

**UNIVERSITE SAAD DAHLEB BLIDA**

**FACULTE DE TECHNOLOGIE**

**DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL**

**MEMOIRE DE MASTER EN GENIE CIVIL**

**Spécialité : Charpente Métallique**

**ETUDE D'UN BATIMENT EN CHARPENTE METALLIQUE  
(R+9) avec deux sous-sol**

Soutenu par

**LARDJANI NESRINE**

**BRENKIA CHAIMA**

Devant le jury composé de :

A.ZAHAF

Professeur

USDB de Blida

Promoteur

.

.

.

Blida, 2020



## **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.*

*Toute notre gratitude à nos chers parents qui ont consacré toutes leurs vies à nous encourager et à croire en nous jusqu'à maintenant. Nous ne pourrions jamais les remercier comme il le faut.*

*Nous présentons nos remerciements les plus sincères à notre promoteur Mr ZAHAF.AHMED ici présent, pour les orientations et les conseils qu'il nous a fournis durant l'évolution de notre projet.*

*Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation de master en constructions métalliques et mixtes.*

*Enfin, nous tenons à remercier ceux ou celles qui de près ou de loin nous ont apporté leurs soutiens et leurs encouragements.*

## ملخص

في إطار مشروع التخرج، درسنا مبنى للاستخدام الإداري، هذا الأخير على شكل مستطيل، يتكون من تسعة (99) طوابق، وطابق أرضي. تصميمها الهيكلي من إطار معدني، مع نواة من الخرسانة المسلحة و العارضات استقرار من أجل ثباتها، تقع في ولاية الجزائر، والتي تصنف كمنطقة زلزالية قوية، تم تحديد الأبعاد للعناصر المقاومة وفقاً ل: **(RPA 99 ver 2003, CCM97, EC3, EC4 et BAEL91)**

## Résumé

Dans le cadre de notre projet de fin d'études, nous avons étudié un bâtiment à usage administratif, ce dernier à une forme rectangulaire, est constitué d'un sous-sol, d'un RDC et de dix (9) étages. Leur conception structurelle est en charpente métallique, avec un noyau central en béton armé en façade assurant leur stabilité, ils sont implantés dans la wilaya de Alger, qui est classée en zone de forte sismicité (zone III) selon le RPA99 version 2003. Le dimensionnement des éléments résistants a été effectué conformément aux règlements : **RPA 99 ver 2003, CCM97, EC3, EC4 et BAEL 91.**

## **Abstract**

Our end-of-study project consists of studying a metal frame building for administrative comprising 9 levels with two basements.

The study of this project includes the design part of elements such as, columns, beams, Bracing, foundations as well as the seismic study of the structure, which makes it possible to assess its behavior during an earthquake.

This memory contains several chapters:

Chapter 1: presentation of the project

Chapter 2: pre-dimension elements

Chapter 3: snow and wind

Chapter 4: dynamic study

Chapter 5: Checking Items

Chapter 6: assemblies

Chapter 7: Reinforcement of elements

Chapter 8: foundation study

The calculation will be made in accordance with the Algerian Earthquake Rules (RPA99

version 2003) and the rules of metal frame work CCM97, EUROCODE3 ET EUROCODE4 Location of the structure This structure is located in the wilaya of Algiers classified in seismic zone III (high seismicity) according to the Algerian earthquake regulation "R.P.A 99 V2003".

## Liste des notations

$A$	Section brute d'une pièce
$A_{net}$	Section netted'une pièce ;
$A_w$	Section de l'âme ;
$A_v$	Aire de cisaillement ;
$C_t$	Coefficient de topographie ;
$C_r$	Coefficient de rugosité ;
$C_{p,net}$	Coefficient de pressionnette ;
$C_e$	Coefficient d'exposition ;
$C_d$	Coefficient dynamique ;
$E$	Module d'élasticité longitudinale de l'acier ;
$F$	Force en générale ;
$G$	Module d'élasticité transversale de l'acier ;
$G$	Charge permanente ;
$G_{adm}$	L'effort de glissement admissible ;
$G_c$	L'effort appliqué sur le connecteur ;
$I$	Moment d'inertie ;
$K$	Coefficient d'encastrement ou de rigidité Poteaux/ Poutre ;
$K_0$	Coefficient de flambement ;
$K$	Facteur de déformé modale ;
$K_t$	Facteur de terrain ;
$L$	Longueur ;
$M_{sd}$	Moment sollicitant en générale ;
$M$	Moment fléchissant ;
$M_{rd}$	Moment résistant ;
$M_{pl}$	Moment plastique ;
$M_{cr}$	Moment critique ;

$M_{b,rd}$	Valeur de calcul de la résistance au déversement ;
$N_{pl,rd}$	Valeur de calcul de la résistance plastique de la section transversale brute ;
$N_{b,rd}$	Valeur de calcul d'un élément comprimé au flambement ;
$N_{sd}$	Effort normal sollicitant ;
$N_{t,sd}$	Effort normal de traction ;
$N_{c,sd}$	Effort normal de compression ;
$N_{pl}$	Effort normal plastique ;
$N_{c,rd}$	Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression ;
$P_k$	Poids total de la structure ;
$Q$	Charge d'exploitation ;
$R$	Coefficient de comportement de la structure ;
$S$	Surface ;
$S$	Charge de la neige ;
$S_k$	Charge de la neige sur le sol ;
$V_{sd}$	Valeur de calcul de l'effort tranchant sollicitant ;
$V_{pl,rd}$	Valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement ;
$V_{ref}$	Vitesse de référence du vent ;
$W$	Pression aérodynamique ;
$W_{pl}$	Module de résistance plastique ;
$W_{el}$	Module de résistance élastique ;
$d$	Diamètre d'une section circulaire ;
$f$	Flèche ;
$f_y$	Limited'élasticité ;
$f_u$	Résistance à la traction ;
$H$	Hauteur d'une pièce ;
$l$	Longueur d'une pièce ;
$l_f$	Longueur de flambement ;
$r$	Rayon d'une section circulaire ;
$t$	Épaisseur d'une pièce ;
$t_f$	Épaisseur de la semelle (poutre, solive, poteau) ;
$t_w$	Épaisseur de l'âme (poutre, solive, poteau) ;
$z$	Hauteur au-dessus du sol ;
$z_0$	Paramètre de rugosité ;
$z_{eq}$	Hauteur équivalente ;
$z_{min}$	Hauteur minimale ;
$\chi$	Coefficient de réduction pour le mode de flambement ou déversement approprié ;

$\beta$	Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation ;
$\beta_w$	Facteur de corrélation;
$\beta_M$	Facteur de moment uniforme équivalent;
$\beta_j$	Coefficient relatif a la liaison;
$\gamma_M$	Coefficient de sécurité;
$\lambda$	Élancement ;
$\lambda_{LT}$	Élancement de déversement ;
$\alpha$	Facteur d'imperfection ;
$\phi$	Rotation ;
$\phi_{LT}$	Rotation de déversement ;
$\eta$	Contrainte limite de cisaillement en élasticité ;
$\varepsilon$	Coefficient de réduction élastique de l'acier ;
$\zeta_a$	Contrainte de l'acier;
$\zeta_b$	Contrainte du béton;
$\xi$	Pourcentage d'amortissement critique ;
$\eta$	Facteur de correction d'amortissement ;
$\delta_{ek}$	Déplacement du aux forces sismique $F_i$ ;
$\Delta_k$	Déplacement relatif du niveau « K » par rapport au niveau « K-1»;

