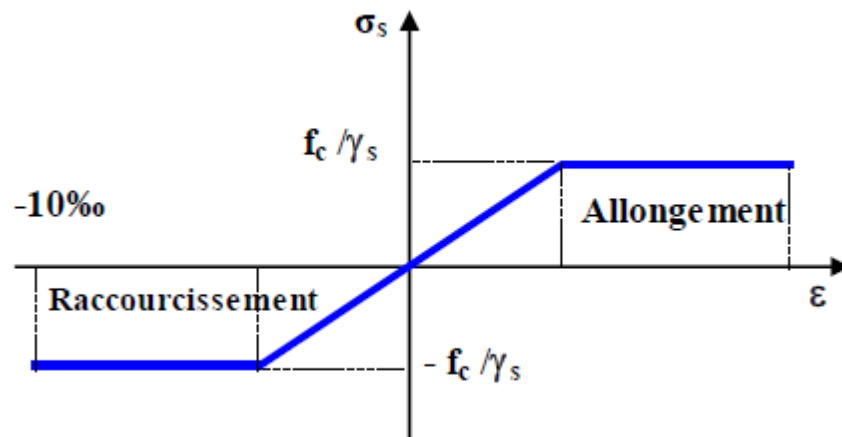


Figure I.9 Diagramme contraintes- déformation de l'acier

La contrainte admissible à l'ELU a pour valeur :

- En cas de situations accidentelles  $\sigma_{st} = 400$  MPa

- En cas de situations normales :  $\sigma_{st} = 348$  MPa

#### I.3.5.2 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 vérification.

**Avec :**

$\eta$  : Coefficient de fissuration tel que :

$\eta = 1$  : Pour des aciers ronds lisses

$\eta = 1.6$  : Pour des aciers de H.A

- Fissuration préjudiciable :  $\sigma_s \leq \sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}\right)$

- Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_s \leq \sigma_s = \min\left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}}\right)$

### **I.3.5.3 Module d'élasticité longitudinale de l'acier :**

- Le module d'élasticité de l'acier sera pris égale à :

$$E_s = 2.1 \times 10^5 \text{ MPa}$$

### **I.3.6 Acier de Charpente métallique :**

On utilise l'acier E 24 de nuance FeE400 qui a les caractéristiques suivantes d'après l'EC3 :

- Limite élastique :  $f_y = 235 \text{ MPa}$

- Résistance à la traction :  $f_u = 360 \text{ MPa}$

- Densité volumique :  $\rho = 7850 \text{ kg / m}^3$

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

- Module d'élasticité transversale :  $G = 84000 \text{ MPa}$

- Coefficient de poisson  $\mu = 0.3$

- Contrainte limite conventionnelle d'élasticité :

- L'ossature empalique E24 :  $\sigma_s = 0.28 \text{ kN/mm}^2$

- Boulons ordinaires E24:  $\sigma_s = 0.28 \text{ kN/mm}^2$

- Boulons à haute résistance  $\left\{ \begin{array}{l} \text{H.R 8.8} \\ \text{H R 10.9} \end{array} \right.$

- Contrainte limite élastique de cisaillement pur (critère de Von Mises):  $\tau_e = \sigma_e / \sqrt{3}$

**CHAPITRE II**

**PRE-DIMENSIONNEMENT ET**

**VERIFICATIONS**

**II.1 Introduction**

Le Pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres ... etc.) d'une structure est une étape essentielle dans tout calcul d'un projet.

En se basant sur le principe de la descente de charges verticales transmises par les planchers aux éléments porteurs et qui les transmettent à leur tour aux fondations. Le pré dimensionnement des éléments sont déterminés, selon les règles de calcul de BAEL91, RPA99, CMM97.

**II.2 Les planchers****Généralité :**

Les planchers constituent un plan horizontal rigide capable de : Supporter les charges Verticales (poids propre des différents composants et charges d'exploitation) et de les Transmettre aux poteaux.

Transmettre les efforts horizontaux (vent et efforts sismiques) vers les éléments verticaux

(Palées de stabilité, poteaux de portique), d'autres fonctions sont d'une importance plus ou Moins majeure en relation avec la destination du bâtiment. Il s'agit de la flexibilité de passages

Verticaux et horizontaux (gaines et réseaux divers, et équipements techniques), de l'isolation acoustique et thermique, de la stabilité et la résistance au feu.

**II.2.1 Planchers collaborant mixte acier-béton :**

Une des solutions efficaces permettant de réduire la flèche et d'augmenter la résistance des poutres mixtes par rapport à celles de la solution d'acier seul consiste à attacher la dalle à Poutrelle métallique par des connecteurs. Cela est très intéressant pour les grandes portées. Il permet aussi la réduction de la quantité d'acier, réduction de la retombée des poutres et planchers, réduction du cout de la construction et la rapidité d'exécution.

**II.2.2 Les charges :**

Sous charges horizontales, le rôle essentiel du plancher, supposé infiniment rigide dans le plan horizontal, et de transmettre les efforts aux éléments porteurs les poutres et les poteaux.



**Plancher terrasse inaccessible****Actions permanentes :**

- 1- Protection en gravillon (e=5cm) .....0,05\*17=0,85 KN/m<sup>2</sup>
- 2- Etanchéité multicouches(e=5cm) .....0,05\*6=0,12 KN/m<sup>2</sup>
- 3- Forme de pente (e=10cm) .....0,1\*22= 2,20 KN/m<sup>2</sup>
- 4- Isolation thermique(e=5cm) .....0,04\*4=0,16 KN/m<sup>2</sup>
- 5- Dalle en béton armé (t=12cm) .....0,12\*25=3 KN/m<sup>2</sup>
- 6- Bac d'acier(HIBON 55) .....0,15 KN/m<sup>2</sup>
- 7- Faux plafond.....0,1 KN/m<sup>2</sup>

$$G = 6,58 \text{ KN/m}^2$$

**Charges d'exploitation**

Terrasse inaccessible  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

**Plancher courant :****Actions permanentes :**

- 1- Revêtement en carrelage (e=2 cm) .....0,40 KN/m<sup>2</sup>
- 2- Mortier de pose(e=2 cm) .....0,4 KN/m<sup>2</sup>
- 3- Isolation thermique (e=4 cm) .....0,04\*4=0.16 kN /m<sup>2</sup>
- 4- Dalle en béton armé (t=12) .....0,12\*25=3 KN/m<sup>2</sup>
- 5- Faux plafond .....0,1 KN/m<sup>2</sup>
- 6- Bac d'acier (HIBON 55) .....0,15 KN/m<sup>2</sup>
- 7- Cloison de répartition(ep= 10 cm) .....0.9 KN/m<sup>2</sup>

Totale :  $G = 5.11 \text{ kN/m}^2$

**Charges d'exploitation :**

Plancher courant (habitation)  $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

Plancher RDC (commercial)  $Q = 5 \text{ KN/m}^2$

**II.2.3 CALCUL DES SOLIVES:**

Les solives sont généralement en **IPE** ou **IPN**, leur espacement dépend du bac d'acier utilisé et de la charge d'exploitation. Elles se trouvent entre le plancher et la poutre, elles sont articulées à leurs extrémités et soumises à des charges uniformément réparties, ce sont généralement dimensionnées par la condition de la flèche.

La solive la plus sollicitée a une portée égale à 3.9 mètre et un espacement de 1.125 mètre

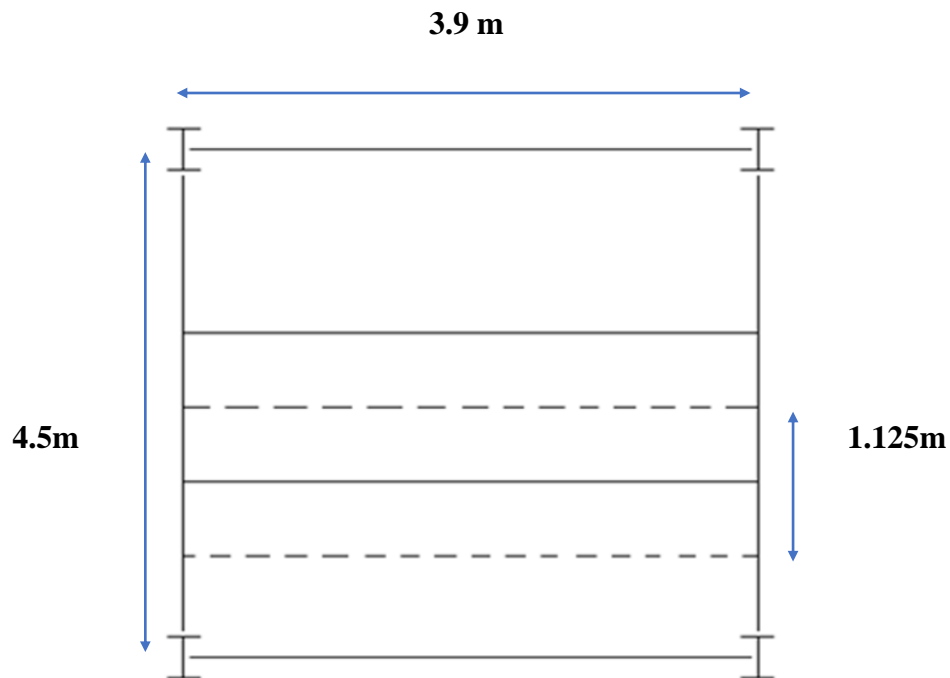


Figure II.1 Plans de planche

**II.2.3.1 Solive du plancher terrasse inaccessible :****Phase de construction :**

Le profilé d'acier travaille seul, donc les charges seront :

- Poids propre du béton frais..... $G_b = 3 \text{ KN/m}^2$
- Poids du bac d'acier ..... $g = 0,15 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge de construction (ouvrier)..... $Q_c = 0,75 \text{ KN/m}^2$

**Combinaisons des charges :**

L'entraxe entre les solives est 1.125 m.

**ELU :**

$$q_u = [1,35 \cdot G_b + 1,5 \cdot Q] \cdot 1,125 \Rightarrow q_u = [1,35 \cdot (3+0,15) + 1,5 \cdot 0,75] \cdot 1,125$$

$$q_u = 6.0496 \text{ KN/ml}$$

**ELS :**

$$q_{ser} = [G_b + g + Q] \cdot 2 \Rightarrow q_{ser} = [3 + 0,15 + 0,75] \cdot 1,125$$

$$q_{ser} = 4.3875 \text{ KN/ml}$$

**Vérifications :**

D'après le critère de la flèche :

$$f_{adm} = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot (L/2)^4}{E I_y} \leq \frac{L}{250}$$

$$I_y \geq \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot (L/2)^4}{E f_{adm}} \Rightarrow I_y \geq 25.2145 \text{ cm}^4$$

Le choix : IPE 80

**Moment fléchissant:**

Le moment fléchissant  $M_{sd}$  dans la section transversale doit satisfaire la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{brd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} \quad \left\{ \begin{array}{l} q_u = 6.1306 \text{ KN/ml} \\ q_{ser} = 4.4475 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \times (L/2)^2}{8} = \frac{6.1306 \times 1.95^2}{8} = 2.913 \text{ kN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{pl} \times F_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{23.22 \times 10^3 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 5.456 \text{ kN.m}$$

**Effort tranchant:**

$$\text{On doit vérifier que : } V_{sd} \leq V_{plrd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}}$$

Où :

$V_{pl-Rd}$  : effort tranchant de plastification de la section.

$A_v$  : aire de cisaillement.

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

$$A_v = 358 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrd} = \frac{235 \times 358 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1} = 48.57 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{4.4475 \times 1.95}{2} = 4.33 \text{ KN}$$

$$V_{SD} < V_{plrd} \rightarrow \text{vérifier}$$

$V_{sd} < 0,5V_{plrd} \Rightarrow 4.33 \text{ KN} < 24.285 \text{ KN}$  Donc Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

**Vérification de la rigidité :**

$$f^{max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot L^4}{E I_y}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{ser} = 4.4475 \text{ KN/ml} \\ L = 1.95 \text{ m} \\ E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2 \\ I_y = 80.14 \text{ cm}^4 \end{array} \right.$$

Donc on aura

$$F^{max} = \frac{5 \times 4.4475 \times (1950^4)}{384 \times 2.1 \cdot 10^5 \times 80.14 \times 10^4} = 4.975 \text{ mm}$$

Et la flèche admissible est :

$$F^{adm} = \frac{1950}{250} = 7.8 \text{ mm}$$

$$F^{max} < f^{adm} \quad \text{vérifier}$$

**Classification de la section**

Classification de la semelle :

$$\frac{c}{t_f} \leq 10\epsilon \text{ Or } \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \Rightarrow f_y = 235 \text{ Mpa} \Rightarrow \frac{c}{t_f} = \frac{16.1}{5.2} = 3.09 < 10$$

Semelle de classe I

Classification de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\epsilon \rightarrow \frac{59.6}{3.8} = 15.68 < 72 \Rightarrow \text{Ame de classe I}$$

Section globale de classe I

**Vérification du déversement :**

Il faut vérifier que :

$$M_{brd} > M_{sd}$$

$M_{sd}$  : c est le moment appliqué  $M_{sd} = 2.913 \text{ KN.m}$

$M_{brd}$  : la résistance de calcul d'un élément non maintenu latéralement en déversement

$$M_{brd} = \frac{X_{lt} \cdot \beta_w \cdot W_{ply} \cdot f_y}{m_1}$$

$$X_{lt} = \chi = \frac{1}{\varphi_{lt} + \sqrt{(\varphi_{lt}^2) - (\lambda_{lt}^2)}} < 1$$

$$\lambda_{lt} = \frac{L / i_{zz}}{1 + \frac{1}{20} \left( \frac{L / i_{zz}}{h / t_f} \right)^2} \sqrt{C_1}$$

avec :

$$C_1 = 1.132$$

CL : longueur de déversement  $L = 1.95 \text{ m}$

$$\lambda_{lt} = 21.219$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \frac{\lambda_{lt}}{93.9} = 0.22 < 0.4 \text{ pas de risque de déversement}$$

**Phase finale :**

Le béton ayant durci, la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble

Les charges de la phase finale sont :

- Poids propre du profilé (IPE 80) .....  $g_p = 0.06 \text{ kN/ml}$ .
- Charge permanente .....  $G_T = 6.58 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation .....  $Q_T = 1 \text{ KN/m}^2$
- L'entraxe entre les solives est de  $0.975 \text{ m}$ .

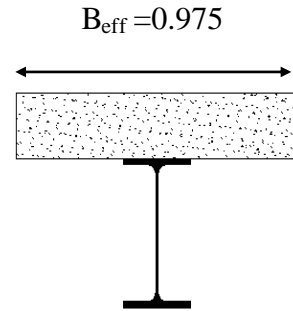
**ELU :**

$$q_u = 1.35 (g_p + (G_T \cdot 0.975)) + 1.5 (Q_T \cdot 0.975) = 10.20 \text{ KN/m}$$

ELS:

$$q_{ser} = (g_p + (G_t * 0.975) + (Q_t * 0.975)) = 7.45 \text{ KN/m}$$

$$b_{eff} = \min \begin{cases} 2 L_0 / 8 = \frac{2 \times 3.9}{8} = 0.975 \text{ m} \\ e = 1.125 \text{ m} \end{cases}$$



Position de l'axe neutre plastique :

$$R_{\text{Béton}} = 0,57 \cdot f_{ck} \cdot b_{eff} \cdot h_c \quad \text{avec} \quad f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$R_{\text{Béton}} = (0,57 \cdot 25 \cdot 975 \cdot 65) \cdot 10^{-3} \Rightarrow R_{\text{Béton}} = 903.09 \text{ KN}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \cdot f_y \cdot A_a \Rightarrow R_{\text{Acier}} = (0,95 \cdot 235 \cdot 764) \cdot 10^{-3} \Rightarrow R_{\text{Acier}} = 170.563 \text{ kN}$$

$$R_{\text{Béton}} > R_{\text{Acier}}$$

Position de l'axe neutre plastique.

L'axe neutre se trouve dans la dalle de béton, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl,Rd} = R_{acier} \left[ \frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left( \frac{R_{acier}}{R_{béton}} \cdot \frac{h_c}{2} \right) \right]$$

$$M_{plrd} = 170.563 \times \left[ \frac{80}{2} + 120 - \left\{ \frac{170.563}{903.09} \times \frac{65}{2} \right\} \right] \times 10^{-3} = 26.24 \text{ KNm}$$

Vérifications :

Effort tranchant :

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

$$V_{sd} = \frac{10.20 \cdot 3.9}{2} = 19.89 \text{ kN}$$

$$V_{PRD} = A_V \frac{f_y}{\gamma_{mo} \sqrt{3}} = 48.57 \text{ KN}$$

$$V_{sd} < V_{plrd} \rightarrow \text{vérifier}$$

On a:  $V_{SD}^{MAX} < 0,5V_{PRD} \Rightarrow$  il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

**Moment fléchissant :**

Il faut que :  $M_{sd} \uparrow M_{pl,Rd}$

**Le moment appliqué :**  $M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{10.20 \times 3.9^2}{8} = 19.39 \text{ KN.m}$

$M_{sd} = 19.39 \text{ KN.m} < M_{pl,Rd} = 26.24 \text{ KN.m} \Rightarrow$  vérifier

**Vérification du déversement :**

Dans cette phase il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement, car la solive est maintenue par le béton dur.

**Vérification de la rigidité :**

Il faut vérifiée que:

$$f_{max} = \frac{5}{384} \frac{q_{ser} \cdot L^4}{E I_c}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{ser} = 7.45 \text{ KN/ml.} \\ L = 3.9 \text{ m.} \\ E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2. \end{array} \right.$$

$$I_c = \frac{A_a \cdot (h_c + 2 \cdot h_p + h_a)^2}{4 \cdot (1 + mv)} + \frac{b_{eff} \cdot h_c^3}{12 \cdot m} + I_a$$

$$V = \frac{A_a}{A_b} = \frac{764}{975 \times 65} = 0.012$$

$$m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$I_c = \frac{764 \times (65 + 2 \times 55 + 80)^2}{4(1 + 15 \times 0.016)} + \frac{975 \times 65^3}{12 \times 15} + 80.14 \times 10^4 = 12.3 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

**La valeur de la flèche maximale est :**

$$f_{max} = \frac{5 \times 7.45 \times (3900)^4}{384 \times 2.1 \times 12.3 \times 10^6 \times 10^5} = 8.68 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{3900}{250} = 15.6mm$$

$$f^{max} < f^{adm} \text{ Vérifier}$$

**Calcul des connecteurs :**

Type goujon Hauteur :  $h = 65 \text{ mm};$

Diamètre :  $d = 19 \text{ mm}.$

Détermination de  $P_{rd}$  ( Résistance au cisaillement ) :

$$P_{rd} = k_t \cdot InF \begin{cases} 0.29\alpha d^2 \frac{\sqrt{F_{ck} \cdot E_c}}{v} & \text{Résistance dans le béton qui entour le} \\ & \text{goujon la force dans le goujon} \\ 0.8 \cdot F_u \frac{\pi d^2}{4v} & \end{cases}$$

$f_{ck}$ : Résistance caractéristique de béton.....25 N/mm<sup>2</sup>

$E_c$  : module de Young de béton.....30.5 KN/mm<sup>2</sup>

$f_u$  : Résistance caractéristique des connecteurs . .....450N/mm<sup>2</sup>

$$v_v = 1.25$$

$$\alpha = [ 0.2 ( h / d ) + 1 ] \quad \text{si} \quad 3 < h / d < 4$$

$$\alpha = 1 \quad \text{si} \quad ( h / d ) > 4$$

nous avons  $\alpha = [ 0.2 ( h / d ) + 1 ]$  car  $3 < ( 65/19 ) = 3.42 < 4$

$$\alpha = 1.68$$

$$P_{rd} = k_t \cdot InF \Rightarrow \begin{cases} 0.29 \cdot 1.68 \cdot 19^2 \frac{\sqrt{25 \cdot 30.5 \cdot 10^3}}{1.25} = 122.86 \\ 0.8 \cdot 405 \cdot \frac{\pi \cdot 19^2}{4 \cdot 1.25} = 73.49 \\ P_{rd} = \inf ( 122.86 : 73.49 ) = 73.49 \text{KN} \end{cases}$$

**Influence du sens du bac d'acier**

( $K_t$ ) : Coefficient de réduction fonction du sens des nervures du bac pour un bac d'acier dont les nervures sont perpendiculaires à la solive. Le coefficient



de réduction pour la résistance au cisaillement est calculé par

$$K_t = \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot \left( \frac{h_c}{h_p} - 1 \right)$$

$$K_t = \frac{0.7}{\sqrt{1}} \cdot \frac{88.5}{55} \cdot \left( \frac{65}{55} - 1 \right) = 0.2 < 1$$

$\left\{ \begin{array}{l} N_r : \text{Nombre de goujon par Nervure ou max 2} \\ \text{Notre cas } N_r=1 \\ h_p = 55 \text{ mm ; } h=65 \text{ m ( hauteur du connecteur)} \end{array} \right.$

Avec :

$$b_0 = 88.5 \text{ mm largeur moyenne de la nervure}$$

Les connecteurs seront soudés à travers le bac d'acier d'après les EC4

$$P_{rd} = P_{rd} \cdot k_t = 73.49 \cdot 0.2 = 14.698 \text{ kn}$$

### Effort tranchant repris par les goujons Détermination de RL

Dans le cas d'une connexion totale, l'effort total de cisaillement de calcul RL auquel sont tenus de résister les connecteurs entre le point de moment fléchissant positif maximal et un appui d'extrémité est calculé selon la formule suivante :

$$RL = \text{Inf}(R \text{ Béton ; } R \text{ Acier}) = RL = 170.563 \text{ kN}$$

### Nombre des connecteurs

$$N_{bre} = \frac{RL}{P_{rd}} = \frac{170.563}{14.698} = 11.6$$

Soit  $N = 12$  goujons sur la demi longueur de la solive ; c'est-à-dire 24 connecteurs sur toute la longueur totale de la solive.

L'espacement minimal des connecteurs doit être supérieur à 5

fois le diamètre :  $e_{min} \leftarrow 5 \cdot d = 5 \cdot 19 = 95 \text{ mm}$

$$Esp = \frac{L}{N_{bre} - 1} = \frac{3900}{12 - 1} = 354.54$$

$Esp = 354.54 \text{ mm} > 95 \text{ mm}$  c'est vérifier

Donc on prend 24 connecteurs pour toute la portée de la solive avec un espacement de 200 mm.

**II.2.3.2 Solive du plancher Courant (habitation) :**

**Phase finale :**

Les charges de la phase finale sont :

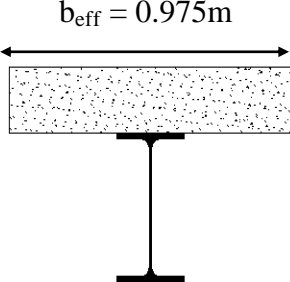
- Poids propre du profilé (IPE 80).....  $g_p = 0.06\text{kN/ml}$ .
- Charge permanente.....  $G_c=5.11\text{KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation.....  $Q_c = 1.5 \text{ KN/m}^2$
- L'entraxe entre les solives est de 1 m.

**ELU :**

$$q_u = 1.35 (g_p + (G_c * 0.975)) + 1.5 (Q_c * 0.975) = 9 \text{ KN/ m}$$

**ELS:**

$$q_{ser} = (g_p + (G_c * 0.975)) + (Q_c * 0.975) = 6.5 \text{ KN/m}$$

$$b_{\text{eff}} = \min \begin{cases} 2 L_0 / 8 = \frac{2 \times 3.9}{8} = 0.975 \text{ m} \\ e = 1.125 \text{ m} \end{cases}$$


**Position de l'axe neutre plastique :**

$$R_{\text{Béton}} = 0,57 \cdot f_{ck} \cdot b_{\text{eff}} \cdot h_c \quad \text{avec} \quad f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$R_{\text{Béton}} = (0,57 \cdot 25 \cdot 975 \cdot 65) \cdot 10^{-3} \Rightarrow R_{\text{Béton}} = 903.09 \text{ kN}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \cdot f_y \cdot A_a \Rightarrow R_{\text{Acier}} = (0,95 \cdot 235 \cdot 764) \cdot 10^{-3} \Rightarrow R_{\text{Acier}} = 170.563 \text{ kN}$$

$$R_{\text{Béton}} > R_{\text{Acier}}$$

**Position de l'axe neutre plastique**

L'axe neutre se trouve dans la dalle de béton, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{\text{pl.Rd}} = R_{\text{acier}} \left[ \frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left( \frac{R_{\text{acier}}}{R_{\text{béton}}} \cdot \frac{h_c}{2} \right) \right]$$

$$M_{plrd} = 170.563 \times \left[ \frac{80}{2} + 120 - \left\{ \frac{170.563}{903.09} \times \frac{65}{2} \right\} \right] \times 10^{-3} = 26.24 \text{ kN.m}$$

**Vérifications :**

**Effort tranchant :**

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

$$V_{sd} = \frac{9 \times 3.9}{2} = 17.55 \text{ kN}$$

$$V_{pl, RD} = A_V \frac{f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = 48.57 \text{ kN}$$

$$V_{sd} < V_{plrd} \longrightarrow \text{vérifier}$$

On a :  $V_{SD}^{MAX} < 0,5 V_{PRD} \Rightarrow$  il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

**Moment fléchissant :**

Il faut que :  $M_{sd} \uparrow M_{plRd}$

$$\text{Le moment appliqué : } M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{9 \times 3.9^2}{8} = 17.11 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 17.11 \text{ KNm} < M_{pl.Rd} = 26.24 \text{ kN.m} \Rightarrow \text{Vérifier}$$

**Vérification du déversement :**

Dans cette phase il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement, car la solive est maintenue par le béton dur.

**Vérification de la rigidité :**

Il faut vérifiée que :

$$f_{max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot L^4}{E I_c}$$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} q_{ser} = 6.5 \text{ KN/ml} \\ L = 3.9 \text{ m} \\ E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2 \end{array} \right.$$

$$I_c = \frac{A_a \cdot (h_c + 2 \cdot h_p + h_a)^2}{4 \cdot (1 + m \nu)} + \frac{b_{eff} \cdot h_c^3}{12 \cdot m} + I_a$$

$$\nu = \frac{A_a}{A_b} = \frac{764}{975 \times 65} = 0.012$$

$$m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$I_c = \frac{764 \times (65 + 2 \times 55 + 80)^2}{4(1 + 15 \times 0.016)} + \frac{975 \times 65^3}{12 \times 15} + 80.14 \times 10^4 = 12.3 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f_{max} = \frac{5 \times 6.5 \times (3900)^4}{384 \times 2.1 \times 12.3 \times 10^6 \times 10^5} = 7.58 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{3900}{250} = 15.6 \text{ mm}$$

$$f^{max} < f^{adm} \text{ Vérifier}$$

**II.2.3.3 Solive du plancher RDC (commercial) :**

**Phase finale :**

Les charges de la phase finale sont :

- Poids propre du profilé (IPE 120).....  $g_p = 0.104 \text{ kN/ml}$
- Charge permanente.....  $G_T = 5.11 \text{ kN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation.....  $Q_T = 5 \text{ kN/m}^2$
- L'entraxe entre les solives est de 1 m.

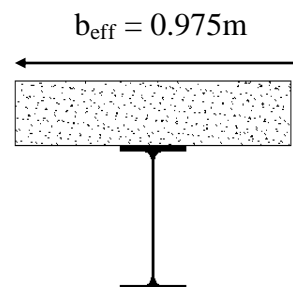
**ELU:**

$$q_u = 1.35 (g_p + (G_t * 0.975)) + 1.5(Q * 0.975) = 14.17 \text{ KN/ m}$$

**ELS:**

$$q_{ser} = (g_p + (G_t * 0.975)) + (Q_t * 0.975) = 9.96 \text{ KN/m}$$

$$b_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2 L_0 / 8 = \frac{2 \times 3.9}{8} = 0.975 \text{ m} \\ e = 1.125 \text{ m} \end{array} \right.$$



**Position de l'axe neutre plastique :**

$$R_{\text{Béton}} = 0,57 \cdot f_{ck} \cdot b_{\text{eff}} \cdot h_c \quad \text{avec} \quad f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$R_{\text{Béton}} = (0,57 \cdot 25 \cdot 975 \cdot 65) \cdot 10^{-3} \Rightarrow R_{\text{Béton}} = 903.09 \text{ KN}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \cdot f_y \cdot A_a \Rightarrow R_{\text{Acier}} = (0,95 \cdot 235 \cdot 1320) \cdot 10^{-3} \Rightarrow R_{\text{Acier}} = 294.69 \text{ kN}$$

$$R_{\text{Béton}} > R_{\text{Acier}}$$

**Position de l'axe neutre plastique.**

L'axe neutre se trouve dans la dalle de béton, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{\text{pl.Rd}} = R_{\text{acier}} \left[ \frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left( \frac{R_{\text{acier}}}{R_{\text{béton}}} \cdot \frac{h_c}{2} \right) \right]$$

$$M_{\text{plrd}} = 294.69 \times \left[ \frac{120}{2} + 120 - \left\{ \frac{294.69}{903.09} \times \frac{65}{2} \right\} \right] \times 10^{-3} = 49.91 \text{ KNm}$$

**Vérifications :****Effort tranchant :**

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

$$V_{sd} = \frac{14.17 \cdot 3.9}{2} = 27.63 \text{ kN}$$

$$V_{PRD} = A_V \frac{f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = 85.6 \text{ kN}$$

$$V_{sd} < V_{plrd} \quad \longrightarrow \quad \text{vérifier}$$

**Moment fléchissant :**

Il faut que :  $M_{sd} \uparrow M_{\text{pl.Rd}}$

$$\text{Le moment appliqué : } M_{\text{max}} = M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{14.17 \times 3.9^2}{8} = 26.94 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 26.94 \text{ kN.m} < M_{\text{pl.Rd}} = 49.91 \text{ kN.m} \quad \blacktriangleright \quad \text{Verfrier}$$

**Vérification de la rigidité :**

Il faut vérifiée que :

$$f^{max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot L^4}{E I_c}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{ser} = 9.96 \text{ KN/ml.} \\ L = 3.9 \text{ m.} \\ E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2. \end{array} \right.$$

$$I_c = \frac{A_a \cdot (h_c + 2 \cdot h_p + h_a)^2}{4 \cdot (1 + m \nu)} + \frac{b_{eff} \cdot h_c^3}{12 \cdot m} + I_a$$

$$V = \frac{A_a}{A_b} = \frac{1320}{975 \times 65} = 0.02$$

$$m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$I_c = \frac{1320 \times (65 + 2 \times 55 + 120)^2}{4(1 + 15 \times 0.02)} + \frac{975 \times 65^3}{12 \times 15} + 317.8 \times 10^4 = 2.675 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

**La valeur de la flèche maximale est :**

$$f_{max} = \frac{5 \times 9.96 \times (3900)^4}{384 \times 2.1 \times 2.675 \times 10^7 \times 10^5} = 5.34 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{3900}{250} = 15.6 \text{ mm}$$

$$f^{max} < f^{adm} \text{ Vérifier}$$

**Calcul des connecteurs :**

Type goujon Hauteur : h = 65 mm;

Diamètre : d = 19 mm.

Détermination de Prd ( Resistance au cisaillement ) :

$$P_{rd} = k_t \cdot n \cdot F \left\{ \begin{array}{l} 0.29 \alpha d^2 \frac{\sqrt{F_{ck} \cdot E_c}}{v} \\ 0.8 \cdot F_u \frac{\pi d^2}{4 v} \end{array} \right. \begin{array}{l} \text{Resistance dans le béton qui} \\ \text{entour le goujon la force dans le} \\ \text{goujon} \end{array}$$

$f_{ck}$ : Résistance caractéristique de béton.....25 N/mm<sup>2</sup>

$E_c$  : module de Young de béton.....30.5 KN/mm<sup>2</sup>

$f_u$  : Résistance caractéristique des connecteurs . .....450N/mm<sup>2</sup>

$$\gamma_v = 1.25$$

$$\alpha = [ 0.2 ( h / d ) + 1 ] \quad \text{si} \quad 3 < h / d < 4$$

$$\alpha = 1 \quad \text{si} \quad ( h / d ) > 4$$

nous avons  $\alpha = [ 0.2 ( h / d ) + 1 ]$  car  $3 < ( 65/19 ) = 3.42 < 4$

$$\alpha = 1.68$$

$$P_{rd} = k_t \cdot \text{InF} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} 0.29 * 1.68 * 19^2 \frac{\sqrt{25 * 30.5 * 10^3}}{1.25} = 122.86 \\ 0.8 * 405 * \frac{\pi * 19^2}{4 * 1.25} = 73.49 \\ Prd = \inf ( 122.86 : 73.49 ) = 73.49 \text{KN} \end{cases}$$

**Influence du sens du bac d’acier**

( $K_t$ ) : Coefficient de réduction fonction du sens des nervures du bac pour un bac d’acier dont les nervures sont perpendiculaires à la solive. Le coefficient de réduction pour la résistance au cisaillement est calculé par

$$K_t = \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot \left( \frac{h_c}{h_p} - 1 \right) \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} N_r : \text{Nombre de goujon par Nervure ou max 2} \\ \text{Notre cas } N_r = 1 \\ h_p = 55 \text{ mm} ; h = 65 \text{ m ( hauteur du connecteur)} \end{cases}$$

Avec :  $b_0 = 88.5$  mm largeur moyenne

Les connecteurs seront soudés à travers le bac d’acier d’après les EC4

$$P_{rd} = P_{rd} * k_t = 73.49 * 0.2 = 14.698 \text{ kn}$$

**Effort tranchant repris par les goujons Détermination de RL**

Dans le cas d’une connexion totale, l’effort total de cisaillement de calcul RL auquel sont tenus de résister les connecteurs entre le point de moment

fléchissant positif maximal et un appui d'extrémité est calcul selon la formule suivante :

$$R_L = \text{Inf}(R \text{ Béton} ; R \text{ Acier}) = R_L = 294.69 \text{ kN}$$

**Nombre des connecteurs**

$$N^{\text{bre}} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{294.69}{14.698} = 20.04$$

Soit N = 21 goujons sur la demi longueur de la solive ; c'est-à-dire 42 connecteurs sur toute la longueur totale de la solive.

L'espacement minimal des connecteurs doit être supérieur à 5 fois le diamètre :  $e_{\text{min}} \geq 5.d = 5 \times 19 = 95 \text{ mm}$

$$\text{Esp} = \frac{L}{N_{\text{bre}} - 1} = \frac{3900}{21 - 1} = 195$$

Esp = 195 mm > 95 mm c'est vérifier

Donc on prend 42 connecteurs pour toute la portée de la solive avec un espacement de 150 mm.

**II.3 Calcul de la poutre principale :**

**II.3.1 Poutre principale du plancher terrasse inaccessible :**

**Pré dimensionnement**

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15} \Rightarrow \frac{4500}{25} \leq h \leq \frac{4500}{15} \Rightarrow 180 \leq h \leq 300 \text{ On choisit un IPE240}$$

Désignation	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	B mm	t <sub>f</sub> mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl-z</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
<b>IPE 240</b>	30.7	39.12	240	120	9.8	3892	283.6	366.6	73.92	9.97	2.69

Tableau II.1 Caractéristiques du profilé IPE240



**Phase de construction:**

Le profilé d'acier travail seul, donc les charges de la phase de construction, en plus des réactions des solives sont :

- Poids propre du profilé.....  $g_p = 0.307 \text{KN/ml}$ .
- Poids propre du béton frais.....  $G_b = 3 \text{ KN/m}^2$
- Poids du bac d'acier.....  $g = 0,15 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge de construction (ouvrier).....  $Q_c = 0,75 \text{ KN/m}^2$

**Calcul des réactions des solives :**

On calcule les réactions des solives pour chaque phase (phase de construction, phase finale) car le coulage du plancher (solives, poutres) se fait en même temps. On utilise pour les calculées, la formule suivante :

$$L_s = 3.85 \text{ m}$$

$$R = q \cdot L_s / 2$$

Réaction	Longueur (m)	$R_u$ (KN)	$R_{SER}$ (KN)
R	3.85	23.6	17.12

$$R_u = 23.6 \text{kN} \quad R_{ser} = 17.12 \text{KN}$$

**Combinaisons des charges :(charge sur la semelle sup de la poutre)**

**E.L U :**

$$q_u = 1,35 \Rightarrow g_p + (1,35 \cdot (G_b + g_{bac}) + 1,5 \Rightarrow Q_c) \Rightarrow b_s$$

$$q_u = 1,35 \Rightarrow [(3+0,15) \times 0,12 + 0,307] + 1,5 \Rightarrow 0,75 \Rightarrow 0,12$$

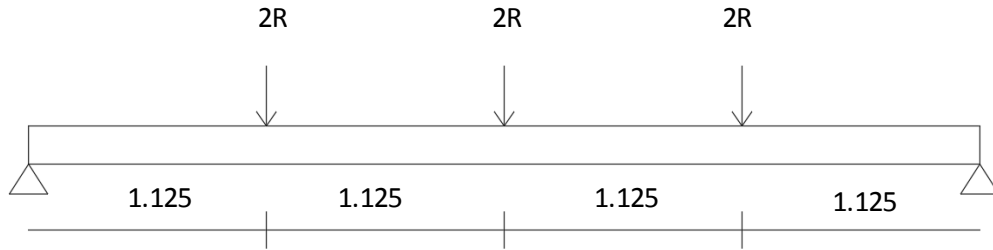
$$q_u = 1.059 \text{kN/ml}$$

**E.L S :**

$$q_{ser} = g_p + (G_b + g_{bac} + Q_c) \Rightarrow 0,12$$

$$q_{ser} = 0,307 + (3 + 0,15 + 0,75) \Rightarrow 0,12$$

$$q_{ser} = 0.775 \text{kN/m}$$



**Vérifications :**

**Moment fléchissant :**

Le moment fléchissant  $M_{sd}$  dans la section transversale de classe I et II doit satisfaire la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{brd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{SD} = \frac{q \cdot L^2}{8} + \frac{P \cdot L}{3} = \frac{1.059 \cdot 4.5^2}{8} + \frac{23.6 \cdot 4.5}{3} = 38.08 \text{ kN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{366.6 \cdot 10^3 \times 235}{1} \cdot 10^{-6} = 86.151 \text{ kN.m}$$

**Effort tranchant :**

$$V_{sd} \leq V_{plrd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

$$V_{sd} = \frac{q \cdot L}{2} + \frac{3 \cdot P}{2} = \frac{1.059 \cdot 4.5}{2} + \frac{3 \cdot 23.6}{2} = 37.78 \text{ kN}$$

$$V_{plrd} = \frac{1914 \times 235}{\sqrt{3}} \times 10^{-3} = 259.68 \text{ kN}$$

$$V_{sd} < V_{plrd} \rightarrow \text{vérifier}$$

$V_{sd} < 0,5 V_{plrd} \Rightarrow$  Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

**La rigidité :**

Il faut vérifier que :

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = 4500/250 = 18 \text{ mm}$$

$$f^{max} = f^1 + f^2$$

$$f^1 = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot L^4}{E I_y} = 0.506 \text{ mm}$$

$$f^2 = \frac{19}{384} \frac{P \cdot L^3}{E I_y} = 9.44 \text{ mm}$$

$$f^{max} = 9.946 \text{ mm} < 18 \text{ mm} \text{ la Flèche est Vérifier}$$

**Phase finale :**

Le béton ayant durci, la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble

Les charges de la phase finale sont :

- . Poids propre du profilé (IPE 240) .....  $g_p = 0,307 \text{ KN/m}$ .
- . Charge permanente .....  $G = 6.58 \text{ KN/m}^2$
- . Surcharge d'exploitation .....  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$ .

Réaction	Longueur (m)	$R_u$ (KN)	$R_{SER}$ (KN)
<b>R</b>	3.85	39.27	28.68

$$R_u = 39.27 \text{ kN}$$

$$R_{SER} = 28.68 \text{ kN}$$

**E.L.U :**

$$q_u = 1,35 * [(G * 0.12) + g_p] + 1,5 * Q * 0.12$$

$$q_u = 1,35 * [(6,58 * 0.12) + 0.307] + (1,5 * 1 * 0.12)$$

$$q_u = 1.66 \text{ KN/ml.}$$

**E.L.S :**

$$q_{ser} = g_p + (G * 0.12) + (Q * 0.12)$$

$$q_{ser} = 0,307 + (6,58 * 0.12) + 1 * 0.12$$

$$q_{ser} = 1.216 \text{ kN/ml.}$$

Largeur participante de la dalle :

$$b_{\text{eff}} = \min \begin{cases} 2 L_0 / 8 = \frac{2 \times 4.5}{8} = 1.125 \text{ m} \\ e = 3.85 \text{ m} \end{cases}$$

**Position de l'axe neutre plastique :**

$$R_{\text{Béton}} = 0,57 * f_{ck} * b_{\text{eff}} * h_b \text{ avec } f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$R_{\text{Béton}} = (0,57 * 25 * 1125 * 65) * 10^{-3} \Rightarrow R_{\text{Béton}} = 1042.031 \text{ kN}$$

$$A_a = (240 - (2 * 9.8)) * 6.2 = 1366.48 \text{ mm}^2$$

$$R_{\text{Acier}} = 0.95 * 235 * 1366.48 * 10^{-3} = 305.06 \text{ kN}$$

$$R_{\text{Béton}} > R_{\text{Acier}}$$

$$M_{\text{plrd}} = 305.06 * \left[ \frac{240}{2} + 120 - \left\{ \frac{305.06}{1042.031} * \frac{65}{2} \right\} \right] * 10^{-3} = 70.31 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{plrd}} = 70.31 \text{ kN.m}$$

**Vérifications :**

**Moment fléchissant :**

$$M_{\text{SD}} = \frac{q * L^2}{8} + \frac{P * L}{3} = \frac{1.66 * 4.5^2}{8} + \frac{39.25 * 4.5}{3} = 63.07 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{SD}} < M_{\text{PL,rd}} \rightarrow \text{Condition vérifier}$$

**Effort tranchant :**

$$\text{On doit vérifier que : } V_{\text{sd}} \leq V_{\text{plrd}} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}}$$

$$V_{\text{sd}} = \frac{q * L}{2} + \frac{3 * P}{2} = \frac{1.66 * 4.5}{2} + \frac{3 * 39.25}{2} = 62.61 \text{ kN}$$

$$V_{\text{plrd}} = \frac{25.68 * 10^2 * 235}{\sqrt{3}} * 10^{-3} = 348.419 \text{ kN}$$

$$V_{\text{sd}} < V_{\text{plrd}} \rightarrow \text{Condition vérifier}$$

$$V_{\text{sd}} < 0,5 V_{\text{plrd}} \Rightarrow \text{Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.}$$

Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

**Vérification de la rigidité (flèche) :**

$$f^{\max} = f^1 + f^2$$

$$m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$V = \frac{A_a}{A_b} = \frac{3912}{1125 \times 65} = 0.0534$$

$$I_c = \frac{3912 \times (65 + 2 \times 55 + 240)^2}{4(1 + 15 \times 0.0534)} + \frac{1125 \times 65^3}{12 \times 15} + 3892 \times 10^4 = 1.34 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

Il faut vérifier que :

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = 4500/250 = 18 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = f^1 + f^2$$

$$f^1 = \frac{5}{384} \frac{q_s \bar{L}^4}{E I_c} = 0.23 \text{ mm}$$

$$f^2 = \frac{19}{384} \frac{P^* \bar{L}^3}{E I_c} = 4.595 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = 4.825 \text{ mm} < 18 \text{ mm} \quad \text{La Flèche est Vérifier}$$

**Le déversement :**

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

La vérification au déversement en phase de construction est exigée par les Eurocodes EC4. Néanmoins la poutre étant maintenue latéralement par les solives de part et d'autre, on considère que la poutre ne risque pas de se déverser.