# Sommaire

Chapitre I.	INTRODUCTION GENERALE.....	16
Chapitre II.	PRESENTATION DE L'OUVRAGE .....	2
II.1	Introduction .....	3
II.1.1	Implantation de l'ouvrage .....	3
II.2	Conception de l'ouvrage .....	3
II.2.1	Conception architecturale .....	3
II.2.2	Conception structurale .....	4
II.3	Caractéristiques des matériaux utilisés .....	6
II.3.1	Béton .....	6
II.3.2	Acier .....	8
Chapitre III.	PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS .....	12
III.1	Introduction .....	13
III.2	Étude du plancher collaborant [7] .....	13
III.3	Evaluation des charges et surcharges [3] .....	14
➤	Charges permanentes .....	14
•	Plancher terrasse inaccessible.....	14
•	Plancher étage courant.....	15
➤	Charges d'exploitation .....	16
III.4	Pré dimensionnement des éléments principaux .....	16
III.4.1	Solives du plancher terrasse accessible : .....	16
III.4.2	Poutre principale du plancher terrasse accessible .....	24
III.4.3	Solives et poutre du plancher étage courant.....	31
III.5	Pré-dimensionnement des poteaux .....	31
III.5.1	Poteau central .....	31
Chapitre IV.	ETUDE CLIMATIQUE.....	36
IV.1	Effet de la neige.....	37
IV.1.1	Introduction.....	37
IV.1.2	Calcul des charges de la neige .....	37
IV.2	Etude de vent .....	38
IV.2.1	Introduction.....	38
IV.2.2	Procédure de calcul .....	38
IV.2.3	Détermination des données relatives au site .....	39
IV.2.4	Détermination des coefficients due au vent.....	40
IV.3	Force du vent.....	54
IV.3.1	Sens V1 .....	54

IV.3.2	Sens V2 .....	54
IV.4	Calcul des forces de frottement .....	55
Chapitre V.	ETUDE DYNAMIQUE .....	56
V.1	Introduction .....	57
V.2	Le but de l'étude dynamique.....	57
V.3	Choix de la méthode de calcul.....	57
V.3.1	La méthode statique équivalente .....	58
V.3.2	La méthode modale spectrale .....	59
V.3.3	Etapas de la modélisation de la structure sous Robot.....	60
V.4	Calcul de la force sismique totale .....	61
V.4.1	le Model.....	61
V.4.2	Détermination des paramètres .....	66
V.4.3	Résultats de l'étude dynamique .....	69
V.4.4	Vérification de la résultante des forces sismiques.....	70
Chapitre VI.	VERIFICATION DES ELEMENTS .....	73
VI.1	Introduction .....	74
VI.2	Vérification des poteaux vis-à-vis le flambement.....	75
VI.2.1	Procédure de calcul .....	75
VI.2.2	Combinaisons de charges .....	75
VI.2.3	Les étapes de vérification du flambement par flexion.....	75
VI.2.4	Les vérifications .....	76
VI.3	Vérification de la poutre.....	79
VI.3.1	Vérification de la poutre principale IPE500 .....	79
VI.4	Vérification du système de contreventement .....	81
VI.4.1	Palées triangulées en X.....	81
Chapitre VII.	ASSEMBLAGE .....	84
VII.1	Introduction .....	85
VII.2	Fonctionnement des assemblages .....	85
VII.3	Calcul des assemblages .....	85
VII.4	Le boulonnage .....	86
VII.5	2) Le soudage .....	86
VII.5.1	Coefficients partiels de sécurité .....	86
VII.5.2	Coefficient de frottement.....	87
VII.6	Les assemblages calculés manuellement .....	87
VII.6.1	Assemblage poutre-solive (étage courant) :.....	87
VII.6.2	Assemblage poteau-poutre principale.....	90

VII.6.3	Assemblage poteau-poteau (HEB 800-HEB 800) .....	97
VII.6.4	Assemblage des éléments de contreventement en X.....	102
VII.7	Les assemblages calculés par logiciel [10] .....	107
VII.7.1	Assemblages pied de poteau (Autodesk robot).....	107
VII.7.2	Platine de parcellement.....	108
•	Bêche.....	108
Chapitre VIII.	FERRAILLAGE DES ELEMENTS .....	111
VIII.1	Introduction.....	112
VIII.2	Calcul des voiles de noyau central .....	112
VIII.2.1	Conception .....	112
VIII.2.2	Principe de calcul.....	112
VIII.2.3	.Détermination de l'épaisseur du voile.....	114
VIII.2.4	Les armatures longitudinales.....	115
VIII.2.5	Les armatures horizontales .....	117
VIII.2.6	Armature transversale.....	117
VIII.3	Etude du voile périphérique .....	119
VIII.3.1	Introduction.....	119
VIII.3.2	-dimensionnement du voile.....	119
VIII.4	Les poteaux mixtes [9].....	125
VIII.4.1	Calcul des poteaux mixtes .....	125
VIII.4.2	Acier HEB800 .....	126
VIII.4.3	Armateurs 6 $\phi$ 14 .....	126
VIII.4.4	Béton de section (950*500).....	127
VIII.4.5	Résistance plastique en compression axiale.....	127
VIII.4.6	Détermination le rapport de contribution de l'acier .....	128
VIII.4.7	Vérification de la stabilité des poteaux mixtes en compression axiale.....	128
VIII.4.8	Vérification d'application de la méthode simplifiée .....	130
Chapitre IX.	FONDATION.....	131
IX.1	Introduction .....	132
IX.2	Généralité.....	132
IX.3	Classification des fondations .....	132
IX.3.1	Choix du type de la fondation.....	133
IX.3.2	Pré dimensionnement du radier.....	133
IX.3.3	Ferraillage du radier .....	136
A.	Calcul des moments.....	137
<b>A.</b>	<b>Calcul des efforts .....</b>	<b>140</b>

<b>B. Calcul des armatures .....</b>	<b>140</b>
<b><i>Atcal</i> .....</b>	<b>142</b>
<b><i>Atchoisit</i> .....</b>	<b>142</b>

## Liste des figures

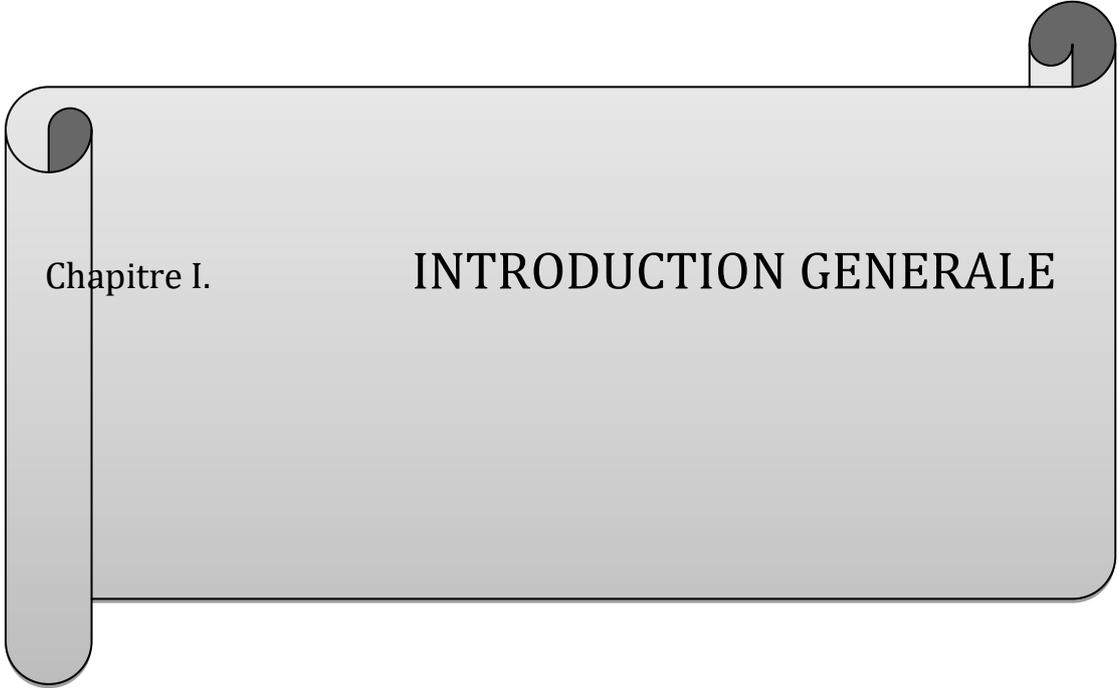
<b>Figure I-1</b> La façade principale .....	4
<b>Figure I-2</b> Les composants du plancher mixte .....	5
<b>Figure I-3</b> Les états limites de service ELS .....	7
<b>Figure I-4</b> Diagramme contraintes – déformations ELS .....	8
<b>Figure I-5</b> Diagramme Contraintes – Déformations de l’acier .....	9
<b>Figure I-6</b> Bac d’acier type Hi Bond 55 .....	10
<b>Figure I-7</b> Les caractéristiques des connecteurs .....	11
<b>Figure II-1</b> Dalle collaborant.....	13
<b>Figure II-2</b> Plancher terrasse accessible .....	14
<b>Figure II-3</b> Plancher étage courant .....	15
<b>Figure II-4</b> Position de l'axe neutre plastique .....	20
<b>Figure II-5</b> Poutre principale de la terrasse. ....	25
<b>Figure II-6</b> Position de l'axe neutre plastique .....	29
<b>Figure II-7</b> Dégression des surcharges .....	32
<b>Figure III-1</b> Hauteur de référence $Z_e$ en fonction de la pression dynamique .....	40
<b>Figure III-2</b> Légende pour les parois verticales-sens V1 .....	43
<b>Figure III-3</b> Valeur de $(C_{pe})$ pour les parois verticales-sens V1 .....	44
<b>Figure III-4</b> schéma de acrotères.....	45
<b>Figure III-5</b> Légende pour les toitures plates .....	45
<b>Figure III-6</b> Valeur de $C_{pe}$ pour les toitures plates -sens V1 .....	46
<b>Figure III-7</b> Pression sur les zones D, E (Sens V1).....	48
<b>Figure III-8</b> Sens du vent V2 .....	48
<b>Figure III-9</b> Hauteur de référence $z_e$ correspondant de la pression dynamique.....	49
<b>Figure III-10</b> Légende pour les parois verticales.....	51
<b>Figure IV-1</b> model initial .....	62
<b>Figure IV-2</b> model deuxième .....	63
<b>Figure IV-3</b> Vue de 3D de bâtiment .....	64
<b>Figure IV-4</b> Vue de façade de bâtiment .....	64
<b>Figure IV-5</b> Vue de profil de bâtiment .....	65
<b>Figure IV-6</b> Disposition de contreventement .....	65
<b>Figure IV-7</b> Disposition de noyau central .....	66
<b>Figure IV-8</b> diagramme de accélération .....	68
<b>Figure V-1</b> Phénomène du flambement.....	74
<b>Figure V-2</b> Phénomène du déversement.....	74
<b>Figure V-3</b> Contreventement en X .....	82
<b>Figure VI-1</b> Assemblage poutre solive.....	88
<b>Figure VI-2</b> <i>Disposition constructive d’assemblage poutre-solive</i> .....	88
<b>Figure VI-3</b> Assemblage soudé poutres –platine.....	91
<b>Figure VI-4</b> Assemblage poteau – poutre.....	93
<b>Figure VI-5</b> Distribution des boulons sur la platine d’extrémité .....	94
<b>Figure VI-6</b> Distribution des boulons sur la platine .....	98
<b>Figure VI-7</b> Assemblage poteau – poteau .....	98

<b>Figure VI-8</b> Disposition constructive des boulons .....	99
<b>Figure VI-9</b> Assemblage contreventement en X .....	102
<b>Figure VI-10</b> Assemblage poteau – poutre secondaire .....	105
<b>Figure VI-11</b> Disposition constructive d’assemblage poteau-poutre secondaire .....	107
<b>Figure VI-12</b> Distribution des boulons sur la pied poteau. ....	109
<b>Figure VI-13</b> Assemblage pied de poteau .....	109
<b>Figure VII-1</b> Dispositions des voiles du noyau central .....	113
<b>Figure VII-2</b> Coupe du voile en élévation.....	114
<b>Figure VII-3</b> Choix d’armature du noyau.....	118
<b>Figure VII-4</b> Schéma de ferrailage du voile (V1) .....	118
<b>Figure VII-5</b> Schéma de ferrailage du voile (V2) .....	118
<b>Figure VII-7</b> Dimension du Voile périphérique .....	120
<b>Figure VII-6</b> Schéma statique .....	120
<b>Figure VII-8</b> Schéma de ferrailage du voile périphérique .....	124
<b>Figure VII-9</b> Exemples de profils enrobés de béton. ....	125
<b>Figure VII-10</b> Schéma de poteau mixte .....	130
<b>Figure VIII-1</b> Schéma su radier .....	134
<b>Figure VIII-2</b> Dimensions du panneau le plus défavorable.....	137
<b>Figure VIII-3</b> Schéma de ferrailage du radier .....	140
<b>Figure VIII-4</b> Schéma de ferrailage de la nervure de section (60*100) dans le sens porteur .....	143
<b>Figure VIII-5</b> Schéma de ferrailage de la nervure de section (60*100) dans le sens non porteur.....	143