**Calcul des connecteurs :**

Type goujon Hauteur : h = 65 mm;

Diamètre : d = 19 mm.

Détermination de  $P_{rd}$  ( Résistance au cisaillement ) :

$$P_{rd} = k_t \cdot \text{Inf} \left\{ \begin{array}{l} 0.29 \alpha d^2 \frac{\sqrt{F_{ck} \cdot E_c}}{\gamma_v} \\ 0.8 \cdot F_u \frac{\pi d^2}{4 \gamma_v} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{Résistance dans le béton qui} \\ \text{entour le goujon la force dans le} \\ \text{goujon} \end{array}$$

$f_{ck}$  : Résistance caractéristique de béton.....25 N/mm<sup>2</sup>

$E_c$  : module de Young de béton.....30.5 KN/mm<sup>2</sup>

$f_u$  : Résistance caractéristique des connecteurs . .....450N/mm<sup>2</sup>

$\gamma_v = 1.25$

$\alpha = [ 0.2 ( h / d ) + 1 ]$  si  $3 < h / d < 4$

$\alpha = 1$  si  $( h / d ) > 4$

nous avons  $\alpha = [ 0.2 ( h / d ) + 1 ]$  car  $3 < ( 65 / 19 ) = 3.42 < 4$

$\alpha = 1.68$

$$P_{rd} = k_t \cdot \text{Inf} \left\{ \begin{array}{l} 0.29 * 1.68 * 19^2 \frac{\sqrt{25 * 30.5 * 10^3}}{1.25} = 122.86 \\ 0.8 * 405 * \frac{\pi * 19^2}{4 * 1.25} = 73.49 \\ Prd = \text{inf} ( 122.86 : 73.49 ) = 73.49 \text{KN} \end{array} \right.$$

**Influence du sens du bac d'acier**

( $K_t$ ) : Coefficient de réduction fonction du sens des nervures du bac pour un bac d'acier dont les nervures sont perpendiculaires à la poutre . Le coefficient de réduction pour la résistance au cisaillement est calculé par

$$K_t = \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot \left( \frac{h_c}{h_p} - 1 \right)$$

$$K_t = \frac{0.7}{\sqrt{1}} \cdot \frac{88.5}{55} \cdot \left( \frac{65}{55} - 1 \right) = 0.2 < 1$$

$\left\{ \begin{array}{l} N_r : \text{Nombre de goujon par Nervure ou max 2} \\ \text{Notre cas } N_r = 1 \\ h_p = 55 \text{ mm ; } h = 65 \text{ m ( hauteur du connecteur)} \end{array} \right.$

Avec :

$b_0 = 88.5 \text{ mm}$  largeur moyenne de la nervure

Les connecteurs seront soudés à travers le bac d'acier d'après les EC4

$$P_{rd} = P_{rd} * k_t = 73.49 * 0.2 = 14.698 \text{ kn}$$

### Effort tranchant repris par les goujons Détermination de RL

Dans le cas d'une connexion totale, l'effort total de cisaillement de calcul RL auquel sont tenus de résister les connecteurs entre le point de moment fléchissant positif maximal et un appui d'extrémité est calcul selon la formule suivante :

$$RL = \text{Inf}(R \text{ Béton} ; R \text{ Acier}) = RL=305.06\text{kN}$$

### Nombre des connecteurs

$$N^{\text{bre}} = \frac{RL}{P_{rd}} = \frac{305.06}{14.698} = 20.75$$

Soit  $N = 21$  goujons sur la demi longueur de la poutre ; c'est-à-dire 42 connecteurs sur toute la longueur totale de la poutre.

L'espacement minimal des connecteurs doit être supérieur à 5

fois le diamètre :  $e_{\text{min}} \leq 5.d = 5 \cdot 19 = 95 \text{ mm}$

$$Esp = \frac{L}{N_{\text{bre}} - 1} = \frac{4500}{21 - 1} = 225$$

$Esp = 225 \text{ mm} > 95 \text{ mm}$  c'est vérifier

Donc on prend 42 connecteurs pour toute la portée de la poutre avec un espacement de 200 mm.

**II.3.2 Poutre principale du plancher courant (habitation) :**

Pré dimensionnement :

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15} \Rightarrow \frac{4500}{25} \leq h \leq \frac{4500}{15} \Rightarrow 180 \leq h \leq 300 \text{ On choisit un IPE300}$$

Désignation	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
			h	b	t <sub>f</sub>	I <sub>y</sub>	I <sub>z</sub>	W <sub>pl-y</sub>	W <sub>pl-z</sub>	i <sub>y</sub>	i <sub>z</sub>
	G Kg/m	A cm <sup>2</sup>	mm	mm	mm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm
<b>IPE 300</b>	42.2	53.81	300	150	10.7	8356	603.8	628.4	125.2	12.46	3.35

Tableau II.2 Caractéristiques des profilés IPE300

Phase finale :

Le béton ayant durci, la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble

Les charges de la phase finale sont :

- . Poids propre du profilé (IPE 300) ..... g<sub>p</sub> = 0,422 KN/m.
- . Charge permanente ..... G = 5.11 KN/m<sup>2</sup>
- . Surcharge d'exploitation ..... Q = 1.5 KN/m<sup>2</sup>.

Réaction	Longueur (m)	R <sub>u</sub> (KN)	R <sub>SER</sub> (KN)
<b>R</b>	3.85	34.65	25.025

R<sub>u</sub> = 34.65 kN

R<sub>SER</sub> = 25.025KN

**E.L.U :**

q<sub>u</sub> = 1,35 \* [(G \* 0.15) + g<sub>p</sub>] + 1,5 \* Q \* 0.15

q<sub>u</sub> = 1,35 \* [(5.11 \* 0.15) + 0.422] + (1,5 \* 1.5 \* 0.15)

q<sub>u</sub> = 1.94 KN/ml.

**E.L.S :**

q<sub>ser</sub> = g<sub>p</sub> + (G \* 0.15) + (Q \* 0.15)

q<sub>ser</sub> = 0,422 + (5.11 \* 0.15) + (1.5 \* 0.15)



$$q_{ser} = 1.413 \text{ kN/ml}$$

Largeur participante de la dalle :

$$b_{eff} = \min \begin{cases} 2 L_0 / 8 = \frac{2 \times 4.5}{8} = 1.125 \text{ m} \\ e = 3.85 \text{ m} \end{cases}$$

### Position de l'axe neutre plastique

$$R_{\text{Béton}} = 0,57 * f_{ck} * b_{eff} * h_b \quad \text{avec} \quad f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$R_{\text{Béton}} = (0,57 * 25 * 1125 * 65) * 10^{-3} \Rightarrow R_{\text{Béton}} = 1042.03 \text{ kN}$$

$$A_a = (300 - (2 * 10.7)) * 7.1 = 1978.06 \text{ mm}^2$$

$$R_{\text{Acier}} = 0.95 * 235 * 1978.06 * 10^{-3} = 441.6 \text{ kN}$$

$$R_{\text{Béton}} > R_{\text{Acier}}$$

$$M_{plrd} = 441.6 * \left[ \frac{300}{2} + 120 - \left\{ \frac{441.6}{1042.031} * \frac{65}{2} \right\} \right] * 10^{-3} = 113.149 \text{ kNm}$$

$$M_{plrd} = 113.149 \text{ kN.m}$$

### Vérifications :

#### Moment fléchissant :

$$M_{SD} = \frac{q * L^2}{8} + \frac{P * L}{2} = \frac{1.94 * 4.5^2}{8} + \frac{34.65 * 4.5}{2} = 82.873 \text{ kN.m}$$

$$M_{SD} < M_{PL,rd} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifier}$$

#### Effort tranchant :

$$\text{On doit vérifier que : } V_{sd} \leq V_{plrd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}}$$

$$V_{sd} = \frac{q * L}{2} + \frac{3 * P}{2} = \frac{1.41 * 4.5}{2} + \frac{3 * 34.65}{2} = 55.14 \text{ kN}$$

$$V_{plrd} = \frac{25.68 * 10^2 * 235}{\sqrt{3}} * 10^{-3} = 348.419 \text{ kN}$$

$V_{sd} < V_{plrd} \rightarrow$  Condition vérifier

$V_{sd} < 0,5V_{plrd} \Rightarrow$  Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

**Vérification de la rigidité (flèche) :**

$$f^{\max} = f^1 + f^2$$

$$m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$V = \frac{A_a}{A_b} = \frac{5381}{1125 \times 65} = 0.0735$$

$$I_c = \frac{5381 \times (65 + 2 \times 55 + 300)^2}{4(1 + 15 \times 0.07)} + \frac{1125 \times 65^3}{12 \times 15} + 8356 \times 10^4 = 2.33 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

Il faut vérifier que :

$$F_{adm} = \frac{L}{250} = 4500/250 = 18 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = f^1 + f^2$$

$$f^1 = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot L^4}{E I_c} = 0.153 \text{ mm}$$

$$f^2 = \frac{19}{384} \frac{P^* \cdot L^3}{E I_c} = 2.305 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = 2.458 \text{ mm} < 18 \text{ mm} \quad \text{La Flèche est Vérifier}$$

**Le déversement :**

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

La vérification au déversement en phase de construction est exigée par les Eurocodes EC4. Néanmoins la poutre étant maintenue latéralement par les solives de part et d'autre, on considère que la poutre ne risque pas de se déverser.

**Calcul des connecteurs :**

Type goujon Hauteur :  $h = 65 \text{ mm}$ ;

Diamètre :  $d = 19 \text{ mm}$ .

Détermination de  $P_{rd}$  ( Résistance au cisaillement ) :

$$P_{rd} = k_t \cdot \text{InF} \left\{ \begin{array}{l} 0.29\alpha d^2 \frac{\sqrt{F_{ck} \cdot E_c}}{\gamma_v} \\ 0.8 \cdot F_u \frac{\pi d^2}{4\gamma_v} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{Résistance dans le béton qui} \\ \text{entour le goujon la force dans le} \\ \text{goujon} \end{array}$$

$f_{ck}$ : Résistance caractéristique de béton.....25 N/mm<sup>2</sup>

$E_c$  : module de Young de béton.....30.5 KN/mm<sup>2</sup>

$f_u$  : Résistance caractéristique des connecteurs . .....450N/mm<sup>2</sup>

$\gamma_v = 1.25$

$$\alpha = [ 0.2 ( h / d ) + 1 ] \quad \text{si} \quad 3 < h / d < 4$$

$$\alpha = 1 \quad \text{si} \quad ( h / d ) > 4$$

nous avons  $\alpha = [ 0.2 ( h / d ) + 1 ]$  car  $3 < ( 65/19 ) = 3.42 < 4$

$$\alpha = 1.68$$

$$P_{rd} = k_t \cdot \text{InF} \left\{ \begin{array}{l} 0.29 * 1.68 * 19^2 \frac{\sqrt{25 * 30.5 * 10^3}}{1.25} = 122.86 \\ 0.8 * 405 * \frac{\pi * 19^2}{4 * 1.25} = 73.49 \\ Prd = \inf ( 122.86 : 73.49 ) = 73.49 \text{KN} \end{array} \right.$$

**Influence du sens du bac d'acier**

( $K_t$ ) : Coefficient de réduction fonction du sens des nervures du bac pour un bac d'acier dont les nervures sont perpendiculaires à la poutre . Le coefficient de réduction pour la résistance au cisaillement est calculé par

$$K_t = \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot \left( \frac{h_c}{h_p} - 1 \right)$$

$$K_t = \frac{0.7}{\sqrt{1}} \cdot \frac{88.5}{55} \cdot \left( \frac{65}{55} - 1 \right) = 0.2 < 1$$

$\left\{ \begin{array}{l} N_r : \text{Nombre de goujon par Nervure ou max } 2 \\ \text{Notre cas } N_r = 1 \\ h_p = 55 \text{ mm ; } h = 65 \text{ m ( hauteur du connecteur) } \end{array} \right.$

Avec :  $b_0 = 88.5 \text{ mm}$  largeur moyenne c

Les connecteurs seront soudés à travers le bac d'acier d'après les EC4

$$P_{rd} = P_{rd} * k_t = 73.49 * 0.2 = 14.698 \text{ kn}$$

**Effort tranchant repris par les goujons Détermination de RL**

Dans le cas d'une connexion totale, l'effort total de cisaillement de calcul RL auquel sont tenus de résister les connecteurs entre le point de moment fléchissant positif maximal et un appui d'extrémité est calcul selon la formule suivante :

$$RL = \text{Inf}(R \text{ Béton} ; R \text{ Acier}) = RL=441.6\text{kN}$$

**Nombre des connecteurs**

$$N^{bre} = \frac{RL}{P_{rd}} = \frac{441.6}{14.698} = 30.04$$

Soit N = 31 goujons sur la demi longueur de la poutre ; c'est-à-dire 62 connecteurs sur toute la longueur totale de la poutre.

L'espacement minimal des connecteurs doit être supérieur à 5

fois le diamètre :  $e_{min} \leftarrow 5.d = 5 \rightarrow 19 = 95 \text{ mm}$

$$Esp = \frac{L}{N_{bre} - 1} = \frac{4500}{31 - 1} = 150$$

Esp= 150mm > 95mm c'est vérifier

Donc on prend 62 connecteurs pour toute la portée de la poutre avec un espacement de 150 mm.

**II.3.3 Poutre principale du plancher RDC ( Commercial) : pré dimensionnement :**

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15} \Rightarrow \frac{4500}{25} \leq h \leq \frac{4500}{15} \Rightarrow 180 \leq h \leq 300 \text{ On choisit un IPE300}$$

Désignation	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	B Mm	t <sub>f</sub> mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl-z</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
<b>IPE 300</b>	42.2	53.81	300	150	10.7	8356	603.8	628.4	125.2	12.46	3.35

Tableau II.3 Caractéristiques des profilés IPE300

**Phase finale :**

Le béton ayant durci, la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble

Les charges de la phase finale sont :

- . Poids propre du profilé (IPE 300) .....  $g_p = 0,422 \text{ KN/m}$ .
- . Charge permanente .....  $G = 5.11 \text{ KN/m}^2$
- . Surcharge d'exploitation .....  $Q = 5 \text{ KN/m}^2$ .

Réaction	Longueur (m)	$R_u$ (KN)	$R_{SER}$ (KN)
<b>R</b>	3.85	54.55	38.346

$$R_U = 54.55 \text{ kN}$$

$$R_{SER} = 38.346 \text{ kN}$$

**E.L.U :**

$$q_u = 1,35 * [(G * 0.15) + g_p] + 1,5 * Q * 0.15$$

$$q_u = 1,35 * [(5.11 * 0.15) + 0.422] + (1,5 * 5 * 0.15)$$

$$q_u = 2.729 \text{ KN/ml}$$

**E.L.S :**

$$q_{ser} = g_p + (G * 0.15) + (Q * 0.15)$$

$$q_{ser} = 0,422 + (5.11 * 0.15) + (5 * 0.15)$$

$$q_{ser} = 1.938 \text{ KN/ml}$$

Largeur participante de la dalle :

$$b_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2 L_0 / 8 = \frac{2 \times 4.5}{8} = 1.125 \text{ m} \\ e = 3.85 \text{ m} \end{array} \right.$$

**Position de l'axe neutre plastique**

$$R_{\text{Béton}} = 0,57 * f_{ck} * b_{\text{eff}} * h_b \text{ avec } f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$R_{\text{Béton}} = (0,57 * 25 * 1125 * 65) * 10^{-3} \Rightarrow R_{\text{Béton}} = 1042.03 \text{ kN}$$

$$A_a = (300 - (2 * 10.7)) * 7.1 = 1978.06 \text{ mm}^2$$

$$R_{\text{Acier}} = 0.95 * 235 * 1978.06 * 10^{-3} = 441.6 \text{ kN}$$

$$R_{\text{Béton}} > R_{\text{Acier}}$$

$$M_{\text{plrd}} = 441.6 * \left[ \frac{300}{2} + 120 - \left\{ \frac{441.6}{1042.031} * \frac{65}{2} \right\} \right] * 10^{-3} = 113.149 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{plrd}} = 113.149 \text{ kN.m}$$

**Vérifications :**

**Moment fléchissant :**

$$M_{\text{SD}} = \frac{q * L^2}{8} + \frac{P * L}{2} = \frac{2.72 * 4.5^2}{8} + \frac{54.55 * 4.5}{2} = 129.62 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{SD}} > M_{\text{PL,rd}} \rightarrow \text{Condition pas vérifiée}$$

Donc on augmente le profilé : IPE 360

Désignation	Poids Kg/m	Section cm <sup>2</sup>	Dimensions			Caractéristiques					
			h mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl-z</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
<b>IPE 360</b>	57.1	77.73	360	170	12.7	16270	1043	1019	191.1	14.95	3.79

Tableau II.4 Caractéristiques des profilés IPE360

**Phase finale :**

Le béton ayant durci, la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble

Les charges de la phase finale sont :

- . Poids propre du profilé (IPE 300) .....  $g_p = 0,571 \text{ KN/m}$ .
- . Charge permanente .....  $G = 5.11 \text{ KN/m}^2$
- . Surcharge d'exploitation .....  $Q = 5 \text{ KN/m}^2$ .

Réaction	Longueur (m)	$R_u$ (KN)	$R_{SER}$ (KN)
<b>R</b>	3.85	54.55	38.346

$R_U = 54.55 \text{ kN}$

$R_{SER} = 38.346 \text{ kN}$

**E.L.U :**

$q_u = 1,35 * [(G * 0.17) + g_p] + 1,5 * Q * 0.17$

$q_u = 1,35 * [(5.11 * 0.17) + 0.571] + (1,5 * 5 * 0.17)$

$q_u = 3.218 \text{ KN/ml}$

**E.L.S :**

$q_{ser} = g_p + (G * 0.17) + (Q * 0.17)$

$q_{ser} = 0,571 + (5.11 * 0.17) + (5 * 0.17)$

$q_{ser} = 2.29 \text{ KN/ml}$

Largeur participante de la dalle :

$$b_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2 L_0 / 8 = \frac{2 \times 4.5}{8} = 1.125 \text{ m} \\ e = 3.85 \text{ m} \end{array} \right.$$

Position de l'axe neutre plastique

$R_{Béton} = 0,57 * f_{ck} * b_{eff} * h_b$  avec  $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

$$R_{\text{Béton}} = (0,57 \times 25 \times 1125 \times 65) \times 10^{-3} \Rightarrow R_{\text{Béton}} = 1042.03 \text{ kN}$$

$$A_a = (360 - (2 \times 12.7)) \times 8 = 2676.8 \text{ mm}^2$$

$$R_{\text{Acier}} = 0.95 \times 235 \times 2676.8 \times 10^{-3} = 597.595 \text{ kN}$$

$$R_{\text{Béton}} > R_{\text{Acier}}$$

$$M_{\text{plrd}} = 597.595 \times \left[ \frac{360}{2} + 120 - \left\{ \frac{597.595}{1042.031} \times \frac{65}{2} \right\} \right] \times 10^{-3} = 168.14 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{plrd}} = 168.14 \text{ kNm}$$

**Vérfications :**

**Moment fléchissant :**

$$M_{\text{SD}} = \frac{q \cdot L^2}{8} + \frac{P \cdot L}{2} = \frac{3.218 \cdot 4.5^2}{8} + \frac{54.55 \cdot 4.5}{2} = 130.88 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{SD}} < M_{\text{PL,rd}} \quad \rightarrow \text{Condition vérifier}$$

**Effort tranchant :**

$$\text{On doit vérifier que : } V_{\text{sd}} \leq V_{\text{plrd}} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}}$$

$$V_{\text{sd}} = \frac{q \cdot L}{2} + \frac{3 \cdot P}{2} = \frac{3.218 \cdot 4.5}{2} + \frac{3 \cdot 54.55}{2} = 89.065 \text{ kN}$$

$$V_{\text{plrd}} = \frac{35.14 \cdot 10^2 \cdot 235}{\sqrt{3}} \times 10^{-3} = 476.77 \text{ kN}$$

$$V_{\text{sd}} < V_{\text{plrd}} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifier}$$

$$V_{\text{sd}} < 0,5 V_{\text{plrd}} \Rightarrow \text{Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.}$$

Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

**Vérification de la rigidité (flèche) :**

$$f^{\text{max}} = f^1 + f^2$$

$$m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$V = \frac{A_a}{A_b} = \frac{7273}{1125 \times 65} = 0.0994$$





$$\alpha = [ 0.2 ( h / d ) + 1 ] \quad \text{si} \quad 3 < h / d < 4$$

$$\alpha = 1 \quad \text{si} \quad ( h / d ) > 4$$

nous avons  $\alpha = [ 0.2 ( h / d ) + 1 ]$  car  $3 < ( 65/19 ) = 3.42 < 4$

$$\alpha = 1.68$$

$$P_{rd} = k_t * I \quad \left\{ \begin{array}{l} 0.29 * 1.68 * 19^2 \frac{\sqrt{25 * 30.5 * 10^3}}{1.25} = 122.86 \\ 0.8 * 405 * \frac{\pi * 19^2}{4 * 1.25} \\ Prd = \inf ( 122.86 : 73.49 ) = 73.49 \text{KN} \end{array} \right.$$

**Influence du sens du bac d'acier**

(*K<sub>t</sub>*) : Coefficient de réduction fonction du sens des nervures du bac pour un bac d'acier dont les nervures sont perpendiculaires à la poutre . Le coefficient de réduction pour la résistance au cisaillement est calculé par

$$K_t = \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot ( \frac{h_c}{h_p} - 1 ) \quad \left\{ \begin{array}{l} N_r : \text{Nombre de goujon par Nervure ou max 2} \\ \text{Notre cas } N_r = 1 \\ h_p = 55 \text{ mm ; } h = 65 \text{ m ( hauteur du connecteur) } \end{array} \right.$$

$$K_t = \frac{0.7}{\sqrt{1}} \cdot \frac{88.5}{55} \cdot ( \frac{65}{55} - 1 ) = 0.2 < 1$$

Avec :  $b_0 = 88.5$  mm largeur moyenne de la nervure

Les connecteurs seront soudés à travers le bac d'acier d'après les EC4

$$P_{rd} = P_{rd} * k_t = 73.49 * 0.2 = 14.698 \text{ kn}$$

**Effort tranchant repris par les goujons Détermination de RL**

Dans le cas d'une connexion totale, l'effort total de cisaillement de calcul RL auquel sont tenus de résister les connecteurs entre le point de moment fléchissant positif maximal et un appui d'extrémité est calculé selon la formule suivante :

$$RL = \text{Inf} ( R \text{ Béton ; } R \text{ Acier) } = RL = 597.595 \text{ kN}$$

**Nombre des connecteurs :**

$$N^{\text{bre}} = \frac{Rl}{P_{rd}} = \frac{597.595}{14.698} = 40.658$$

Soit  $N = 41$  goujons sur la demi longueur de la poutre ; c'est-à-dire 82 connecteurs sur toute la longueur totale de la poutre.

L'espacement minimal des connecteurs doit être supérieur à 5

fois le diamètre :  $e_{\text{min}} \leq 5.d = 5 \times 19 = 95 \text{ mm}$

$$\text{Esp} = \frac{L}{N_{\text{bre}} - 1} = \frac{4500}{41 - 1} = 112.5$$

$\text{Esp} = 112.5 \text{ mm} > 95 \text{ mm}$  c'est vérifier

Donc on prend 82 connecteurs pour toute la portée de la poutre avec un espacement de 100 mm.

Niveaux	Poutre principale
plancher terrasse inaccessible	IPE 240
plancher courant (habitation)	IPE 300
Plancher RDC (commercial)	IPE 360

Tableau II.5 Choix final des profilés

#### II.4 CALCUL DE POUTRE SECONDAIRE:

Les poutres secondaires sont généralement en **IPE** ou **IPN**, leur espacement dépend du bac d'acier utilisé et de la charge d'exploitation. Elles se trouvent entre le plancher et la poutre, elles sont articulées à leurs extrémités et soumises à des charges uniformément réparties, ce sont généralement dimensionnées par la condition de la flèche.

La POUTRE SECONDAIRE la plus sollicitée a une portée égale à 3.9 mètre et un espacement de 1.125 mètre

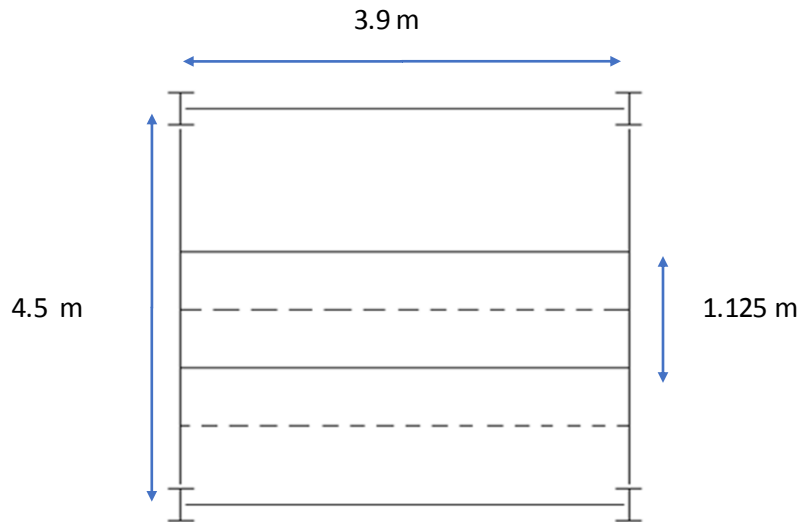


Figure II.2 Plans de planche

**II.4.1 Poutre secondaire du plancher terrasse inaccessible**

**Phase de construction :**

Le profilé d'acier travaille seul, donc les charges seront :

- Poids propre du béton frais..... $G_b = 3 \text{ KN/m}^2$
- Poids du bac d'acier ..... $g = 0,15 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge de construction (ouvrier)..... $Q_c = 0,75 \text{ KN/m}^2$

**Combinaisons des charges :**

L'entraxe entre les solives est 1.125m.

**ELU :**

$$q_u = [1,35 \cdot G_b + 1,5 \cdot Q] \cdot 1.125 \Rightarrow q_u = [1,35 \cdot (3 + 0,15) + 1,5 \cdot 0,75] \cdot 1.125$$

$$q_u = 6.0496 \text{ KN/ml}$$

**ELS :**

$$q_{ser} = [G_b + g + Q] \cdot 2 \Rightarrow q_{ser} = [3 + 0,15 + 0,75] \cdot 1.125$$

$$q_{ser} = 4.3875 \text{ KN/ml}$$

**Vérifications :**

D'après le critère de la flèche :

$$f_{max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot (L/2)^4}{E I_y} \leq \frac{L}{250}$$

$$I_y \geq \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot (L/2)^4}{E f_{adm}} \Rightarrow I_y \geq 25.2145 \text{ cm}^4$$

Le choix : IPE 80

**Moment fléchissant:**

Le moment fléchissant  $M_{sd}$  dans la section transversale doit satisfaire la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{brd} \cdot \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} \quad \left\{ \begin{array}{l} q_u = 6.1306 \text{ KN/ml} \\ q_{ser} = 4.4475 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \times (L/2)^2}{8} = \frac{6.1306 \times 1.95^2}{8} = 2.913 \text{ kN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{pl} \times F_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{23.22 \times 10^3 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 5.456 \text{ kN.m}$$

**Effort tranchant:**

On doit vérifier que :  $V_{sd} \leq V_{plrd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}}$

Où :

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

$A_v$  : aire de cisaillement.

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

$$A_v = 358 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrd} = \frac{235 \times 358 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1} = 48.57 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{4.4475 \times 1.95}{2} = 4.33 \text{ KN}$$

$$V_{SD} < V_{plrd} \rightarrow \text{vérifier}$$

$V_{sd} < 0,5 V_{plrd} \Rightarrow 4.33 \text{ KN} < 24.285 \text{ KN}$  Donc Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

**Vérification de la rigidité :**

$$f^{max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot L^4}{E I_y}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{ser} = 4.4475 \text{ KN/ml} \\ L = 1.95 \text{ m} \\ E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2 \\ I_y = 80.14 \text{ cm}^4 \end{array} \right.$$

Donc on aura 
$$F^{max} = \frac{5 \times 4.4475 \times (1950^4)}{384 \times 2.1 \cdot 10^5 \times 80.14 \times 10^4} = 4.975 \text{ mm}$$

Et la flèche admissible est : 
$$F^{adm} = \frac{1950}{250} = 7.8 \text{ mm}$$

$$F^{max} < f^{adm} \quad \text{vérifier}$$

**Classification de la section**

Classification de la semelle :

$$\frac{c}{t_f} \leq 10\epsilon \quad \text{Or} \quad \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \Rightarrow f_y = 235 \text{ Mpa} \Rightarrow \frac{c}{t_f} = \frac{16.1}{5.2} = 3.09 < 10$$

Semelle de classe I

Classification de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\epsilon \quad \rightarrow \quad \frac{59.6}{3.8} = 15.68 < 72 \Rightarrow \text{Ame de classe I}$$

Section globale de classe I

**Vérification du déversement :**

Il faut vérifier que :  $M_{brd} > M_{sd}$

$M_{sd}$  : c est le moment appliqué  $M_{sd} = 2.913 \text{ KN.m}$

$M_{brd}$  : la résistance de calcul d'un élément non maintenu latéralement en déversement

$$M_{brd} = \frac{X_{lt} \cdot \beta_w \cdot w_{ply} \cdot f_y}{m_1}$$

$$X_{lt} = \chi = \frac{1}{\varphi_{lt} + \sqrt{(\varphi_{lt}^2) - (\lambda_{lt}^2)}} < 1$$

$$\lambda_{lt} = \frac{L/i_{zz}}{1 + \frac{1}{20} \left( \frac{L/i_{zz}}{h/t_f} \right)^2} \sqrt{c_1}$$

avec :

$$C_1 = 1.132$$

L : longueur de déversement L=1.95 m

$$\lambda_{lt} = 21.219$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \frac{\lambda_{lt}}{93.9} = 0.22 < 0.4 \text{ pas de risque de déversement}$$

**Phase finale:**

Le béton ayant durci, la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble

Les charges de la phase finale sont :

- Poids propre du profilé(IPE 80) .....  $g_p = 0.06\text{kN/ml}$ .
- Charge permanente.....  $G_T = 6.58 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation.....  $Q_T = 1 \text{ KN/m}^2$
- L'entraxe entre les solives est de 0.975 m.

**ELU :**

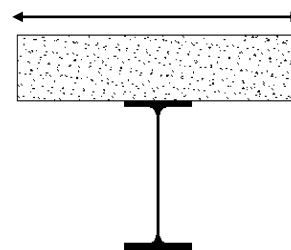
$$q_u = 1.35 (g_p + (G_t * 0.975)) + 1.5(Q * 0.975) = 10.20 \text{ KN/ m}$$

**ELS:**

$$q_{ser} = (g_p + (G_t * 0.975)) + (Q_t * 0.975) = 7.45 \text{ KN/m}$$

$$b_{eff} = 0.975\text{m}$$

$$b_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2 L_0 / 8 = \frac{2 \times 3.9}{8} = 0.975\text{m} \\ e = 1.125 \text{ m} \end{array} \right.$$



**Position de l'axe neutre plastique :**

$$R_{\text{Béton}} = 0,57 \cdot f_{ck} \cdot b_{\text{eff}} \cdot h_c \quad \text{avec} \quad f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$R_{\text{Béton}} = (0,57 \cdot 25 \cdot 975 \cdot 65) \cdot 10^{-3} \Rightarrow R_{\text{Béton}} = 903.09 \text{ KN}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \cdot f_y \cdot A_a \Rightarrow R_{\text{Acier}} = (0,95 \cdot 235 \cdot 764) \cdot 10^{-3} \Rightarrow R_{\text{Acier}} = 170.563 \text{ kN}$$

$$R_{\text{Béton}} > R_{\text{Acier}}$$

**Position de l'axe neutre plastique.**

L'axe neutre se trouve dans la dalle de béton, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{\text{pl.Rd}} = R_{\text{acier}} \left[ \frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left( \frac{R_{\text{acier}}}{R_{\text{béton}}} \cdot \frac{h_c}{2} \right) \right]$$

$$M_{\text{plrd}} = 170.563 \times \left[ \frac{80}{2} + 120 - \left\{ \frac{170.563}{903.09} \times \frac{65}{2} \right\} \right] \times 10^{-3} = 26.24 \text{ KNm}$$

**Vérifications :****Effort tranchant :**

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

$$V_{sd} = \frac{10.20 \cdot 3.9}{2} = 19.89 \text{ kN}$$

$$V_{PRD} = A_V \frac{f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = 48.57 \text{ KN}$$

$$V_{sd} < V_{plrd} \rightarrow \text{vérifier}$$

On a :  $V_{SD}^{MAX} < 0,5 V_{PRD} \Rightarrow$  il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

**Moment fléchissant :**

Il faut que :  $M_{sd} \uparrow M_{\text{pl.Rd}}$

$$\text{Le moment appliqué : } M_{\text{max}} = M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{10.20 \times 3.9^2}{8} = 19.39 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 19.39 \text{ KN.m} < M_{\text{pl.Rd}} = 26.24 \text{ KN.m} \rightarrow \text{vérifier}$$



**Vérification du déversement :**

Dans cette phase il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement, car la solive est maintenue par le béton dur.

**Vérification de la rigidité :**

Il faut vérifier que :

$$f_{max} = \frac{5}{384} \frac{q_{ser} \cdot L^4}{E I_c}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{ser} = 7.45 \text{ KN/ml.} \\ L = 3.9\text{m.} \\ E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2. \end{array} \right.$$

$$I_c = \frac{A_a \cdot (h_c + 2 \cdot h_p + h_a)^2}{4 \cdot (1 + m \nu)} + \frac{b_{eff} \cdot h_c^3}{12 \cdot m} + I_a$$

$$\nu = \frac{A_a}{A_b} = \frac{764}{975 \times 65} = 0.012$$

$$m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$I_c = \frac{764 \times (65 + 2 \times 55 + 80)^2}{4(1 + 15 \times 0.016)} + \frac{975 \times 65^3}{12 \times 15} + 80.14 \times 10^4 = 12.3 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

**valeur de la flèche maximale est :**

$$f_{max} = \frac{5 \times 7.45 \times (3900)^4}{384 \times 2.1 \times 12.3 \times 10^6 \times 10^5} = 8.68 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{3900}{250} = 15.6 \text{ mm}$$

$$f_{max} < f_{adm} \quad \text{Vérifier}$$

**Calcul des connecteurs :**

Type goujon Hauteur :  $h = 65 \text{ mm}$ ;

Diamètre :  $d = 19 \text{ mm}$ .



$$P_{rd} = P_{rd} * k_t = 73.49 * 0.2 = 14.698 \text{ kn}$$

### Effort tranchant repris par les goujons Détermination de RL

Dans le cas d'une connexion totale, l'effort total de cisaillement de calcul RL auquel sont tenus de résister les connecteurs entre le point de moment fléchissant positif maximal et un appui d'extrémité est calculé selon la formule suivante :

$$RL = \text{Inf}(R \text{ Béton} ; R \text{ Acier}) = \mathbf{RL=170.563kN}$$

### Nombre des connecteurs

$$N^{\text{bre}} = \frac{RL}{P_{rd}} = \frac{170.563}{14.698} = \mathbf{11.6}$$

Soit  $N = 12$  goujons sur la demi longueur de la solive ; c'est-à-dire 24 connecteurs sur toute la longueur totale de la solive.

L'espacement minimal des connecteurs doit être supérieur à 5

fois le diamètre :  $e_{\text{min}} \leq 5.d = 5 \cdot 19 = 95 \text{ mm}$

$$Esp = \frac{L}{N_{\text{bre}} - 1} = \frac{3900}{12 - 1} = 354.54$$

$Esp = 354.54 \text{ mm} > 95 \text{ mm}$  c'est vérifier

Donc on prend 24 connecteurs pour toute la portée de la solive avec un espacement de 200 mm.

## II.4.2 Poutre secondaire du plancher courant (habitation) :

### Phase finale:

Les charges de la phase finale sont :

- Poids propre du profilé (IPE 80).....  $g_p = 0.06 \text{ kN/ml}$ .
- Charge permanente.....  $G_c = 5.11 \text{ kN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation.....  $Q_c = 1.5 \text{ kN/m}^2$
- L'entraxe entre les solives est de 1 m.

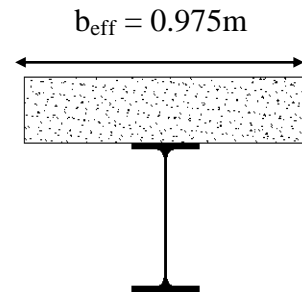
**ELU :**

$$q_u = 1.35 (g_p + (G_c * 0.975)) + 1.5 (Q_c * 0.975) = 9 \text{ KN/ m}$$

**ELS:**

$$q_{ser} = (g_p + (G_c * 0.975)) + (Q_c * 0.975) = 6.5 \text{ KN/m}$$

$$b_{\text{eff}} = \min \begin{cases} 2 L_0 / 8 = \frac{2 \times 3.9}{8} = 0.975 \text{ m} \\ e = 1.125 \text{ m} \end{cases}$$



Position de l'axe neutre plastique :

$$R_{\text{Béton}} = 0,57 \cdot f_{ck} \cdot b_{\text{eff}} \cdot h_c \quad \text{avec} \quad f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$R_{\text{Béton}} = (0,57 \cdot 25 \cdot 975 \cdot 65) \cdot 10^{-3} \Rightarrow R_{\text{Béton}} = 903.09 \text{ kN}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \cdot f_y \cdot A_a \Rightarrow R_{\text{Acier}} = (0,95 \cdot 235 \cdot 764) \cdot 10^{-3} \Rightarrow R_{\text{Acier}} = 170.563 \text{ kN}$$

$$R_{\text{Béton}} > R_{\text{Acier}}$$

**Position de l'axe neutre plastique.**

L'axe neutre se trouve dans la dalle de béton, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{\text{pl.Rd}} = R_{\text{acier}} \left[ \frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left( \frac{R_{\text{acier}}}{R_{\text{béton}}} \cdot \frac{h_c}{2} \right) \right]$$

$$M_{\text{plrd}} = 170.563 \times \left[ \frac{80}{2} + 120 - \left\{ \frac{170.563}{903.09} \times \frac{65}{2} \right\} \right] \times 10^{-3} = 26.24 \text{ KN.m}$$

**Vérifications :**

**Effort tranchant :**

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

$$V_{sd} = \frac{9 \times 3.9}{2} = 17.55 \text{ kN}$$

$$V_{Pl,RD} = A_V \frac{f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = 48.57 \text{ kN}$$

$$V_{sd} < V_{plrd} \longrightarrow \text{vérifier}$$

On a :  $V_{SD}^{MAX} < 0,5V_{PRD} \Rightarrow$  il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

**Moment fléchissant :**

Il faut que :  $M_{sd} \uparrow M_{pl,Rd}$

**Le moment appliqué :**  $M_{max} = M_{sd} = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{9 \times 3.9^2}{8} = 17.11 \text{ kN.m}$

$M_{sd} = 17.11 \text{ KNm} < M_{pl,Rd} = 26.24 \text{ kN.m} \nearrow \text{Vérifier}$

**Vérification du déversement :**

Dans cette phase il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement, car la solive est maintenue par le béton dur.

**Vérification de la rigidité:**

Il faut vérifiée que :

$$f^{max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot L^4}{E I_c}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{ser} = 6.5 \text{ KN/ml} \\ L = 3.9 \text{ m} \\ E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2. \end{array} \right.$$

$$I_c = \frac{A_a \cdot (h_c + 2 \cdot h_p + h_a)^2}{4 \cdot (1 + mv)} + \frac{b_{eff} \cdot h_c^3}{12 \cdot m} + I_a$$

$$V = \frac{A_a}{A_b} = \frac{764}{975 \times 65} = 0.012$$

$$m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$I_c = \frac{764 \times (65 + 2 \times 55 + 80)^2}{4(1 + 15 \times 0.016)} + \frac{975 \times 65^3}{12 \times 15} + 80.14 \times 10^4 = 12.3 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f_{max} = \frac{5 \times 6.5 \times (3900)^4}{384 \times 2.1 \times 12.3 \times 10^6 \times 10^5} = 7.58 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{3900}{250} = 15.6 \text{ mm}$$

$$f^{max} < f^{adm} \text{ Vérifier}$$

**III.3.3 poutre secondaire du plancher RDC (commercial) :**

**Phase finale:**

Les charges de la phase finale sont :

- Poids propre du profilé (IPE 120).....  $g_p = 0.104 \text{ kN/ml}$ .
- Charge permanente.....  $G_T = 5.11 \text{ kN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation.....  $Q_T = 5 \text{ kN/m}^2$
- L'entraxe entre les solives est de 1 m.