## Liste des Tableaux

<b>Tableau I.1</b>	Caractéristiques mécaniques des aciers utilisé .....	8
<b>Tableau II.1</b>	Charge permanente pour terrasse accessible.....	14
<b>Tableau II.2</b>	Charge permanente pour étage courant .....	15
<b>Tableau II.3</b>	Caractéristiques du profilé IPE120 .....	16
<b>Tableau II.4</b>	Caractéristiques du profilé IPE360.....	25
<b>Tableau II.5</b>	Listes des profilés.....	31
<b>Tableau II.6</b>	La charge permanente (Poteau central) .....	32
<b>Tableau II.7</b>	La charge d'exploitation (Poteau central).....	33
<b>Tableau II.8</b>	Profilés des poteaux centraux .....	35
<b>Tableau III.1</b>	Etapes de calcul des actions dues au vent .....	38
<b>Tableau III.2</b>	Valeur de la vitesse de référence du vent .....	39
<b>Tableau III.3</b>	Catégorie du terrain .....	39
<b>Tableau III.4</b>	Résultat des déferents coefficients en fonction de $Z_e$ (m).....	42
<b>Tableau III.5</b>	Les valeurs de $C_{pe}$ pour les parois verticales de bâtiment .....	44
<b>Tableau III.6</b>	Les valeurs de $C_{pe}$ pour les toitures plates .....	46
<b>Tableau III.7</b>	La pression aérodynamique $W_{(z_j)}$ (paroi verticale).....	47
<b>Tableau III.8</b>	La pression aérodynamique $W_{(z_j)}$ (Toiture plate).....	47
<b>Tableau III.9</b>	Résultat de coefficient de rugosité $C_r(z)$ .....	49
<b>Tableau III.10</b>	Résultat de l'intensité de turbulence $I_v(z)$ .....	49
<b>Tableau III.11</b>	Résultat de coefficient d'exposition $C_e(z)$ .....	50
<b>Tableau III.12</b>	Résultat de coefficient d'exposition $q_p(z_e)$ .....	50
<b>Tableau III.13</b>	Résultat de déferent coefficient en fonction de $Z_e$ (m) .....	50
<b>Tableau III.14</b>	Les valeurs de $C_{pe}$ pour les parois verticales de bâtiment .....	52
<b>Tableau III.15</b>	Les valeurs de $C_{pe}$ pour les toitures plates .....	53
<b>Tableau III.16</b>	La pression aérodynamique $W_{(z_j)}$ .....	53
<b>Tableau III.17</b>	La pression aérodynamique $W_{(z_j)}$ .....	53
<b>Tableau III.18</b>	Force exercé sur les parois verticales (Sens V1) .....	54
<b>Tableau III.19</b>	Force exercé sur les toitures plates (Sens V1).....	54
<b>Tableau III.20</b>	Force exercé sur les parois verticales (Sens V2) .....	54
<b>Tableau III.21</b>	Force exercé sur les toitures plates (Sens V2).....	55
<b>Tableau IV.1</b>	Les périodes et les facteurs de participation massiques .....	62
<b>Tableau IV.2</b>	Les périodes et les facteurs de participation massiques .....	63
<b>Tableau IV.3</b>	Facteur de qualité $Q$ .....	66
<b>Tableau IV.4</b>	Les périodes et les facteurs de participation massiques .....	69
<b>Tableau IV.5</b>	Vérification des déplacements inter étages suivant axe (X-X) .....	70
<b>Tableau IV.6</b>	Vérification des déplacements inter étages suivant axe (Y-Y) .....	71
<b>Tableau IV.7</b>	Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ (X-X).....	72
<b>Tableau V.1</b>	Caractéristique du profilé HEB800.....	76
<b>Tableau V.2</b>	Les courbes de flambement .....	76
<b>Tableau V.3</b>	Les efforts du poteau RDC .....	77
<b>Tableau V.4</b>	Vérifications du flambement des poteaux de la structure.....	79
<b>Tableau V.5</b>	Caractéristique du profilé IPE500.....	79
<b>Tableau V.6</b>	Les moments maximums pour chaque niveau .....	80
<b>Tableau VI.1</b>	Caractéristiques des boulons. ....	86
<b>Tableau VI.2</b>	Des diamètres des trous.....	86

<b>Tableau VI.3</b> Valeurs des coefficients réducteurs $K_s$ .....	87
<b>Tableau VII.1</b> Vérification Contraintes limites de cisaillement .....	115
<b>Tableau VII.2</b> Calcul du ferrailage du voile (RDC ; 1er ; 2ème) .....	116
<b>Tableau VII.3</b> Choix du ferrailage des voiles .....	116
<b>Tableau VII.4</b> Ferrailage des armatures horizontales.....	117
<b>Tableau VII.5</b> Ferrailage du voile périphérique .....	122
<b>Tableau VII.6</b> Calcul des contraintes du voile périphérique .....	124
<b>Tableau VII.7</b> Choix du ferrailage du voile périphérique .....	124
<b>Tableau VII.8</b> Caractéristiques du profilé HEB800 .....	126
<b>Tableau VII.9</b> Les vérifications d'application de la méthode simplifiée.....	130
<b>Tableau VIII.1</b> Choix de la hauteur des nervures .....	136
<b>Tableau VIII.2</b> Ferrailage des panneaux du radier.....	138
<b>Tableau VIII.3</b> Vérification des contraintes.....	139
<b>Tableau VIII.4</b> Ferrailage des nervures .....	141
<b>Tableau VIII.5</b> Vérification des contraintes.....	141
<b>Tableau VIII.6</b> Choix des armatures transversales. ....	142



Chapitre I.

# INTRODUCTION GENERALE

Dans l'idéologie constructive de la fin de ces siècles, l'acier reste le matériau le plus important et le plus utilisé par l'homme parce qu'il est solide.

Actuellement en Algérie l'utilisation de la charpente métallique est limitée dans le domaine industriel, les autres domaines se basent plus essentiellement sur le béton, malgré que les structures en charpente présentent de nombreux avantages tel que :

- L'industrialisation totale, c'est-à-dire la possibilité du pré fabriqué intégralement des bâtiments en atelier, avec une grande précision et une grande rapidité. Le montage sur site pour boulonnage, est une grande simplicité.
- La possibilité du transport, en raison de sa légèreté, qui permet de transporter loin, en particulier à l'exportation.
- La tenue au séisme est bonne, du fait de la ductilité de l'acier.
- Possibilité architecturale, plus étendue qu'en béton.

Par contre, les principaux inconvénients de l'acier sont : sa corrodabilité et sa faible résistance au feu.

L'objectif de ce mémoire est de présenter simplement des connaissances récentes sur la façon de concevoir une structure qui sera appelé à résister à différentes sollicitations (statique et dynamique). Le travail consiste à une étude technique d'un bâtiment en charpente métallique (R+9 +2 sous-sol) contreventé par un noyau en béton .

Dans notre étude, on va consacrer **le premier chapitre** comprend la présentation complète de L'ouvrage et sa conception, et les caractéristiques des différents matériaux. L'objectif du **deuxième chapitre** est de pré-dimensionner les éléments du bâtiment, tels que l'étude climatique du bâtiment sera présenté dans **le chapitre trois** selon le règlement neige et vent (RNV2013), alors que **le quatrième chapitre** va comporter la modélisation et l'étude dynamique en zone sismique du bâtiment qui satisfait les critères imposés par les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version 2003), le **cinquième chapitre** sera consacré pour la vérification des éléments structuraux, ensuite dans **le sixième chapitre** on va calculer le ferrailage du noyau ainsi que le voile périphérique, et après au **septième chapitre** l'assemblage sera calculé selon l'Eurocode3. **Le dernier chapitre** sera consacré à l'étude de l'infrastructure.

Et enfin nous terminerons notre travail par une Conclusion générale qui le résume.



## Chapitre II. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

## **II.1 Introduction**

Dans le cadre de l'étude de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un nouveau siège à usage administratif en charpente métallique comportant 9 niveaux avec deux sous sol.

L'étude de ce projet comprend la partie conception des éléments tels que, les poteaux, poutres, contreventements, fondations ainsi que l'étude sismique de la structure, qui permet d'évaluer son comportement lors d'un séisme.