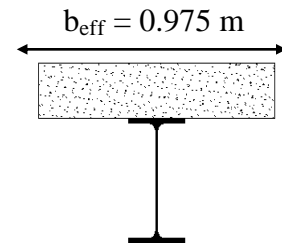
**ELU:**

$$q_u = 1.35 (g_p + (G_t * 0.975)) + 1.5 (Q * 0.975) = 14.17 \text{ KN/ m}$$

**ELS:**

$$q_{ser} = (g_p + (G_t * 0.975)) + (Q_t * 0.975) = 9.96 \text{ KN/m}$$

$$b_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2 L_0 / 8 = \frac{2 \times 3.9}{8} = 0.975 \text{ m} \\ e = 1.125 \text{ m} \end{array} \right.$$



**Position de l'axe neutre plastique :**

$$R_{Béton} = 0,57 \cdot f_{ck} \cdot b_{eff} \cdot h_c \quad \text{avec} \quad f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$R_{Béton} = (0,57 \cdot 25 \cdot 975 \cdot 65) \cdot 10^{-3} \Rightarrow R_{Béton} = 903.09 \text{ KN}$$

$$R_{Acier} = 0,95 \cdot f_y \cdot A_a \Rightarrow R_{Acier} = (0,95 \cdot 235 \cdot 1320) \cdot 10^{-3} \Rightarrow R_{Acier} = 294.69 \text{ kN}$$

$$R_{Béton} > R_{Acier}$$

**Position de l'axe neutre plastique.**

L'axe neutre se trouve dans la dalle de béton, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl.Rd} = R_{acier} \left[ \frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left( \frac{R_{acier}}{R_{béton}} \cdot \frac{h_c}{2} \right) \right]$$

$$M_{plrd} = 294.69 \times \left[ \frac{120}{2} + 120 - \left\{ \frac{294.69}{903.09} \times \frac{65}{2} \right\} \right] \times 10^{-3} = 49.91 \text{ kNm}$$

**Vérifications :**

**Effort tranchant :**

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

$$V_{sd} = \frac{14.17 \times 3.9}{2} = 27.63 \text{ kN}$$

$$V_{PRD} = A_v \frac{f_y}{\gamma_{mo} \sqrt{3}} = 85.61 \text{ kN}$$

$$V_{sd} < V_{plrd} \longrightarrow \text{vérifier}$$

**Moment fléchissant :**

Il faut que :  $M_{sd} \uparrow M_{pl.Rd}$

**Le moment appliqué :**  $M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{14.17 \times 3.9^2}{8} = 26.94 \text{ kN.m}$

$M_{sd} = 26.94 \text{ kN.m} < M_{pl.Rd} = 49.91 \text{ kN.m} \rightarrow \text{Vérifier}$

**Vérification de la rigidité :**

Il faut vérifiée que :

$$f^{max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot L^4}{E I_c}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{ser} = 9.96 \text{ KN/ml} \\ L = 3.9 \text{ m} \\ E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2 \end{array} \right.$$





$$\alpha = 1.68$$

$$P_{rd} = k_t * \text{Inf}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.29 * 1.68 * 19^2 \frac{\sqrt{25 * 30.5 * 10^5}}{1.25} = 122.86 \\ 0.8 * 405 * \frac{\pi * 19^2}{4 * 1.25} = 73.49 \\ Prd = \inf ( 122.86 : 73.49 ) = 73.49 \text{KN} \end{array} \right.$$

**Influence du sens du bac d'acier**

( $K_t$ ) : Coefficient de réduction fonction du sens des nervures du bac pour un bac d'acier dont les nervures sont perpendiculaires à la solive. Le coefficient de réduction pour la résistance au cisaillement est calculé par

$$K_t = \frac{0.7}{\sqrt{Nr}} \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot \left( \frac{h_c}{h_p} - 1 \right)$$

$$K_t = \frac{0.7}{\sqrt{1}} \cdot \frac{88.5}{55} \cdot \left( \frac{65}{55} - 1 \right) = 0.2 < 1$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Nr : \text{Nombre de goujon par Nervure ou max 2} \\ \text{Notre cas } Nr=1 \\ hp = 55 \text{ mm ; } h=65 \text{ m ( hauteur du connecteur)} \end{array} \right.$$

Avec :

$$b_0 = 88.5 \text{ mm larger moyenne de la nervure}$$

Les connecteurs seront soudés à travers le bac d'acier d'après les EC4

$$P_{rd} = P_{rd} * k_t = 73.49 * 0.2 = 14.698 \text{ kn}$$

**Effort tranchant repris par les goujons Détermination de RL**

Dans le cas d'une connexion totale, l'effort total de cisaillement de calcul RL auquel sont tenus de résister les connecteurs entre le point de moment fléchissant positif maximal et un appui d'extrémité est calculé selon la formule suivante :

$$RL = \text{Inf} (R \text{ Béton ; } R \text{ Acier}) = RL=294.69 \text{kN}$$

**Nombre des connecteurs :**

$$N^{bre} = \frac{RL}{P_{rd}} = \frac{294.69}{14.698} = 20.04$$

Soit  $N = 21$  goujons sur la demi longueur de la solive ; c'est-à-dire 42 connecteurs sur toute la longueur totale de la solive.

L'espacement minimal des connecteurs doit être supérieur à 5 fois le diamètre

$$e_{\min} = 5.d = 5 \times 19 = 95 \text{ mm}$$

$$\text{Esp} = \frac{L}{N_{\text{bre}} - 1} = \frac{3900}{21 - 1} = 195$$

Esp = 195 mm > 95mm            c'est vérifier

Donc on prend 42 connecteurs pour toute la portée de la solive avec un espacement de 150 mm.

Niveaux	Poutre secondaire
plancher terrasse inaccessible	IPE 80
plancher courant (habitation)	IPE 80
Plancher RDC (commercial)	IPE120

Tableau II.6 Choix final des profilés

**II.5 CALCUL DES POTEAUX:**

**II.5.1 Introduction :**

Les poteaux sont des éléments verticaux qui doivent reprendre les charges verticales transmises par les planchers. Leurs sections doivent présenter une bonne rigidité à la compression dans toutes les directions et en particulier suivant leurs axes principaux. Ils sont généralement des profilés en HEA ou HEB.

Le pré dimensionnement se fera par la vérification de la résistance de la section en compression axiale (flambement simple) suivant l'Eurocode Partie1-1.

**II.5.2 Le poteau central (le plus sollicité) :**

Surface qui revient au poteau est :

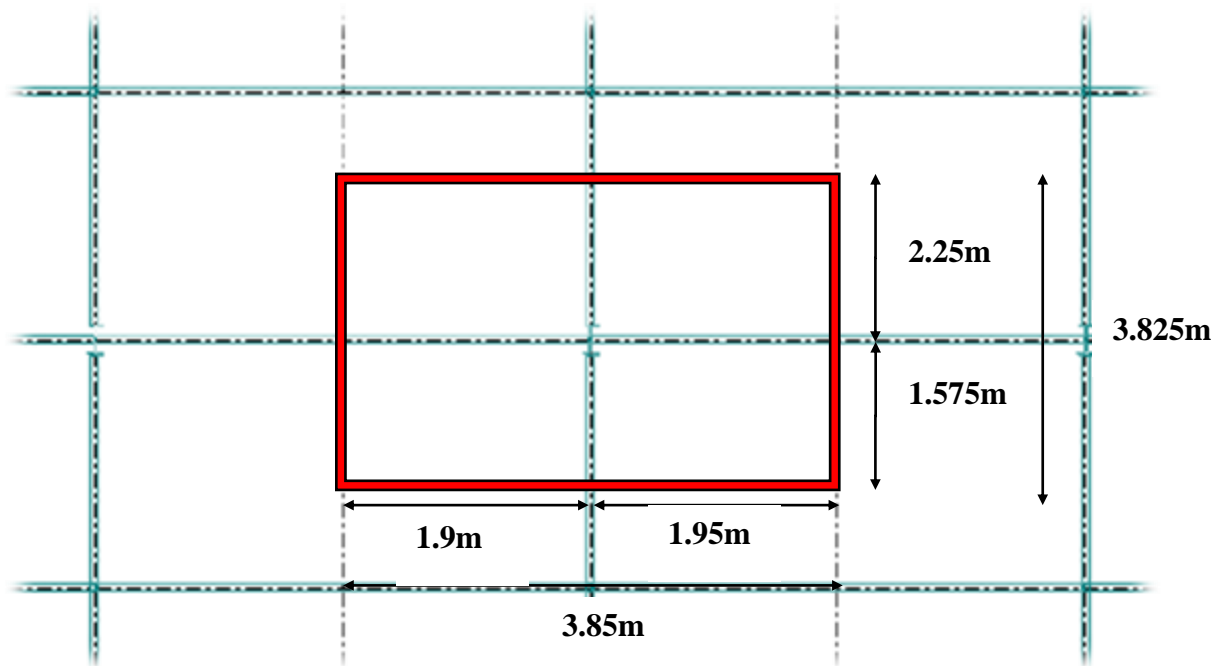


Figure II.2 Le poteau central

$$S_p = 3.85 \times 3.825 = 14.72625 \text{ m}^2$$

**La Descente des charges :**

$$G = (G_{(\text{terr,co})} * S_1) + (g_{pp} * L_1) + (g_{solive} * L_2)$$

Avec :

$G_{(\text{terr,co})}$  : charge de plancher terrasse ou courant .

$g_{pp}$  : poids propre de la poutre principale.

$g_{ps}$ : poids propre de la solive.

$S_1$  : surface reprise par le poteau

$L_2$  : longueur de la poutre principale

$g_{ps}$ : poids propre de la solive.

$L_3$  : longueur des solives

la poutre principale du plancher terrasse inaccessible : IPE 240

Solive du plancher terrasse inaccessible : IPE 80

la poutre principale du plancher courant (habitation) : IPE 300

Solive du plancher courant (habitation) : IPE 80

La poutre principale du plancher RDC (commerce) : IPE 360

Solive du plancher RDC (commerce) : IPE 120

$$G_{terr}=6,58 \text{ KN/m}^2$$

$$g_{pp300} = 0.442 \text{ KN/m}$$

$$Q_{terr} = 1\text{kN/m}^2$$

$$G_{co}=5,11 \text{ KN/m}^2$$

$$g_{pp240} = 0.307 \text{ KN/m}$$

$$Q_{habitation} = 1.5\text{kN/m}^2$$

$$g_{pp360} = 0.571 \text{ KN/m}$$

$$g_{s 80} = 0.06 \text{ KN/m}$$

$$Q_{comerce} = 5\text{kN/m}^2$$

$$g_{s 120} = 0.104$$

Niveau	Surface (m <sup>2</sup> )	Surcharges	Surcharges (KN)
Terrasse	14.726	$\sum_0=Q_0$	14.726
9 <sup>eme</sup> étage	14.726	$\sum_1=Q_0+Q_1$	36.815
8 <sup>eme</sup> étage	14.726	$\sum_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	56.695
7 <sup>eme</sup> étage	14.726	$\sum_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	74.366
6 <sup>eme</sup> étage	14.726	$\sum_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	89.828
5 <sup>eme</sup> étage	14.726	$\sum_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	103.082
4 <sup>eme</sup> étage	14.726	$\sum_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	114.126
3 <sup>eme</sup> étage	14.726	$\sum_7=Q_0+0,714(Q_1+....+Q_7)$	125.127
2 <sup>eme</sup> étage	14.726	$\sum_2=Q_0+0,687(Q_1+....+Q_8)$	136.128
1 <sup>eme</sup> étage	14.726	$\sum_3=Q_0+0,667(Q_1+....+Q_9)$	147.327
RDC	14.726	$\sum_8=Q_0+0,665(Q_1+....+Q_{10})$	161.618

Tableau II.6 La charge d'exploitation la loi de dégression

$$N_{sd} \leq N_{crd} \leq \frac{A_{nec} \cdot f_y}{\gamma_0}$$

Section de classe 1 :

$$A_{nec} \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} \quad N_{crd} \leq N_{plrd}$$

**Poteau centrale**

Poteau du RDC

$$N_{sd} = 1.35 \times G + 1,5 \times Q$$

$$N_{sd} = (1.35 \times 869.92) + (1.5 \times 161.618) = 1416.819 \text{ kN}$$

$$A_{nec} \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{1416.819 \times 10^3}{235 \times 10^2} = 60.29 \text{ cm}^2$$

	<i>G Kn</i>	<i>QkN/m</i>	<i>Q kN</i>	<i>G(cumuler)</i>	<i>Q(cumuler)</i>	<i>Nu</i>	<i>f<sub>y</sub></i>	<i>A cm<sup>2</sup></i>
Terrasse	98.3	1	14.726	98.3	14.726	154.794	235	6.714
10ème	77.172	1,5	22.089	175.472	36.815	292.110	235	12.43
9ème	77.172	1,5	22.089	252.644	56.695	426.112	235	18.133
8ème	77.172	1,5	22.089	329.816	74.366	556.8	235	23.694
7ème	77.172	1.5	22.089	406.988	89.828	684.176	235	29.114
6ème	77.172	1.5	22.089	484.160	103.082	808.239	235	34.394
5ème	77.172	1.5	22.089	561.332	114.126	928.988	235	39.532
4ème	77.172	1.5	22.089	638.504	125.127	1049.671	235	44.667
3ème	77.172	1.5	22.089	715.676	136.128	1170.355	235	49.803
2ème	77.172	1.5	22.089	792.748	147.327	1291.2	235	54.945
1 <sup>er</sup>	77.172	1.5	22.089	869.92	161.618	1416.819	235	60.29

Tableau II.8 La descente de charges permanentes

	<i>A cm2</i>	<i>Profile</i>
Terrasse	6,74	HEA 100
9eme	12,43	HEA 100
8eme	18,133	HEA 140
7eme	23,634	HEA 140
6eme	29,114	HEA 140
5eme	34,39	HEA180
4eme	39,53	HEA180
3eme	44,66	HEA180
2eme	49,8	HEA220
1er	54,945	HEA220
RDC	60,29	HEA220

Tableau II.7 Surface des poteaux

**II.5.3 Vérification des poteaux :**

**Vérification du flambement :**

Les poteaux sont des éléments qui travaillent principalement à la compression et la flexion, et comme les moments sont faibles devant l'effort normal on possède à la vérification de la résistance au flambement.

Il faut vérifier que :

$$N_{sd} \leq N_{brd} = \frac{X \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{m1}}$$

avec  $X = \min(X_y; X_z)$

**Méthode de calcul**

$\frac{l_{fy}}{i_y} \leq 93,9$  → Classe 1, 2 ou 3  
 $\frac{l_{fz}}{i_z} \leq 93,9$  → Classe 1, 2 ou 3  
 $\frac{l_{fy}}{i_y} > 93,9$  → Classe 4  
 $\frac{l_{fz}}{i_z} > 93,9$  → Classe 4

$X_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 + \lambda_y^2}}$   
 $X_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 + \lambda_z^2}}$

$\phi_y = 0,5 + \frac{f_y}{235}$   
 $\phi_z = 0,5 + \frac{f_z}{275}$

$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y}$   
 $\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z}$

**Poteau de RDC  
HEA 260 :**

$N = 1416.819\text{KN}$ ;  $A = 86.82\text{cm}^2$ ;  $l_{fz} = 3.094\text{m}$ ;  $l_{fy} = 4.42\text{m}$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{4420}{109.7} = 40.29$$

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{3094}{6.5} = 47.6$$

Choix de la courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{250}{260} = 0.9615 < 1.2$$

$$t_f = 12.5 < 100$$

Courbe de flambement C  $\Rightarrow \alpha = 0,49$  ; (Tab 5.5.1)

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{47.6}{93.9} = 0.506 > 0.2$$

$$\varphi = 0.5 [ 1 + 0.49(0.506 - 0.2) + 0.50^2 ] = 0.703$$

$$X = \frac{1}{0.703 + (0.703^2 - 0.506^2)^{0.5}} = 0.839$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{40.29}{93.9} = 0.429 > 0.2$$

Courbe de flambement B  $\Rightarrow \alpha = 0,34$  ; (Tab 5.5.1)

$$\chi \uparrow 0,5 \Rightarrow 1 \uparrow 0,34 \times 0.429 \times 0,2 \leftarrow \uparrow 0.429^2 \Rightarrow \uparrow 0.6309$$

$$X = \frac{1}{0.6309 + (0.6309^2 - 0.34^2)^{0.5}} = 0.8603$$

$$X_{min} = 0.839$$

NIVEAU	9- 10	6 - 7- 8	3- 4- 5	RDC-1-2
Profilé	HEA140	HEA180	HEA220	HEA260
$\alpha z$	0.49	0.49	0.49	0,49
$\alpha y$	0.34	0.34	0.34	0,34
$\lambda y$	77.13	59.32	48.2	40.29
$\lambda z$	87.897	68.45	56.15	47.60
$\bar{\lambda} y$	0.821	0.63	0.51	0.429
$\bar{\lambda} z$	0.936	0.7289	0.597	0.506
$\varphi y$	0.94	0.771	0.682	0.6309
$\varphi z$	1.118	0.895	0.77	0.7036
$X y$	0.71	0.82	0.8812	0.8603
$X z$	0.578	0.707	0.79	0.839
$\chi \min$	0.578	0.707	0.79	0.839
Nsd	292.110	684.176	1049.671	1416.819
Nbrd	426.78	751.806	1194.472	1711.786
Condition	Verifier	Verifier	Verifier	Verifier

Tableau II.8 Vérification au flambement de 10<sup>ème</sup> étage jusqu'à RDC

Le choix finale des profilées est cité dans le tableau ci-dessous

<b>Niveau</b>	<b>Poteau central</b>
9-10	HEA140
6-7-8	HEA180
3-4-5	HEA220
RDC-1-2	HEA260

Tableau II.9 choix final des profilés



## **CHAPITRE III**

### **ETUDE AU VENT**

### III.1 Introduction

L'effet du vent sur une construction a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour

cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles. Le calcul sera mené conformément au

Règlement Neige et Vent 2013. Ce document technique réglementaire (DTR2013) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble

des constructions et des bâtiments y compris leur composants et élément de façade. Il s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à 200 m.

### Charges climatique

### III.2 Effet de la neige

#### III.2.1 Introduction

Parmi les charges climatiques on a la neige qui s'accumule sur la toiture de la structure et produit une surcharge qu'il faut la prendre en compte pour les vérifications des éléments de cette structure.

Pour cela on a le règlement RNV2013 s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie

situées à une altitude inférieure à 2000 mètres.

Notre projet se trouve à une altitude de 516 m.

#### III.2.2 Etude de la neige

D'après RNV2013, la surcharge est donnée en fonction de la région et l'altitude du site d'implantation, par la formule suivante :

$$S = \mu \times S_k$$

Avec :

$S$  : La charge caractéristique de la neige par unité de surface, en  $\text{KN}/\text{m}^2$  ;

$k S$  : La charge de neige sur le sol, fonction de l'altitude et de la zone en  $\text{KN}/\text{m}^2$  .

$\mu$ : Coefficient de forme, dépend de la forme de toiture.

Le bâtiment se situe à la wilaya de BLIDA , BOUARFA, zone 'A'.

$$s_k = \frac{0.07 \times H + 15}{100}$$

Avec :  $H=516$  m,

$$\mu \uparrow 0,8$$

( $0 \uparrow \alpha \uparrow 30^\circ$ ) toiture plate

$$S_k = \frac{0,07 \times 516 + 15}{100} = 0,511 \text{ KN/m}^2$$

$$S_k = 0,511 \text{ KN/m}^2$$

Donc:

$$S = 0,8 \times 0,511 = 0,408 \text{ KN/m}^2$$

### III.3 Etude du vent

#### III.3.1 Introduction :

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

Selon le règlement **RNV 2013**, Le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires Aux différentes parois de la construction.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

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

#### III.3.2 Données relatives au site

- ↖ Catégorie du terrain : IV
- ↖ Site plat : CT = 1
- ↖ Zone du vent : I
- ↖  $q_{réf} = 0,375 \text{ KN/m}^2$
- ↖ Facteur de terrain  $K_T = 0,234$
- ↖ Hauteur minimale  $Z_{min} = 10 \text{ m}$
- ↖ Paramètre de rugosité  $Z_0 = 1 \text{ m}$
- ↖  $\xi$  : Coefficient utilisé pour le calcul du coefficient  $C_d$
- $\xi = 0,67$

#### III.3.3 Calcul :

Selon le règlement RNV 2013, le calcul doit être effectué séparément pour les deux directions

du vent, et perpendiculaires aux différentes parois de l'ouvrage.

Pour des raisons de symétrie de notre bâtiment on va étudier une face pour chaque direction

du vent.

↖ La direction V1 du vent : perpendiculaire à la façade AB.

↘ La direction V2 du vent : perpendiculaire à la façade BC.

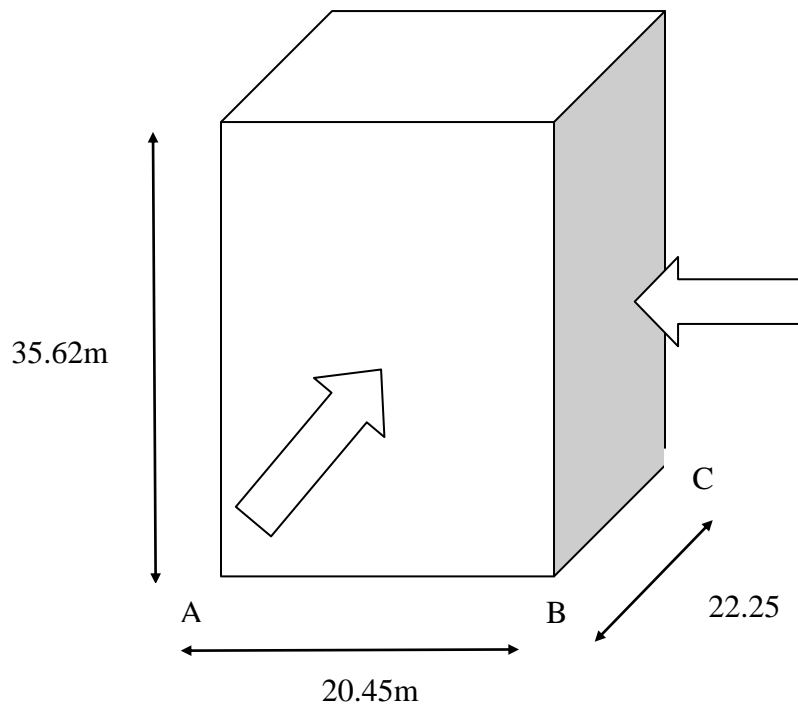


Figure III.1 Action du vent

#### III.4 Détermination de la pression due au vent :

La pression due au vent qui s'exerce sur un élément de surface  $j$  est donnée par

$$q_j = C_d \times W_{(cj)}$$

##### III.4.1 Détermination de coefficient dynamique $C_d$ :

La structure de bâtiment étant métallique

On doit déterminer la valeur de  $C_d$  pour chaque direction du vent :

##### III.4.2 La direction de vent V1 : la façade AB

Calcul de coefficient dynamique  $C_d$

$$C_d = \frac{1 + 2 \times g \times I_v(Z_{eq}) \times \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7 \times I_v(Z_{eq})}$$

$Z_{eq}$  : Hauteur équivalente de la construction.

$$Z_{eq} = 0,6 \times h \geq Z_{min}$$

$$H = 35.62 \text{ m}$$

$$Z_{eq} = 0.6 \times 35.62 = 21.37 \text{ m}$$

$$Z_{eq} \geq Z_{min} = 10 \text{ m}$$

$I_v(z_{eq})$  : Intensité de la turbulence pour ( $Z = Z_{eq}$ )

$$I_v(z_{eq}) = \frac{1}{C_t \times \ln\left(\frac{Z_{eq}}{Z_0}\right)} \quad \text{Pour } Z > Z_{min}$$

$$I_v(z_{eq}) = 0.32$$

**Partie quasi statique.**

$$Q^2 = \frac{1}{1 + 0.9 \left(\frac{b+h}{I_i(z_{eq})}\right)^{0.67}}$$

$$I_i(z) = 300 \times \left(\frac{Z}{200}\right)^\epsilon \quad \text{Pour } Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m}$$

$$I_i(z) = 300 \times \left(\frac{Z_{eq}}{200}\right)^\epsilon$$

$$I_i(z) = 300 \times \left(\frac{21.37}{200}\right)^{0.67} = 67.05 \text{ m}$$

$$Q^2 = \frac{1}{1 + 0.9 \left(\frac{20.45 + 35.62}{67.05}\right)^{0.67}} = 0.556$$

**Partie Résonnante.**

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times \delta} \times R_N \times R_h \times R_b$$

$\delta$  : Décrément logarithmique d'amortissement structural.

$$\delta = \delta_s + \delta_a$$

$$\delta_s = 0.05$$

$$\delta_a = 0$$

$$\delta = 0.05 + 0 = 0.05$$

$n_{lx}$  : Fréquence propre de mode fondamentale dans la direction de x.

$R_N$  : Fonction adimensionnelle de la densité spectrale de puissance.

$$RN = \frac{6,8 \times NX}{(1 + 10,2 \times NX)^{5/3}}$$

NX : fréquence adimensionnelle de la direction x du vent donnée par :

$$NX = \frac{n_l x \times l_i(z_{eq})}{V_m(z_{eq})}$$

$$V_m(z) = C_r(z) \times C_t(z) \times V_{réf}$$

$$V_m(z_{eq}) = C_r(z_{eq}) \times C_t(z_{eq}) \times V_{réf}$$

$$C_r(z_{eq}) = K_t \times \ln\left(\frac{z_{eq}}{z_0}\right)$$

Pour  $Z_{min} < Z < 200$

$$C_r(z_{eq}) = 0,234 \times \ln\left(\frac{21,37}{1}\right)$$

$$C_r(z_{eq}) = 0,716$$

$$C_t(z_{eq}) = 1$$

V<sub>réf</sub> : Vitesse de référence du vent.

$$V_{réf} = 25 \text{ m/s}$$

$$V_m(z_{eq}) = 0,716 \times 1 \times 25 = 17,6 \text{ m/s}$$

### III.4.3 Calcul de fréquence propre du mode fondamentale

$$n_l x = \frac{0,5}{\sqrt{f}} \text{ [Hz]}$$

f : est la flèche de la structure due au poids propre appliqué dans la direction de vibration

$$f = \frac{h}{100} = \frac{35,62}{100} = 0,356 \text{ m}$$

$$n_l x = \frac{0,5}{\sqrt{0,356}} = 0,838 \text{ [Hz]}$$

$$NX = \frac{0,838 \times 67,05}{17,6} = 3,16$$

$$RN = \frac{6,8 \times 3,16}{(1 + 10,2 \times 3,16)^{5/3}} = 0,0625$$

R<sub>h</sub> et R<sub>b</sub> : Fonction admittance aérodynamique.

$$R_h = \left(\frac{1}{n_h}\right) - \left(\frac{1}{2 \cdot \eta h^2}\right) * (1 - e^{-2\eta h}) \text{ pour } \eta h > 0$$

$$R_b = \left(\frac{1}{n_b}\right) - \left(\frac{1}{2 \cdot \eta b^2}\right) * (1 - e^{-2\eta b}) \text{ pour } \eta b > 0$$

$$\eta h = \frac{4,6 \times N_X \times h}{I_i(z_{eq})} \quad \eta h = 7.72$$

$$\eta b = \frac{4,6 \times N_X \times b}{I_i(z_{eq})} \quad \eta b = 4.43$$

D'où :

$$R_h = 0,121$$

$$R_b = 0,2$$

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times 0,05} \times 0,0625 \times 0,121 \times 0,2$$

$$R^2 = 0,149$$

**Calcul de facteur de pointe 'g'**

$$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times v)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times v)}} > 3$$

**Calcul de la fréquence moyenne**

$$v = n l_x \times \sqrt{\frac{Q^2}{R^2 + Q^2}} \geq 0,08 \text{ [Hz]}$$

$$v = 0,838 \times \sqrt{\frac{0,556^2}{0,149^2 + 0,556^2}} = 0,809$$

$$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times 0,809)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times 0,809)}} > 3$$

$$g = 3,687$$

$$C_d = \frac{1 + 2 \times 3,687 \times 0,32 \times \sqrt{0,556 + 0,149}}{1 + 7 \times 0,32}$$

$$C_d = 0,92$$

### III.4.4

#### III.4.5 Détermination de la pression aérodynamique

La pression dynamique  $W(Z_j)$  agissante sur une paroi est obtenue à l'aide de la formule suivante.

$$W_{zj} = q_p(Z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \text{ [N/m}^2\text{]}$$

### III.5 Détermination de coefficient de pression

#### III.5.1 Calcul des coefficients de pressions extérieures

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes:

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

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

(5.1 RNV2013)

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

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

#### III.5.2 Direction du vent V1 :

b : La dimension perpendiculaire à la direction du vent V1 AB.

$$b = 20.45 \text{ m.}$$

d : La dimension perpendiculaire à la direction du vent V2 BC.

$$d = 22.25 \text{ m.}$$

$$e = \min [b ; 2h] = \min [20.45 ; 71.24] e = 20.45 \text{ m.}$$

$d > e$  alors la paroi est divisée A, B, C, D et E qui sont illustrées sur la figure suivant :

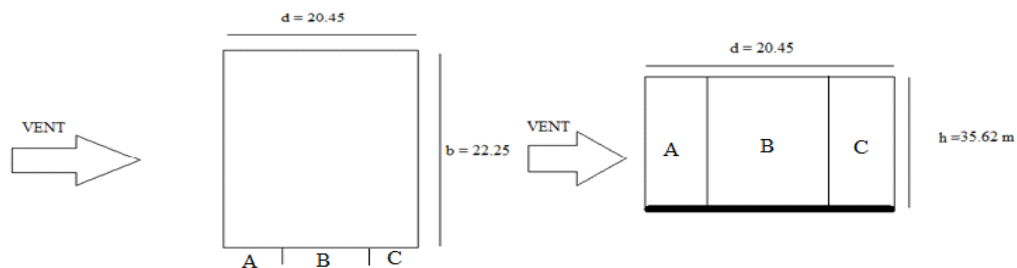


Figure III.2 Légende pour les parois verticales

La surface de la paroi considérée

$$S = 20.45 \times 35.62 = 728.429 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2 \quad \text{Selon la formule (§5.1. RNV2013)}$$

Donc :

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



D'après le tableau (5.1.RNV2013) on a :

A	B	C	D	E
$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
-1,0	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3

Tableau III.1 Coefficients de  $C_{pe}$  parois verticales

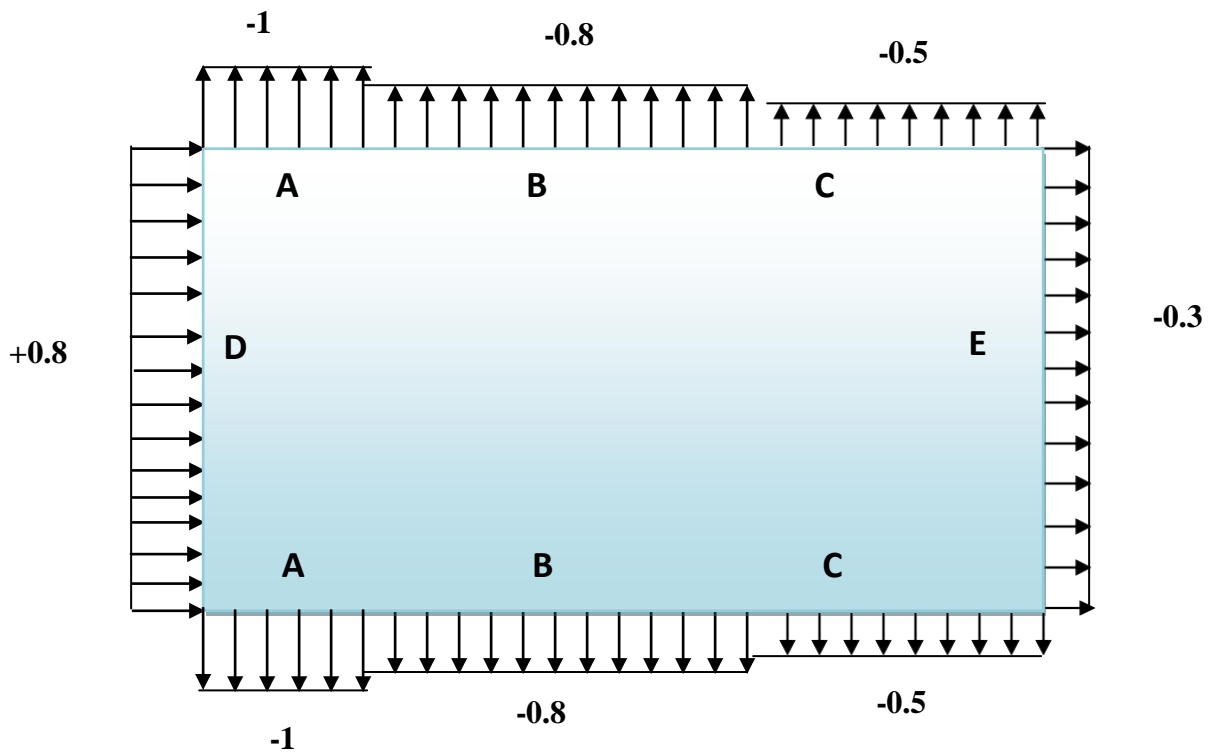


Figure III.2 Valeur de  $C_{pe}$  pour les parois verticales

**Terrasse :**

La hauteur de l'acrotère  $h_p = 0,6$  m

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à  $5^\circ$ .

Selon (§1.1.5 chap5.RNV2013) les différentes zones de pression F, G, H et I sont Représentées sur la figure ci-dessous :

$$e = \min [b ; 2h] = \min [20.45 ; 35.62] \Rightarrow e = 20.457$$

b : dimension du coté perpendiculaire

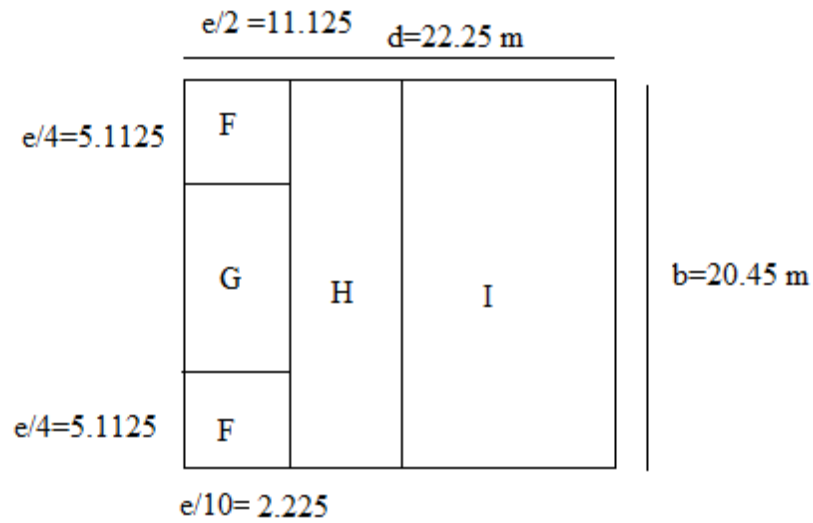


Figure III.4 Légende pour les toitures plates

Selon le tableau (5.2. RNV2013) on a :

Dans notre cas  $h_p/h = 0,6/35.62 = 0,016$

Donc on néglige l'acrotère.

D'où :

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

<b>F</b>	<b>G</b>	<b>H</b>	<b>I</b>
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
<b>-1,8</b>	<b>-1,2</b>	<b>-0,7</b>	<b>+0,2</b>

Tableau III.2 Coefficients de  $C_{pe}$  de la toiture

III.5.3 Coefficient de pression interne  $C_{pi}$ 

$$\mu_p = \sum \frac{\text{surface } C_{pe} < 0}{\text{toutes les surface}} = 1$$

Le coefficient d'exposition dépend de plusieurs facteurs dont le coefficient de rugosité, Coefficient de topographie et la catégorie de terrain.

$C_e(z)$  est donné par :

$$C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1 + 7I_v(z)]$$

$$C_e = 1.66$$

**Coefficient de rugosité :**

le coefficient de rugosité  $C_r(z)$  traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse

moyenne du vent . il est défini par la loi suivant :

$$\begin{cases} C_r(z) = K_t \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) & \text{pour } Z_{\min} \leq Z \leq 200\text{m} \\ C_r(z) = K_t \times \ln\left(\frac{Z_{\min}}{z_0}\right) & \text{pour } Z < Z_{\min} \end{cases}$$

**Coefficient de topographie :**

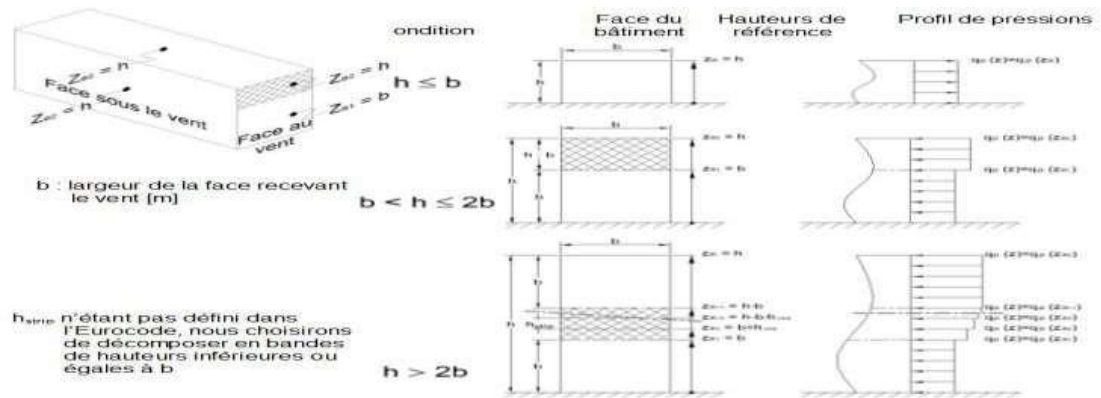
Le site où notre projet se situe est plat

$$C_t = 1$$

**Intensité de turbulence :**

Elle est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent et est donnée par équation suivante :

$$\begin{cases} I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} & \text{pour } Z > Z_{\min} \\ I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{Z_{\min}}{z_0}\right)} & \text{pour } Z \leq Z_{\min} \end{cases}$$



Direction V1 :

Donc :  $h=35.62 \leq b=20.45$

$z_e$ (m)	$C_r(z)$	$I_v(z)$	$C_e(z)$	$q_p(z)$ (N/m <sup>2</sup> )
35.62	0.716	0.32	1.66	622.5

### III.5.4 Coefficient de pression intérieure $C_{pi}$ :

Le coefficient de la pression intérieure  $C_{pi}$  des bâtiments sans cloisons intérieures est donné en

fonction de l'indice de perméabilité  $\mu_p$ .

On définit l'indice de perméabilité  $\mu_p$  comme suit :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures sous le vent et parallèles au vent}}{\sum \text{des surfaces des toutes les ouvertures}}$$

**Note :** à la fin de la réalisation (toutes les ouvertures fermées)

$$W(z_j) = q_p(z_j) * (C_{pe} - C_{pi})$$

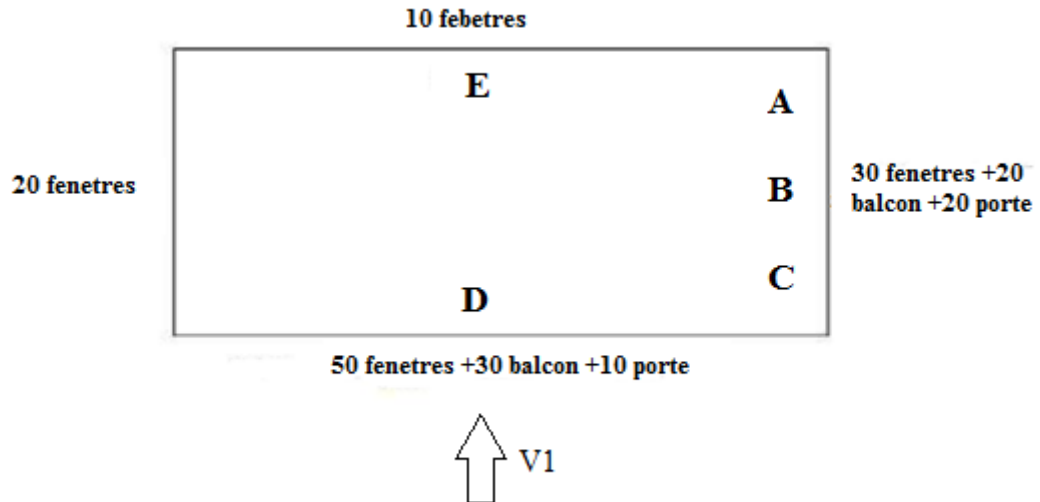


Figure III.5 Surface des ouvertures

Dimension de fenêtre1 :(1,2m ;1.4m)  $S=1.68\text{m}^2$

Dimension de porte fenêtre :(1.2m ;2,4m)  $S=2.88\text{m}^2$

Dimension de petite fenêtre 3 :(0.6m ;0.6m)  $S=0.36\text{m}^2$

Dimension de la porte :(0.84m ;2,17m)  $S=1.82\text{m}^2$

Dimension de balcon1 (3.30m ;1.7m)  $S=5.61\text{m}^2$

Dimension de balcon2 (3.55m ;1.7m)  $S=6.035\text{m}^2$

Dimension de balcon3 (3.7m ;1.7m)  $S=6.29\text{m}^2$

Dimension de balcon4 (3.00m ;1.7m)  $S=5.1\text{m}^2$

Dimension de balcon5 (2.90m ;1.7m)  $S=4.93\text{m}^2$

**On a  $V1 \rightarrow$  (50fenestres +10balcon1+10 balcon2+10balcons3+10porte)**

**$S=281.55\text{m}^2$**

**$S_t \Rightarrow 728.429\text{m}^2$**

D'après le paragraphe (§2.2.2 chap5.RNV2013) on doit utiliser les deux valeurs du  $C_{pi}$  :

$$\frac{h}{d} = \frac{35.62}{20.45} = 1.74 > 1 \text{ ( il nécessaire de faire l'interpolation )}$$

$$u_p = \frac{281.55}{728.429} = 0.386 \Rightarrow \text{donc } C_{pi} = 0.023$$

Les valeurs des pressions  $q_j$  sont données dans les tableaux suivants :

Zone	Cd	qp (N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi	W <sub>(zj)1</sub> (N/m <sup>2</sup> )
A	0.92	622.5	-1	0.23	-765.675
B	0.92	622.5	-0.8	0.23	-641.175
C	0.92	622.5	-0.5	0.23	-454.425
D	0.92	622.5	0.8	0.23	354.825
E	0.92	622.5	-0.3	0.23	-329.925

Tableau III.3 Les valeurs des pressions W<sub>zj</sub>

### III.6 Action d'ensemble :

#### III.6.1 Calcul des F<sub>w</sub> à l'aide des coefficients de forces :

La force exercée par le vent F<sub>w</sub> agissant sur une construction ou un élément de construction

peut être déterminée directement en utilisant l'expression suivante :

$$F_w = C_d \times C_f \times q_p(Z_i) \times A_{ref} [N]$$

C<sub>d</sub> : Coefficient dynamique.

C<sub>f</sub>: Coefficient de force.

A<sub>ref</sub> : Surface élémentaire.

#### III.6.2 Calcul du coefficient de force :

$$C_f = C_{f.0} \times \psi \lambda$$

C<sub>f.0</sub>: Coefficient de force des constructions en considérant un élancement effectif infini

ψλ : Facteur d'élancement donné par (Figure 4.1 RNV 2013) en fonction de l'élancement Effectif λ<sub>e</sub>.

$$C_{f.0} = 2.2 \text{ pour } V1$$

$$\lambda_e = \text{Max} (0,7 \times h/b ; 70)$$

$$\lambda_e = \text{Max} (0,7 \times \frac{35.62}{20.45} ; 70) \Rightarrow \lambda_e = 70$$

Pour φ = 1 (pour construction fermé) et λ<sub>e</sub> = 70

$$\psi \lambda = 0,91$$

$$C_{f1} = 2,2 \times 0,91 = 2$$

#### III.6.3

#### III.6.4

**III.6.5 Calcul de la surface élémentaire  $A_{ref}$  :**

$A_{ref} = l \times h$  (Rectangle)

**Direction V1**

niveau	H ( m )	L '( m )	Cd	Cf	q(N/m <sup>2</sup> )	Aref (m <sup>2</sup> )	Fw
	35.62	20.45	0.92	2	622.5	728.429	834342.57

Tableau III.4 la force exercée par le vent  $F_w$  sur V1

**III.6.6 Calcul des forces à l'aide des pressions de surface :**

La force exercée par le vent  $F_w$  agissant sur une construction ou un élément de construction

peut être déterminée par sommation vectorielle des forces

$F_w, e$ ,

$F_w, i$  et  $F_{fr}$  donnée par :

Force extérieure

$$F_w, e = C_d \times \Sigma W_e \times A_{ref}$$

Force intérieure

$$F_w, i = \Sigma W_i \times A_{ref}$$

**III.7 Force de frottement**

$$F_{fr} = C_{fr} \times q_p(z_e) \times A_{fr}$$

$W_e$  : Pression extérieure exercée sur la surface élémentaire de d' hauteur  $z_e$  donnée par :

$$W_e = q_p(z_e) \times C_{pe}$$

$W_i$  : Pression intérieure exercée sur la surface élémentaire d' hauteur  $z_e$  donnée par :

$$W_i = q_p(z_i) \times C_{pi}$$

$A_{fr}$  : Aire de la surface extérieure parallèle au vent

$z_e; z_i$  : Hauteur de référence des pressions extérieures et intérieures

$C_{fr}$  : Coefficient de frottement

**Direction V1**

**III.7.1 Calcul de Forces de pression extérieure :**

Zone	Q (N/m <sup>2</sup> )	Cd	Cpe	We	Aref ( m <sup>2</sup> )	Fw ( N)
<b>A</b>	622.5	0.92	-1	-622.5	728.429	- 750908.31
<b>B</b>	622.5	0.92	-0.8	-498	728.429	- 750908.31
<b>C</b>	622.5	0.92	-0.5	-311.25	728.429	- 750908.31
<b>D</b>	622.5	0.92	0.8	498	728.429	- 750908.31
<b>E</b>	622.5	0.92	-0.3	-186.75	728.429	- 750908.31
				$\sum We = -1120.5$		

Tableau III.5 Valeurs des Forces de pressions extérieures(V1)

Zone	Q (N/m <sup>2</sup> )	Cd	Cpe	We	Aref ( m <sup>2</sup> )	Fw ( N)
F	622.5	0.92	-1.8	-1120.5	728.429	-1543533.767
G	622.5	0.92	-1.2	-747	728.429	-1543533.767
H	622.5	0.92	-0.7	-435.75	728.429	-1543533.767
I	622.5	0.92	-0.2	-124.5	728.429	-1543533.767
			0.2	124.5		-1543533.767
				$\sum We = -2303.25$		

Tableau III.6 Valeurs des forces de pression extérieure sur la toiture V1

**Direction V1**

**III.7.2 Calcul de Forces de pression intérieur :**

Niveau	Qp (N/m <sup>2</sup> )	Cpi	Wil (N)	Aref ( m <sup>2</sup> )	Fwil ( N)
	622.5	0.23	143.175	728.429	417171.2883
			$nWil = 572.7$		

Tableau III.7 Calcul de Forces de pression intérieur



**III.8 Calcul des forces de frottement Ffr**

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés lorsque l’aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent est inférieure ou égale à 4 fois l’aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent.

**III.8.1 Calcul de (Afr)**

**Direction V1**

$Afr = d \times hi$  Paroi vertical

$Afr = 20.45 \times 35.62 = 728.429 \text{ m}^2$

Niveau	Cfr	Qp	Aref	Ffr
	0.01	622.5	728.429	4534.47

Tableau III.8 Valeurs des forces de frottement direction V1

$(20.45 \times 35.62) \times 2 \times 4 = 5827.432 \text{ m}^2$

$(22.25 \times 35.62) \times 2 = 1585.09\text{m}^2 \leq 5827.432\text{m}^2$

La condition est vérifiée alors la force de frottement est négligeable dans la direction V1

**III.9 Détermination de la pression due au vent :**

La pression due au vent qui s’exerce sur un élément de surface j est donnée par

$$q_j = C_d \times W_{(zj)}$$

**III.9.1 Détermination de coefficient dynamique Cd :**

La structure de bâtiment étant métallique on utilise la (fig.3.1 du RNV2013)

On doit déterminer la valeur de Cd pour chaque direction du vent :

**La direction de vent V2 : la façade BC**

Calcul de coefficient dynamique Cd

$$C_d = \frac{1 + 2 \times g \times Iv(Zeq) \times \sqrt{Q2 + R2}}{1 + 7 \times Iv(Zeq)}$$

Ze<sub>q</sub> : Hauteur équivalente de la construction.

$Ze_q = 0,6 \times h \geq Z_{min}$  (figure 3.1 §3.3. RNV2013)

$H = 35.62 \text{ m}$

$Ze_q = 0.6 \times 35.62 = 21.37 \text{ m}$

$Ze_q \geq Z_{min} = 10 \text{ m}$

$I_v(z_{eq})$  : Intensité de la turbulence pour ( $Z = Z_{eq}$ )

$$I_v(z_{eq}) = \frac{1}{C_t \times \ln\left(\frac{Z_{eq}}{Z_0}\right)} \quad \text{Pour } Z > Z_{min}$$

$$I_v(z_{eq}) = 0.32$$

**Partie quasi statique.**

$$Q^2 = \frac{1}{1 + 0.9 \left(\frac{b+h}{I_i(z_{eq})}\right)^{0.67}}$$

$$I_i(z) = 300 \times \left(\frac{Z}{200}\right)^\epsilon \quad \text{Pour } Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m}$$

$$I_i(z) = 300 \times \left(\frac{Z_{eq}}{200}\right)^\epsilon$$

$$I_i(z) = 300 \times \left(\frac{21.37}{200}\right)^{0.67} = 67.05 \text{ m}$$

$$Q^2 = \frac{1}{1 + 0.9 \left(\frac{22.25 + 35.62}{67.05}\right)^{0.67}} = 0.55$$

**Partie Résonnante.**

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times \delta} \times R_N \times R_h \times R_b$$

$\delta$  : Décrément logarithmique d'amortissement structural.

$$\delta = \delta_s + \delta_a$$

$$\delta_s = 0.05$$

$$\delta_a = 0$$

$$\delta = 0.05 + 0 = 0.05$$

$n_{lx}$  : Fréquence propre de mode fondamentale dans la direction de x.

$R_N$  : Fonction adimensionnelle de la densité spectrale de puissance.

$$R_N = \frac{6.8 \times N_X}{(1 + 10.2 \times N_X)^{5/3}}$$

$N_X$  : fréquence adimensionnelle de la direction x du vent donnée par :

$$N_X = \frac{n_{lx} \times I_i(z_{eq})}{V_m(z_{eq})}$$

$$V_m(z) = C_r(z) \times C_t(z) \times V_{réf}$$

$$V_m(z_{eq}) = C_r(z_{eq}) \times C_t(z_{eq}) \times V_{réf}$$

$$C_r(z_{eq}) = K_t \times \ln\left(\frac{Z_{eq}}{Z_0}\right) \quad \text{Pour } Z_{min} < Z < 200$$

$$Cr(z_{eq}) = 0.234 \times \ln \left( \frac{21.37}{1} \right)$$

$$Cr(z_{eq}) = 0.716$$

$$Ct(z_{eq}) = 1$$

Vref : Vitesse de référence du vent.

$$V_{ref} = 25 \text{ m/s}$$

$$V_m(z_{eq}) = 0,716 \times 1 \times 25 = 17.6 \text{ m/s}$$

### III.9.2 Calcul de fréquence propre du mode fondamentale

$$n_l x = \frac{0.5}{\sqrt{f}} \text{ [Hz]}$$

f : est la flèche de la structure due au poids propre appliqué dans la direction de vibration

$$f = \frac{h}{100} = \frac{35.62}{100} = 0.356 \text{ m}$$

$$n_l x = \frac{0.5}{\sqrt{0.356}} = 0.838 \text{ [Hz]}$$

$$NX = \frac{0.838 \times 67.05}{17.6} = 3.16$$

$$RN = \frac{6,8 \times 3.16}{(1 + 10,2 \times 3.16)^{5/3}} = 0.0625$$

Rh et Rb : Fonction admittance aérodynamique.

$$R_h = \left( \frac{1}{n_h} \right) - \left( \frac{1}{2 * \eta h^2} \right) * (1 - e^{-2\eta h}) \text{ pour } \eta h > 0$$

$$R_b = \left( \frac{1}{n_b} \right) - \left( \frac{1}{2 * \eta b^2} \right) * (1 - e^{-2\eta b}) \text{ pour } \eta b > 0$$

$$\eta h = \frac{4,6 \times NX \times h}{li(z_{eq})} \quad \eta h = 7.72$$

$$\eta b = \frac{4,6 \times NX \times b}{li(z_{eq})} \quad \eta b = 4.82$$

D'où :

$$R_h = 0,121$$

$$R_b = 0,185$$

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times 0,05} \times 0,0625 \times 0,121 \times 0,185$$

$$R^2 = 0,138$$

Calcul de facteur de pointe 'g'

$$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times v)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times v)}} > 3$$

**Calcul de la fréquence moyenne**

$$v = nI.x \times \sqrt{\frac{Q^2}{R^2 + Q^2}} \geq 0,08 \text{ [Hz]}$$

$$v = 0.838 \times \sqrt{\frac{0.55^2}{0.138^2 + 0.55^2}} = 0.812$$

$$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times 0.812)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times 0.812)}} > 3$$

$$g = 3.688$$

$$Cd = \frac{1 + 2 \times 3.688 \times 0.32 \times \sqrt{0.55 + 0.138}}{1 + 7 \times 0.32}$$

$$Cd = 0,91$$

### III.10 Détermination de la pression aérodynamique

La pression dynamique  $W(Z_j)$  agissante sur une paroi est obtenue à l'aide de la formule suivante.

$$z_j = q_p(Z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \text{ [N/m}^2\text{]}$$

#### III.10.1 Détermination de coefficient de pression

##### Calcul des coefficients de pressions extérieures

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes:

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

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

(5.1 RNV2013)

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

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

**Direction du vent V2 :**

b : La dimension perpendiculaire à la direction du vent V1 AB.

$$b = 20.45 \text{ m.}$$

d : La dimension perpendiculaire à la direction du vent V2 BC.

$$d = 22.25 \text{ m.}$$

$$e = \min [b ; 2h] = \min [22.25 ; 71.24] e = 22.25 \text{ m.}$$

$d < e$  alors la paroi est divisée A', B', D, E qui sont données par la figure suivants :

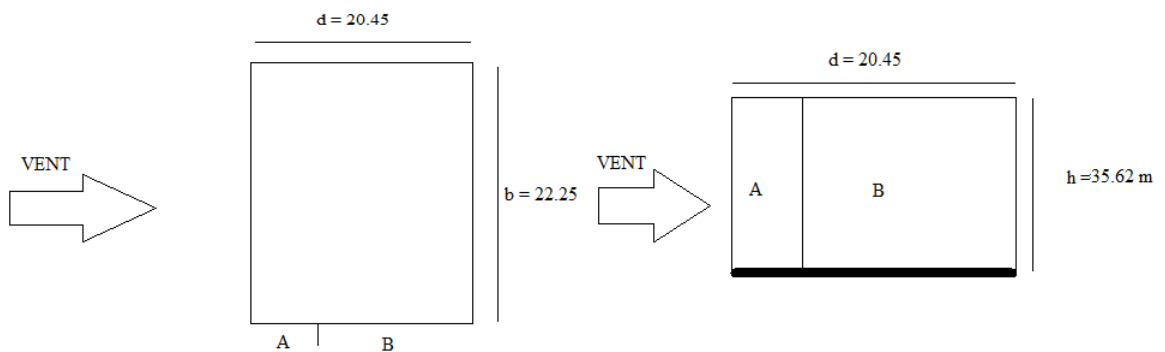


Figure III.6 Légende pour les parois verticales

La surface de la paroi considérée  $S = 22.25 \times 35.62 = 792.545 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2$ .

Selon la formule (§5.1. RNV2013)

donc :

$$C_{pe} = C_{pe,10}$$

D'après le tableau (5.1.RNV2013) on a :

A'	B'	D	E
$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
-1	-0,8	0,8	-0,3

Tableau III.9  $C_{pe}$  pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire

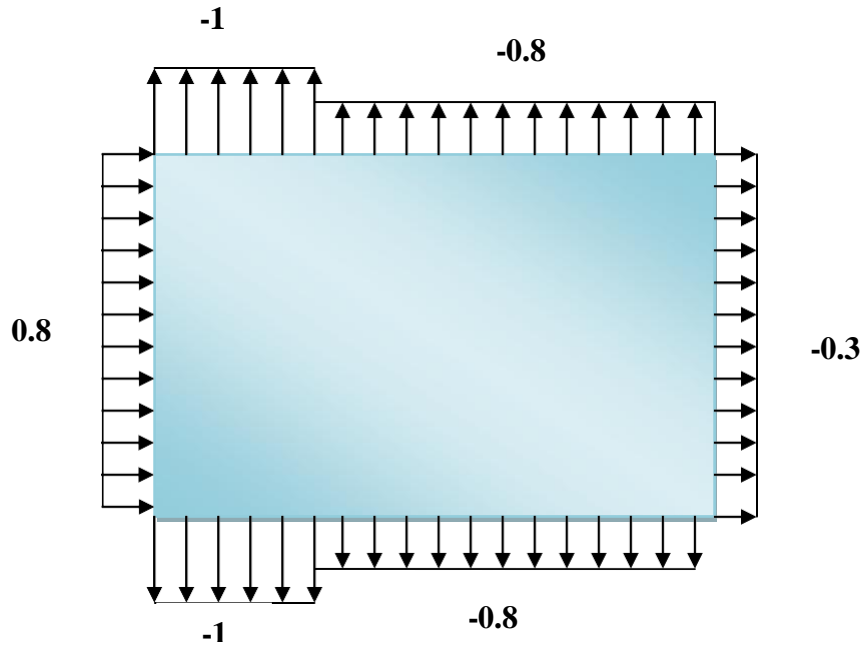


Figure III.7 Valeur de  $C_{pe}$  pour les parois verticales

**Terrasse :**

La hauteur de l'acrotère  $h_p = 0,6$  m

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à  $5^\circ$ .

Selon (§1.1.5 chap5.RNV2013) les différentes zones de pression F, G, H et I sont Représentées sur la figure ci-dessous :

$$e = \min [b ; 2h] = \min [22.25 ; 35.62] \Rightarrow e = 22.25 \text{ m}$$

b : dimension du coté perpendiculaire au vent

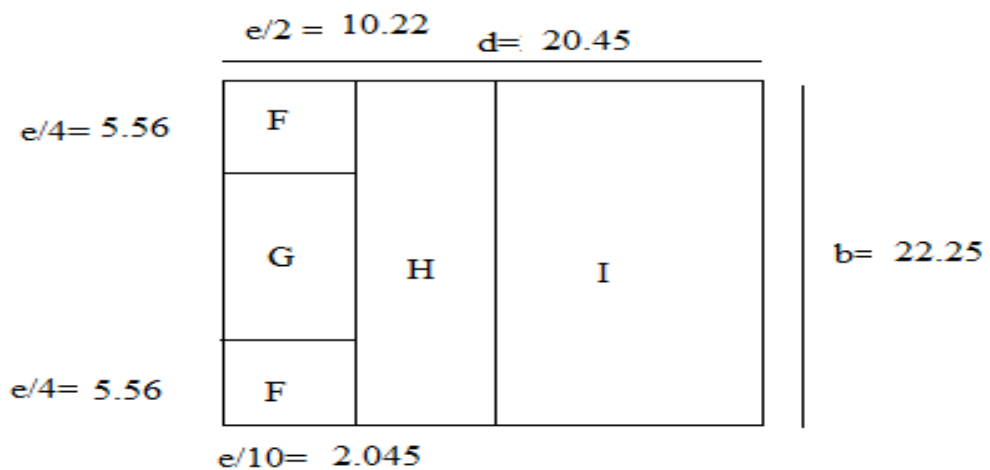


Figure III.8 Légende pour les toitures plates

Selon le tableau (5.2. RNV2013) on a :  
 Dans notre cas  $h_p/h = 0,6/35.62 = 0,016$   
 Donc on néglige l'acrotère.  
 D'où :

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

F	G	H	I
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
-1,8	-1,2	-0,7	+0,2

Tableau III.10 Coefficients de Cpe de la toiture

**III.11 Coefficient de pression interne Cpi**

$$\mu_p = \frac{\sum_{\text{surface } C_{pe} < 0}{\text{toutes les surface}}}{\text{toutes les surface}} = 1$$

Le coefficient d'exposition dépend de plusieurs facteurs dont le coefficient de rugosité, Coefficient de topographie et la catégorie de terrain.

$C_e(z)$  est donné par :

$$C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1 + 7I_v(z)]$$

$$C_e = 1.66$$

**Coefficient de rugosité :**

le coefficient de rugosité  $C_r(z)$  traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse

moyenne du vent . il est défini par la loi suivant :

$$\begin{cases} C_r(z) = K_t \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) & \text{pour } Z_{\min} \leq Z \leq 200\text{m} \\ C_r(z) = K_t \times \ln\left(\frac{Z_{\min}}{z_0}\right) & \text{pour } Z < Z_{\min} \end{cases}$$

**Coefficient de topographie :**

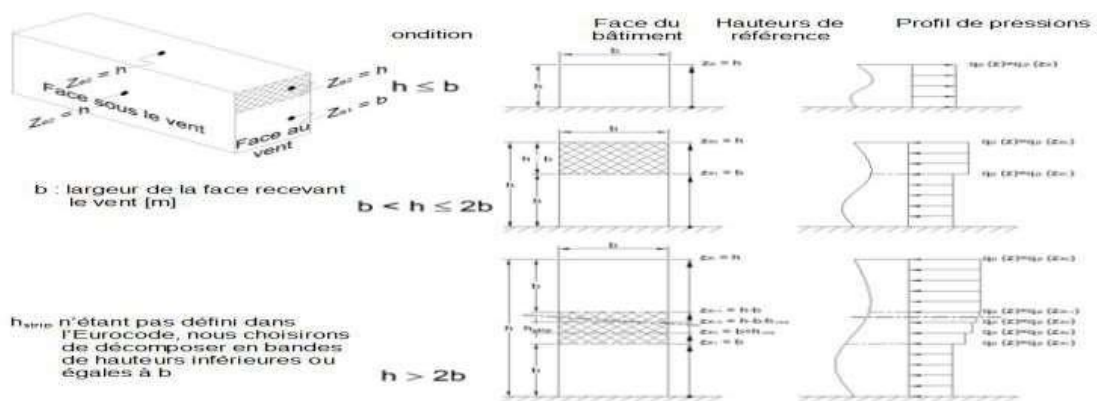
Le site où notre projet se situe est plat, d'après le RNV 2013 partie 2.4.5 :

$$C_t = 1$$

**Intensité de turbulence :**

Elle est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent et est donnée par équation suivante :

$$\begin{cases} I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} & \text{pour } Z > Z_{\min} \\ I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{Z_{\min}}{z_0}\right)} & \text{pour } Z \leq Z_{\min} \end{cases}$$



**Direction V2 :**

Donc :  $h=35.62 \leq b=22.25$

$Z_e$ (m)	$C_r(z)$	$I_v(z)$	$C_e(z)$	$q_p(z)$ (N/m <sup>2</sup> )
35.62	0.716	0.32	1.66	622.5

$q_p = q_{ref} * C_e$

**Coefficient de pression intérieure Cpi :**

Le coefficient de la pression intérieure Cpi des bâtiments sans cloisons intérieures est donné en

fonction de l'indice de perméabilité  $\mu_p$ .

On définit l'indice de perméabilité  $\mu_p$  comme suit :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures sous le vent et parallèles au vent}}{\sum \text{des surfaces des toutes les ouvertures}}$$

**Note :** à la fin de la réalisation (toute les ouvertures fermées)



$$W(z_j) = q_p(z_j) * (C_{pe} - C_{pi})$$

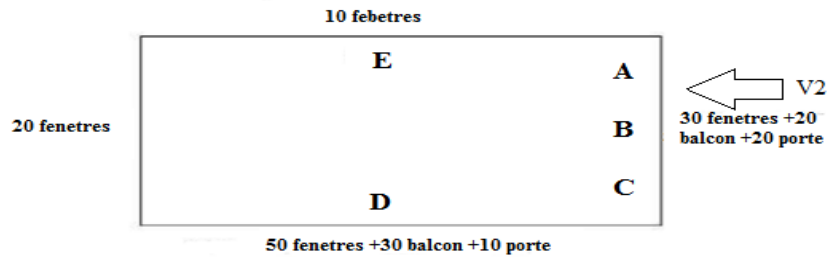


Figure III.9 Surface des ouvertures

Dimension de fenêtre1 :(1,2m ;1,4m)  $S=1.68m^2$

Dimension de porte fenêtre :(1,2m ;2,4m)  $S=2.88m^2$

Dimension de petite fenêtre 3 :(0,6m ;0,6m)  $S=0.36m^2$

Dimension de la porte :(0,84m ;2,17m)  $S=1.82m^2$

Dimension de balcon1 (3,30m ;1,7m)  $S=5.61m^2$

Dimension de balcon2 (3,55m ;1,7m)  $S=6.035m^2$

Dimension de balcon3 (3,7m ;1,7m)  $S=6.29m^2$

Dimension de balcon4 (3,00m ;1,7m)  $S=5.1m^2$

Dimension de balcon5 (2,90m ;1,7m)  $S=4.93m^2$

On a  $V2 \rightarrow$  (30fenestres +20 petite fenêtrés +10balcon4+10 balcons5+10porte +10porte fenêtré)

$$S=204.9m^2$$

$$St \Rightarrow 792.545m^2$$

D'après le paragraphe (§2.2.2 chap5.RNV2013) on doit utiliser les deux valeurs du  $C_{pi}$  :

$$\frac{h}{d} = \frac{35.62}{22.25} = 1.6 > 1 \text{ ( il nécessaire de faire l'interpolation )}$$

$$u_p = \frac{204.9}{792.545} = 0.258 \text{ donc on prendre } u_p = 0.3 \Rightarrow \text{ alors } C_{pi} = 0.35$$

Les valeurs des pressions  $q_j$  sont données dans les tableaux suivants :

Zone	Cd	qp (N/m <sup>2</sup> )	Cpe	Cpi	W(zj)1 (N/m <sup>2</sup> )
A'	0,91	622.5	-1	0,35	-840.375
B'	0,91	622.5	-0,8	0,35	-715.875
D	0,91	622.5	0,8	0,35	280.125
E	0,91	622.5	-0,3	0,35	-404.625

Tableau III.11 Les valeurs des pressions Wzj

### III.12 Action d'ensemble :

#### III.12.1 Calcul des Fw à l'aide des coefficients de forces :

La force exercée par le vent Fw agissant sur une construction ou un élément de construction

peut être déterminée directement en utilisant l'expression suivante :

$$F_w = C_d \times C_f \times q_p (Z_i) \times A_{ref} [N]$$

Cd : Coefficient dynamique.

Cf: Coefficient de force.

Aref : Surface élémentaire.

#### III.12.2 Calcul du coefficient de force :

$$C_f = C_{f,0} \times \psi \lambda \text{ (§4.1 RNV2013)}$$

Cf,0: Coefficient de force des constructions en considérant un élancement effectif infini

$\psi \lambda$  : Facteur d'élancement donné par (Figure 4.1 RNV 2013) en fonction de l'élancement Effectif  $\lambda_e$ .

$$C_{f,0} = 2.15 \text{ pour } V2$$

$$\lambda_e = \text{Max} (0,7 \times h/b ; 70)$$

$$\lambda_e = \text{Max} \left( 0,7 \times \frac{35.62}{22.25} ; 70 \right) \Rightarrow \lambda_e = 70$$

Pour  $\phi = 1$  (pour construction fermé) et  $\lambda_e = 70$

$$\psi \lambda = 0,91$$

$$C_{f1} = 2,15 \times 0,91 = 1.95$$

**III.12.3 Calcul de la surface élémentaire  $A_{ref}$  :**

$A_{ref} = l \times h$  (Rectangle)

**Direction V2**

niveau	H ( m )	L '( m )	Cd	Cf	q(N/m <sup>2</sup> )	Aref (m <sup>2</sup> )	Fw
	35.62	22.25	0.91	1.95	622.5	792.545	875466.01

Tableau III.12 la force exercée par le vent  $F_w$  sur V2

**III.12.4 Calcul des forces à l'aide des pressions de surface :**

La force exercée par le vent  $F_w$  agissant sur une construction ou un élément de construction

peut être déterminée par sommation vectorielle des forces

$F_w, e.$

$F_w, i$  et  $F_{fr}$  donnée par :

Force extérieure

$$F_w, e = C_d \times \Sigma W_e \times A_{ref}$$

Force intérieure

$$F_w, i = \Sigma W_i \times A_{ref}$$

Force de frottement

$$F_{fr} = C_{fr} \times q_p(z_e) \times A_{fr}$$

$W_e$  : Pression extérieure exercée sur la surface élémentaire de d' hauteur  $z_e$  donnée par :

$$W_e = q_p(z_e) \times C_{pe}$$

$W_i$  : Pression intérieure exercée sur la surface élémentaire d' hauteur  $z_e$  donnée par :

$$W_i = q_p(z_i) \times C_{pi}$$

$A_{fr}$  : Aire de la surface extérieure parallèle au vent

$z_e; z_i$  : Hauteur de référence des pressions extérieures et intérieures

$C_{fr}$  : Coefficient de frottement

**Direction V2**

**Calcul de Forces de pression extérieure :**

Zone	Q (N/m <sup>2</sup> )	Cd	Cpe	We	Aref ( m <sup>2</sup> )	Fw ( N)
<b>A</b>	622.5	0.91	-1	-622.5	792.545	-808122.47
<b>B</b>	622.5	0.91	-0.8	-498	792.545	-808122.47
<b>C</b>	622.5	0.91	-0.5	-311.25	792.545	-808122.47
<b>D</b>	622.5	0.91	0.8	498	792.545	-808122.47
<b>E</b>	622.5	0.91	-0.3	-186.75	792.545	-808122.47
				$\sum We$ = -1120.5		

Tableau III.13 Valeurs des Forces de pressions extérieures(V2)

Zone	Q (N/m <sup>2</sup> )	Cd	Cpe	We	Aref ( m <sup>2</sup> )	Fw ( N)
<b>F</b>	622.5	0.91	-1.8	-1120.5	792.545	-1661140.637
<b>G</b>	622.5	0.91	-1.2	-747	792.545	-1661140.637
<b>H</b>	622.5	0.91	-0.7	-435.75	792.545	-1661140.637
<b>I</b>	622.5	0.91	-0.2	-124.5	792.545	-1661140.637
			0.2	124.5		-1661140.637
				$\sum We$ = -2303.25		

Tableau III.14 Valeurs des forces de pression extérieure sur la toiture(V2)

**Direction V2**

**Calcul de Forces de pression intérieure :**

Niveau	Qp (N/m <sup>2</sup> )	Cpi	Wil (N)	Aref ( m <sup>2</sup> )	Fwil ( N)
	622.5	0.3	186.75	792.545	592031.115
			<b>nWil= 747</b>		

Tableau III.15 Calcul de Forces de pression intérieur

**III.13 Calcul des forces de frottement Ffr**

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent.

**III.13.1 Calcul de (Afr)****Direction V2**

$$A_{fr} = d \times h_i \quad \text{Paroi vertical}$$

$$A_{fr} = 22.25 \times 35.62 = 792.545 \text{ m}^2$$

Niveau	Cfr	Qp	Aref	Ffr
	<b>0.01</b>	<b>622.5</b>	<b>792.545</b>	<b>4933.59</b>

Tableau III.16 Valeurs des forces de frottement direction V2

$$(22.25 \times 35.62) \times 2 \times 4 = 6340.36 \text{ m}^2$$

$$(20.45 \times 35.62) \times 2 = 1456.858 \text{ m}^2 \leq 6340.36 \text{ m}^2$$

La condition est vérifiée alors la force de frottement est négligeable dans la direction V2

## **CHAPITRE IV**

### **VERIFICATION DES ELEMENTS**

### **SECONDAIRE**

**IV.1 Introduction**

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- ✓ Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement au contreventement.
- ✓ Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments que comporte notre bâtiment. Nous citons l'acrotère, les escaliers, les planchers, dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement

« *BAEL 91 modifié 99* » [8]

en respectant le règlement parasismique Algérien

« *RPA 99 version 2003* »

**IV.2 Les escaliers**

Introduction

Les escaliers sont en charpente métallique : Pour le dimensionnement des marches (g : giron) et contres marches (h), on utilise la formule de BLONDEL :

$$59 \text{ cm} \leq (g + 2h) \leq 66 \text{ cm} \quad (5.1)$$

Donc :

h : varie de 14 cm à 20 cm

g : varie de 22 cm à 30 cm

La vérification de la relation de BLONDEL

Giron = 29 cm

$$59 \text{ cm} \leq 64 \leq 66 \text{ cm}$$

$$15 \text{ cm} \leq h \leq 18.5 \text{ cm}$$

Pour h = 17 cm on a :

Caractéristiques géométriques :

Hauteur d'étage : 3.06 m

Contre marche :  $h = 17$  cm

Largeur de la marche :  $g = 29$  cm

Nombre des contres marches :  $n = \frac{3.06/2}{0.17} = 9$  contre marches

Nombre des marches :  $m = n - 1 = 9 - 1 = 8$  marches

Emmarchement = 1,3

L'inclinaison de la paillasse :  $\tan \alpha = \frac{8 \times 17}{210} = 0.65 \quad \alpha = 32.9$

La longueur de la paillasse :  $L = l = \frac{153}{\sin \alpha} = 2.816$

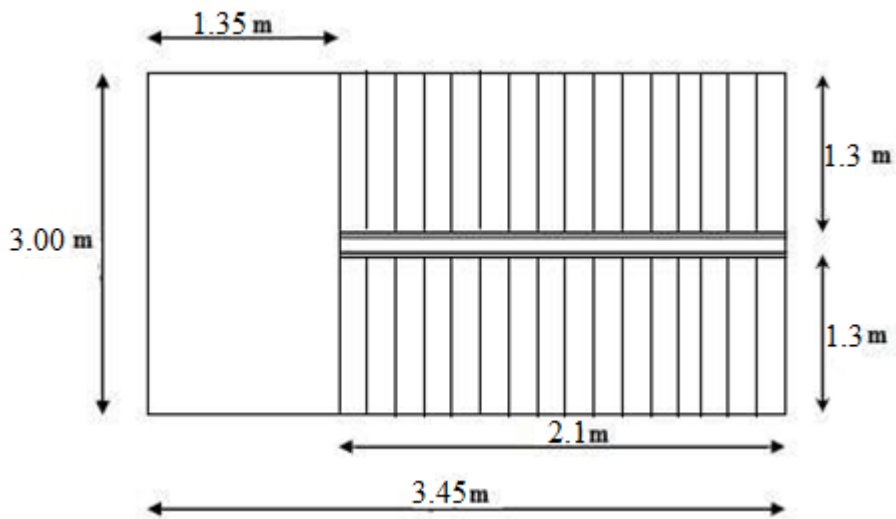


Figure IV.1 Schéma des escaliers

**Dimensionnement des éléments porteurs**

Conception d'une marche

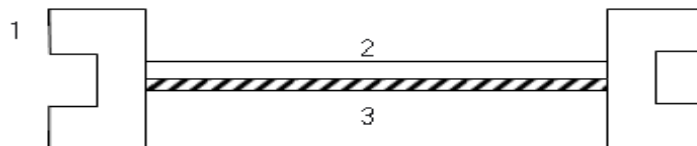


Figure IV.2 Schéma de la conception d'une marche



- 1: Limon UAP.
- 2: La tôle.
- 3: Cornière

Dimensionnements des corniers

#### IV.2.1.1 Évaluation des charges

Charges Permanentes « G »

Tôle (5mm).....0,45 KN/m<sup>2</sup>

Mortier de pose (2mm).....0,40 KN/m<sup>2</sup>

Revêtement (granito 2mm).....0,40 KN/m<sup>2</sup>

$$G = 1,25 \text{ KN/m}^2$$

Surcharge d'exploitation « Q »

$$Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$$

#### IV.2.1.2 Combinaison des charges

**ELU :**

$$q_u = 0,29 [(1,35 \times 1,25) + (1,5 \times 2,5)] = 1,576 \text{ KN/ml}$$

Donc  $q_u = 1,576 \text{ KN/m}$

**ELS :**

$$q_{\text{ser}} = 0,29(1,25 + 2,5) = 1,087 \text{ KN/ml}$$

$$f = \frac{5q_{\text{ser}}l^4}{384 EI} \leq f_{\text{adm}} = \frac{l}{250}$$

$$I = \frac{5q_{\text{ser}}l^3}{384 E} \cdot 250$$

$$I = \frac{5 \times 1,087 \times 1300^3 \cdot 250}{384 \times 2,1 \times 10^5} = 3,7 \text{ cm}^4$$

On opte pour une cornière **L40 × 40 × 5** qui a les caractéristiques suivantes :

$$I_x = I_y = 5,43 \text{ cm}^4$$

$$W_x = W_y = 1,91 \text{ cm}^3$$

$$A = 3,79 \text{ cm}^2$$

La vérification :

### Condition de résistance

$$M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$$

Le moment appliqué :

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{1,576 \times 1,3^2}{8} = 0,33 \text{ KN.m}$$

Le moment résistant de la cornière

$$M_{plrd} = \frac{w_{pl} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{1,91 \times 10^3 \times 235}{1} = 0,451 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 0,33 < M_{plrd} = 0,451$$

Limon de la volée :

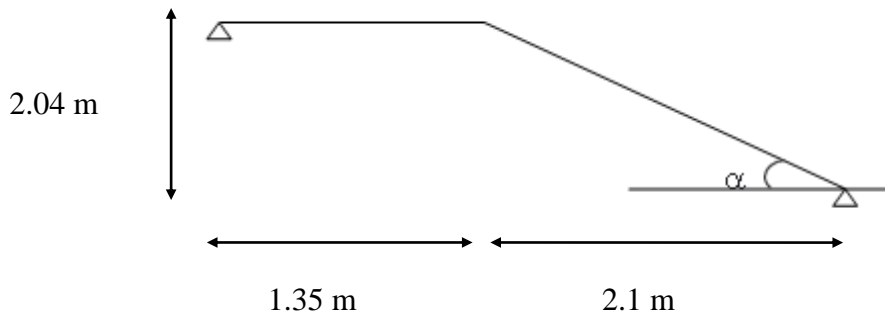


Figure IV.3 Schéma de limon de la volée

### IV.2.1.3 Evaluation des charges

Les charges qui sollicitent la poutre du limon sont :

ELU :

$$q_u = \frac{1,3}{2} [(1,35 \times 1,25) + (1,5 \times 2,5)] = 3,534 \text{ KN/ml}$$

Donc :  $q_u = 3,534 \text{ KN/ml}$

ELS :

$$q_{ser} = \frac{1,3}{2} (1,25 + 2,5) = 2,437 \text{ KN/ml}$$

Donc :  $q_{ser} = 2.437 \text{ KN/ml}$

#### IV.2.1.4 Condition de la flèche

$$f = \frac{5q_{ser}l^4}{384 EI} \leq f_{adm} = \frac{l}{250}$$

$$I = \frac{5q_{ser}l^3}{384 E} \times 250$$

$$I = \frac{5 \times 2.437 \times 3851^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^5} = 215.7 \text{ cm}^4$$

La longueur de limon est :  $L = 1.35 + (2.1 / \cos 32.9^\circ) = 3.851 \text{ m}$

$$I > 215.7 \text{ cm}^4$$

On choisit un UPN 120

#### IV.2.1.5 Condition de la résistance :

$$q_u = 3.534 + 1.35 \times 0.134 = 3.7149 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_l^2}{8} = \frac{3.7149 \times 3.851^2}{8} = 6.886 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{w_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{72.6 \times 10^3 \times 235}{1} = 17.061 \text{ KN.m}$$

Vérification du cisaillement :

$$V_{sd} < V_{pl.Rd}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times 1}$$

Avec :

$A_v$  : l'aire de cisaillement.

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

$$A_v = 485 \text{ mm}^2$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{3.7149 \times 4.2}{2} = 7.80 \text{ kn}$$

Donc :

on prend un UPN 100 pour la poutre du limon

Étude du palier :

#### IV.2.1.6 Évaluation des charges :

##### Charges permanentes :

Coffra plus 55.....	0,13KN/ml
Poids de la dalle (e=8cm).....	2,00KN/ml
Mortier de pose (e=2cm).....	0,40KN/ml
Revêtement en carrelage (2cm).....	0,40KN/ml

Totale : G=2,93KN/ml

Charge d'exploitation : Q=2.5 KN/ml

Chargement linéaire :

$$G = 2.93 \times 3 = 8.79 \text{ kN/m}$$

$$Q = 2.5 \times 3 = 7.50 \text{ kN/m}$$

**ELU :**

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

$$q_u = 23,11 \text{ KN/ml}$$

**ELS:**

$$q_{ser} = G + Q$$

$$q_{ser} = 16,28 \text{ KN/ml}$$

##### IV.2.1.6.1 Condition de la flèche :

$$f = \frac{5q_{ser}l^4}{384 EI} \leq f_{adm} = \frac{l}{250}$$

$$I = \frac{5q_{ser}l^3}{384 E} \times 250$$

$$I = \frac{5 \times 16.28 \times 3000^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^5} = 681.36 \text{ cm}^4$$

$$I = 869.3 \text{ cm}^4 \geq 681.36 \text{ cm}^4 \quad \Rightarrow \quad \text{On choisit un IPE 160}$$

##### IV.2.1.6.2 Condition de résistance

$$M_{sd} < M_{plrd}$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{23.11 \times 3^2}{8} = 26 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{w_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{123.9 \times 10^3 \times 235}{1} = 34.07 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 26 < M_{plrd} = 34.07$  La condition est vérifiée

Donc :

On prend un IPE 160 pour la poutre du palier

### IV.3 Acrotère

#### Introduction

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console encadrée à sa base, soumise à son poids propre  $G$  et à une surcharge horizontale  $Q$  due à une main courante. Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1 m linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries [12], donc la fissuration est préjudiciable. Dans ce cas, le calcul se fera à l'ELU et à l'ELS.

Le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

Largeur :  $b=100\text{cm}$

Hauteur :  $H=60\text{cm}$

Epaisseur :  $e=10\text{cm}$

Calcul des charges sollicitant l'acrotère

#### IV.3.1.1 Charge Permanente Et Surcharge D'exploitation charge permanente

La surface de l'acrotère :  $S = 0,1 \Rightarrow 0,6 + 0,08 \Rightarrow 0,1 + (0,02 \times 0,1)/2 = 0,069 \text{ m}^2$

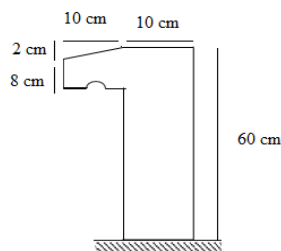


Figure IV.4 Dimensions de l'acrotère

Poids propre de l'acrotère:  $0,069 \times 25 = 1,725 \text{ KN/ ml}$

Revêtement :  $0,6 \times 0,015 \times 2 \times 18 = 0,324 \text{ KN/ ml}$

$G = 2,05 \text{ KN/ ml}$

### charge d'exploitation

On Prend En Considération L'effet De La Main Courante

D'où Q

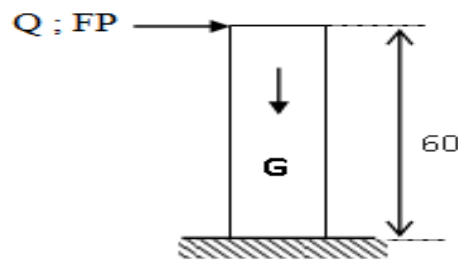


Figure IV.5 Schéma statique de l'acrotère

Calcul de la force sismique

L'acrotère doit être vérifié sous l'action d'un effort sismique FP appliqué à sa partie supérieure.

Si  $FP > 1,5 Q$  ; on va utiliser cette force pour déterminer les efforts qui seront utilisés pour le calcul des armatures de ferrailage

On a :  $FP = 4 A CP WP$

Avec :

FP : force horizontale agissant sur les éléments non structuraux.

A : coefficient d'accélération pour la zone III, groupe 2,  $A = 0,25$

CP : facteur des forces horizontales ( $CP = 0,8$ ) élément consol

WP : poids de l'acrotère  $WP = 2,05 \text{ KN/ml}$

$FP = 2,05 \times 0,8 \times 0,25 \times 4 = 1,64 \text{ KN/ml}$

$1,5 Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN /m}$

Donc  $FP = 1,64 > 1,5$

Alors on va utiliser la force sismique FP pour le calcul des efforts qui agissent sur l'acrotère.

**Détermination des efforts****Calcul des efforts à L'ELU**

$$N_u = 1.35 G = 1.35 \times 2.05 = 2.76 \text{ KN}$$

$$M_u = FP h = 1.64 \times 0.6 = 0.984 \text{ KN. m}$$

$$T_u = FP = 1.64 \text{ KN}$$

**Calcul des efforts à L'ELS**

$$N_s = G = 2.05 \text{ KN}$$

$$M_s = FP / 1,5 \times h = 1.64 / 1.5 \times 60 = 0.656 \text{ KN .m}$$

$$T_s = FP / 1,5 = 1,64 / 1,5 = 1,09 \text{ KN}$$

Ferraillage de la section de l'acrotère

L'acrotère est sollicité en flexion composée le calcul s'effectuera à L'ELU.