Le calcul sera fait conformément aux Règles Parasismiques Algériennes (**RPA99** version2003) et aux règles de charpente métallique CCM97, EUROCODE3 ET EUROCODE4

### **II.1.1 Implantation de l'ouvrage**

Cet ouvrage est implanté à wilaya de **Alger** classer en zone sismique III (forte sismicité) selon le règlement parasismique algérien «R.P.A 99 V2003 ».

## **II.2 Conception de l'ouvrage**

### **II.2.1 Conception architecturale**

Notre projet est :

- Les deux sous-sol .
- RDC .
- Du 1<sup>er</sup> au 9<sup>ème</sup> étage seront destinés pour des bureaux ; archives et stockages administrative
- La terrasse .

#### **Dimensions de la structure**

##### **Dimensions en élévation**

- hauteur du bloc est de 37.4 m (sans l'acrotère).
- hauteur du 1<sup>er</sup> sous sol est de 3.74 m et le 2<sup>ème</sup> sous sol est de 3.74 m.
- hauteur du Rez-de-chaussée est de 3.74m.
- hauteur de l'étage courant est de 3.74 m.

##### **Dimensions en plan**

- Longueur totale : L=58.5m
- Largeur total : l = 23m



**Figure II-1** *La façade principale*

## **II.2.2 Conception structurale**

### **1. Type de Structure**

La structure faisant l'objet de notre étude est composée principalement de poutres et de poteaux (portiques en charpente métallique) .Ainsi que d'un noyau en béton armé.

### **2. Assemblages**

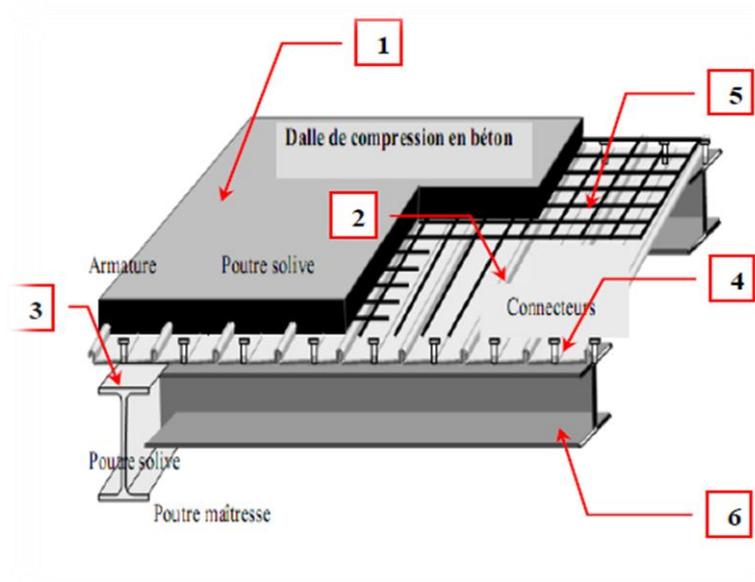
L'assemblage des éléments de notre construction est assuré par des boulons de haute résistance HR (éléments principaux), des boulons des ordinaires (éléments secondaires) ainsi que la soudure.

### **3. Les Planchers**

La structure comporte un plancher mixte acier-béton connu sous le nom de plancher collaborant dont la composition est illustrée sur la figure I.2 .Le profilé métallique est connecté mécaniquement à la dalle de béton qu'il porte. Il est constitué de :

- Dalle en béton armé collaborant (béton+ treille souder)

- Solives
- Connecteurs soudés
- Tôle profilée en HI BOND 55



- 1 : dalle en béton  
2 : bac d'acier (hibbon55)  
3 : poutre porteuse  
4 : connecteur  
5 : treillis d'armature  
6 : solive

**Figure II-2** Les composants du plancher mixte

### ***1. Contreventement***

Le bâtiment est à ossature métallique contreventé par des palées de stabilité dans les deux sens.

### ***2. Fondations***

Les fondations seront réalisées conformément à l'étude géotechnique. Elles seront de type isolé, filantes ou radier général ; (Selon le rapport de Sol).

### ***3. Ascenseurs***

Le bâtiment étudié comporte deux ascenseurs.

### ***4. 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.

## **II.3 Caractéristiques des matériaux utilisés**

### **II.3.1 Béton**

Le béton est un mélange en proportion convenable de liant (ciment, chaux), d'agrégats (gravier, sable) et d'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier la propriété.

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression qui seront développés

- **Résistance caractéristique à la compression**

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours. Cette dernière est notée par  $f_{c28}$ .

La résistance de notre béton est prise égale à  $f_{c28} = 25$  MPa. Cette résistance est mesurée sur des éprouvettes cylindriques normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur.

- **Résistance caractéristique à la traction**

Elle est déterminée par plusieurs essais et est désignée par  $f_{t28}$ . On peut citer :

- Traction directe
- Traction par fendage
- Traction par flexion

La résistance caractéristique à la traction est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \text{ (MPa)} ;$$

Pour tout l'ouvrage on utilise le même dosage en béton avec une résistance caractéristique à la compression  $f_{c28}$  et à la traction  $f_{t28}$  telle que :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \text{donc} \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

- **Module de déformation longitudinale**

Ce module est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée.

- **Module de déformation instantanée**

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures

$$E_{i,j} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{D'où} : E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa} ;$$

- **Module de déformation différée**

Pour des charges de longue durée d'application :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{D'où} : E_{j28} = 10818,9 \text{ MPa} ;$$

- ❖ **Contraintes limites**

Un état limite est un état dans lequel toute modification dans le sens défavorable de la sollicitation entraîne un arrêt de justification d'un critère donné, on distingue:

**a. Les états limites ultimes ELU**

C'est un état au delà duquel l'ouvrage est dit en ruine. Il ne vérifie plus l'un au moins des trois critères suivants:

- Equilibre statique
- Résistance de la structure ou de l'un de ses éléments
- Stabilité de forme

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par :

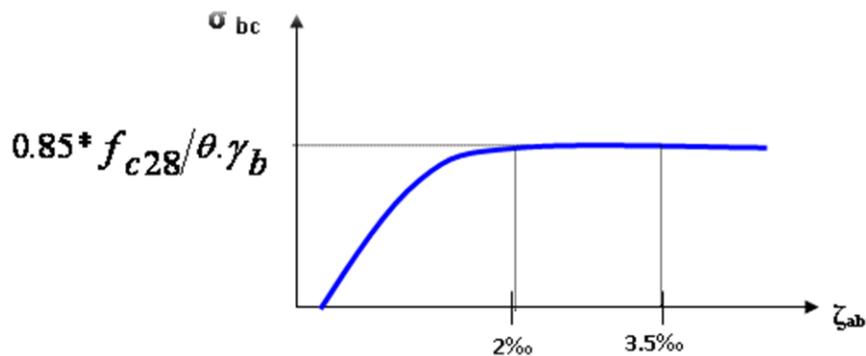
$$\sigma_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b}$$

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1.5$  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 II-3** Les états limites de service ELS

C'est un état au delà duquel l'ouvrage (ou un de ces éléments) ne vérifie plus:

- Le confort
- Et/ou la durabilité

La contrainte limite de service est donnée par :