Données :

$$M_u = 0,984 \text{ KN .m} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 10 \text{ cm} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; N_U = 2,76 \text{ kN} ; \sigma_b = 14.2 \text{ MPa}$$

$$F_e = 400 \text{ MPa}$$

$$d = 0,9 h = 9 \text{ cm}$$

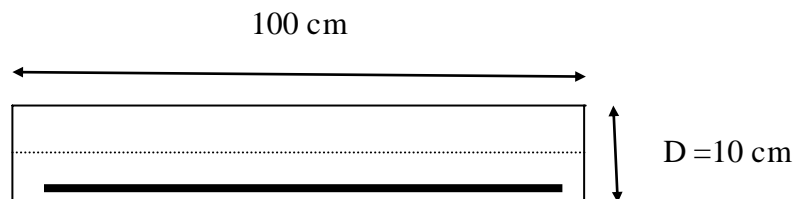
$$c = c' = 2 \text{ cm}$$

**IV.3.1.2 Calcul de l'excentricité : (centre de pression)**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,984}{2,76} = 35.65 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = 3 \text{ cm}$$

On a



$$e_0 = 35.65 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = 3 \text{ cm}$$

$$e_0 \nabla \frac{h}{2} - c$$

Section partiellement comprimé

**IV.3.1.3 Calcul du moment active**

$$M_F = M_U + N_U \times h/2 - c$$

$$M_f = 0.984 + 2.76 \times 0.03 = 1.066 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

D'après l'organigramme :  $M = M_F = 1.066 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu = 0.0092 < \mu_R = 0.392 ; A_s' = 0 \text{ ( pas d'acier comprimés )}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.0115$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 8.96 \text{ cm}$$

$$\mu < 0.186 : \rho_s = 10\% \text{ d'où } \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{M_F}{z \sigma_s} = 34.18 \text{ mm}^2$$

D'où

$$A_1 = A_s' \text{ et } A_2 = A_s' - \frac{N_u}{\sigma_s} = 34.18 - \frac{2.76 \times 10^3}{348} = 23.28 \text{ mm}^2$$

On obtient :  $A_1 = 0$  et  $A_2 = 0.232 \text{ cm}^2$

**IV.3.1.4 Condition de non fragilité**

$$A_{s_{min}} \geq 0.23 b d (F_{T28} / F_e) = 0.23 \times 100 \times 90 \times (201/400) = 1.08 \text{ cm}^2$$

On prend  $A_s = \text{Max} ( A_2 / A_{min} ) = 1.08 \text{ cm}^2$

La section choisie est  $5\phi 8$  avec  $A_s = 2.51 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $St = 20 \text{ cm}$

**IV.3.1.5 Armature de répartition**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \implies 0.352 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 0.705 \text{ cm}^2$$

Donc :

La section choisie est  $A_r = 3\phi 6 = 0.85 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $St = 20 \text{ cm}$



**IV.3.1.5.1 Vérification**

Vérification à l'ELS

La fissuration est préjudiciable, la vérification se fera suivant l'organigramme ( flexion composée à l' ELS )

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0656}{2.05} = 0.32 \text{ m} \text{ On prend } e_0 = 32 \text{ cm}$$

$$h/2 - c = 3 \text{ cm}$$

On a  $e_0 = 32 \text{ cm} > h/2 - c = 3 \text{ cm} \implies$  Section Partiellement Comprimée.

On doit vérifier le béton et l'acier

**IV.3.1.5.2 Position de l'axe neutre**

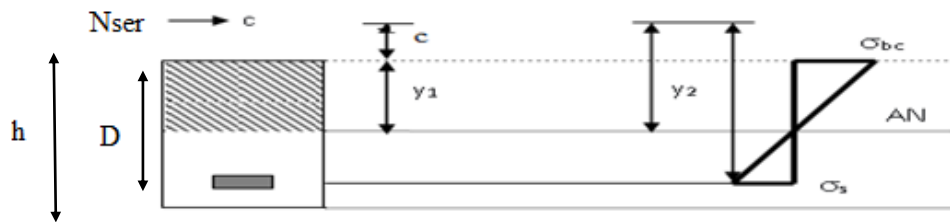


Figure IV.6 Diagramme des contraintes de section partiellement comprimée

On a :

$$Y1 = y_c + C$$

C : distance de centre de pression à la fibre la plus comprimée de la section

$$C : e - h/2 = 32 - 10/2 = 27\text{cm}$$

$$e_{ser} = [ C + ( d - h/2 ) ] \implies e_{ser} = 31 \text{ cm}$$

$$C = d - e_{ser} = 9 - 31 = -22 \text{ cm}$$

D'après le BAEL 91(modifier 99) on doit résoudre l'équation suivante :

$$Y_2^3 + P_{y2} + q = 0$$

Avec :

$y_c$  : La distance entre le centre de pression et l'axe neutre

$$P = -3c^2 + \frac{90A's(c-c')}{b} + \frac{90As(d-c)}{b} = -3c^2 + \frac{90}{b} As (d-c)$$

$$Q = -2c^3 - \frac{90A's(c-c')^2}{b} - \frac{90As(d-c)^2}{b} = -2c^3 - \frac{90}{b} As (d-c)^2$$

$$\text{Avec : } A's = 0 \quad \Rightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} P = -1412.66 \text{ cm}^2 \\ q = 20310 \text{ cm}^3 \end{array} \right.$$

D'où l'équation (\*) devient

$$y_2^3 - 1412.66y_2 + 20310 = 0$$

**La solution de l'équation est donnée par le BAEL 91 (modifiés 99) :**

$$\Delta = q^2 + 4p^3/27 = -5.15 \cdot 10^6 > 0$$

D'ou :

$$\text{Cos } \varphi = \left( \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} \right) = -0.993$$

$$\text{Cos } \varphi = -0.993 \quad \Rightarrow \quad \varphi = 173.21^\circ$$

Après itération on trouve :

- ◆  $Y1 = a \text{ Cos } (\varphi/3) = 23.16 \text{ cm}$
- ◆  $Y2 = a \text{ Cos } (\varphi/3 + 240^\circ) = 20.19 \text{ cm}$
- ◆  $Y3 = a \text{ Cos } (\varphi/3 + 120) = -43.36 \text{ cm}$

$$\text{Avec : } a = 2\sqrt{-p/3} = 43.4$$

La solution qui convient :  $y_c = 23.16 \text{ cm}$

Car :  $0 < y_{se} = y_c + c < h$  avec  $y_1 = y_c + c = 1.016 \text{ cm}$

Alors : la position de l'axe neutre est  $y_1 = 1,16 \text{ cm}$

Calcul du moment d'inertie de la section

$$S^* = \frac{by_{ser}^3}{3} + 15A_s (d - y_{ser})^2 = \frac{100 \times 1.94^3}{3} + 15 \times 1.41 \times (9 - 1.16)^2 = 1294.44 \text{ cm}^4$$

$$S^* = 1294.44 \text{ cm}^4$$

#### IV.3.1.6 Contrainte du béton

$$\sigma_c = k y_{ser} \leq \bar{\sigma} \text{ avec } \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{N_{ser}}{S^*} \times y_c \iff K = \frac{2.05 \times 10^3}{1294.44 \times 10^4} \times 23.16 \times 10$$

$$K = 0.036 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_c = 0.036 \times 1.16 \times 10 = 0.4176 \text{ N/mm}^2$$

#### IV.3.1.7 Contrainte de l'acier

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 150\eta \right\} = 240 \text{ MPa}$$

On a une fissuration préjudiciable :

$$\eta = 1.6 \text{ (Acier HA)}$$

$$\sigma_s = \frac{N_s}{S} (d - y_c) = 51.39 \text{ MPa}$$

#### IV.3.1.8 Vérification de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{1.64 \times 10^3}{1000 \times 90} = 0.018$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

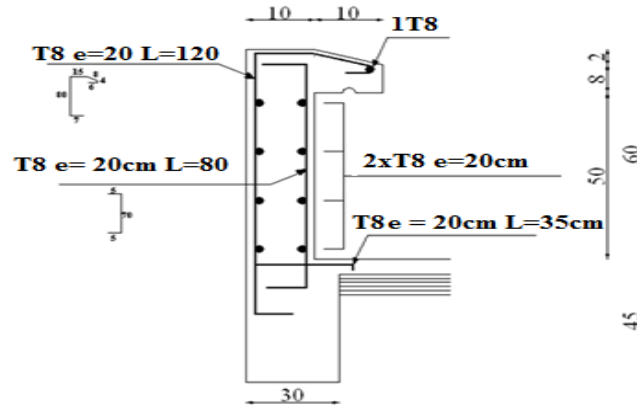


Figure IV.7 Ferrailage de la section de l'acrotère

**CHAPITRE V**

**ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE**

**SISMIQUE**

**V.1 Introduction :**

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie toutes les conditions et critères de sécurité imposés par les règles parasismiques Algériennes RPA99/version 2003. La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel Robot v 2019

**V.2 Objectifs de l'étude dynamique :**

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non- amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

Cette étude, telle qu'elle se présente, est souvent très complexe, c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettront de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

D'après le "**RPA99 version2003**" la détermination de la réponse d'une structure et son dimensionnement peuvent se faire par trois méthodes de calcul :

- la méthode statique équivalente
- la méthode d'analyse modale spectrale
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

**V.3 Vérification de la structure :****V.3.1 Classification des zones sismique :**

Le territoire national est divisé en quatre zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune :

- Zone 0 : sismicité négligeable.
- Zone I : sismicité faible
- Zone IIa et IIb : sismicité moyenne
- Zone III : sismicité élevée

Pour notre cas, et d'après la carte et le tableau de classification sismique des wilayas et communes d'Algérie : BOUARFA , de la wilaya de BLIDA , se situe dans une zone de sismicité élevé Zone III

### **V.3.2 Classification de l'ouvrage :**

La classification des ouvrages se fait aussi sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- Groupe 1 A : ouvrage d'importance vitale.
- Groupe 1 B : ouvrage de grande importance.
- Groupe 2 : ouvrage courant ou d'importance moyenne.
- Groupe 3 : ouvrage de faible importance.

Notre ouvrage est du « groupe 2 » (bâtiment d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse 48m) ; il est considéré comme ouvrage courant ou d'importance moyenne.

### **V.3.3 le Choix de la méthode de calcul**

On choisit la Méthode d'analyse modale spectrale

#### **V.3.3.1 Principe de la méthode :**

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

#### **V.3.3.2 Modélisation :**

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces d'inerties sismiques. La modélisation se base essentiellement sur quatre critères propres à la structure et au site d'implantation :

- La régularité en plan.
- La rigidité ou non des planchers.
- Le nombre de degrés de liberté des masses concentrées.
- La déformabilité du sol de fondation.

### V.3.3.3 Nombre de modes à considérer

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \leftarrow 3 \sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \uparrow 0.20 \text{ sec}$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et  $T_k$  la période du mode K.

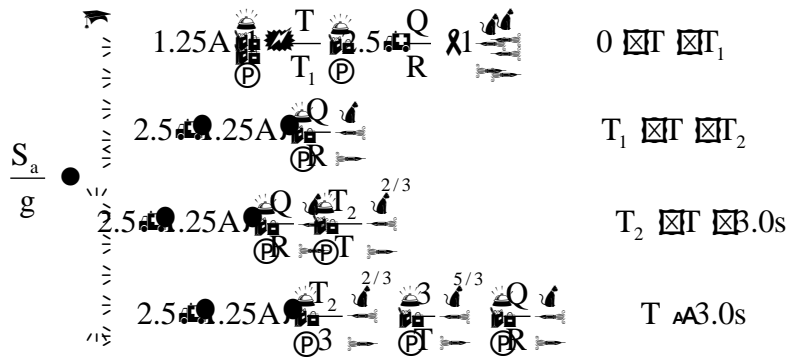
### V.3.3.4 Spectre de réponse de calcul :

L'évaluation du risque sismique à prendre en compte pour une construction (Installation classique ; installation nucléaire; etc.) Conduit à choisir des séismes

Caractéristiques de chaque site ; dits séisme de référence, qui permettent d'exprimer ce risque. Pour le besoin du calcul dynamique, ces séismes sont le plus souvent représentés sous forme de spectre de réponse spécifiques du site ou, plus rarement, sous forme d'une fonction temporelle de l'accélération, de la vitesse ou du déplacement.

L'action sismique est représentée par le spectre de réponse de calcul suivant :





- A : coefficient d'accélération de zone.
- $\uparrow$  : Facteur de correction d'amortissement
- $\blacktriangle$  : Pourcentage d'amortissement critique.
- R : coefficient de comportement de la structure.
- T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site .
- Q : facteur de qualité.

#### V.4 Analyse dynamique :

##### V.4.1 Objectifs de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non- amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

##### V.4.2 Modélisation de la structure étudiée :

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux...etc.), dans les éléments structuraux, le code de calcul par éléments finis ROBOT est utilisé.

#### V.4.2.1 Les Combinaisons :

En plus des combinaisons a ELU et ELS ; l'action sismique est considéré comme charge accidentelle comme il est indiqué dans RPA Version 2003 :

- $1.35 G + 1.5 Q$
- $G + Q$
- $G + Q + E_X$
- $G + Q + E_Y$
- $0.8 G + E_X$
- $0.8 G + E_Y$
- $G + Q + 1.25 E_X$
- $G + Q + 1.25 E_Y$

On utilisant la méthode spectrale modale car l'applicabilité de cette méthode par l'outil informatique est simple.

#### V.4.2.2 Analyse modale :

L'analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des effets maximaux d'un séisme sur une structure, elle est caractérisée par une sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse.

Pour le comportement global, celui-ci peut être considéré comme la somme des contributions des différents modes.

Ce type d'analyse peut être appliqué à tous types de structure avec des résultats plus exacts et souvent satisfaisants à condition d'avoir fait une bonne modélisation.

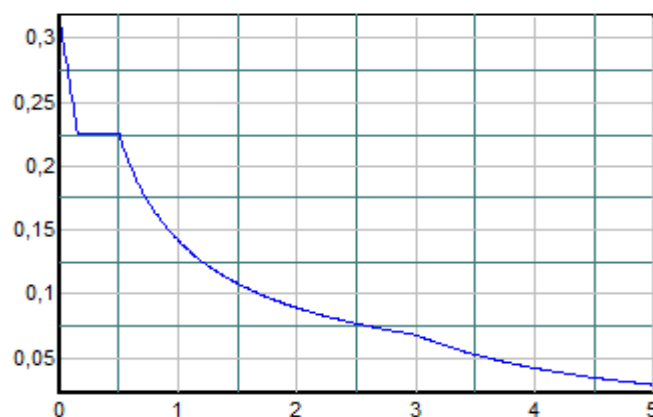


Figure V.1 spectre de réponse

### V.4.3 Modalisation

#### V.4.3.1 Modèle de base :

Le logiciel ROBOT nous a permis de modéliser la structure sans contreventement (figures ci-dessous)

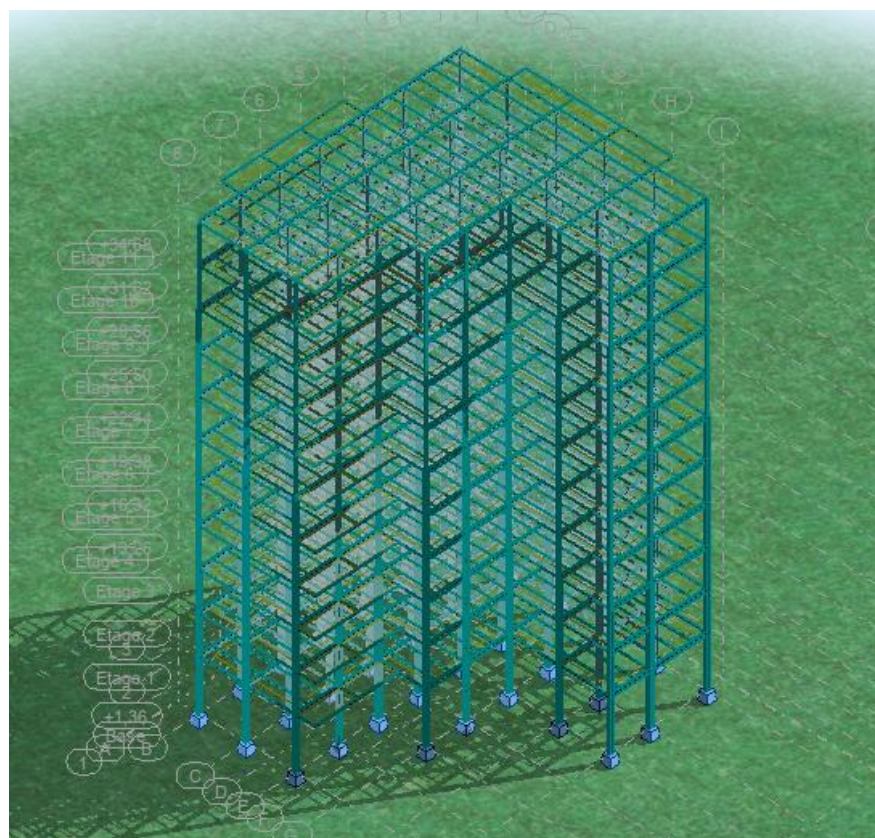


Figure 0V.2 Vue 3D de la structure

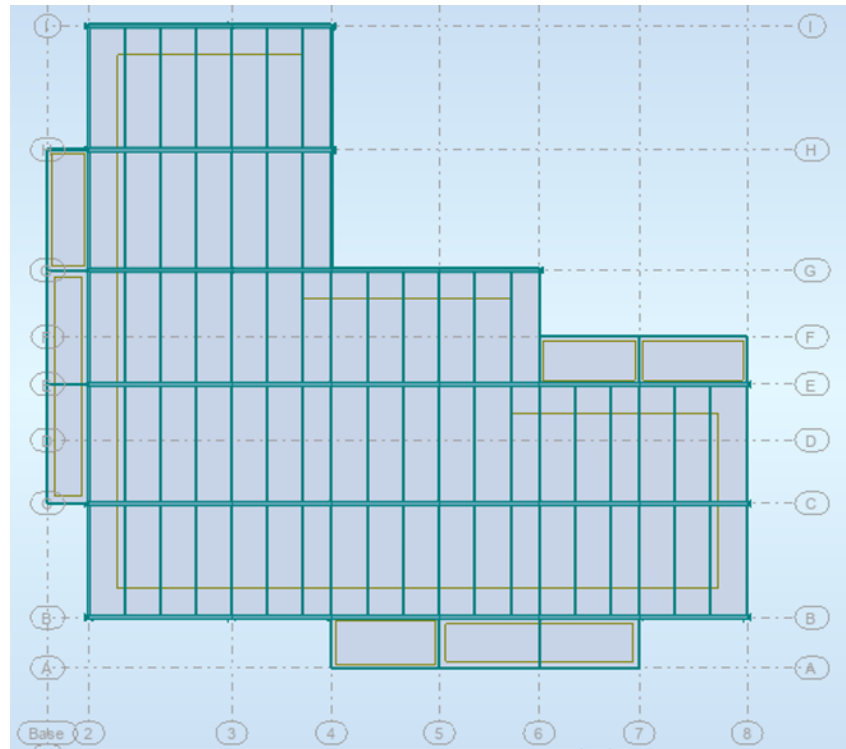


Figure V.3 Vue en plan

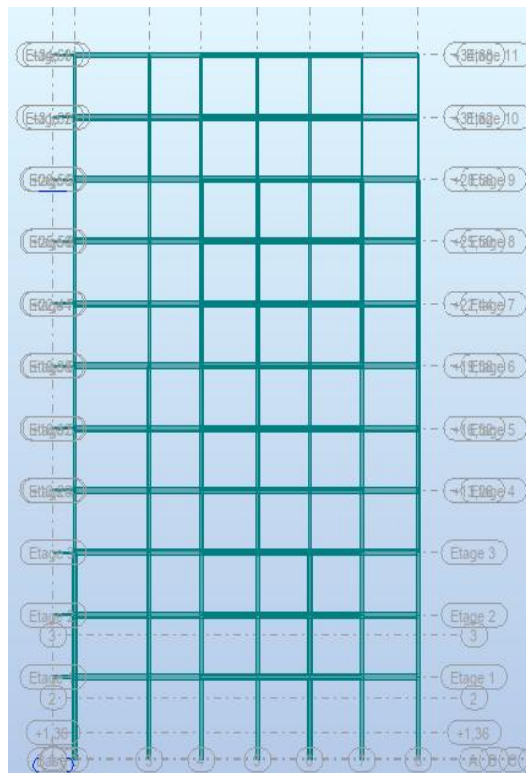


Figure V.5 sens longitudinal

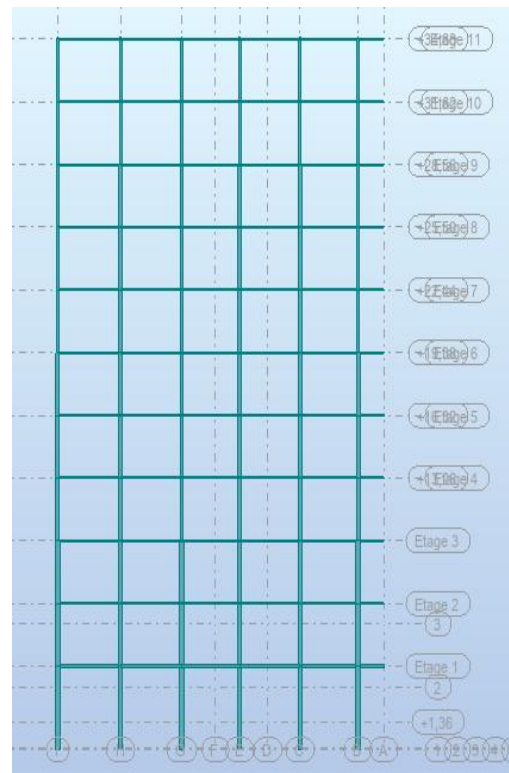


Figure V.4 Sens transversal

La modélisation de cette structure sans contreventement, et son analyse, a permis d'obtenir les résultats du tableau ci-dessous.

**V.4.3.2 Caractéristiques dynamiques propres :**

mode	Période	Masse cumulée UX [%]	Masse cumulée UY [%]	Masse cumulée UZ [%]	Masse modale UX [%]	Masse modale UY [%]	Masse modale UZ [%]
1	13,23	0	72,61	0	0	72,61	0
2	4,13	0	84,27	0	0	11,65	0
3	3,29	0,12	84,27	0	0,12	0	0
4	2,38	76,11	84,27	0	75,99	0	0
5	2,17	76,11	90,04	0	0	5,78	0
6	1,35	76,11	93,14	0	0	3,09	0
7	1,27	76,11	93,14	0	0	0	0
8	1,02	79,27	93,14	0	3,16	0	0
9	0,98	85,34	93,14	0	6,08	0	0
10	0,94	86,42	93,14	0	1,07	0	0

Tableau V.1 Les périodes et les facteurs de participation massique

**V.4.3.3 Résultat de l'analyse dynamique :****V.4.3.3.1 Recommandation**

- Le premier mode est un mode de translation parallèle à y-y.
- Le deuxième mode est un mode de translation parallèle à y-y.
- L'analyse dynamique de la structure a conduit à: Une période fondamentale  
**T= 13.23s**
- La participation massique ne dépasse pas le seuil des 90% dans le sens X-X

**V.4.3.4 Calcul T :**

La valeur de la période fondamentale T de la structure est calculée par la formule suivante :

$$T = C_T \cdot h_N^{\leftarrow 3/4}$$

Avec :  $h_N$  : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau  $\searrow N \leftarrow$  ;  $h_N \uparrow 35.62$  m.

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage donné par le (Tableau 4-6).

$C_t = 0.085$  Portique autostables en acier sans remplissage en maçonnerie.

$$T = C_T \cdot h_N^{\leftarrow 3/4} \quad T = 0.085(35.62)^{\leftarrow 3/4} \quad T = 1.239s \text{ dans les deux directions}$$

Selon l'article 4.2.4.4, la valeur de T calculée à partir du logiciel ROBOT ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%. La période fondamentale de la structure, obtenue par ROBOT est de  $T = 13.23$  s. Cette période n'est pas acceptable comparée à celle obtenue par le RPA 99 qui est :  $T = T + 30\%$

$$T = 1.239 + 1.239 \times 0.3 = 1.61 \text{ sec}$$
**V.4.3.5 Remarque:**

Le modèle de la structure sans contreventement n'a pas permis de vérifier les conditions de l'RPA 99 version 2003. Alors on ajoute des contreventements et on augmente les profilés pour diminuer la période

**V.4.4 Modèle finale :**

Les contreventements choisis sont des contreventements en Y (double UPN)

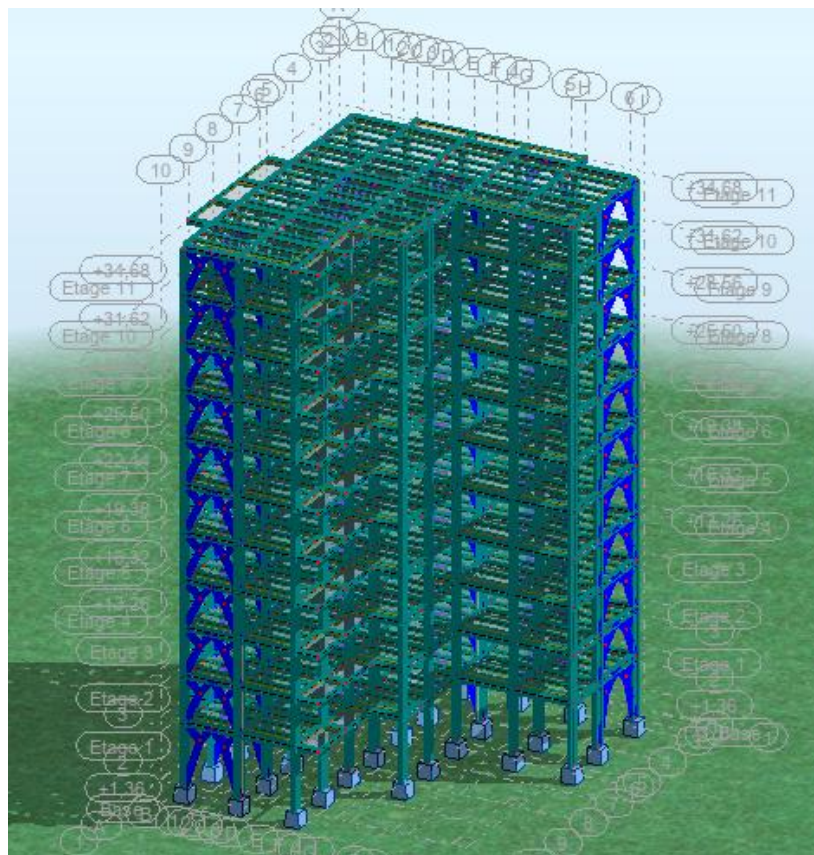


Figure V.6 Vue 3D de la structure

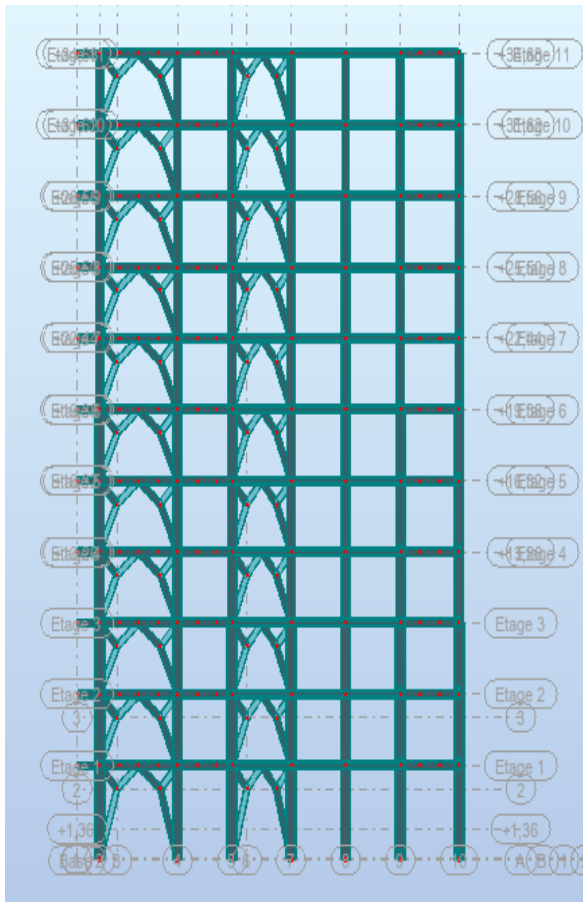


Figure V.8 Sens longitudinal

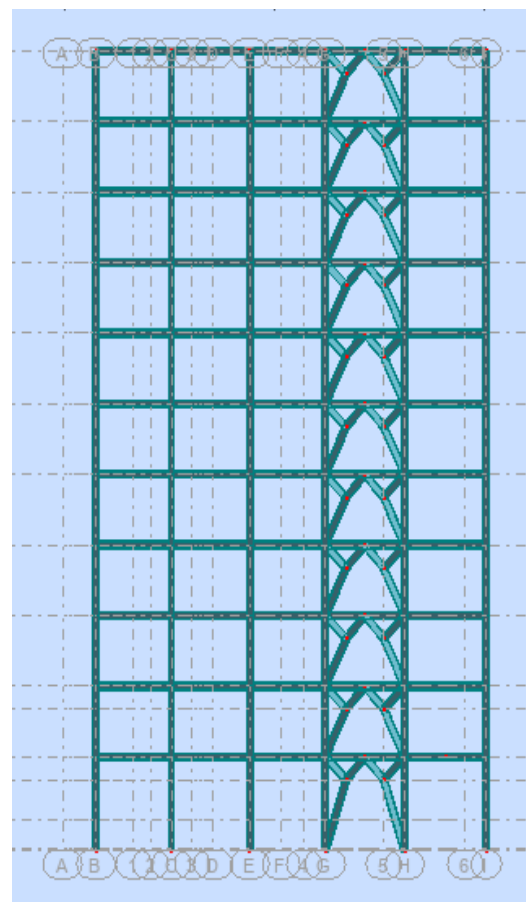


Figure V.7 Sens transversal

**V.4.4.1 Caractéristiques dynamiques propres :**

mode	Période	Masse cumulée UX [%]	Masse cumulée UY [%]	Masse cumulée UZ [%]	Masse modale UX [%]	Masse modale UY [%]	Masse modale UZ [%]
1	0,89	0,04	75,9	0	0,04	75,9	0
2	0,76	75,85	75,94	0	75,81	0,04	0
3	0,66	78,35	76,04	0,01	2,5	0,1	0
4	0,28	78,36	92,57	0,01	0	16,53	0
5	0,25	90,93	92,63	0,03	12,58	0,06	0,02
6	0,21	91,98	93,01	0,05	1,05	0,38	0,02
7	0,15	92,05	97,29	0,05	0,07	4,28	0
8	0,14	95,68	97,47	0,08	3,63	0,18	0,03
9	0,11	95,94	97,66	2,55	0,25	0,19	2,48
10	0,11	95,99	97,66	69,05	0,06	0	66,49

Tableau V.2 Les périodes et les facteurs de participation massique



### V.4.4.2 Vérification des conditions de l'analyse dynamique

#### V.4.4.2.1 Les résultats de l'étude dynamique :

- Une période fondamentale :  $T \uparrow 0.89$  s.
- Le 1<sup>er</sup> mode est mode de translation parallèlement à Y-Y.
- Le 2<sup>er</sup> mode est un mode de translation parallèlement à X-X.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% dans le 5<sup>ème</sup> mode.
- Les trois premiers modes ont été observés lors de la modélisation (animation)

A) Animation : 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> mode

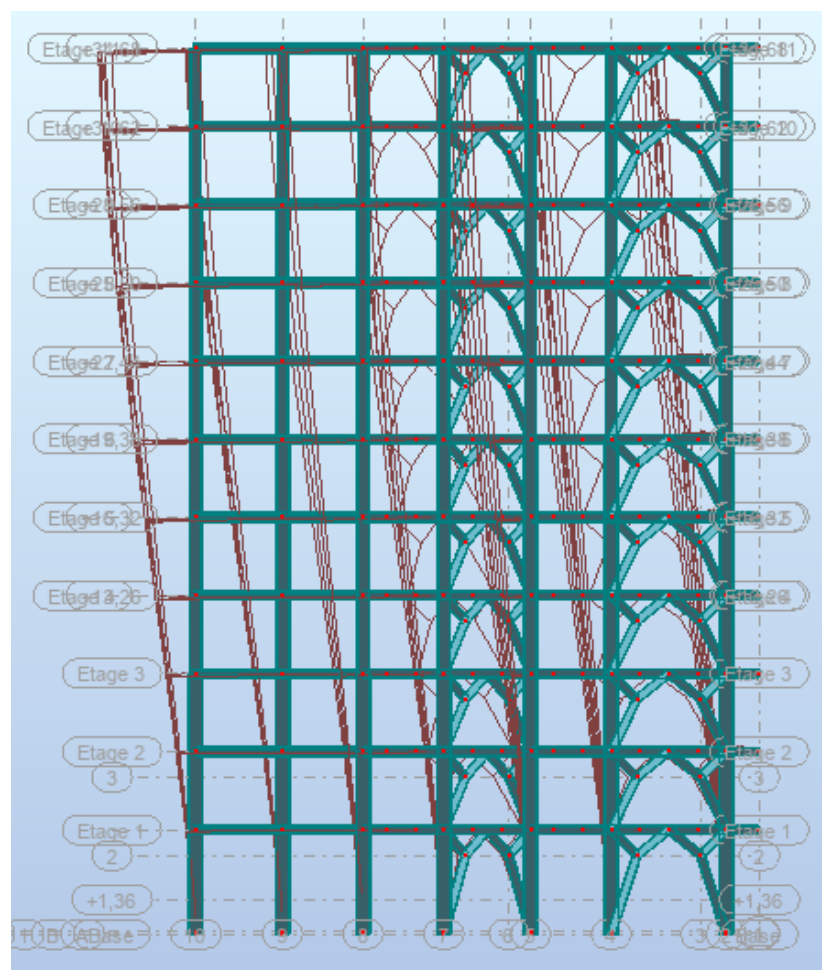


Figure V.9 Translation du 1<sup>er</sup> mode sur l'axe Y-Y, plan Y-Z

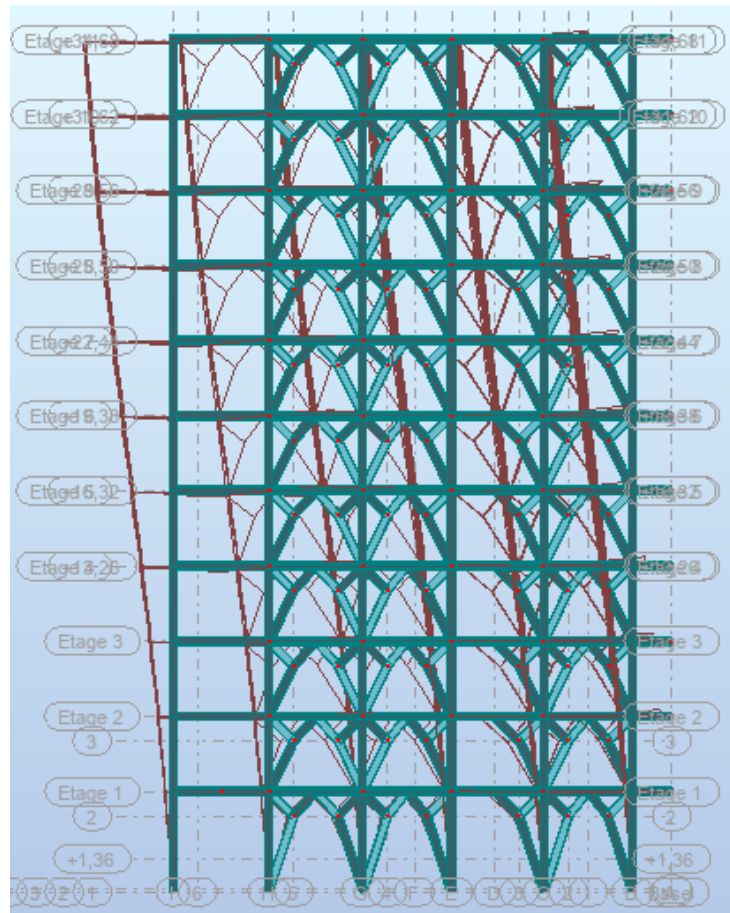


Figure V.10 Translation du 2ème mode sur l'axe X-X, plan X-Z

#### V.4.5 Calcul de la force sismique totale :

$$V_{X,Y} = \frac{A \times D_{X,Y} \times Q}{R} \times W$$

Avec :

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen
- R : Coefficient de comportement global de la structure
- Q : Facteur de qualité
- W : Poids total de la structure.

##### V.4.5.1 Coefficient d'accélération de zone

Donné par le (tableau 4.1), suivant la zone sismique et le groupe d'usage de la construction. Zone III, Groupe 2  $A = 0.25$

**V.4.5.2 Facteur d’amplification dynamique moyenne**

D : facteur d’amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d’amortissement (  $\uparrow$  ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \sqrt{2.5 T_2 / T} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 T_2 / 3.0s & T \geq 3.0s \end{cases}$$

$T_2$  période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7

Catégorie S3 donc  $T = 0.5$

Le facteur D est par ailleurs donné sous forme graphique à la figure 4.1 pour un amortissement  $\zeta = 5\%$

$\uparrow$  : facteur de correction d’amortissement donné par la formule :

$$\uparrow = \sqrt{7 / \zeta} \geq 0.7 \tag{4.3}$$

Le pourcentage d’amortissement critique fonction du matériau constitutif  $\zeta$  (%), du type de structure et de l’importance des remplissages nous avons un portique en acier avec remplissage dense et d’après le tableau (4.2 page 26)

Quant  $\zeta = 5\%$ , on a  $\uparrow = 1$

Avec :

- T : La période fondamentale de la structure.
- $T_2$  : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le (tableau 4-7 page 34).

**V.4.5.3 Calcul T :**

La valeur de la période fondamentale T de la structure est calculée par la formule suivante :

$$T = C_T \sqrt[3]{h_N}$$

Avec :  $h_N$  : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu’au dernier niveau ;  $h_N \geq 35.62$  m.

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage donné par le (Tableau 4-6).

$C_t = 0.05$  Portique autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie.

$$T = C_T \searrow h_N^{1/4} \quad T = 0.05(35.62)^{1/4} \quad T = 0.729 \text{ dans les deux directions}$$

Selon l'article 4.2.4 (4) R.P.A99/v2003, la période doit être majorée de 30%

$$\text{Donc :} \quad T = 0.729 * 1.3 \quad T = 0.948$$

#### V.4.5.4 Calcul D :

$$T_2 < T < 3.0 \text{ s} \quad \text{avec :} \quad 0.5 < 0.948 < 3.0 \text{ s}$$

$$D = 2.5\eta \left\{ \frac{T_2}{T} \right\}^{(2/3)} = 2.5 \times 1 \times \left\{ \frac{0.5}{0.948} \right\}^{(2/3)} \Rightarrow D = 1.632$$

$$T \text{ min} \quad \left\{ \begin{array}{l} T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \\ T = C_T \searrow h_N^{1/4} \end{array} \right.$$

L: est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

$$L_x \uparrow 22.25 \text{ m} \dots \cdot T_x \uparrow 0.68 \text{ s}$$

$$L_y \uparrow 20.45 \text{ m} \dots \cdot T_y \uparrow 0,709 \text{ s}$$

$$\text{D'après la formule (1) : } T = 0.948 \text{ s}$$

$T = 0.948 \text{ s}$  dans les deux directions.

$$T_x = \min(0.68; 0.948) = 0,68 \text{ s} \quad T_y = \min(0,709; 0.948) = 0,709 \text{ s}$$

On calcule le facteur D suivant les deux directions par les formules suivantes :

$$T_2 < T < 3.0 \text{ s} \quad \text{avec :} \quad D = 2.5\eta \left\{ \frac{T_2}{T} \right\}^{(2/3)}$$

$$D'où \quad \begin{cases} D_x = 2.037 \\ D_y = 1.981 \end{cases}$$

#### V.4.5.5 Coefficient de comportement R :

R : Fonction du système de contreventement, il est donné par le (Tableau 4-3 p 28) en fonction du système de contreventement tel que défini en ( 3.4 page 17 )

Dans notre cas :  $R \uparrow 4$

$R = 4$  : Mixte portiques/palées triangulées en V (Y)

#### V.4.5.6 Facteur de qualité Q :

La valeur de Q est donnée par la formule  $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

Critère q »	P <sub>q</sub>	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	NON	0,05
2. Redondance en plan	NON	0,05
3. Régularité en plan	NON	0,05
4. Régularité en élévation	OUI	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	OUI	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	OUI	0
$Q_x = Q_y = 1.15$		

Tableau V.3 Facteur de qualité

#### V.4.5.7 W : poids total de la structure,

W est égal à la somme des poids  $W_i$ , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \alpha W_{Qi} \quad (4-5)$$

$W_{Gi}$  : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

$W_{Qi}$  : charges d'exploitation

$\alpha$  : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5.

Usage habitation  $\Rightarrow \Leftarrow \uparrow 0,2$

Poids totale du bâtiment :  $W \uparrow 24132.97$  kn (d'après robot).

#### V.4.6 Vérification de l'effort tranchant à la base :

$$V_{X.Y} = \frac{A \times D_{X.Y} \times Q}{R} \times W$$

$V_x = 3533.96$  Kn       $V_y = 3435.97$  Kn

D'après l'article du RPA99/2003 (4.3.6) « La résultante des forces sismiques à la base  $V_{ROBOT}$  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  $V_{RPA}$


il faut que :  $0.8 \times V_{RPA} < V_{Robot}$  et cela dans les deux sens.

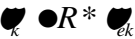
Les résultats sont représenté dans le tableau suivant :

	$V_{DYN}$ (Kn)	$0.8 \times V_{ST}$ (Kn)	Observation
Sens Y-Y	3271.17	2827.164	Vérifie
Sens Y-Y	2969.59	2748.772	Vérifie

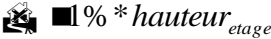
Tableau V.4 Comparaison de la force sismique

#### V.4.7 Vérification des déplacement inter étages :

Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) de la structure est calculé par: 

 (article 4.4.3 R.P.A99/v2003)

Le déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1) est égal à:

Il faut que:  (article 5.10 R.P.A99/v2003)

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveaux	H étage	Sens longitudinale (x) Combinaison Ex		Sens transversale (y) Combinaison Ey		Condition
						< H étage /100
RDC	408	0,3	1,2	0,4	1,6	Vérifiée
1er étage	306	0,3	1,2	0,3	1,2	Vérifiée
2ème étage	306	0,3	1,2	0,4	1,6	Vérifiée
3ème étage	306	0,3	1,2	0,4	1,6	Vérifiée
4ème étage	306	0,3	1,2	0,4	1,6	Vérifiée
5ème étage	306	0,3	1,2	0,4	1,6	Vérifiée
6ème étage	306	0,3	1,2	0,4	1,6	Vérifiée
7ème étage	306	0,3	1,2	0,4	1,6	Vérifiée
8ème étage	306	0,3	1,2	0,4	1,6	Vérifiée
9ème étage	306	0,2	0,8	0,3	1,2	Vérifiée
10ème étage	306	0,2	0,8	0,3	1,2	Vérifiée

Tableau V.5 Vérification des déplacements sans X et Y inter étages pour le modèle

#### V.4.7.1 Conclusion

Les déplacements inter étages sont inférieurs à la limite imposée par RPA 99 version 2003

**V.4.8 Justification vis à vis de l'effet P-Δ :**

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\Delta_k \leq P_k \times \delta_k / V_k \times h_k \leq 0.10$$

P<sub>k</sub> : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k »,

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + W_{Qi})$$

(Voir paragraphe 4.2.3 calcul de W)

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

V<sub>k</sub> : effort tranchant d'étage au niveau "k" :

Δ<sub>k</sub> : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

(Voir paragraphe 4.2.10)

h<sub>k</sub> : hauteur de l'étage « k »

Niveaux	h <sub>k</sub> (cm)	P <sub>k</sub> (KN)	Dans le sens X-X			Observation
			Δ <sub>k</sub> (cm)	V <sub>k</sub> (KN)	θ	
<b>RDC</b>	408,0	24044,4	0,3	3247,13	0,005	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 1</b>	306,0	21799,3	0,3	3178,35	0,007	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 2</b>	306,0	19643,9	0,3	3057,19	0,006	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 3</b>	306,0	17482,2	0,3	2894,67	0,006	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 4</b>	306,0	15324,8	0,3	2695,43	0,006	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 5</b>	306,0	13169,89	0,3	2459,4	0,005	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 6</b>	306,0	11020,415	0,3	2186,3	0,005	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 7</b>	306,0	8874,855	0,3	1873,5	0,005	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 8</b>	306,0	6730,91	0,3	1516,3	0,004	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 9</b>	306,0	4594,195	0,2	1105,34	0,003	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 10</b>	306,0	2464,52	0,2	626,18	0,003	<b>vérifiée</b>

Tableau V.6 Vérification de l'effet de P-Δ sens x



<i>Niveaux</i>	$h_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	Dans le sens Y-Y			<i>Observation</i>
			$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta$	
<b>RDC</b>	408,0	24044,4	0,4	2968,32	0,008	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 1</b>	306,0	21799,3	0,3	2883,22	0,007	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 2</b>	306,0	19643,9	0,4	2762,27	0,009	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 3</b>	306,0	17482,2	0,4	2612,45	0,009	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 4</b>	306,0	15324,8	0,4	2437,17	0,008	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 5</b>	306,0	13169,89	0,4	2235,2	0,008	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 6</b>	306,0	11020,415	0,4	2005,08	0,007	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 7</b>	306,0	8874,855	0,4	1742,25	0,007	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 8</b>	306,0	6730,91	0,4	1434,39	0,006	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 9</b>	306,0	4594,195	0,3	1063,87	0,004	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 10</b>	306,0	2464,52	0,3	613,91	0,004	<b>vérifiée</b>

Tableau V.7 Vérification de l'effet de P  $\leftrightarrow$  sens y

#### V.4.9 Vérification de palées de stabilité

Dans le cas de figure développé ici, les palées de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

$$F_z \text{ total} = 24132.92 \text{ KN}$$

$$F_z \text{ contreventement} = 2417.4 \text{ KN}$$

$$R = \frac{F_z \text{ contreventement}}{F_z \text{ total}} = \frac{2417.4}{24132.92} = 0.1001 \quad \uparrow \quad 0.20 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : Les palées de contreventement reprennent 10.01% des sollicitations dues aux charges verticales.

Et ça c'est le choix final des profile après les vérifications de dynamique

Poutres porteuse	HEA 400
Poteaux	RDC – 2 <sup>eme</sup> étage HEA 600
	3 <sup>eme</sup> - 5 <sup>eme</sup> étage HAE 550
	6 <sup>eme</sup> – 8 <sup>eme</sup> étage HEA 500
	9 <sup>eme</sup> – 10 <sup>eme</sup> étage HEA 450
Solives	IPE 200
Poutre secondaires	HEA 360
Contreventement	2UPN 350

Tableau 0.8 Choix finale du profilé

### V.5 Conclusion :

Au vu des résultats obtenue pour ce model :

Vérification des modes de translations

Vérification des déplacements inter étage

Vérification de la participation massique

Vérification de l'effort tranchant

Vérification de l'effet P- $\Delta$

Vérification de palées de stabilité

On peut conclure que le model renforcé par les contreventements en Y est satisfaisant pour les exigences de l'RPA99 version 2003

## **CHAPITRE VI**

# **VERIFICATION DES ELEMENTS DE L'OSSATURE**

## VI.1 Introduction

Le calcul d'une structure exige que, pour toutes les combinaisons d'actions possibles, définies réglementairement, la stabilité statique soit assurée

- ♦ tant globalement au niveau de la structure
- ♦ qu'individuellement au niveau de chaque élément.

Les actions développent diverses sollicitations, qui génèrent les contraintes au sein du matériau et des déformations des éléments.

Il s'agit donc, afin de garantir le degré de sécurité souhaité ou souhaitable, de vérifier que les contraintes et les déformations restent en-deca des limites admissibles. Deux cas de figures se présentent :

Le cas des petites déformations :

On admet que les sollicitations ne varient pas sous l'effet des déformations, ce qui conduit simplement à vérifier que les contraintes restent inférieures à la contrainte de ruine.

Le cas des grandes déformations :

Dans ce cas les déformations modifient considérablement les sollicitations et affectent les zones comprimées des pièces, qui peuvent présenter 3 types de comportement, dénommés phénomènes d'instabilité, qui sont

### VI.1.1 Le voilement

Dans une plaque soumise à une compression uniforme sur deux cotés opposée parallèlement à son plan moyen, on observe que la plaque, au-delà d'une certaine charge, se déforme transversalement.

Il s'agit du phénomène de voilement, qui se manifeste par des ondulations, qui ne sont pas sont rappeler le phénomène de flambement pour des pièces à une dimension, à la différence près que le voilement se développe plus progressivement, les grandes déformations n'apparaissant pas brutalement et ne conduisant généralement pas à la ruine de la pièce

Le phénomène de voilement peut également apparaître sous un effort de cisaillement simple. il est dans ce cas, attaché à la diagonale comprimée

Les âmes des poutres utilisées en construction métallique sont généralement minces et donc susceptibles de se voiler sous des efforts de compression ou de cisaillement excessifs.

Pour éviter le voilement des âmes des poutres, deux moyens sont possibles :

- ◆ soit augmenter l'épaisseur de l'âme
- ◆ soit disposer des raidisseurs d'âme, judicieusement positionnés.

### **VI.1.2 Le flambement**

Lors d'un chargement en compression simple d'une barre élancée, initialement rectiligne en position verticale et bi articulée aux extrémités, soumise à un effort  $N$  que l'on augmente progressivement, on observe que quand  $N$  atteint une certaine valeur, la barre se dérobe latéralement, et apparaît alors une grande déformation, cette déformation a les traits caractéristiques de toutes les instabilités de forme, dans le cas des barres comprimées, cette instabilité prend le nom de flambement.

### **VI.1.3 Le déversement**

Ce phénomène d'instabilité élastique se produit, d'une façon générale, lorsqu'une poutre fléchie présente une faible inertie transversale et à la torsion. La partie supérieure de la poutre, comprimée, flambe latéralement et il existe une valeur critique du moment de flexion (selon le plan le plus grande raideur) comme il existe un effort normal critique provoquant le flambement pour une barre comprimée, pour lequel la poutre fléchit dans le plan de sa plus faible raideur et entre en torsion.

## **VI.2 Vérification des poteaux vis-à-vis du flambement**

### **VI.2.1 Procédure de calcul**

Les poteaux sont soumis à la flexion composée où chaque poteau est soumis à un effort normal «  $N$  » et deux moments fléchissant  $M_x$  et  $M_y$ . La vérification se fait pour toutes les combinaisons inscrites aux règlements sous les sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens. Les différentes sollicitations doivent être combinées dans les cas les plus défavorables, qui sont :

- ◆ Une compression maximale et un moment correspondant
- ◆ Un moment maximal et une compression correspondante

### VI.2.2 Combinaisons de charges

Les vérifications doivent être faites sous les combinaisons suivantes :

- ♦ 1,35 G + 1,5 Q
- ♦ G + Q + E
- ♦ 0,8 G ± E

### VI.2.3 Les étapes de la vérification du flambement par flexion

Les éléments sollicités simultanément en flexion et en compression axiale, doivent satisfaire à diverses conditions selon la classe de leur section transversale :

$$\sigma = \frac{N_{sd}}{X_{min} \times A \times f_y / Y_{m1}} + \frac{k_y \times M_{ysd}}{W_{ply} \times f_y / Y_{m1}} + \frac{k_z \times M_{zsd}}{W_{plz} \times f_y / Y_{m1}} \leq 1 \quad (\text{CCM97, 5.51})$$

Ou

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{X_y \times A \times f_y} \leq 1.5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{M,y} - 4) + \left( \frac{W_{p.ly} - W_{e.ly}}{W_{el.y}} \right) \leq 0.90$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{X_z \times A \times f_y} \leq 1.5$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2\beta_{M,z} - 4) + \left( \frac{W_{p.lz} - W_{e.lz}}{W_{el.z}} \right) \leq 0.90$$

$X_{min}$  est la plus petite des valeurs de  $X_z$  et  $X_y$

Où  $X_z$  et  $X_y$  sont les coefficients de réduction pour les axes y-y et z-z respectivement.

Et  $\beta_{M,z}$  et  $\beta_{M,y}$  sont les facteurs de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion.

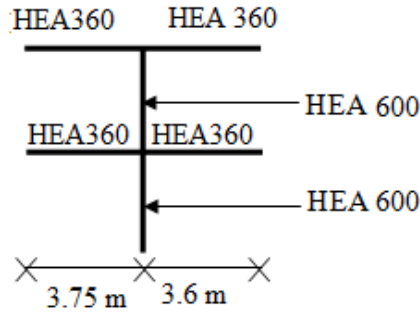
### VI.3 Les vérifications

Premièrement  $N^{Max}$ ,  $M_y^{Corr}$ ,  $M_z^{Corr}$

#### VI.3.1 Vérification des poteaux

*Poteaux HEA 600 (RDC)*

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} \times A \times f_y / Y_{m1}} + \frac{k_y \times M_{ysd}}{W_{ply} \times f_y / Y_{m1}} + \frac{k_z \times M_{zsd}}{W_{plz} \times f_y / Y_{m1}} \leq 1$$



Les efforts repris par le poteau sont :

$$N^{\text{Max}} = 1530.18 \text{ KN} , M_Y^{\text{Corr}} = 6.43 \text{ KN.m} , M_Z^{\text{Corr}} = 1.21 \text{ KN.m}$$

**Détermination de la longueur de flambement :**

$$\frac{l_f}{l_0} = \sqrt{\frac{(1-0.2(\eta_1+\eta_2))-0.12(\eta_1\eta_2)}{(1-0.8(\eta_1+\eta_2))+0.6(\eta_1\eta_2)}}$$

↑1 et ↑2: Facteurs de distribution pour poteaux continus

$$\uparrow 1 = \frac{k_c+k_1}{k_c+k_1+k_{11}+k_{12}}$$

$$\uparrow 2 = \frac{k_c+k_2}{k_c+k_2+k_{21}+k_{22}}$$

Avec :

$$K_c = \frac{I}{L} : \text{Rigidité du poteau}$$

$$K_{ij} = \frac{I}{H} : \text{Rigidité effective des poteaux et des poutres}$$

Calcul : ↑1 et ↑2

$L_{fy}$  :

$$K_c = \frac{141200}{408} = 346.07 \text{ cm}^3$$

$$K_1 = \frac{141200}{306} = 461.43 \text{ cm}^3$$

$$K_{11} = \frac{33090}{360} = 91.91 \text{ cm}^3$$

$$K_{12} = \frac{33090}{375} = 88.24 \text{ cm}^3$$

$$\uparrow 1 = \frac{460.07+461.43}{346.07+461.43+91.91+88.24} = 0.81, \uparrow 2 = 0$$

$$L_{fy} = 4.08 \times 0.61 = 2.5 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{250}{24.97} = 10.01$$

$L_{fz}$  :

$$K_c = \frac{11270}{408} = 27.62 \text{ cm}^3$$

$$K_1 = \frac{11270}{306} = 36.83 \text{ cm}^3$$

$$K_{11} = \frac{7887}{360} = 21.90 \text{ cm}^3$$

$$K_{12} = \frac{7887}{375} = 21.032 \text{ cm}^3$$

$$\uparrow 1 = \frac{27.62+36.83}{27.62+36.83+21.90+21.03} = 0.60, \uparrow 2 = 0$$

$$L_{fz} = 4.08 \times 0.58 = 2.38 \text{ m}$$

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{238}{7.05} = 33.75$$

$$\overline{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{10.01}{93.9} = 0.1$$

$$\overline{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{33.75}{93.9} = 0.35$$

avec :  $\lambda_1 = 93.9\epsilon \implies \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$  avec :  $f_y = 235 \text{ Mpa}$

$$\varphi_y = 0,5(1 + \alpha(0.1 - 0,2) + 0.1^2) = 0.49$$

Courbe de flambement a  $\alpha = 0,21$  ; (Tab 5.5.1)

$$X_y = \frac{1}{0.49+(0.49^2-0.1^2)^{0.5}} = 1.03$$

$$\varphi_z = 0,5(1 + \alpha(0.35 - 0,2) + 1.002^2) = 0.58$$

Courbe de flambement b  $\alpha = 0,34$  ; (Tab 5.5.1)

$$X_z = \frac{1}{0.58+(0.58^2-0.35^2)^{0.5}} = 0.95$$



$$X_{min} = 0.95$$

Calcul de  $K_y$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{x_y \times A \times f_y}$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{M,y} - 4) + \left( \frac{W_{p.ly} - W_{e.ly}}{W_{e.ly}} \right) \leq 0.90$$

$\hookrightarrow_{MY}$  : «facteur de moment uniforme équivalent »

$$\hookrightarrow_{MY} = 1.8 - 0.7\kappa \quad \text{Avec : } \kappa = \frac{M_{Min}}{M_{Max}}$$

$$\hookrightarrow_{MY} = 1.184$$

$$W_{ply} = 5350000 \text{ mm}^3, W_{ely} = 4787000 \text{ mm}^3$$

$$\mu_y = -0.07 < 0.90$$

$$k_y = 1 - \frac{0.112 \times 2029.50 \times 10^3}{0.54 \times 22650 \times 235} = 1.02 < 1.5$$

$$\hookrightarrow_{Mz} = 1.8 - 0.7\kappa \quad \text{Avec : } \kappa = \frac{M_{Min}}{M_{Max}}$$

$$\hookrightarrow_{Mz} = 1.1$$

$$W_{plz} = 1156000 \text{ mm}^3, W_{ely} = 751400 \text{ mm}^3$$

$$\mu_z = -1.34 < 0.90$$

$$k_z = 1.41$$

Vérification :

$$\frac{1530180}{0.95 \times 22650 \times 235 / 1.1} + \frac{1.02 \times 6430000}{5350000 \times 235 / 1.1} + \frac{1.41 \times 1210000}{1156000 \times 235 / 1.1} = 0.34 \leq 1$$

**Résultats du ROBOT :**

Les efforts internes du logiciel ROBOT sous la combinaison citée au-dessus sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveau	Numéro	Combinaison	$N_{max}$	$M_y$	$M_z$
9eme 10eme	Pot 624	ELU	245.61	24.77	17
6eme 7eme 8eme	Pot 572	ELU	641.07	18.58	7.03
3eme 4eme 5eme	Pot 518	ELU	1015.09	19.53	9.89
RDC 1ere 2eme	Pot 4	ELU	1530.18	6.43	1.21

Tableau VI.1 Valeurs des efforts internes x

Niveau	Kc	K.1	K.2	K.1.1	K.2.1	K.1.2	K.2.2	$\mu_1$	$\mu_2$
9eme 10eme	208.23	208.23	284.21	91.91	91.91	91.91	91.91	0.69	0.70
6eme 7eme 8eme	284.21	284.21	363.31	143.07	143.07	100.15	100.15	0.70	0.72
3eme 4eme 5eme	363.31	363.31	461.43	143.07	143.07	100.15	100.15	0.74	0.77
RDC 1ere 2eme	346.07	461.43		91.91		88.24		0.81	0

Tableau VI.2 Valeurs des K (sens Y-Y)

Niveau	Kc	K.1	K.2	K.1.1	K.2.1	K.1.2	K.2.2	$\mu_1$	$\mu_2$
9eme 10eme	30.93	30.93	33.88	21.90	21.90	21.90	21.90	0.58	0.59
6eme 7eme 8eme	33.88	33.88	35.35	27.18	27.18	19.03	19.03	0.59	0.60
3eme 4eme 5eme	35.35	35.35	36.83	27.18	27.18	19.03	19.03	0.60	0.61
RDC 1ere 2eme	27.62	36.83		21.90		21.032		0.60	0

Tableau VI.3 Valeurs des K (sens Z-Z)

Niveau	$\mu_y$	$\mu_z$	$k_y$	$k_z$	Condition
9eme 10eme	-0.09	-1.18	1	1.07	$0.19 < 1$ CV
6eme 7eme 8eme	-0.07	-1.22	1.01	1.17	$0.21 < 1$ CV
3eme 4eme 5eme	-0.05	-1.26	1.01	1.26	$0.30 < 1$ CV
RDC 1ere 2eme	-0.07	-1.34	1.02	1.41	$0,34 < 1$ CV

Tableau VI.4 Vérification de poteau central au flambement sous  $N^{\text{MAX}}$

Deuxièmement  $N^{corr}$ ,  $M_Y^{max}$ ,  $M_Z^{Corr}$

Résultats du ROBOT :

Les efforts internes du logiciel ROBOT sous la combinaison citée au-dessus sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveau	Numéro	Combinaison	$N_{max}$	$M_y$	$M_z$
9eme 10eme	Pot 620	G+Q+ EX	161.10	77.85	14.45
6eme 7eme 8eme	Pot 569	G+Q+EX	566.85	125.58	9.11
3eme 4eme 5eme	Pot 515	G+Q+EX	1010.69	157.39	8,92
RDC 1ere 2eme	Pot 18	G+Q+ EX	1785.87	247.71	10.38

Tableau VI.5 Valeurs des efforts

Niveau	$K_c$	$K.1$	$K.2$	$K.1.1$	$K.2.1$	$K.1.2$	$K.2.2$	$\mu_1$	$\mu_2$
9eme 10eme	208.23	208.23	284.21	143.07	143.07	100.15	100.15	0.63	0.66
6eme 7eme 8eme	284.21	284.21	363.31	143.07	143.07	100.15	100.15	0.70	0.72
3eme 4eme 5eme	363.31	363.31	461.43	143.07	143.07	100.15	100.15	0.74	0.77
RDC 1ere 2eme	346.07	461.43		143.07		132.55		0.74	0

Tableau VI.6 Valeurs des K (sens Y-Y)

Niveau	Kc	K.1	K.2	K.1.1	K.2.1	K.1.2	K.2.2	$\mu_1$	$\mu_2$
9eme 10eme	30.93	30.93	33.88	27.18	27.18	19.03	19.03	0.57	0.58
6eme 7eme 8eme	33.88	33.88	35.35	27.18	27.18	19.03	19.03	0.59	0.60
3eme 4eme 5eme	35.35	35.35	36.83	27.18	27.18	19.03	19.03	0.60	0.61
RDC 1ere 2eme	27.62	36.83		27.18		25.18		0.55	0

Tableau VI.7 Valeurs des K (sens Z-Z)

Niveau	$\mu_y$	$\mu_z$	$k_y$	$k_z$	Condition
9eme 10eme	-0.09	-1.18	1	1.04	$0.23 < 1$ CV
6eme 7eme 8eme	-0.07	-1.22	1	1.15	$0.33 < 1$ CV
3eme 4eme 5eme	-0.04	-1.27	1.01	1.26	$0.54 < 1$ CV
RDC 1ere 2eme	0.05	-1.39	0.97	1.49	$0,66 < 1$ CV

Tableau VI.8 Vérification de poteau central au flambement sous  $M_Y^{\max}$

Troisième ment :  $N^{corr}$  ,  $M_Y^{max}$  ,  $M_Z^{max}$

Résultats du ROBOT :

Les efforts internes du logiciel ROBOT sous la combinaison citée au-dessus sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveau	Numéro	Combinaison	$N_{max}$	$M_y$	$M_z$
9eme 10eme	Pot 632	0.8G+Ey	156.80	26.36	44.95
6eme 7eme 8eme	Pot 569	0.8G+Ey	382.57	13.80	58.45
3eme 4eme 5eme	Pot 515	0.8G+Ey	652.52	11.08	58,8
RDC 1ere 2eme	Pot 9	0,8G+Ey	928.67	20.55	32.88

Tableau VI.9 Valeurs des efforts internes x

Niveau	Kc	K.1	K.2	K.1.1	K.2.1	K.1.2	K.2.2	$\mu_1$	$\mu_2$
9eme 10eme	208.23	208.23	284.21	143.07	143.07	100.15	100.15	0.63	0.66
6eme 7eme 8eme	284.21	284.21	363.31	143.07	143.07	100.15	100.15	0.70	0.72
3eme 4eme 5eme	363.31	363.31	461.43	143.07	143.07	100.15	100.15	0.74	0.77
RDC 1ere 2eme	346.07	461.43		143.07		100.15		0.74	0

Tableau VI.10 Valeurs des K (sens Y-Y)

Niveau	Kc	K.1	K.2	K.1.1	K.2.1	K.1.2	K.2.2	$\mu_1$	$\mu_2$
9eme 10eme	30.93	30.93	33.88	27.18	27.18	19.03	19.03	0.57	0.58
6eme 7eme 8eme	33.88	33.88	35.35	27.18	27.18	19.03	19.03	0.59	0.60
3eme 4eme 5eme	35.35	35.35	36.83	27.18	27.18	19.03	19.03	0.60	0.61
RDC 1ere 2eme	27.62	36.83		27.18		19.03		0.58	0

Tableau VI.11 Valeurs des K (sens Z-Z)

Niveau	$\mu_y$	$\mu_z$	$k_y$	$k_z$	Condition
9eme 10eme	-0.09	-1.18	1	1.04	$0.30 < 1$ CV
6eme 7eme 8eme	-0.07	-1.22	1	1.10	$0.39 < 1$ CV
3eme 4eme 5eme	-0.05	-1.26	1.01	1.26	$0.45 < 1$ CV
RDC 1ere 2eme	-0.07	-1.40	1.01	1.26	$0,39 < 1$ CV

Tableau VI.12 Vérification de poteau central au flambement sous  $M_z^{\max}$

#### VI.4 Vérification des poteaux vis-à-vis le déversement

Combinaisons de charges

Les vérifications doivent être faites sous les combinaisons suivantes :

- ◆  $1,35 G + 1,5 Q$
- ◆  $G + Q + E$
- ◆  $0,8 G \pm E$

VI.4.1 Les étapes de vérification du déversement

$$\frac{N_{sd}}{A f_y} + \frac{K_{LT} M_{y.sd}}{W_{pl.y} f_y} + \frac{K_z M_{z.sd}}{W_{pl.z} f_y} \leq 1$$

$$K_{LT} = 1 \quad \text{pour } \mu_{LT} \leq 0,15$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \quad \text{pour } \mu_{LT} > 0,15$$

Niveau	Numéro	Combinaison	N <sub>max</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>
9eme 10eme	Pot 624	ELU	245.61	24.77	17
6eme 7eme 8eme	Pot 572	ELU	641.07	18.58	7.03
3eme 4eme 5eme	Pot 518	ELU	1015.09	19.53	9.89
RDC 1ere 2eme	Pot 4	ELU	1530.18	6.43	1.21

Tableau VI.13 Valeurs des efforts internes x

Niveau	$\mu_{LT}$	$K_{LT}$	$K_z$	Condition
9eme 10eme	-0.11	1	1.07	0.10 < 1 CV
6eme 7eme 8eme	-0.1	1	1.17	0.15 < 1 CV
3eme 4eme 5eme	-0.10	1	1.26	0.22 < 1 CV
RDC 1ere 2eme	-0.09	1	1.41	0,28 < 1 CV

Tableau VI.14 Vérification de poteau central au déversement sous N<sup>MAX</sup>



Deuxièmement  $N^{corr}$ ,  $M_Y^{max}$ ,  $M_z^{Corr}$

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés par Excel

Niveau	Numéro	Combinaison	$N_{max}$	$M_y$	$M_z$
9eme 10eme	Pot 620	G+Q+ EX	161.10	77.85	14.45
6eme 7eme 8eme	Pot 569	G+Q+EX	566.85	125.58	9.11
3eme 4eme 5eme	Pot 515	G+Q+EX	1010.69	157.39	8,92
RDC 1ere 2eme	Pot 18	G+Q+ EX	1785.87	247.71	10.38

Tableau VI.15 Valeurs des efforts internes

Niveau	$\mu_{LT}$	$K_{LT}$	$K_z$	Condition
9eme 10eme	-0.11	1	1.04	$0.15 < 1$ CV
6eme 7eme 8eme	-0.1	1	1.15	$0.26 < 1$ CV
3eme 4eme 5eme	-0.1	1	1.26	$0.34 < 1$ CV
RDC 1ere 2eme	-0.09	1	1.49	$0,52 < 1$ CV

Tableau VI.16 Vérification de poteau central au déversement sous  $M_Y^{max}$

Troisièmement :  $N^{corr}$  ,  $M_Y^{max}$  ,  $M_Z^{max}$

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés par Excel

Niveau	Nu méro	Combinaison	$N_{max}$	$M_y$	$M_z$
9eme 10eme	Pot 632	0.8G+Ey	156.80	26.36	44.95
6eme 7eme 8eme	Pot 569	0.8G+Ey	382.57	13.80	58.45
3eme 4eme 5eme	Pot 515	0.8G+Ey	652.52	11.08	58,8
RDC 1ere 2eme	Pot 9	0,8G+Ey	928.67	20.55	32.88

Tableau VI.17 Valeurs des efforts internes x

Niveau	$\mu_{LT}$	$K_{LT}$	$K_z$	Condition
9eme 10eme	-0.11	1	1.04	$0.09 < 1$ CV
6eme 7eme 8eme	-0.1	1	1.10	$0.09 < 1$ CV
3eme 4eme 5eme	-0.1	1	1.26	$0.19 < 1$ CV
RDC 1ere 2eme	-0.09	1	1.26	$0,21 < 1$ CV

Tableau VI.18 Vérification de poteau central au déversement sous  $M_z^{max}$

Niveau étage	Profilé
9 <sup>eme</sup> et 10 <sup>eme</sup> et	HEM 450
6 <sup>eme</sup> et 7 <sup>eme</sup> et 8 <sup>eme</sup>	HEM 500
3 <sup>eme</sup> et 4 <sup>eme</sup> et 5 <sup>eme</sup>	HEM 550
RDC et 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>eme</sup>	HEM 600

Tableau VI.19 Les profilés finaux

**VI.5 Vérification des poutres :**

la vérification de ces éléments se fait par les formules suivantes :

$$M_{sd} \leq M_{crd} = \frac{w_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

Dans le cas où l'effort tranchant calculé serait inférieur de 50% de  $V_{plRd}$  il faut vérifier que

$$V_{sd} \leq V_{plRd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}}$$

**VI.5.1 Vérification de la poutre principale :**

Pouter HEA 400 :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{sd} = 228.58 \text{ KN.m} \\ V_{sd} = 158.36 \text{ KN} \end{array} \right.$$

**VI.5.1.1 Vérification de l'effort tranchant**

$$V_{plRd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}} = \frac{235 \times 5733}{\sqrt{3} \times 1} = 777.83 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 158.36 \text{ KN} \leq V_{plRd} = 777.83 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{C.V}$$

Il faut vérifier l'interaction aussi :  $V_{sd} \leq 0.5 V_{plRd}$

$V_{sd} = 158.36 \text{ KN} \leq 0.5 V_{plRd} = 388.915 \text{ KN}$  Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

**VI.5.1.2 Vérification de la résistance a la flexion :**

$$M_{sd} \leq M_{crd} = \frac{w_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{sd} = 228.58 \text{ KN.m}$$

$$M_{crd} = \frac{w_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2562000 \times 235}{1} = 602.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 228.58 \text{ KN.m} \leq M_{crd} = 602.07 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{C.V}$$

**VI.5.2 Vérification de la poutre secondaire :****Poutre HEA 360 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{sd} = 184.64 \text{ KN.m} \\ V_{sd} = 72.85 \text{ KN} \end{array} \right.$$

**VI.5.2.1 Vérification de l'effort tranchant**

$$V_{plRd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = \frac{235 \times 4896}{\sqrt{3} \times 1} = 624.27 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 72.85 \text{ KN} \leq V_{plRd} = 624.27 \text{ KN} \Rightarrow \text{C.V}$$

Il faut vérifier l'interaction aussi :  $V_{sd} \leq 0.5 V_{plRd}$

$V_{sd} = 72.85 \text{ KN} \leq 0.5 V_{plRd} = 312.13 \text{ KN}$  Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

**VI.5.2.2 Vérification de la résistance a la flexion :**

$$M_{sd} \leq M_{crd} = \frac{w_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{sd} = 184.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{crd} = \frac{w_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2088000 \times 235}{1} = 490.68 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 184.64 \text{ KN.m} \leq M_{crd} = 490.68 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{C.V}$$

### VI.6 Vérification du système de contreventement

Les types des palées triangulées utilisés dans cette étude et qui sont autorisés par le règlement parasismique algérien **RPA99/2003**

Les palées en Y dans ce type de palée, il est admis de considérer que seules les barres tendues, pour un sens donné de l'action sismique, interviennent avec efficacité dans la résistance dissipative de l'ossature.

#### VI.6.1 Vérification des palées en (y) 2UPN 350

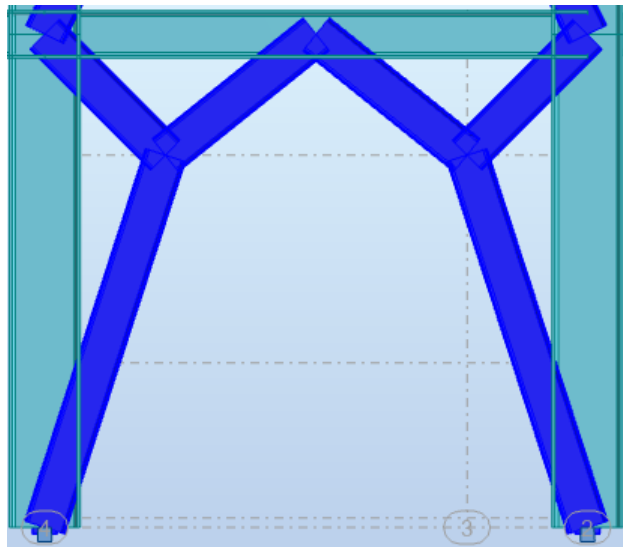


Figure VI.1 Les palées en (y) 2UPN 350

##### VI.6.1.1 Vérifications à la traction simple :

Il faut vérifier que :  $N_{sd} \leq N_{pl,Rd}$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{2 \times 7730 \times 235}{1,1} \times 10^{-3} = 3302.81 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 1510.08 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 1510.08 \text{ kN} < N_{pl,Rd} = 3302.81 \text{ kN} \text{ Condition vérifiée}$$

### VI.6.1.2 Vérifications à la compression simple :

$$N_{sd} \leq N_R \quad \bullet \quad \frac{\phi_A}{A} \quad \frac{f_y}{1}$$

$\phi_A$  ●1 Pour les sections classe 1 et 2

$$\phi_A = 1,1$$

$$f_y = 235 \text{ MPa}$$

$$l_f = \sqrt{1^2 + 3,08^2} = 3,23 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{323}{12,9} = 25,03$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{323}{2,72} = 118,75$$

On a  $\lambda_y \ll \lambda_z$  le flambement se produit autour de l'axe (Y-Y)

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9} = 0,26$$

$$\phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\phi_y = 0,54 \quad \bullet \quad 0,95$$

$$N_{sd} = 1510,08 \text{ kN} < \frac{0,95 \times 1 \times 2 \times 7730 \times 235}{1,1} \times 10^{-3} = 3137,67 \text{ kN} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

### VI.7 Conclusion

Le bâtiment étudié est stable vis-à-vis toutes les combinaisons de charge possibles définies réglementaire.

**CHAPITRE VII**

**CALCUL ET VERIFICATION DE  
L'ASSEMBLAGE**

## **Introduction**

L'assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces. Ces dispositifs 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.

On distingue parmi les assemblages :

- Les assemblages articulés
- Les assemblages encastrés (rigides)

## **Fonctionnement des assemblages**

Les principaux modes d'exécution des assemblages sont :

- Les assemblages soudés ;
- Les assemblages boulonnés ;
- Les assemblages rivetés ;
- Les assemblages collés.

Dans notre présente étude l'assemblage boulonné est le mode utilisé, présente en général l'avantage d'une démontrabilité facile, avec récupération intégrale des composants initiaux.

## **Calcul des assemblages**

Dans ce chapitre, types d'assemblage seront traités, on se basant sur les normes de l'EC 3.

Les assemblages qui seront traités sont :

- Assemblage poteau-poutre
- Assemblage poutre-solive
- Pied de poteau

On essaye de traiter un exemple de calcul manuel pour chaque type d'assemblage ; les autres seront calculés en utilisant le logiciel Autodesk Robot.



**VII.1. Assemblage Poteau HEA 600 - poutre HEA 400**

On va traiter cet assemblage manuellement.

**VII.1.1. Assemblage bout à bout**

On doit fixer la poutre à l'aide des boulons qui lient la plaque en platine et le poteau, la poutre doit être soudée sur la plaque.

**VII.1.2. Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques**

poutre HEA 400:

$$h = 390\text{mm}; b=300\text{mm}; t_f=19\text{mm}; t_w=11\text{mm}; A=158.98\text{cm}^2$$

Poteau HEA 600:

$$h = 590\text{mm}; b=300\text{mm}; t_f=25\text{mm}; t_w=13\text{mm}; A=226.46\text{cm}^2$$

**VII.1.3. Données de calcul**

- Moment fléchissant dans la poutre :  $M_{sd}=293.01\text{ kN.m}$
- Effort tranchant dans la poutre:  $V_{sd}=197.39\text{ Kn}$
- Moment fléchissant dans le poteau inférieur :  $M_{sd}=248.79\text{ kN.m}$

**VII.1.4. Choix de jarret :**

Pour le jarret on prendra un profilé HEA 400 découpé et soudé par un cordon d'épaisseur supérieure ou égale à 13 mm sur les deux extrémités de la poutre

**VII.1.5. Choix de diamètre du boulon :**

Épaisseur de la platine :  $é_p = 20\text{ mm}$

- $t \leq 10\text{ mm}$   $d = (12 ; 14)\text{ mm}$
- $10 \leq t \leq 25\text{ mm}$   $d = (16 ; 20 ; 24)\text{ mm}$
- $t \geq 25\text{ mm}$   $d = (24 ; 27 ; 30)\text{ mm}$

On a l'épaisseur de la platine  $t = 20\text{ mm}$  alors on prend  $\varnothing = 20\text{ mm}$  de classe HR 10.9

Platine (570 ; 300 ; 20 )

**VII.1.6. Détermination du nombre de boulons nécessaires :**

Condition de la résistance au cisaillement des boulons :

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n}$$

$$F_{v,rd} = 0,5 f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{Mb}$$

$$n = \frac{V_{sd} \times \gamma_{mb}}{0,5 \times F_{ub} \times A_s}$$

$$n \geq \frac{197.39 \times 1,25}{0,5 \times 245 \times 1000} \times 10^3 = 2,01$$

On prend  $n=8$  (boulons) HR  $\left\{ \begin{array}{l} n_2 = 2 \text{ (nombre de file)} \end{array} \right.$

$n_1 = 4$  (nombre des boulons par ranger)

On a l'épaisseur de la platine égale à 20 mm alors on prend deux files de 4 boulons HR de diamètre  $\phi = 20$  mm, classe 10.9

**VII.1.7. Distance entre axe des boulons**

$$d_0 = \phi + 2 = 20 + 2 = 22 \text{ mm}$$

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad \mathbf{26,4mm \leq e_1 \leq 240mm}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \quad \mathbf{48,4mm \leq p_1 \leq 200mm} \quad \text{(EC3.art.6.5.1.4)}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad \mathbf{33mm \leq e_2 \leq 240mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \quad \mathbf{66mm \leq p_2 \leq 200mm}$$

$$e_1 = 120\text{mm} \quad ; \quad p_1 = 120\text{mm} \quad ; \quad e_2 = 120\text{mm} \quad ; \quad p_2 = 130\text{mm}$$

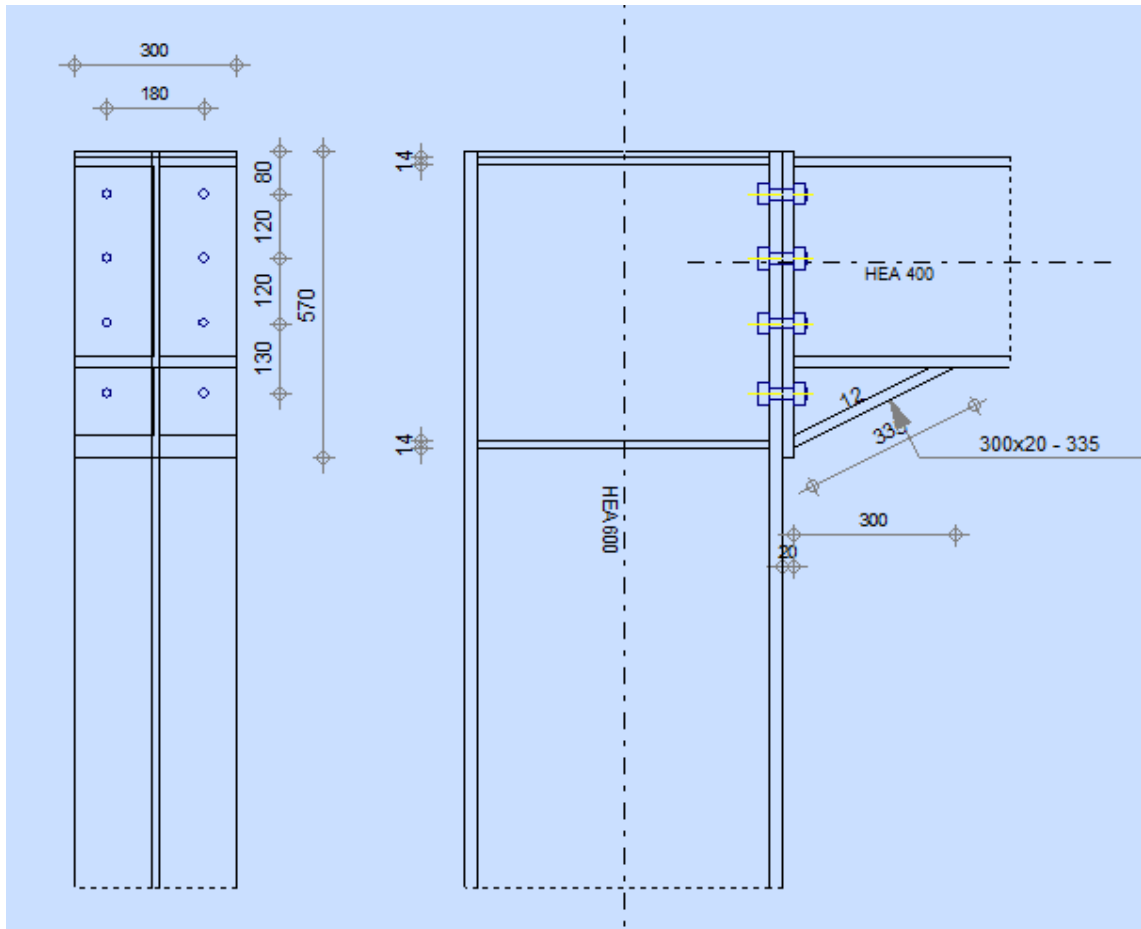


Figure.VII.1 : Assemblage poteau – poutre

### VII.1.8. Calcul de la soudure poutre HEA 400 :

#### La semelle

$$a_f \geq t_f \left( \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \right) \left( \frac{\beta_w \times \gamma_{M2}}{f_{us} \times \sqrt{2}} \right)$$

La nuance d'acier utilisé est S235 donc

$$\begin{cases} \beta_w = 0,80 \\ \gamma_{mw} = 1,25 \\ f_{us} = 360 \end{cases}$$

$$a_f \geq 19 \left( \frac{235}{1} \right) \left( \frac{0,80 \times 1,25}{360 \times \sqrt{2}} \right)$$

$$a_f \geq 8,77 \text{ mm}$$

**L'âme**

$$a_w \geq t_w \left( \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \right) \left( \frac{\beta_w \times \gamma_{M2}}{f_{us} \times \sqrt{2}} \right)$$

$$a_f \geq 11 \left( \frac{235}{1} \right) \left( \frac{0,80 \times 1,25}{360 \times \sqrt{2}} \right)$$

$$a_f \geq 5.077 \text{ mm}$$

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

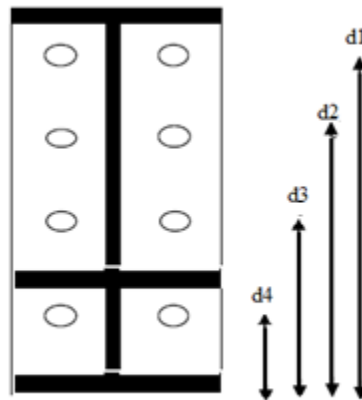
**VII.1.9. Détermination des efforts dans les boulons**

Figure.VII.2 : Distribution des boulons sur la platine d'extrémité

**VII.1.9.1. Moment résistant effectif de l'assemblage :**

$$M_{sd} \leq M_{Rd} \quad \text{avec} \quad M_{Rd} = \frac{N \times \sum d_i^2}{d_1}$$

$$N = n F_p = 2 \times 0,7 \times 1000 \times 245 \times 10^{-3} = 343 \text{ kN}$$

$$d_1 = 490 \text{ mm} ; d_2 = 370 \text{ mm} ; d_3 = 250 \text{ mm} ; d_4 = 120 \text{ mm}$$

$$\sum d_i^2 = 453000 \text{ mm}^2$$

Il faut vérifier que :

$$N_1 \leq n F_p$$

Avec  $n=2$  (nombre de boulons par rangés).

$$F_p = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$$

$F_p$  : L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons

$f_{ub}$ : La contrainte de rupture du boulon, vaut 1000MPa pour les boulons HR 10.9.