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

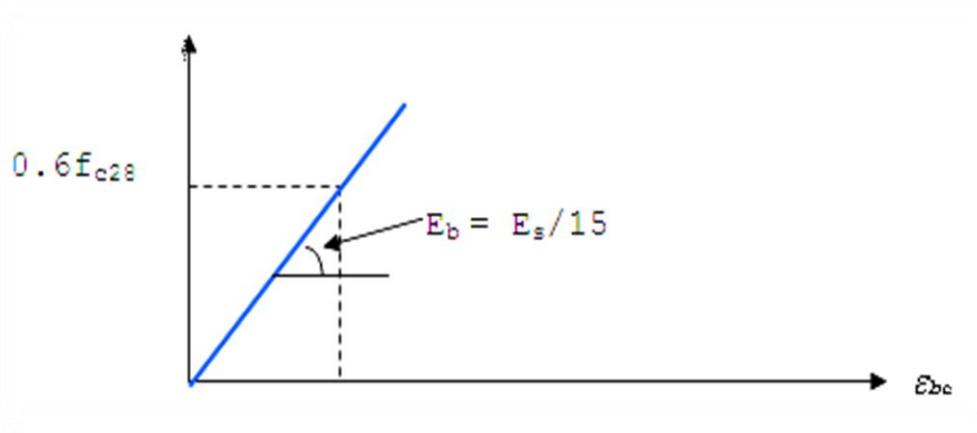


Figure II-4 Diagramme contraintes – déformations ELS

**II.3.2 Acier**

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, car il s'est avéré que le béton n'a pas une grande résistance à la traction. L'acier sera donc placé dans les zones tendues de la structure où on supposera inexistant le béton. Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

**Les caractéristiques mécaniques**

Les propriétés mécaniques des aciers employés doivent être connues avec précision afin que les constructions en béton armé résistent sans risque de rupture ou détérioration.

Les caractéristiques mécaniques des aciers utilisés sont présentées dans le tableau suivant :

Type	Désignation	Limite d'élasticité Fe(MPa)	Utilisation
Barres HA	FeE400	400	Tout Travaux en BA
Ronds lisses	FeE 275	275	Epingles cadres, étriers

Tableau II.1 Caractéristiques mécaniques des aciers utilisé

❖ **Contraintes limites de l'acier**

*a. Etat limite ultime ELU*

- $\sigma_s$  : 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  $\epsilon_s = \Delta L/L$ .

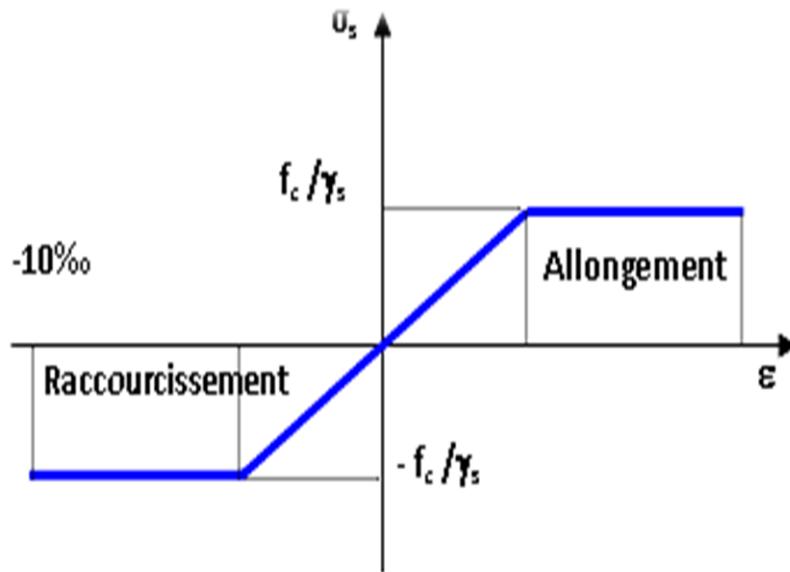


Figure II-5 Diagramme Contraintes – Déformations de l'acier

**b. Etats limites de service ELS**

Fissuration peu nuisible, pas de vérification.

Fissuration préjudiciable :  $\sigma_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_c ; 150 \eta \right]$

Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_s = \min \left[ \frac{1}{2} f_c ; 110 \eta \right]$

Avec :

$\eta$  : Coefficient de fissuration tel que :

$\eta = 1$  pour des aciers ronds lisses

$\eta = 1.6$  pour des aciers de H.A

**c. Module d'élasticité longitudinale de l'acier**

Le module d'élasticité de l'acier sera pris égale à :  $E=2.1 \times 10^5 \text{MPa}$ .

Les différentes caractéristiques mécaniques des aciers de Charpente métallique sont les suivantes :

- Module d'élasticité longitudinale  $E= 2.1 \text{ E5 Mpa}$
- Coefficient de poisson  $\mu= 0.3$
- Module d'élasticité transversale  $G= 8.1 \text{ E4 Mpa}$
- Masse volumique de l'acier  $\gamma=7850 \text{ daN/m}^3$
- Contrainte limite conventionnelle d'élasticité :

L'ossature métallique S275 :

$$f_y = 275 \text{ N/mm}^2$$

- **Boulons ordinaires**

- Boulons de charpente (4.6)  $f_{ub} = 400 \text{ N/mm}^2$  ;  $f_{yB} = 240 \text{ N/mm}^2$
- Boulons de charpente (5.6)  $f_{ub} = 500 \text{ N/mm}^2$ ;  $f_{yB} = 300 \text{ N/mm}^2$

- **Boulons à haute résistance**

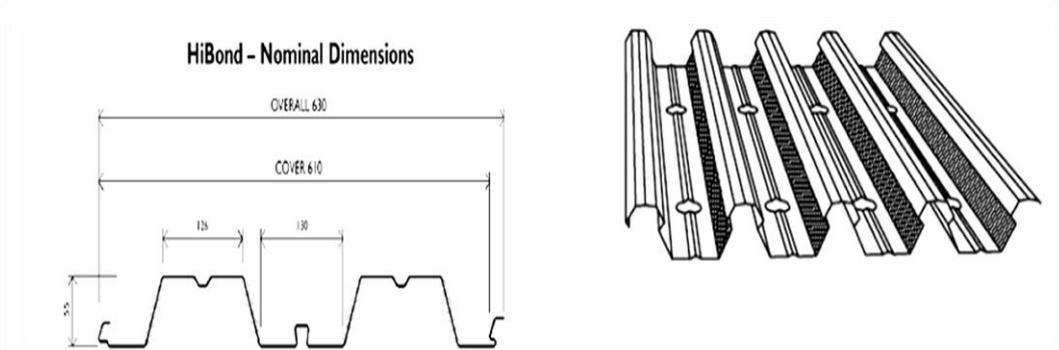
- H.R (8.8)  $f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$ ;  $f_{yB} = 640 \text{ N/mm}^2$
- H.R (10.9)  $f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$ ;  $f_{yB} = 900 \text{ N/mm}^2$

- ❖ **Bac d'acier**

Le bac d'acier utilisé c'est le **Hi Bond 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 plateforme de travail avant la mise en œuvre du béton.
- D'éviter souvent la mise en place des étais et gagner du temps.