$A_s$  : L'aire de la section du boulon

$$N_i = \frac{M \times d_i}{\sum_{i=1}^2 d_i^2}$$

$$n \cdot F_p = 2 \times 0,7 \times 1000 \times 245 \times 10^{-3} = 343 \text{ kN}$$

$$N_1 = \frac{M \times d_1}{\sum_{i=1}^2 d_i^2} = \frac{293.01 \times 490 \times 10^3}{453000} = 316.94 \text{ kN} \leq nF_p = 343 \text{ kN}$$

$\Rightarrow$  condition vérifiée

D'où :

$$M_{Rd} = \frac{343 \times 453000 \times 10^{-3}}{490} = 317.1 \text{ kN.m}$$

$$293.01 \text{ kN.m} \leq 317.1 \text{ kN.m}$$

Donc la condition est vérifiée

### VII.1.9.2. La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

#### La résistance des boulons au traction :

Condition à vérifier :  $F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$

L'effort tranchant par boulon :

$$V_{sd} = 248.79 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{248.79}{8} = 31.09 \text{ kN}$$

La résistance au cisaillement  $F_p$  :

$$F_p = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$$

$$F_p = 0,7 \times 1000 \times 245 \times 10^{-3} = 171.5$$

$$F_{v,rd} = \frac{1 \times 171.5 \times 2 \times 0,3}{1,25} = 82.32 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = 24.67 \text{ kN} \leq F_p = 171.5 \text{ kN} \quad \text{Donc la condition est vérifiée}$$

### La résistance des boulons au cisaillement :

$$\text{Condition à vérifier : } F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$$

L'effort tranchant par boulon :

$$V_{sd} = 197.39 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{197.39}{8} = 24.67 \text{ kN}$$

La résistance au cisaillement  $F_p$  :

$$F_p = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$$

$$F_p = 0,7 \times 1000 \times 245 \times 10^{-3} = 171.5$$

$$F_{v,rd} = \frac{1 \times 171.5 \times 2 \times 0,3}{1,25} = 82.32 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = 24.67 \text{ kN} \leq F_p = 171.5 \text{ kN} \quad \text{Donc la condition est vérifiée}$$

### La résistance des boulons au glissement :

$$\text{Condition à vérifier : } F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$$

L'effort tranchant par boulon :

$$V_{sd} = 197.39 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{197.39}{8} = 24.67 \text{ kN}$$

La résistance au glissement  $F_{v,rd}$  :

$$F_{v,rd} = \frac{k_s \times F_p \times n \times \mu}{\gamma_{ms}}$$

$K_s=1$  Pour des trous avec tolérances nominales normales.

$\mu = 0,3$  Surfaces nettoyées par brassage métallique ou à la flamme avec enlèvement de la rouille.

$n = 2$  Nombre d'interfaces de frottement ;

$\gamma_{ms} = 1,25$  Pour les résistances au glissement à L'ELU

$F_p = 171.5$  KN la résistance du boulon.

$$F_{v,rd} = \frac{1 \times 171.5 \times 2 \times 0,3}{1,25} = 82.32 \text{ kN}$$

$F_{v,sd} = 24.67 \text{ kN} \leq F_{v,rd} = 82.32 \text{ kN}$  Donc la condition est vérifiée

### La résistance des boulons a la traction plus cisaillement

Les boulons HR sollicités à des efforts combinés de cisaillement et de traction doivent satisfaire la condition suivante :  $F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{197.39}{8} = 24.67 \text{ kN}$$

$$F_{v,rd} = \frac{k_s \times n \times \mu \times (F_p - 0.8 \times F_{tsd})}{\gamma_{ms}} = 73.314 \text{ KN}$$

Avec :

$K_s=1$  Pour des trous avec tolérances nominales normales.

$\mu = 0,3$  Surfaces nettoyées par brassage métallique ou à la flamme avec enlèvement de la rouille.

$n = 2$  Nombre d'interfaces de frottement ;

$\gamma_{ms} = 1,25$  Pour les résistances au glissement à L'ELU

$F_p = 171.5$  KN la résistance du boulon.

### Résistance de l'âme du poteau en traction :

Il faut vérifier que :

$$F_t \leq F_{t,rd}$$

$$F_t = f_y \times t_{wc} \times \frac{b_{eff}}{\gamma_{M0}}$$

$t_{wc}$  : épaisseur de l'âme du poteau = 13 mm

$b_{eff} = p$ : Entraxe rangées boulons = 180mm.

$$F_{t,rd} = 235 \times 13 \times \frac{180}{1} = 549.9 \text{ kN}$$

Avec :

$$F_t = \frac{M}{h - t_f} \quad ; \quad h = 590 \text{ mm} \quad ; \quad t_f = 25 \text{ mm}$$

Donc :

$$F_t = \frac{293.01}{0,590 - 0,025} \Rightarrow F_t = 518.6 \text{ kN}$$

$$F_t = 518.6 \text{ kN} < F_{t,Rd} = 549.9 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### Résistance de l'âme de poteau en compression

On vérifie :  $F_c \leq F_{c,rd}$

$$F_{c,rd} = \frac{f_y \times t_{wc} \times \left(1,25 - 0,5 \cdot \gamma_{m0} \frac{\sigma_n}{f_y}\right) b_{eff}}{\gamma_{m0}}$$

$\sigma_n$  : Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau.

$t_{fb}$  : Épaisseur semelle poutre HEA400 = 19 mm

$t_{fc}$  : Épaisseur semelle poteau HEA600 = 25 mm

$t_p$  : Épaisseur platine extrémité = 20mm



$r_c$  : Rayon de raccordement âme semelle de poteau=27 mm

$$b_{\text{eff}} = t_{fb} + 2t_p + 5(t_{fc} + r_c)$$

$$b_{\text{eff}} = 19 + 2 \times 20 + 5(25 + 27) = 319 \text{ mm}$$

$$\sigma_n = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{W_{el,y}} = \frac{197.39}{22646 \times 10^{-6}} + \frac{293.01}{4787 \times 10^{-6}} = 69.925 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$$

$$F_{c,rd} = \frac{235 \times 13 \times \left(1,25 - 0,5 \times 1 \times \frac{69.925}{235}\right) \times 319}{1} = 1073.191 \text{ kN}$$

$$F_c = \frac{M_{sd}}{h - t_{fb}} = \frac{293.01}{0,590 - 0,025} = 518.6 \text{ kN}$$

$$F_c = 518.6 \text{ kN} \leq F_{c,rd} = 1073.191 \text{ kN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

### Résistance de l'âme de poteau au cisaillement :

Il faut vérifier que :

$$F_v \leq V_{Rd}$$

$$V_{Rd} = \frac{0,58 \times f_y \times h_p \times t_{wc}}{\gamma_{M0}}$$

**Avec :**

$h_p$  : la hauteur de profilé (poteau)  $h_p = 590 \text{ mm}$ .

$t_{wc}$  : épaisseur de l'âme (poteau)  $t_{wc} = 13 \text{ mm}$

$$V_{Rd} = \frac{0,58 \times 235 \times 590 \times 13}{1} \times 10^{-3} = 1045.421 \text{ kN}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_v = \frac{M}{h - t_f} ; \quad h = 590 \text{ mm} ; \quad t_f = 25 \text{ mm}$$

Donc :

$$F_t = \frac{293.01}{0,590 - 0,025} \Rightarrow F_t = 518.6 \text{ kN}$$

$F_v = 518.6 \text{ kN} \leq V_R = 1045.421 \text{ kN}$  Condition vérifiée

Donc l'assemblage poteau-poutre (HEA600 – HEA400) est vérifié

**VII.2. Assemblage poutre HEA400 –solive IPE200**

On va traiter cet assemblage manuellement.

**Assemblages par double cornière**

L'assemblage est réalisé à l'aide de deux cornières qui relie l'extrémité de la solive en **IPE200** avec l'âme de la poutre en **HEA400**, avec une file verticale de deux boulons.

**Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques**

Poutre HEA 400:

$$h = 390\text{mm}; b=300\text{mm}; t_f=19\text{mm}; t_w=11\text{mm}; A=158,98\text{cm}^2$$

Solive IPE 200 :

$$h = 200\text{mm}; b=100\text{mm}; t_f=9\text{mm}; t_w=6\text{mm}; A=28.48\text{cm}^2$$

**Données de calcul**

- Effort tranchant :  $V_{sd} = 23.36 \text{ KN}$

**Choix de diamètre du boulon :**

Cornière 100×100×10mm

Epaisseur de la platine :  $\epsilon_p = 10 \text{ mm}$

- $t \leq 10 \text{ mm}$   $d = (12 ; 14) \text{ mm}$
- $10 \leq t \leq 25 \text{ mm}$   $d = (16 ; 20 ; 24) \text{ mm}$
- $t \geq 25 \text{ mm}$   $d = (24 ; 27 ; 30) \text{ mm}$

On à l'épaisseur de la platine  $t = 10 \text{ mm}$  alors on prend  $\varnothing = 16 \text{ mm}$ , classe 10.9

### Le choix des boulons

On choisit 4 boulons de 16mm de diamètre ( $\varnothing 16$ ) de classe 10.9

$$d_0 = d + 2\text{mm} = 18\text{mm}$$

#### VII.2.1. Distance entre axe des boulons

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad \mathbf{21,6\text{mm} \leq e_1 \leq 150\text{mm}}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \quad \mathbf{39,6\text{mm} \leq p_1 \leq 140\text{mm}} \quad (\text{EC3.art.6.5.1.4})$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad \mathbf{27\text{mm} \leq e_2 \leq 150\text{mm}}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \quad \mathbf{54\text{mm} \leq p_2 \leq 140\text{mm}}$$

$$e_1 = 35\text{mm} \quad ; \quad p_1 = 60\text{mm} \quad ; \quad e_2 = 35\text{mm} \quad ; \quad p_2 = 60\text{mm}$$

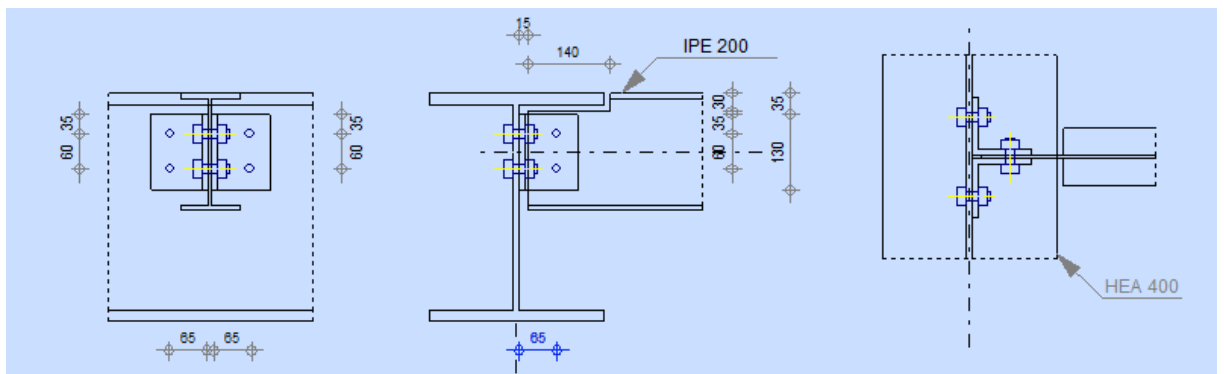


Figure.VII.3 : Assemblage solive-poutre

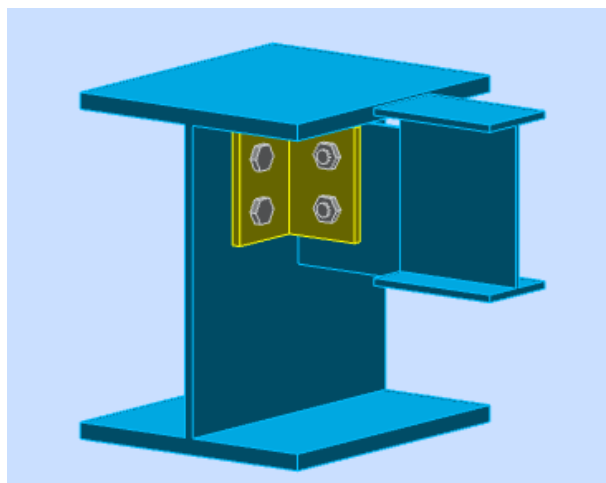


Figure.VII.4 : Assemblage 3D

### VII.2.2. Vérification de la résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement :

Il faut vérifier que :  $V_{sd} \leq F_{v,rd}$

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}} \quad (\text{EC3. tab. 6.5.3})$$

$$f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$$

Section résistante en traction :  $A_s = 157 \text{ mm}^2$

Résistance des boulons à la traction :  $\rightarrow \gamma_{Mb} = 1,25$

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6 \times 1000 \times 157}{1,25} = 75.36 \text{ kN}$$

Il y a 2 boulons en double cisaillement donc

$$F_{v,rd} = n \times F_{v,rd} = 4 \times 75.36 = 301.44 \text{ kN}$$

$V_{sd} = 23.36 \text{ kN} < F_{v,rd} = 301.44 \text{ kN}$  Donc la condition est vérifiée

### VII.2.3. Vérification de cornières :

#### Vérification de la pression diamétrale

Il faut vérifier que :  $F_{v,sd} \leq F_{b,rd}$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5\alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{Mb}} \quad (\text{EC3. tab. 6.5.3})$$

$F_{b,rd}$  : résistance de calcul à la pression diamétrale par boulon

$F_{v,sd}$  : Effort de cisaillement de calcul par boulon

$f_u$  : La résistance à la traction des cornières

$$\alpha = \min \left( \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right) = \min (0,64 ; 0,86 ; 4,25 ; 1) = 0,64$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0,64 \times 1000 \times 16 \times 10}{1,25} = 204.8 \text{ kN}$$

Pour un boulon on a :

$F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{4} = 23.36 / 4 = 5.84 \text{ kN} < F_{brd} = 204.8 \text{ kN}$  Donc la pression diamétrale est vérifiée.

**Vérification de Cisaillement :**

Il faut vérifier :  $V_{sd} \leq V_{plrd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{mb}}$

**Avec:**

$$V_{sd} = 23.36 \text{ KN}$$

$A_{w,eff} = A_w$  (Aire de cisaillement de la section brute)

$$A_w = 100 \times 10 = 1000 \text{ mm}^2 \text{ (Section transversale)}$$

$$V_{plrd} = \frac{1000 \times 235}{\sqrt{3} \times 1} = 135.67 > V_{sd} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

### VII.3. Assemblage Pied de poteau HEA 600

On va traiter cet assemblage manuellement, c'est un assemblage qui lie la base du poteau métallique HEA 600 et le poteau en béton armé.

#### Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques

Poteau HEA 600

$$h = 590\text{mm}; b=309\text{mm}; t_f=25\text{mm}; t_w=13\text{mm}; A=226.46\text{cm}^2$$

#### Données de calcul :

- Moment fléchissant :  $M_{sd} = 260.41\text{kN.m}$
- Effort normal :  $N_{sd} = 3239.34\text{ kN}$

#### Tiges :

Soit 8 tiges M22 classe HR 10.9

$$d=22\text{mm} ; d_0=d+3\text{mm}=25\text{mm}$$

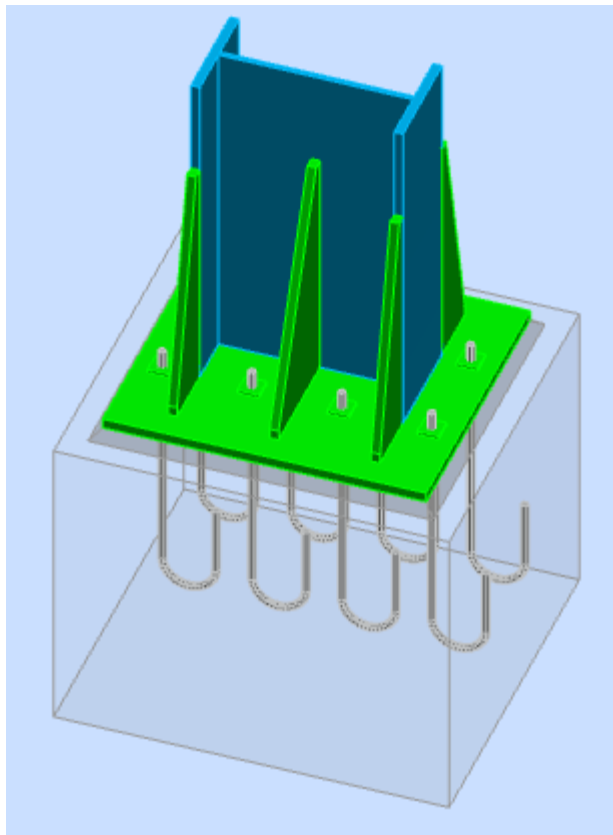




Figure.VII.5 : Assemblage pied de poteau 3D

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018</p>	
<p><b>Calcul du Pied de Poteau encastré</b></p>		
<p>Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete</p>		<p>Ratio <b>0,92</b></p>

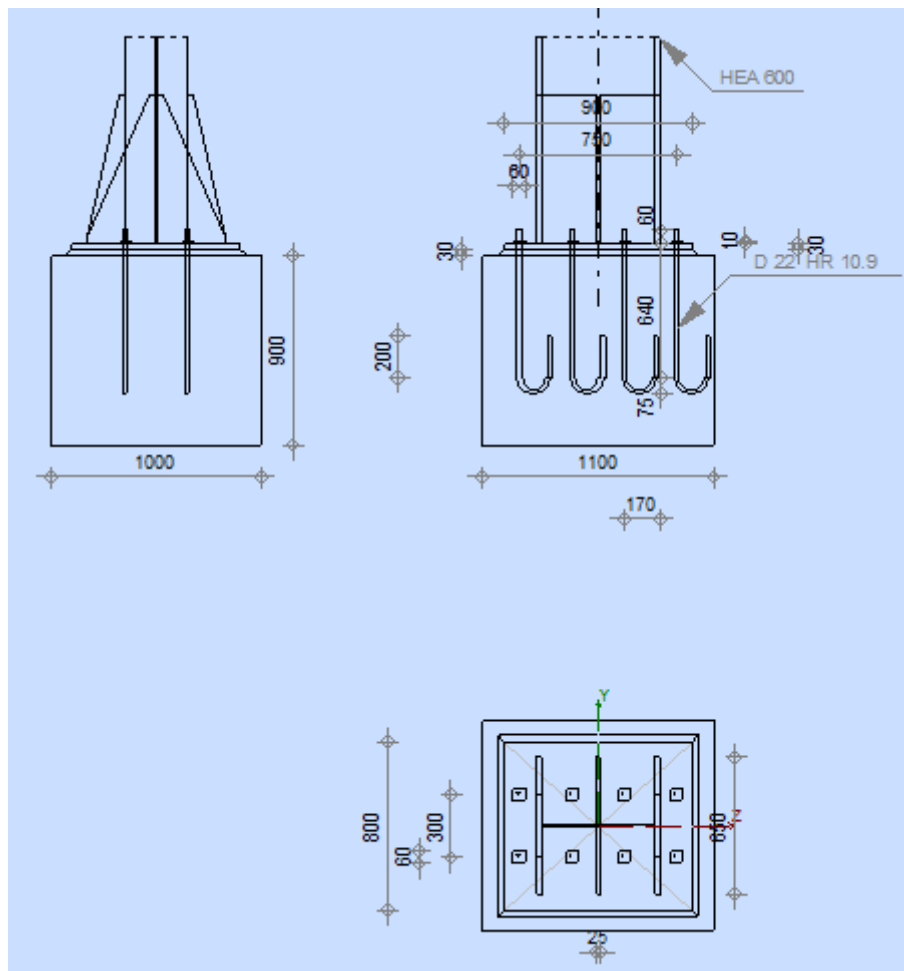


Figure.VII.6 : Assemblage pied de poteau



**Poteau : HEA 600**

$L_c$	4,08	[m]	Longueur du poteau
$a$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c$	590	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc}$	300	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc}$	13	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc}$	25	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c$	27	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c$	226.46	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du poteau
$I_{yc}$	141208,00	[cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau: ACIER E24			
$f_{yc}$	235,00	[MPa]	Résistance
$f_{uc}$	465,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

**Platine de parcellement**

$l_{pd}$	900	[mm]	Longueur
$b_{pd}$	800	[mm]	Largeur
$t_{pd}$	30	[mm]	Epaisseur
Matériau: ACIER E28			
$f_{ypd}$	235,00	[MPa]	Résistance
$f_{upd}$	465,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

**Ancrage**

Classe	HR 10.9	Classe de tiges d'ancrage
$f_{yb}$	900,00	Limite de plasticité du matériau du boulon
$f_{ub}$	1200,00	Résistance du matériau du boulon à la traction
$d$	22	Diamètre du boulon
$A_s$	3.03	Aire de la section efficace du boulon
$A_v$	3.80	Aire de la section du boulon
$n_H$	4	Nombre de colonnes des boulons
$n_V$	2	Nombre de rangées des boulons
Ecartement $e_{Hi}$	250 ; 250 [mm]	

Entraxe  $e_{vi}$  300 [mm]

### Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1$  60 [mm]

$L_2$  640 [mm]

$L_3$  150 [mm]

### Platine

$l_{wd}$  60 [mm] Longueur

$b_{wd}$  60 [mm] Largeur

$t_{wd}$  10 [mm] Epaisseur

### VII.4.1.5 Raidisseur

$l_s$  1180 [mm] Longueur

$w_s$  650 [mm] Largeur

$h_s$  700 [mm] Hauteur

$t_s$  25 [mm] Epaisseur

### Soudures

$a_p$  20 [mm] Plaque principale du pied de poteau

$a_s$  10 [mm] Raidisseurs

### efforts :

Cas 9 : G+Q+Ey

$N_{j,Ed}$  -3239,34 [kN] Effort axial

$V_{j,Ed,y}$  -77.76 [kN] Effort tranchant

$V_{j,Ed,z}$  383.61 [kN] Effort tranchant

$M_{j,Ed,y}$  -260.41 [kN\*m] Moment fléchissant

$M_{j,Ed,z}$  63.83 [kN\*m] Moment fléchissant

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme**

Ratio

0,92

## **CHAPITRE VIII**

# **ETUDE DES ELEMENTS DE SOUS-SOL**

### VIII.1 Etude du voile périphérique

#### VIII.1.1 Introduction

Le but de ce chapitre est de déterminer et vérifier les éléments qui constitue le sous-sol à savoir (voile périphérique, poteau mixte).

#### VIII.1.2 Pré- dimensionnement

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du RPA99 modifié en 2003, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- Les ossatures au dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous
- Epaisseur  $e \geq 15$  cm
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de  $0,1\%B$  dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- La longueur de recouvrement est de  $50\varnothing$  avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec  $B$  Section du voile.

#### VIII.1.3 Évaluation des charges

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

$$L_x = 4.08 \text{ m} ; \quad L_y = 4.5 \text{ m} ; \quad e = 20 \text{ cm}$$

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1 m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

BAEL91 modifié 99, la charge de poussées des terres est données par :

$$Q = A \cdot \gamma \cdot H$$

Avec :

$Q$  = Contrainte à la base sur une bande de 1 m.

$A$  = Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$\gamma$  = Poids spécifique des terres ( $\gamma_h = 25 \text{ kN/m}^3$ ).

H = Hauteur du voile (H=4.08m).

$$\Phi = 12 \longrightarrow A = f(\varphi) = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.68$$

Donc :

$$Q = A \cdot \gamma \cdot H = 69.36 \text{ kN / ml}$$

$$Q_u = 1,35Q = 93.636 \text{ kN / ml}$$

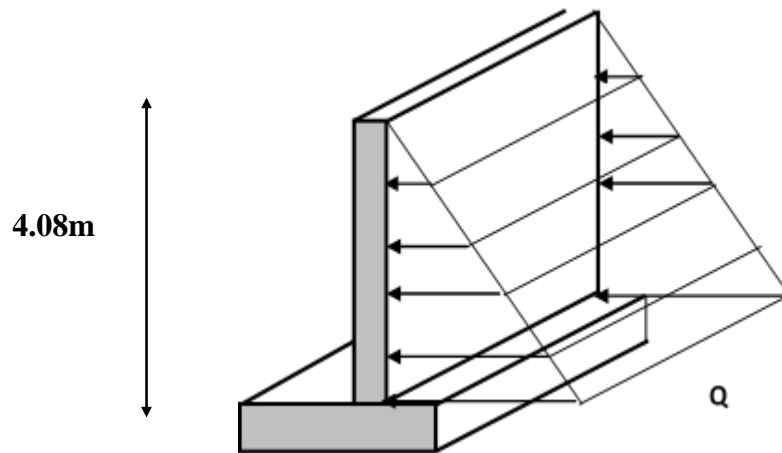


Figure VIII.1 Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité

#### VIII.1.4 Effort dans la dalle :

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{4.08}{4.5} = 0.90 > 0.4 \implies \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0.0456$$

$$M_x = \mu_x Q_x L_x^2 = 71.07 \text{ KNm}$$

$$\mu_y = 0.7834$$

$$M_y = \mu_y M_x = 55.68 \text{ KNm}$$

##### ▪ Moment en travée

$$M_{tx} = 0.85M_x = 60.40 \text{ KNm}$$

$$M_{ty} = 0.85M_y = 47.329 \text{ KNm}$$

##### ▪ Moment sur appuis

$$\text{Appui de rive : } M_a = -0,3 M_x = -21.321 \text{ KNm}$$

$$\text{Appui intermédiaire : } M_a = -0,5 M_x = -16.704 \text{ KNm}$$

**VIII.1.5 Calcul de ferrailages**

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} \quad \delta_s = 348$$

	Sens	Mu (kNm)	$\mu$	As' (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	Z	As,cal (cm <sup>2</sup> )	Choix	As,adp (cm <sup>2</sup> )	Esp (cm)
<b>Travée</b>	x-x	60.40	0.1315	0	0.176	16.73	10.37	6HA16	12.06	16
	y-y	47.329	0.1031	0	0.136	17.02	7.90	6HA14	9.24	16
<b>Appuis de rive</b>	x-x	21.321	0.0464	0	0.059	17.57	3.48	6HA10	4.71	16
<b>Appui intermédiaire</b>	x-x	16.704	0.0363	0	0.046	17.66	2.71	6HA10	4.71	16

Tableau VIII.1 Ferrailage du voile périphérique

**VIII.1.6 Conditions exigées par le RPA99/version 2003:**

L'RPA99 préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et sera disposé en deux nappes.

$$A_l = 0,1\% \cdot 100 \cdot 20 = 2 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,1\% \cdot 100 \cdot 20 = 2 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 10HA10/ml soit  $A_s = 7.85 \text{ cm}^2/\text{ml}$ . Avec  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

**VIII.1.7 Condition de non fragilité**

Valeur du moment qui crée la première fissure

$$f_{tj} = M_{fiss} / [bh^2 / 6] \text{ soit } M_{fiss} = [bh^2 / 6] \cdot f_{tj}$$

$f_{tj}$  Armons maintenant la section avec des aciers longitudinaux capables d'équilibrer le moment  $M_{fiss}$  tout en travaillant à une contrainte de traction égale à  $f_e$ . Admettons une hauteur utile  $d = 0,9 \cdot h$  et un "bras de levier"  $z = 0,9 \cdot d$ . D'où  $z \approx 0,81h$

$$A_s = M_{fiss} / [z \cdot f_e] = [bh^2 / 6] \cdot f_{tj} / [0,81 h f_e] = bh \cdot f_{tj} / [6 \times 0,81 f_e] = b[d/0,9] \cdot f_{tj} / [6 \times 0,81 f_e]$$

$$A_s = 0,23 b d f_{tj} / f_e$$

$$A_s > A_{s \text{ min}} = 0,23 b d f_{tj} / f_e$$

$$\text{avec :} \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

**En Travée :**

$$A_{s \text{ min}} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot (f_{t28} / f_e) = 0,23 \cdot 100 \cdot 18 \cdot (2,1 / 400) = 2,17 \text{ cm}^2$$

$$A_{s(x,x)} = 10,37 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 2,17 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots C_v$$

$$A_{s(y,y)} = 7,90 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 2,17 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots C_v$$

**Appuis de rive :**

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot (f_{t28}/f_e) = 0,23 \cdot 100 \cdot 18 \cdot (2,1/400) = 2,17 \text{ cm}^2 .$$

$$A_s = 3.48 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,17 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots Cv$$

**Appui intermédiaire :**

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot (f_{t28}/f_e) = 0,23 \cdot 100 \cdot 18 \cdot (2,1/400) = 2,17 \text{ cm}^2 .$$

$$A_s = 2.71 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,17 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots Cv$$

**VIII.1.8 Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \tau = 0.05 f_{c28} = 1.25$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 135.79 \text{ KN} \qquad T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 127.34 \text{ KN}$$

$$T_u^{max} = \max(T_x ; T_y) = 135.79 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{135.7}{1000 \cdot 200} \cdot 10^3 = 0.678 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots cv$$

**VIII.1.9 Vérification à L'ELS :****a) Evaluation des sollicitations à l'ELS**

$$L_x / L_y = 4.08/4.5 = 0.90 > 0.4 \qquad Q_{ser} = 69.36 \text{ KN/m}$$

$$\mu_x = 0.0456 \qquad M_x = \mu_x Q_{ser} L_x^2 = 52.649 \text{ KNm}$$

$$\mu_y = 0.7834 \qquad M_y = \mu_y M_x = 41.245 \text{ KNm}$$

**Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 44.75 \text{ KNm}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 35.05 \text{ KNm}$$

**Moment sur appuis :**

Appui de rive  $M_a = -0,3 M_x = -15.79 \text{ KNm}$

Appui intermédiaire  $M_i = -0,5 M_x = -20.62 \text{ KNm}$

	Sens	Mser (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>b</sub> (MPa)	σ <sub>b</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
Travée	x-x	44.75	9.24	3.3	15	127.24	240	OK
	y-y	35.05	6.79	3.01	15	114.60	240	OK
Appuis de rive	x-x	15.79	4.71	1.92	15	97.65	240	OK
Appui intermédiaire	x-x	20.62	4.71	2.26	15	101.13	240	OK

Tableau VIII.2 Vérification des contraintes à l'ELS

### VIII.1.10 Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont

vérifiées simultanément

$$\frac{h}{Lx} \geq \frac{Mt}{10M0} = 0.90 > 0.21 \dots \dots \dots cv$$

$$\frac{h}{Lx} \geq \frac{1}{27a37} = 0.90 > 0.037 \text{ a } 0.027$$

$$\frac{As}{bd} \leq \frac{2}{fe} = 3.77 \cdot 10^{-3} < 5 \cdot 10^{-3}$$

L : la portée entre nus d'appuis.

h : la hauteur totale de la section.

M0 : le moment isostatique.

Mt : le moment maximal en travée.

As : la section de l'armature tendue correspondante.

Fe : la limite d'élasticité de l'acier.

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.



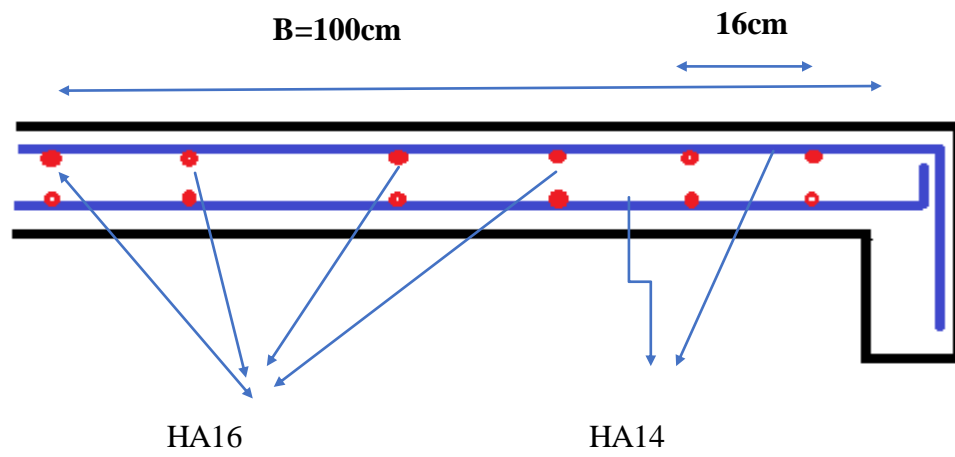


Figure VIII.2 Ferrailage du voile périphérique En travée

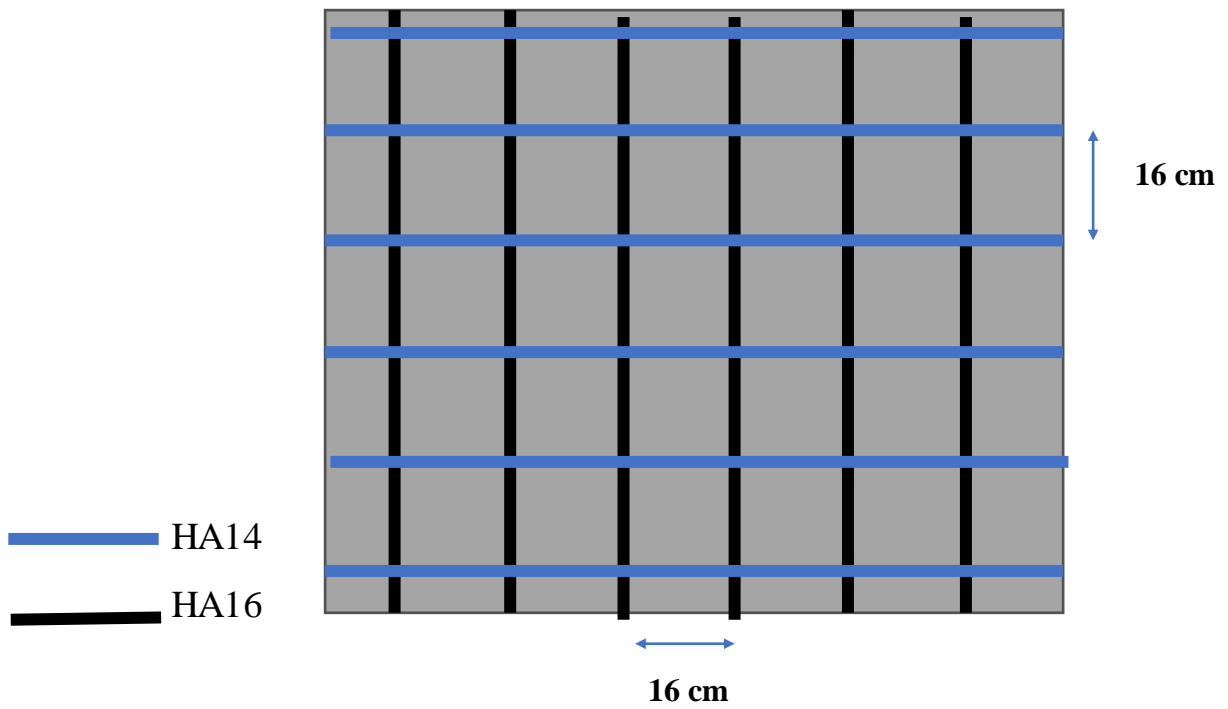


Figure VIII.3 Ferrailage du voile périphérique En travée

### VIII.2 Poteaux mixtes acier-béton :

Poteaux mixtes acier-béton soumis à une compression axiale Les poteaux mixtes acier-béton sont deux types :

Les poteaux partiellement ou totalement enrobés de béton.

Les poteaux en profilés creux remplis de béton.

Pour les poteaux totalement enrobés, les semelles et âme des profilés les constituants sont enrobés d'une couche de béton. Par contre, pour les poteaux partiellement seulement l'espace entre semelles qui est rempli de béton

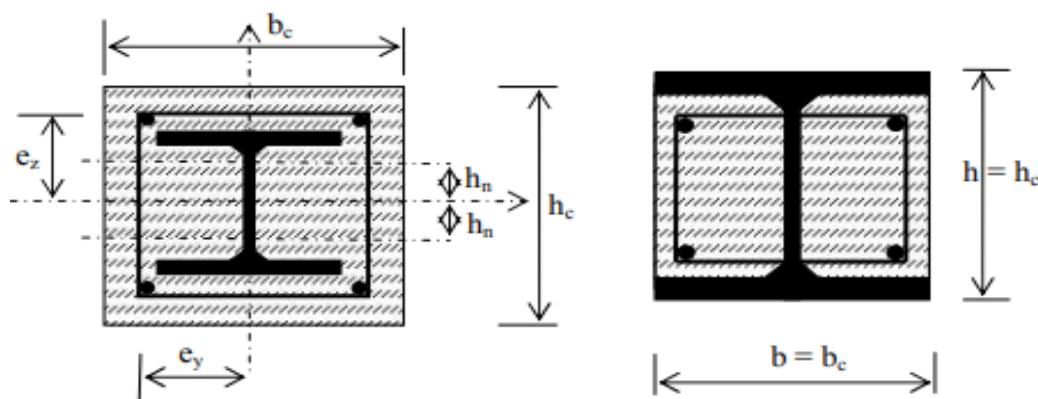


Figure VIII.4 Les démontions de poteau mixte

#### VIII.2.1 Méthodes de calcul

Pour le dimensionnement des poteaux mixtes acier-béton, deux méthodes sont présentées dans le règlement Européen l'EC4.

Une Méthode Générale qui prend en compte les effets du second ordre et les imperfections, applicable aux sections de poteaux non symétriques ainsi qu'à des poteaux de section variable sur leur hauteur.

Cette méthode nécessite l'utilisation d'outils de calcul numérique.

Une Méthode Simplifiée faisant aux courbes de flambement européennes des poteaux en acier qui tiennent implicitement compte des imperfections, applicable au calcul des poteaux mixtes présentant une section doublement symétrique et uniforme sur leur hauteur.

Hypothèses de calcul :

Il y a une interaction complète entre la section en acier et la section de béton et ce, jusqu'à la ruine.

Les imperfections géométriques et structurales sont prises en compte dans le calcul.

Les sections droites restent planes lors de la déformation du poteau.

### **VIII.2.2 La Méthode Simplifiée :**

L'application de la méthode simplifiée comporte les limitations suivantes :

La section transversale du poteau est constante et présente une double symétrie sur toute la hauteur du poteau

La contribution relative de la section en acier à la résistance de calcul de la section complète, à savoir  $\frac{N_{pl,Rd}}{A_f \cdot f}$ , est comprise entre 0,2 et 0

L'élançement réduit  $\lambda$  du poteau mixte ne doit pas dépasser la valeur 2,0 ;

Pour les sections totalement enrobées, l'aire des armatures doit au moins être égale à 0,3% de l'aire de béton et les armatures présentent des épaisseurs d'enrobage de béton satisfaisant les conditions suivantes :  $40 \text{ mm} < c_y < 0,4 b_c$  et  $40 \text{ mm} < c_z < 0,3 h_c$ .

Il convient que le rapport entre la hauteur  $h$  de la section et sa largeur se situe entre 0,2 et 5. L'aire de la section d'armature longitudinale à considérer dans les calculs ne doit pas dépasser 6% de l'aire de la section du béton

### VIII.2.3 Vérification : Caractéristique de la section mixte

HEA 600 section de béton (h=800 ; b=600)

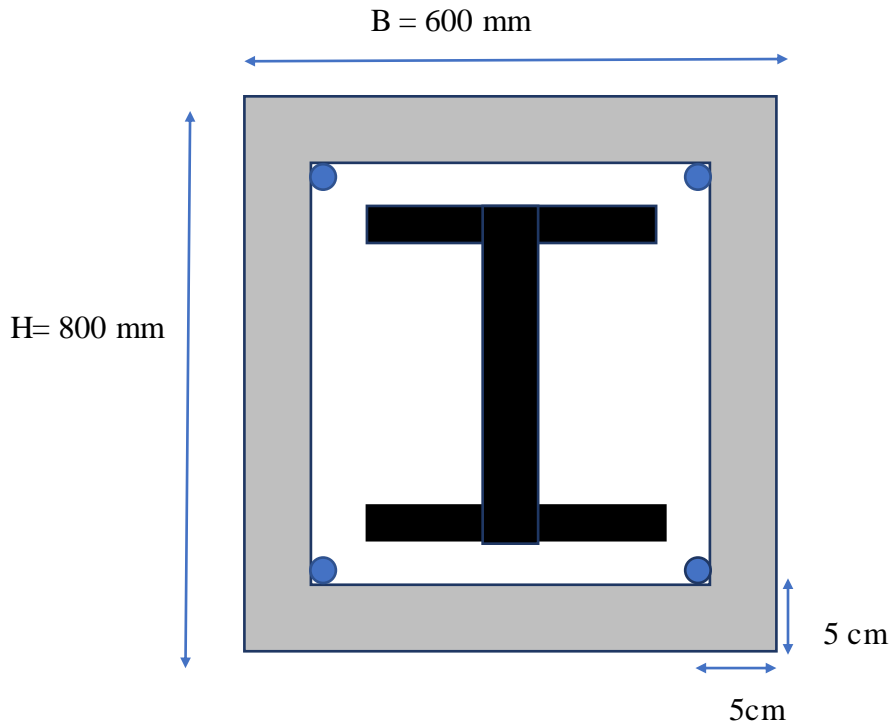


Figure VIII.5 Poteau mixte avec des démontions

$$A_a = 22650 \text{ mm}^2 \quad I_{ay} = 141200 \times 10^4 \text{ mm}^4 \quad I_{az} = 11270 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$W_{plya} = 5350 \times 10^3 \quad W_{plza} = 1156 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

**Les armatures 4φ 16:**

$$A_s (4\phi 16) = 804 \text{ mm}^2$$

**$I_{sy}$  Et  $I_{sz}$**

$$I_{sy} = [ I_y (1\text{barre}) + A_s (1\text{barre}) \times dz^2 ] \times Nb$$

$$I_{sy} = 88.64 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_{sz} = [ I_z (1\text{barre}) + A_s (1\text{barre}) \times dy^2 ] \times Nb$$

$$I_{sz} = 43.28 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

**$W_{plys}$  Et  $W_{plzs}$**

$$W_{plys} = [A_s (1\text{barre}) \times dz] \times Nb$$

$$W_{plys} = 267007.68 \text{ mm}^2$$

$$W_{plzs} = [A_s (1\text{barre}) \times dy] \times Nb$$

$$W_{plzs} = 186583.68 \text{ mm}^2$$

**Le béton (800\*600):**

$$A_c = (h*b) - (A_a + A_s)$$

$$A_c = 456546 \text{ mm}^2$$

**$I_{Cy}$  Et  $I_{Cz}$  :**

$$I_{Cy} = bh^3/12 - (I_{ay} + I_{sy})$$

$$I_{Cy} = 2.40 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$I_{Cz} = hb^3/12 - (I_{az} + I_{sz})$$

$$I_{Cz} = 1.42 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

**$W_{plyc}$  Et  $W_{plzc}$  :**

$$W_{plyc} = bh^2/4 - (W_{plya} + W_{plys})$$

$$W_{plyc} = 9.03 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

$$W_{plzc} = hb^2/4 - (W_{plza} + W_{plzs})$$

$$W_{plzc} = 7.06 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

#### VIII.2.4 Vérification la résistance de flambement :

$$N_{sd} = 2239.59 \text{ KN}$$

$$N_{sd} < x N_{plrd}$$

Pour les sections partiellement ou totalement enrobées de béton :

$$N_{plrd} = A_a \frac{fy}{\gamma_{ma}} + A_s \frac{0.85fck}{\gamma_c} + A_c \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

$$x = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - 2}}$$

$$\phi = 0.5 [1 + \alpha (\lambda - 0.2) + \lambda^2]$$

$$\lambda = \sqrt{N_{plr} / N_{cr}}$$

$$N_{CR} = \pi^2 (EI) / L^2$$

### Rigidité élastique (EI)

$$EI = E_a \times I_a + 0.6 \times E_{Cd} \times I_c + E_s \times I_s$$

$$E_{Cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_{MC}} \quad E_{cm} = 3200 \text{ N/mm}^2 \quad E_a = E_s = 2.1 \times 10^5$$

$$\gamma_{MC} = 1.35$$

$$E_{Cd} = 23703.7 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{Iy} = 6.56 \times 10^{14} \text{ N.mm}^2$$

$$E_{Iz} = 2.34 \times 10^{14} \text{ N.mm}^2$$

### La charge critique:

$$L_f = \text{Poteau : encastre - articulée} \Rightarrow L_f = 0.7 H$$

$$L_f = 2856 \text{ mm}$$

$$N_{cry} = 7.92 \times 10^8 \text{ N}$$

$$N_{crz} = 2.82 \times 10^8 \text{ N}$$

### La résistance plastique en compression $N_{PLr}$ :

$$N_{PLr} = A_a \times f_y + A_c \times 0.85 \times f_{ck} + A_s \times f_{sk}$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa} \quad f_{sk} = 400 \text{ MPa} \quad f_y = 235 \text{ MPa}$$

$$N_{PLr} = 15.34 \times 10^6 \text{ N}$$

**Elancement Reduit  $\bar{\lambda}$  :**

$$\bar{\lambda}_y = 0.1 < 0.2$$

$$\bar{\lambda}_z = 0.23 > 0.2$$

**la courbe de flambement  $\alpha$  :**

$$h/b = 1.96 > 1.2$$

$$t_f = 25 < 40$$

$$\alpha_y = 0.21$$

$$\alpha_z = 0.34$$

**Calcul de  $\varphi$  :**

$$\varphi_y = 0.49$$

$$\varphi_z = 0.53$$

**Calcul de  $x$  :**

$$X_y = 1$$

$$X_z = 0.99$$

### VIII.2.5 La résistance plastique en compression $N_{plrd}$ :

$$\gamma_a = 1.1 \quad \gamma_c = 1.5 \quad \gamma_s = 1.15$$

$$N_{plrd} = 8068.82 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 2232.29 < X_y \times N_{plrd} = 1 \times 11586.25 = 11586.25 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$N_{sd} = 2232.29 < X_z \times N_{plrd} = 0.99 \times 11586.25 = 11470.388.3 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

#### VIII.2.5.1 Vérification de la résistance en flexion :

Selon l'axe (y-y)

$$M_{sdy} = 64.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} < 0.9 \mu_y M_{plrd}$$

$$\mu_y = \frac{xy - xd}{1 - xc * cy} \text{ si } X_d > X_c$$

$$\mu_y = 1 - \frac{1 - x y * x d}{1 - x c * c y} \quad \text{si } X_d < X_c$$

$$X_d = N_{sd} / N_{plrd}$$

$$X_d = 0.19$$

$$X_c = N_c / N_{plrd}$$

$$X_c = 0.55$$

Donc  $X_d < X_c$

$$\mu_y = 1 - \frac{1 - x y * x d}{1 - x c * c y} = -0.8 < 1$$

$$\mu_y = 1$$

### VIII.2.5.2 Détermination de $M_{Pldy}$ :

$$M_{Pldy} = (W_{Pa} - W_{Pan}) \times \frac{f_y}{\gamma_a} + (W_{PC} - W_{PCn}) \times \frac{0.85 f_{ck}}{2 \gamma_c} + (W_{PS} - W_{PSn}) \times \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

### VIII.2.5.3 Détermination de la zone 2hn :

On a 3 possibilités :

Axe neutre  $\left\{ \begin{array}{l} \text{Dans l'âme} \\ \text{dans semelle} \\ \text{Hors section d'acier} \end{array} \right\}$

On suppose que :

L'axe neutre se trouve dans l'âme :

$$h_N = \frac{A_c f_{cd} - A_{sn} (2 f_{sd} - f_{cd})}{2 b c f_{cd} + 2 t w (2 f_{yd} - f_{cd})}$$

$$f_{cd} = \frac{0.85 f_{ck}}{\gamma_c} = 14.16$$

$$A_c = 456546 \text{ mm}^2$$

$$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 347.82$$

$$A_{SN} = 0 \text{ (la zone 2hn et inconnue)}$$

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_a} = 213.63$$

$$h_N = 228.84 \text{ mm}$$

$$h_N = 228.84 < h/2 - t_f = \frac{590}{2} - 25 = 270 \text{ mm}$$



Donc:  $h_N$  trouve dans l'âme

#### VIII.2.5.4 Détermination de $W_{Pan}$ et $W_{Pcn}$ et $W_{PSn}$ :

$$W_{Pan} = tw * hn^2$$

$$= 680780.69 \text{ mm}^3$$

$$W_{PSn} = \sum A di^2 = 0 \quad (\text{pas d'amature dans la zone } 2h_N)$$

$$\begin{aligned} W_{Pcn} &= b_c \times h_N^2 - W_{Pan} - W_{PSn} \\ &= 30739866.67 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

$$M_{plrdy} = 1512.27 \text{ KN.m}$$

#### Verification

$$M_{sdy} = 330.63 \text{ Kn.m} < 0.9 \times \mu_y \times M_{plrdy} = 1361.04 \text{ KN.m} \dots \text{ C.V}$$

#### Selon l'axe (z-z)

$$M_{sdz} = 21.48 \text{ kn.m}$$

$$M_{sdz} < 0.9 \mu_z M_{plrd}$$

$$\mu_z = \frac{xy - xd}{1 - xc * cy} \text{ si } X_d > X_c$$

$$\mu_z = 1 - \frac{1 - xy * xd}{1 - xc * cy} \text{ si } X_d < X_c$$

$$X_d = N_{sd} / N_{plrd}$$

$$X_d = 0.19$$

$$X_c = N_c / N_{plrd}$$

$$X_c = 0.55$$

$$\text{Donc} \quad X_d < X_c$$

$$\mu_z = 1 - \frac{1 - xy * xd}{1 - xc * cy} = 0.8 < 1$$

$$\mu_z = 1$$

**VIII.2.5.5 Détermination de  $M_{Pldz}$  :**

$$M_{Pldz} = (W_{Pa} - W_{Pan}) \times \frac{fy}{\gamma_a} + (W_{PC} - W_{PCn}) \times \frac{0.85fck}{2\gamma_c} + (W_{PS} - W_{PSn}) \times \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

**VIII.2.5.6 Détermination de la zone 2hn :**

On a 3 possibilités :

Axe neutre  $\left\{ \begin{array}{l} \text{Dans l'âme} \\ \text{dans semelle} \\ \text{Hors section de acier} \end{array} \right\}$

On suppose que :

L'axe neutre se trouve dans l'âme :

$$h_N = \frac{Ac fcd - Asn(2f_{sd} - fcd)}{2hc.fcd + 2h(2f_{yd} - fcd)}$$

$$f_{cd} = \frac{0.85fck}{\gamma_c} = 14.16$$

$$A_C = 456546 \text{ mm}^2$$

$$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 347.82$$

$$A_{SN} = 0 \text{ (la zone 2hn et inconnue)}$$

$$f_{yd} = \frac{fy}{\gamma_a} = 213.63$$

$$h_N = 43.16 \text{ mm}$$

$$h_N = 43.16 \text{ mm} < t_w/2 = \frac{13}{2} = 6.5 \text{ mm} \dots\dots \text{C. N. V}$$

Donc :  $h_N$  ne trouve pas dans l'âme

L'axe neutre se trouve dans l'semelle :

$$h_N = \frac{Ac fcd - Asn(2f_{sd} - fcd) + t_w(2t_f - h)(2f_{yd} - fcd)}{2hc.fcd + 4t_f(2f_{yd} - fcd)}$$

$$h_N = 110.91 \text{ mm}$$

$$t_w/2 = 6.5 \text{ mm} < h_N = 110.91 \text{ mm} < b/2 = \frac{300}{2} = 150 \text{ mm}$$

Donc :  $h_N$  trouve dans la semelle

**VIII.2.5.7 Détermination de  $W_{Pan}$  et  $W_{Pcn}$  et  $W_{PSn}$  :**

$$W_{Pan} = 2 t_f \cdot h_n^2$$

$$= 615134.62 \text{ mm}^3$$

$$W_{PSn} = \sum A d_i^2 = 0 \quad (\text{pas d'armature dans la zone } 2h_N)$$

$$W_{Pcn} = h_c \times h_N^2 - W_{Pan} - W_{PSn}$$

$$= 9225687.86 \text{ mm}^3$$

$$M_{Plrdz} = 1512.27 \text{ KN.m}$$

**VIII.2.5.8 Verification**

$$M_{sdz} = 45.99 \text{ Kn.m} < 0.9 \times \mu_z \times M_{Plrdz} = 554.22 \text{ KN.m} \dots\dots \text{ C.V}$$

## **CHAPITRE IX**

# **ETUDE DES FONDATIONS**

**IX.1 Introduction :**

Une fondation se définit comme la partie d'un bâtiment ou d'un ouvrage de travaux publics qui assure la transmission dans le sol des charges (poids propre, forces climatiques, sismiques et charges d'exploitation) de celui-ci.

Les fondations d'un bâtiment représentent un enjeu essentiel de sa construction, car elles forment la partie structurelle qui assure sa portance et permet de contrôler les tassements dus aux charges qu'il applique au sol et les infiltrations dues à la présence éventuelle d'eau dans le terrain.

Suivant la capacité portante du sol, l'environnement de l'ouvrage à fonder, les forces mises en jeu et les tassements admissibles, le constructeur choisira une solution du type fondation superficielle, semi-profonde ou profonde, qui diffèrent par leur niveau de fondation, leur géométrie et leur fonctionnement.

**IX.1.1 Fonctions assurées par les fondations :**

Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles...).

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation (supposée horizontale) :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient en principe de connaître les valeurs extrême.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent, ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un couple qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

**IX.1.2 Choix du type de fondations :**

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage
- Facilité d'exécution (coffrage)
- Économie (ferraillage, béton)

**IX.1.3 Facteurs intervenant dans le calcul des fondations :**

Il y a plusieurs facteurs qui rentrent en jeu lors du calcul des fondations, on peut citer :

- La contrainte du sol ( $\sigma_{sol}$ ). 2 bars.
- La classification de sol.
- La réponse du sol et la réponse de la structure.
- Les efforts transmis à la base .....

**IX.2 Calcul des fondations :**

Le choix des fondations se fait dans l'ordre suivant :

- Semelles isolées
- Semelles filantes
- Radier général

Chaque étape fera l'objet de vérification

Calcul des fondations :

Nous proposons en premier lieu de vérifier la condition suivante qui nous permet de choisir soit des semelles isolées, des semelles filantes ou un radier général :

$$\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$$

Tel que :

$$\sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Les résultats des efforts normaux appliqués aux fondations sont récapitulés dans le tableau suivant (robot 2019) :

element	N els (KN)
3	557,92
5	947,98
7	1111,1
9	1150,88
11	1173,18
13	801,67
15	739,78
17	1069,11
19	1165,91
21	1237,37
23	989,94
25	625,04
27	388,96
29	676,12
31	832,64
33	817,83
35	1474,52
37	843,06
39	953,82
41	914,83
43	848,61
45	544,94
47	714,36
49	664,78
51	886,47
53	863,23
55	992,56
57	902,59
59	482,4
61	639,3
63	779,14
65	1371,32

Tableau IX.1 Effort normal appliqué aux fondations

**IX.2.1 Semelle isolée :**

Pour assurer la validité de la semelle isolée, on choisit le poteau le plus sollicité de telle façon à vérifier que :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{Semelle}} \leq \sigma_s$$

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

L'effort normal total revenant à la fondation du poteau le plus sollicité est égale à :

$$N_s = N_G + N_Q = 1474.52 \text{ kN}$$

$$\text{D'ou: } S_{Semelle} \geq \frac{1474.52}{200} \Rightarrow S = 7.3726 \text{ m}^2$$

$$A = \sqrt{S_{Semelle}} \Rightarrow A = \sqrt{7.3726} = 2,715 \text{ m} \Rightarrow B = 2,80 \text{ m}$$

La vérification de l'interférence entre deux semelles se traduit par :

$$\text{Il faut vérifier que : } L_{min} \geq 1,5 \times B$$

Tel que :  $L_{min}$  est l'entre axe minimum entre deux poteaux

Dans notre cas ,  $L_{min} = 3.15 \text{ m} < 1,5 \times 2,8 = 4.2 \text{ m} \dots\dots \text{non vérifié}$

**Remarque :** On remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors au choix des semelles filantes.

**IX.2.2 Semelles filantes :****IX.2.2.1 Hypothèse de Calcul**

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

**IX.2.2.2 Étapes de Calcul**

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles qui se trouvent dans la même ligne.



On doit vérifier que :  $\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S}$

Tel que :

$N = \sum N_{Si}$  de chaque file de poteaux calculé à l'ELS.

$S = B \times L$

**B**: Largeur de la semelle.

**L**: Longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{L\sigma_{sol}} \quad \Rightarrow S = B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés sur le tableau qui suit :

Files	N (kN)	L (m)	B (m)	B <sup>choisie</sup> (m)	S (m <sup>2</sup> )
1	5742.72	18.65	1.69	1.80	33.57
2	5827.15	18.65	1,72	1,80	33.57
3	5033.15	18.65	1,48	1,50	27.975
4	3743.58	10.95	1,87	1,90	20.805
5	3163.04	10.95	1,58	1,60	17.52
6	2727.64	7.35	2.04	2,10	14.994
7	1924.08	7.35	1,43	1,50	11.025
A	5402.96	20.75	1.43	1,50	31.125
B	7472.44	20.75	1,98	2.00	41.5
C	6288.46	20.75	1,66	1,70	35.275
D	4342.59	14.20	1,68	1,70	24.14
E	2833.25	7.65	2.03	2.10	16.065
F	1815.67	7.65	1.30	1,35	10.3275
$\sum S$					<b>317.891</b>

Tableau IX.2 Calcul de la surface nécessaire pour la semelle filante.

**a. Vérification :**

Il faut vérifier que :  $\frac{S_s}{S_b} \leq 50\%$

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut :

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{317.891}{262.537} = 121\% > 50\%$$

**IX.2.2.3 Conclusion :**

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment ; pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation pour ancrer l'ouvrage.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- Une meilleure distribution des charges sur le sol.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

**IX.3 Radier général :****IX.3.1 Introduction :**

Un radier est une dalle pleine réalisée sur toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée, dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées, dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique) renversé. L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

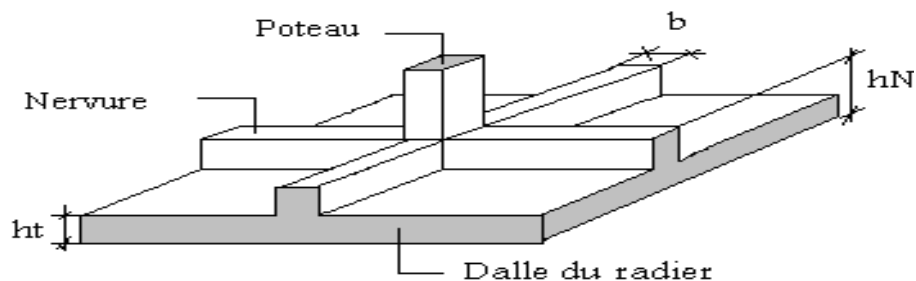


Figure IX.1 Disposition des nervures par rapport à la dalle et aux poteaux.

**IX.3.2 Surface nécessaire :**

Pour déterminer la surface du radier il faut que :  $\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{max} = \frac{N_{max}}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \implies S_{nec} \geq \frac{N_{max}}{\sigma_{sol}}$$

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de la superstructure et du sous-sol.

$$\text{Pour : } \begin{cases} 1.1 \times N = 1.1 \times 28161.37 = 30977.5 \text{ kN} \\ \sigma_{sol} = 2,00 \text{ bars} \end{cases}$$

On trouve :  $S_{nec} \geq 154.88 \text{ m}^2$

- La surface occupée par l'ouvrage =  $262.45 \text{ m}^2 > S_{nec}$
- Le radier sera pourvu d'un débord minimum de **50 cm**.

Donc la surface totale de radier est :  $262.537 + 81.3 \times 0,5 = 303.187 \text{ m}^2$

**IX.4 Prédimensionnement de radier :****IX.4.1 Dalle :**

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante :

**Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{max}}{25} \leq h_1 \leq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec :

$L_{max}$ : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{max} = 4.5 \text{ m} \quad ; \quad 18 \text{ cm} \leq h_1 \leq 22.5 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad h_1 = 20 \text{ cm}$$

On prend :  $h_{min} = 40 \text{ cm}$

**IX.4.2 Dimensionnement des nervures :**

**1. Condition de coffrage (largeur de la nervure) :**

$$b \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{450}{10} = 45 \text{ cm}$$

Donc on opte **b=50 cm**

**IX.4.2.1 Hauteur de la nervure :****IX.4.2.2 Condition de la flèche :**

La hauteur des nervures se calcule par le critère de résistance :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

On a :

$$L_{max} = 4.5 \text{ m}$$

$$30 \text{ cm} < h_n < 45 \text{ cm} \rightarrow h_1 = 40 \text{ cm}$$

**IX.4.2.3 Condition de la raideur :**

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante :  $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$\text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

$I$ : Inertie de la section transversale du radier ( $I = \frac{bh^3}{12}$ )

$E$ : Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne  $E=32164.195 \text{ MPa}$ ).

$b=1$ : Largeur de la semelle par bande d'un mètre ( $b=1\text{m}$ ).

$K$ : Coefficient de raideur du sol ( $0,5 \text{ kg/cm}^3 \leq K \leq 12 \text{ kg/cm}^3$ ).

On pourra par exemple adopter pour  $K$  les valeurs suivantes :

- ♦  $K=0,5 [\text{kg/cm}^3]$  → pour un très mauvais sol.
- ♦  $K=4 [\text{kg/cm}^3]$  → pour un sol de densité moyenne.
- ♦  $K=12 [\text{kg/cm}^3]$  → pour un très bon sol.

$$\text{On aura : } h_n \geq \sqrt[3]{\frac{3K \left(\frac{2L_{max}}{\pi}\right)^4}{E}}$$

AN:

$$K=4 [\text{kg/cm}^3]$$

$$L_{max}=4.5 \text{ m}$$

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 0,04 \left(\frac{2 \times 4500}{\pi}\right)^4}{20000}} \Rightarrow h_n \geq 73.933 \text{ cm} \Rightarrow h_2 = 80 \text{ cm}$$

#### IX.4.2.4 Conclusion :

$$h_n \geq \text{Max}(h_1; h_2) \geq \text{Max}(40; 80) = 80 \text{ cm}$$

On prend :  $h_n = 0.8 \text{ m}$

#### Le choix final :

- Épaisseur de la dalle du radier  $h=40 \text{ cm}$
- Les dimensions de la nervure :  $\begin{cases} h_n = 80 \text{ cm} \\ b = 50 \text{ cm} \end{cases}$

#### IX.5 Caractéristiques géométriques du radier :

##### a. Position du centre de gravité :

$$\begin{cases} X_G = 9.042 \text{ m} \\ Y_G = 8.036 \text{ m} \end{cases}$$

##### b. Moments d'inertie :

$$\begin{cases} I_{xx} = 29815.1353 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 37800.6177 \text{ m}^4 \end{cases}$$

#### IX.5.1 Vérifications Nécessaires :

##### IX.5.1.1 Vérification de la Stabilité du Radier

Selon RPA99/version 2003(Art.10.1.5) , quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde) nous devons vérifier que l'excentrement des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié du centrale de la base des éléments de fondation résistant au reversement.

$$e_0 = \frac{Mr}{Nr} \leq \frac{B}{4}$$

$e_0$  : La plus grande valeur de l'excentricité due

Avec : aux charges sismiques.

$M_r$ : Moment de renversement dû aux forces sismique.

$N_r$  : effort normal de la structure

$B$  : la largeur du radier.

$$Mr = M_0 + V_0 \cdot h$$

$M_0$  : moment à la base de la structure

$V_0$  : effort tranchant à la base de la structure

$h$  : profondeur de l'ancrage de la structure

$M_0, V_0$  sont tirés à partir du fichier **robot 2019**

$N_{ser} = N_{ser}(\text{structure}) + N_{ser}(\text{infrastructure})$

$$N_{ser} = 30977.507 \text{ kN}$$

○ **Suivant le sens xx :**

$$B_x = 21,75 \text{ m} \Rightarrow \frac{B_x}{4} = 5,4375 \text{ m}$$

$$M_0 = 70285.83 \text{ kN} \quad V_0 = 3247.05 \text{ kN} \quad h = 4.08 \text{ m}$$

$$Mr = 70285.83 + 3247.05 \times 4.08 = 83533.794 \text{ kN.m}$$

$$e_0 = \frac{83533.794}{30977.507} = 2.696 \text{ m} \leq \frac{B_x}{4} = 5,43 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

○ **Suivant le sens yy :**

$$B_y = 19,65 \text{ m} \Rightarrow \frac{B_y}{4} = 4,91 \text{ m}$$

$$M_0 = 78640.21 \text{ kN} \quad V_0 = 2967.74 \text{ kN} \quad h = 4.08 \text{ m}$$

$$Mr = 78640.21 + 2967.74 \times 4.08 = 90748.5892 \text{ kN.m}$$

$$e_0 = \frac{90748.589}{30977.507} = 2,92 \text{ m} \leq \frac{B_y}{4} = 4,91 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

### IX.5.1.2 Conclusion :

La condition est vérifiée donc le bâtiment est stable.

**IX.6 Vérification des contraintes :**

**IX.6.1 Vérification des contraintes sous le radier :**

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol  $\sigma_{sol}=2,00$  bars.

a. Sollicitation du premier genre : On doit vérifier que  $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{30977.507}{303.1875} = 102.17 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = 102,17 \text{ kN/m}^2 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

b. Sollicitation du second genre :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I}V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I}V$$

Avec :  $\sigma_1$  : Contrainte maximale du sol.

$\sigma_2$  : Contrainte minimale du sol.

- Si  $\sigma_2 > 0$  : la Répartition est trapézoïdale ; La contrainte au quart de la largeur de la semelle, ne doit pas dépasser la contrainte admissible  $\sigma_{sol}$  ( $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$ ).
- Si  $\sigma_2 = 0$  : la Répartition est triangulaire ; La contrainte  $\sigma_1$  ne doit pas dépasser 1,33 fois la contrainte admissible

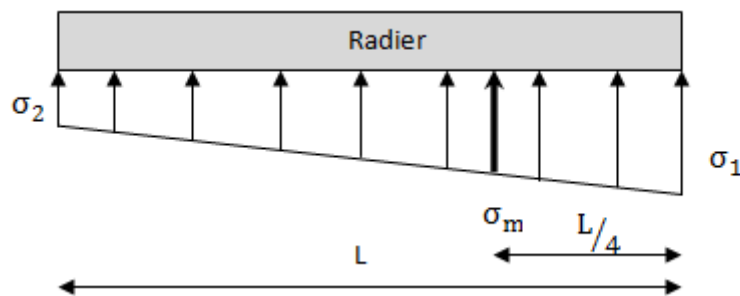


Figure IX.2 Contraintes sous le radier.

Avec :

$$I_{xx} = 29815.1353 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 37800.6177 \text{ m}^4$$

o ELU:

$$N_u = N_u (\text{structure}) + N_u (\text{ infrastructure } )$$

$$N_u = 42650.487 \text{ kN}$$

M : le moment de renversement.

-  $M_x = 83533.794 \text{ kN.m}$

-  $M_y = 90748.589 \text{ kN.m}$

$\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$

	$\sigma_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_m \left(\frac{L}{4}\right)$ (kN/m <sup>2</sup> )
<b>Sens x-x</b>	166.01	115.34	153.339
<b>Sens y-y</b>	159.965	121.38	150.32
<b>Vérification</b>	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol} = 266$

Tableau IX.3 Contraintes sous le radier à l'ELU.

#### IX.6.1.1.1 Conclusion :

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

**ELS:**

$N_S = 30977.5 \text{ kN}$

$\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$

	$\sigma_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_m \left(\frac{L}{4}\right)$ (kN/m <sup>2</sup> )
<b>Sens x-x</b>	127.5	76.84	114.835
<b>Sens y-y</b>	121.88	82.46	112.02
<b>Vérification</b>	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol} = 266$

Tableau IX.4 Contraintes sous le radier à l'ELS.

#### IX.6.2 Conclusion :

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.



**IX.7 Ferrailage de la dalle du radier :**

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

**IX.7.1 Ferrailage de la dalle du radier :****IX.7.1.1 Valeur de la pression sous radier :**

$$\text{ELU: } q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 153.339 \text{ kN/m}$$

$$\text{ELS: } q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 114.835 \text{ kN/m}$$

**IX.7.1.2 Calcul des efforts :**

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposant sur 04 cotés.

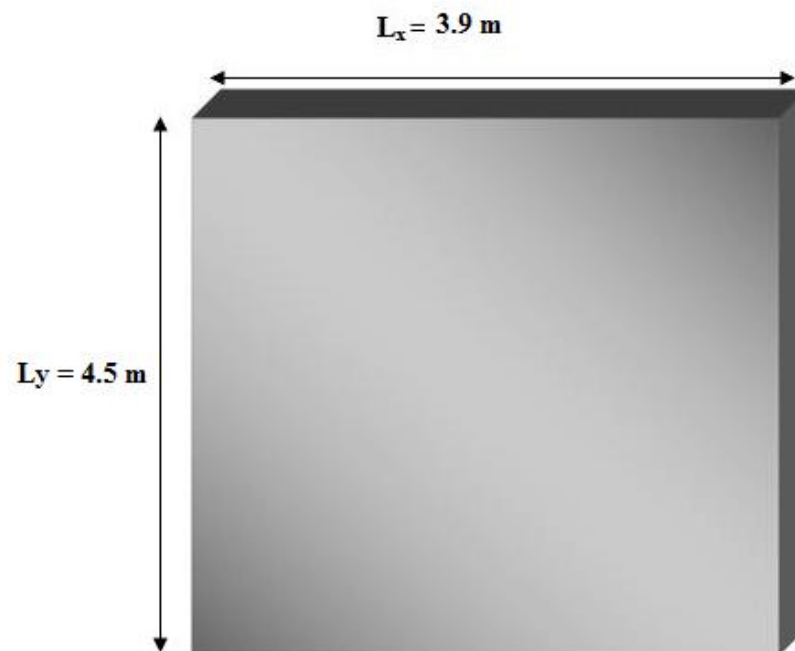


Figure IX.3 Panneau de la dalle du radier.

**IX.7.1.3 Calcul des moments :**

Pour le calcul, on suppose que les panneaux reposent sur les nervures ; d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis comme suit :

▪ **Panneau de rive**

- Moment en travée : 
$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 0,85M_x \\ M_{ty} = 0,85M_y \end{array} \right.$$
- Moment sur appuis : 
$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ax} = M_{ay} = 0,3M_x \text{ (appui de rive)} \\ M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x \text{ (appui intermédiaire)} \end{array} \right.$$

▪ **Panneau intermédiaire**

- Moment en travée : 
$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 0,75M_x \\ M_{ty} = 0,75M_y \end{array} \right.$$
- Moment sur appuis :  $M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x$

Le panneau le plus sollicité est un panneau de rive avec :  $L_x = 3.9m$  ;  $L_y = 4.5m$

Alors :  $0,4 < \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.9}{4.5} = 0,866 \leq 1,0 \Rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens.

$$\rho = 0,866 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0496 \\ \mu_y = 0,7052 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 115.68 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 81.578 \text{ kNm}$$

**Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85M_x = 98.329 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 69.3413 \text{ kN.m}$$

**Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = 0,5M_x = 57.84 \text{ kN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5M_y = 40.789 \text{ kN.m}$$

**IX.7.1.4 Ferrailage de la dalle :**

$b = 100\text{cm}$  ;  $h = 40\text{cm}$  ;  $d = 36\text{cm}$  ;  $f_c = 400 \text{ MPa}$  ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Sens	$M_u$ (kNm)	$\mu$	$\alpha$	Z(cm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	Esp (cm)
Travée	x-x	98.329	0,0535	0.0687	35.01	8.07	6T14	9.24	16
	y-y	69.341	0,0370	0,0471	35,32	5,64	6T12	6,79	16
Appuis	x-x	57.84	0,0315	0,0400	35,42	4.69	6T10	4.71	16
	y-y	40.789	0,0222	0,0280	35,59	3,29	6T10	4,71	16

Tableau IX.5 Ferrailage des panneaux du radier.

### IX.7.1.5 Espacement :

#### En Travée :

Sens x-x et y-y :  $esp = \frac{100}{6} = 16.66\text{cm} < \text{Min}\left(\frac{3h}{33\text{cm}}\right) = 33\text{cm} \dots \dots \dots$  Vérifié

On prend :  $esp = 16\text{cm}$

#### En Appuis :

Sens x-x et y-y :  $esp = \frac{100}{6} = 16,66\text{ cm} < \text{Min}\left(\frac{3h}{33\text{cm}}\right) = 33\text{cm} \dots \dots \dots$  Vérifié

On prend :  $esp = 16\text{cm}$

### IX.8 Vérification des contraintes a ELS

Le panneau le plus sollicité est un panneau de rive avec :  $L_x = 3.9\text{m} ; L_y = 4.5\text{m}$

Alors :  $0,4 < \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.9}{4.5} = 0,866 \leq 1,0 \Rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens.

$$q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1\text{m} = 114.835\text{ kN/m} \quad \rho = 0,866 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0566 \\ \mu_y = 0,7933 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_s L_x^2 = 98.85\text{kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 78.425\text{kNm}$$

Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,85M_x = 84.022\text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 66.66\text{ kN.m}$$

**Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = 0,5M_x = 49.425 \text{ kN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5M_y = 39.212 \text{ kN.m}$$

**IX.8.1 Ferrailage de la dalle :**

b = 100cm ; h = 40cm ; d = 36cm ;  $f_c = 400 \text{ MPa}$  ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Sens	$M_u$ (kNm)	$\mu$	$\alpha$	Z(cm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	Esp (cm)
Travée	x-x	84.022	0,0457	0.0586	35.15	6.86	6T14	9.24	16
	y-y	66.66	0,0363	0,0462	35,33	5,42	6T12	6,79	16
Appuis	x-x	49.425	0,0269	0,0341	35,50	3,99	6T10	4,71	16
	y-y	39.212	0,0213	0,0270	35,61	3,16	6T10	4,71	16

Tableau IX.6 Ferrailage des panneaux du radier.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left( \begin{array}{l} \frac{2}{3} f_e \\ \text{Max} \left( \frac{240}{110 \sqrt{f_{tj}}} \right) \end{array} \right) = 240 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

	Sens	$M_{ser}$ (kN.m)	$A_s$ cm <sup>2</sup>	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
Travée	x-x	84,022	9,24	8,69	125247,38	5,82	15	Ok	2218	240	Ok
	y-y	66,66	6,79	7,6	96780,66	5,234	15	Ok	235,4	240	Ok
Appuis	x-x	49,425	4,71	6,46	70636,21	3,58	15	Ok	198.19	240	Ok
	y-y	39,212									

Tableau IX.7 Vérification des contraintes à l'ELS

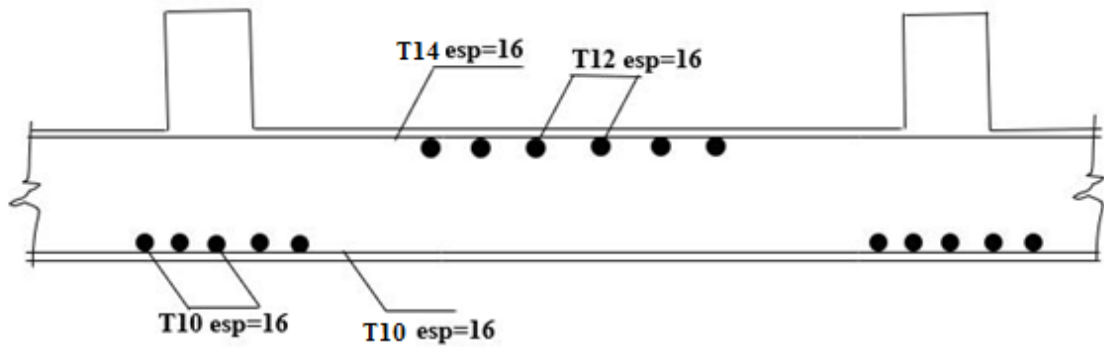


Figure IX.4 Schéma de ferrailage de la dalle du radier.

**IX.9 Ferrailage des nervures :**

ligne	longueur ( m )	$N_{\text{elu}}$ ( KN )	$N_{\text{elu}}/L$
B ( x - x )	7,65	3909,79	511,08
6 ( y - y )	7,35	3757,55	511,23

Tableau IX.8 Les effort dans 1 m de nervures

**IX.9.1 Calcul des efforts :**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire « BAEL91 modifié 99 »

$$\text{On a : } M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

○ **Sens X-X :**

$$L_{\text{max}}=4.5 \text{ m } q_u=511.08 \text{ kN/ml ; } M_0=1293.67 \text{ kN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t=0,85M_0 = 1099.94 \text{ kN.m}$$

$$\text{Sur appuis : } M_a=0,50M_0 = 647.02 \text{ kN.m}$$

$$b=50 \text{ cm ; } h=80 \text{ cm ; } d=72 \text{ cm.}$$

	$M_u$ (kNm)	$\mu$	$\alpha$	$Z$ (cm)	$A_U^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_U^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	1099.94	0,2995	0,4585	58.793	61.82	8T32	64.34
<b>Appuis</b>	647.02	0,1762	0,2440	64.969	28.61	8T25	39.27

Tableau IX.9 Ferrailage des nervures (sens x-x).

○ Sens Y-Y :

$L_{max}=3,90$  m  $qu=511.23$  kN/ml ;  $M_0=971.97$  kN.m

En travée :  $M_t=0,85M_0 = 826.179$  kN.m

Sur appuis :  $M_a=0,50M_0 = 485.988$  kN.m

$b=50$  cm ;  $h=80$  cm ;  $d=72$  cm.

	$M_u$ (kNm)	$\mu$	$\alpha$	$Z$ (cm)	$A_U^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_U^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	826.179	0,225	0,3229	62.698	37.865	8T25	39.27
<b>Appuis</b>	485.988	0,1324	0,1782	66.867	20.884	8T20	25.13

Tableau IX.10 Ferrailage des nervures (sens y-y).

### IX.9.2 Vérifications nécessaires :

#### 1- Condition de non fragilité :

$$A_{s_{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.347 \text{ cm}^2$$

#### 2- Armatures de peau :

Les armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties sur les parements des poutres de grande hauteur, leur section est au moins 3 cm<sup>2</sup> /ml par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

$$h=80 \text{ cm} \rightarrow A_p = 3 \times 0.8 = 2.40 \text{ cm}^2$$

On choisit  $A_p = 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$

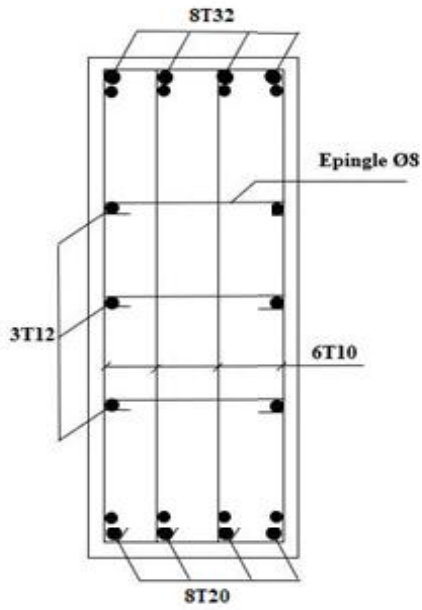


Figure IX.6 Ferrailage des nervures suivant X-X en travée

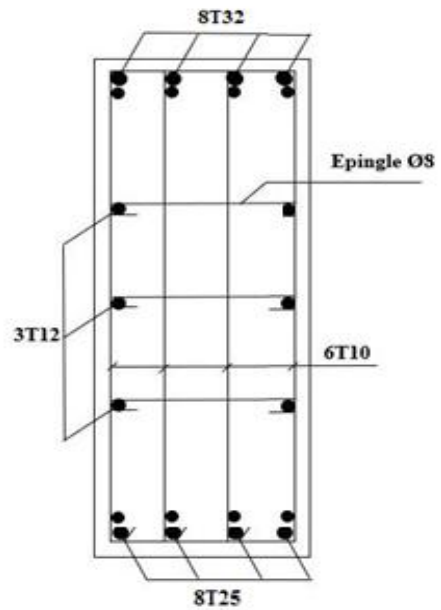


Figure IX.5 Ferrailage des nervures suivant X-X en appuis

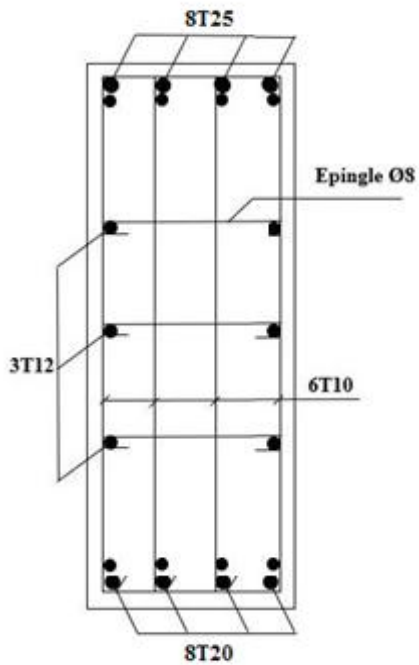


Figure IX.8 Ferrailage des nervures suivant Y-Y en travée

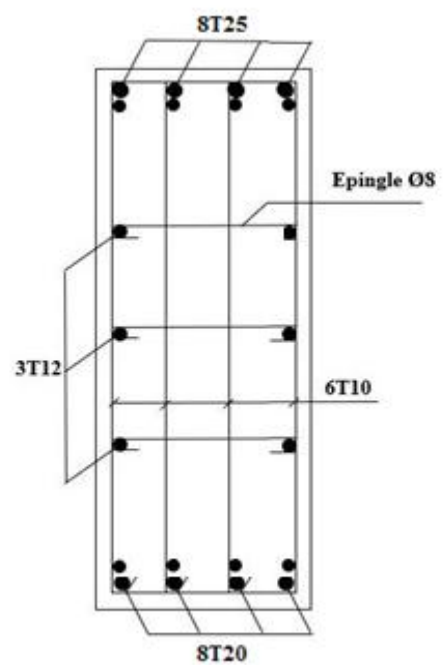


Figure IX.7 Ferrailage des nervures suivant Y-Y en travée

**IX.10 Ferrailage du débord :**

Le calcul du débord est analogue à celui d'une poutre en console d'un mètre de largeur, on considère que la fissuration est préjudiciable.

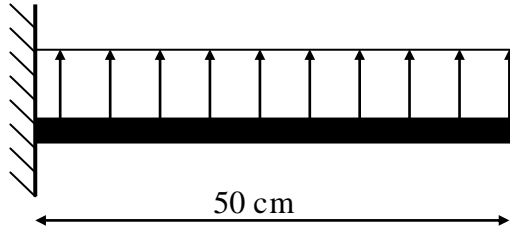


Figure IX.10 Schéma statique du débord

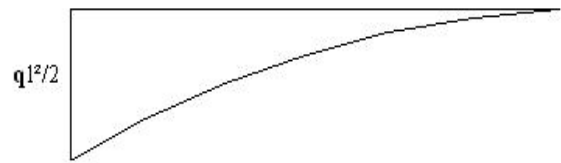


Figure IX.9 Diagramme des Moments.

**IX.10.1 Evaluation des charges :**

E.L.U :  $q_u = 153.339 \text{ kN/ml}$  → Pour une bande de 1 m.

**IX.10.2 Calcul des efforts :**

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement

$$\text{E.L.U} : M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} = 19.167 \text{ kN.m}$$

**IX.10.3 Calcul de ferrailage :**

Le ferrailage se fera pour une bande de 1 m, et selon l'organigramme I (voir annexe).

Avec :  $b = 100 \text{ cm}$ ,  $h = 40 \text{ cm}$ ,  $d = 36 \text{ cm}$ ,  $f_{t28} = 25 \text{ MPa}$ ,  $\sigma_{bc} = 14.16 \text{ MPa}$ .

$M_u$ (kNm)	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )
19.167	0,010	0.013	35,81	1.53

Tableau IX.11 Ferrailage du débord

**1- Condition de non fragilité :**

$$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.347 \text{ cm}^2$$

**Note :** On opte pour le même ferrailage que celui de la dalle de radier.

**IX.10.4 Conclusion :**

Ce dernier chapitre consiste à calculer les fondations, les fondations sont destinées à transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure. Dans notre cas, le radier était le type de fondation le plus adéquat considérant les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour les autres types de fondations. Nous avons adopté un radier nervuré pour des raisons économiques, les nervures ont été utilisées pour rigidifier la dalle du radier.



## Conclusion Générale

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude , les recherches que nous avons menées nous ont permis d'élargir nos connaissances dans le domaine de la construction, qui est un domaine très large, et d'acquérir de nouvelles connaissances complémentaires nécessaires à notre formation. Et apprenez différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

La demande de logiciels de calcul nous a incités à démarrer et maîtriser certaines connaissances du logiciel d'analyse structurelle "ROBOT", et nous avons également fait quelques découvertes dans le processus de recherche

Cette étude représente la première fois dans notre profession d'apprendre à appliquer et à respecter différentes lois et réglementations, ainsi qu'un contact avec diverses enseignants, ce qui nous permet de trouver des solutions économiques et raisonnables pour résoudre les difficultés rencontrées.

Ce projet de fin d'études nous donne l'opportunité de rencontrer des personnes d'horizons différents qui nous aident à progresser. Nous sommes convaincus que l'utilisation des logiciels d'analyse structurelle "logiciel ROBOT" permet d'obtenir des résultats précis, de gagner du temps et de favoriser la recherche technique. La maîtrise de ces outils est très indispensable

### **Règlements techniques :**

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

- RPA99 version 2013: Règles parasismiques algériennes
- EUROCODE 3 : Règle de calcul des constructions en acier
- CCM 97 : Règle de calcul des constructions en acier
- RNV99 : Règlement neige et vent version 2013.
- DTR B.C2.2. : Charges permanentes et charges d'exploitations
- BAEL 91 : Règles révisées 99.
- DTR B.C 2-41 :CBA93 Règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- DTU 13.12 : Règles pour le calcul des fondations superficielles.