Le **Hi-Bond** utilisé dans notre calcul a les caractéristiques géométriques montrées dans la figure ci-dessous :



**Figure II-6** Bac d'acier type Hi Bond 55

- ❖ **Les connecteurs**

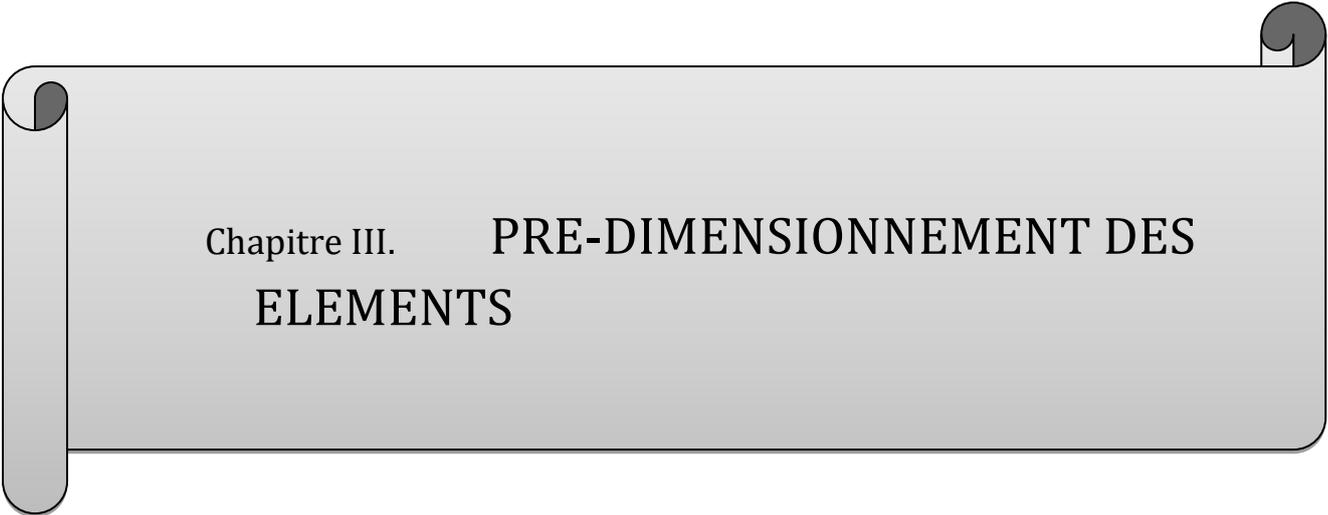
La liaison acier - béton est réalisée par des connecteurs, ils permettent de développer le comportement mixte entre la poutre en acier et le béton. La connexion est essentiellement prévue pour résister au cisaillement horizontal.

Deux types de connecteurs principaux sont disponibles, les goujons soudés et les connecteurs cloués.

Dans notre cas, on utilise des goujons de hauteur **h=95mm** et de diamètre **d=19mm**, qui sont assemblés par soudage (voir figure ci-dessous) :



**Figure II-7** *Les caractéristiques des connecteurs*



Chapitre III.      **PRE-DIMENSIONNEMENT DES  
ELEMENTS**

### III.1 Introduction

Le pré-dimensionnement a pour but de déterminer les dimensions des éléments résistants de notre structure, qui sont : Les solives et les éléments porteurs sont les poutres et les poteaux. Cela se fait à l'état limite ultime par le critère de la résistance et de la flèche.

### III.2 Étude du plancher collaborant [7]

On fait le calcul du plancher collaborant pour deux types différents :

1<sup>ère</sup> manière : plancher en charpente sans interaction du béton, l'acier travaille seul.

2<sup>ème</sup> manière : calcul du plancher en section mixte, c'est à dire avec interaction du béton.

➤ **Plancher collaborant (plancher mixte)**

Le calcul de plancher collaborant se fait en deux phases

➤ **Phase de construction**

Le profilé d'acier travaille seul. Les charges de la phase de construction :

- Poids propre du profilé
- Poids propre du béton frais
- Surcharge de construction (ouvrier)

➤ **Phase finale**

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble. Les charges de la phase finale

- Poids propre du profilé
- Poids propre du béton (sec)
- Surcharge d'exploitation
- Finition

➤ **Largeur de la dalle collaborant**

Dans les calculs des poutres mixtes, on prendra en compte de chaque coté de l'axe de la Poutre, une largeur de la dalle égale à la plus faible des valeurs suivantes :

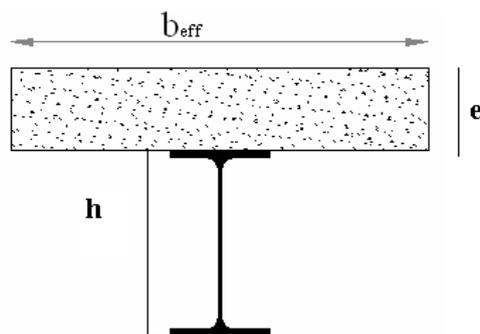


Figure III-1 Dalle collaborant

III.3 Evaluation des charges et surcharges [3]

➤ Charges permanentes

- Plancher terrasse inaccessible

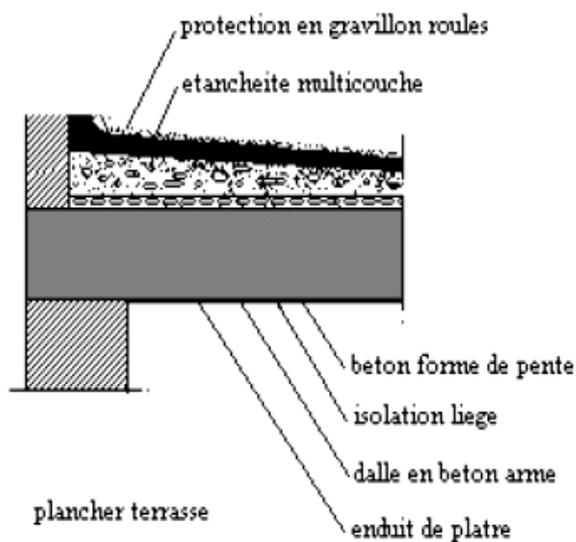


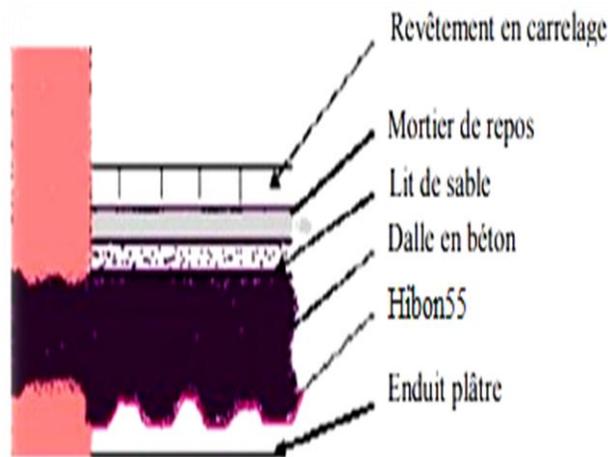
Figure III-2 Plancher terrasse accessible

Matière	Épaisseur (cm)	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/m <sup>2</sup> )
1- Protection de gravillon	2	-	0,20
2-Étanchéité multicouche	2	-	0,12
3- Forme de pente	5	22	1,11
4- Isolation thermique	4	4	0,16
5- Dalle en béton armé	15	25	3,75
6-Bac d'acier (Hi-Bond55)	-	-	0,15
7-Climatisation	-	-	0,40
8-Faux plafond	-	-	0,30
Total			<b>6.20</b>

Tableau III.1 Charge permanente pour terrasse accessible

**G =6.20 (KN/m<sup>2</sup>)**

- **Plancher étage courant**



**Figure III-3** *Plancher étage courant*

Matière	Épaisseur (cm)	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/m <sup>2</sup> )
1- Marbre	1.5	27.00	0.405
2 –Climatisation	-	-	0.40
3- Mortier de pose	1.50	18.00	0.27
4- Dalle en béton Armé	15.00	25.00	3.75
5- Bac d’acier (Hi-Bond55)	-	-	0.15
6-Faux plafond	-	-	0.30
7-Cloisonnement	-	-	0.40
<b>Total</b>			<b>5.70</b>

**Tableau III.2** *Charge permanente pour étage courant*

**G =5.70 (KN/m<sup>2</sup>)**

➤ **Charges d’exploitation**

Elles Correspondent aux mobiliers et aux personnes qui habitent ou fréquentent l’immeuble, les surcharges d’exploitation sont fixées par le règlement technique DTRC2.2.

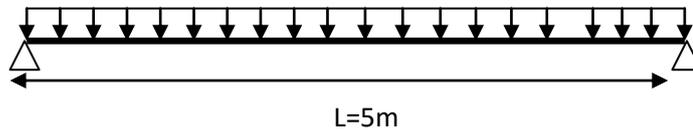
- Terrasse accessible..... 1.5KN/m<sup>2</sup>
- Plancher courant (bureaux) .....2.5KN/m<sup>2</sup>

**III.4 Pré dimensionnement des éléments principaux**

**III.4.1 Solives du plancher terrasse accessible :**

Les solives sont généralement des profilés en IPE ou IPN dont leur espacement est compris entre 1,5m et 4m selon le type du bac d’acier utilisé. On pré-dimensionnera la solive la plus sollicitée pour chaque plancher, tel que la solive la plus sollicitée a une portée de **5m** et un espacement de **1,50m**.

- **Schéma statique de la solive**



$$\frac{L/2}{25} \leq h \leq \frac{L/2}{15} \rightarrow \frac{2500}{25} < h < \frac{2500}{15}$$

$$100mm < h < 166.667mm$$

On choisit un **IPE120** qui a les caractéristiques suivantes :

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>
Kg/m	cm <sup>2</sup>	mm	mm	mm	mm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm
15.8	20.1	160	82	7.4	5	869.3	68.31	123.9	26.40	6.58	1.84

**Tableau III.3** Caractéristiques du profilé IPE120

➤ Phase de construction [7]

Le profilé d'acier travail seul, donc les charges de la phase de construction sont:

Poids propre du profilé IPE 200.....  $g = 0.158 \text{ KN/m}$

Poids propre du béton frais .....  $G_b = 3.75 \text{ KN/m}^2$

Poids du bac d'acier.....  $g = 0.15 \text{ KN/m}^2$

Charge de construction (ouvrier).....  $Q = 0.75 \text{ KN/m}^2$

**Combinaison de charge** (entre-axe des solives est de 1.5 m).

**ELU**

$$q_u = 1,35[g_p + (G_b + g) \times 1,5] + Q \times 1,5$$

$$q_u = 1,35 \times [0,158 + (3,75 + 0,15) \times 1,5] + 0,75 \times 1,5 \times 1,5$$

$$q_u = 9.72 \text{ KN/ml.}$$

**ELS**

$$q_{ser} = g_p + (G_b + g + Q) \times 1,5$$

$$q_{ser} = 0,158 + (3,75 + 0,15 + 0,75) \times 1,5$$

$$q_{ser} = 7.07 \text{ KN/ml.}$$

### III.4.1.1 Les vérifications

#### III.4.1.1.1 Vérification de la flexion

$$M_{sd} \leq M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

Le moment appliqué :

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{9.72 \times 5^2}{8} = 30.37 \text{ KN.m}$$

Le moment résistant développé par la section :

$$M_{plrd} = \frac{(W_{ply} \times f_y)}{\gamma_{m0}} = \frac{123.9 \times 10^3 \times 275}{1} = 34.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 30.37 \text{ KN.m} \leq M_{plrd} = 34.07 \text{ KN.m} \text{ Condition vérifiée}$$

$$r = \frac{M_{sd}}{M_{plrd}} = \frac{30.37}{34.07} = 0.89$$

#### III.4.1.1.2 Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que :  $V_{sd} \leq V_{plrd}$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{9.72 \times 5}{2} = 24.3 \text{ KN}$$

$A_v$  : aire de cisaillement.

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

$$A_v = 937 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{275 \times 937}{\sqrt{3} \times 1} = 148.641 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 24.3 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 142.641 \text{ KN} \text{ Condition vérifiée}$$

$$r = \frac{V_{sd}}{V_{plrd}} = \frac{24.3}{148.641} = 0.17$$

$$V_{sd} \leq 0.5 \times V_{plrd} = 74.32 \text{ KN} \text{ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.}$$

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

### III.4.1.1.3 Vérification de la rigidité

$$f^{\max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 7.07 \times 5000^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 863.3 \times 10^4}$$

$$f^{\max} = 18.34 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{5000}{250} = 20 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = 18.34 \text{ mm} \leq f_{adm} = 20 \text{ mm} \text{ Condition vérifiée}$$

$$r = 0.717$$

### III.4.1.1.4 Vérification du déversement

On doit vérifier que :

$$M_{sd} \leq M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} \times \beta_w$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{(\phi_{LT})^2 - (\lambda_{LT})^2}}$$

Avec :

$M_{sd}$  : Est le moment appliqué  $\Rightarrow M_{sd} = 30.37 \text{ KN.m}$

$M_{b,Rd}$  : la résistance de calcul d'un élément non maintenu latéralement au déversement

$$\lambda_{LT} = \frac{L_{/izz}}{\left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{L_{/izz}}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} \times \sqrt{c_1} \text{ Avec : } C_1 = 1,132$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{5000}{18.4}}{\left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{5000/18.4}{160/7.4} \right)^2 \right]^{0.25}} \times \sqrt{1.132}$$

$$\lambda_{LT} = 147.78$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93,9\varepsilon} \quad \text{Avec : } \varepsilon = 0.92 \Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 1.44 > 0,4 \Rightarrow \text{il y a un risque de déversement}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{160}{82} = 1.95 \leq 2 \rightarrow \text{courbe "a"} \rightarrow \alpha_{LT} = 0.21$$

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT-0,2}) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + 0.21(1.44 - 0.2) + 1.44^2] = 1.35$$

$$\chi_{LT} = \left( \frac{1}{1.44 + \sqrt{(1.44)^2 - (1.35)^2}} \right) = 0.51$$

$$M_{b.Rd} = \frac{0,51(1).123.9 * 10^3 .275}{1,1} = 15.79 \text{ KN.m}$$

**Remarque**

Condition non vérifiée alors on ajoute appui intermédiaire

➤ **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 ..... $g_p = 0,158 \text{ KN/m}$ .
- . Charge permanente ..... $G_{terr} = 6.2 \text{ KN/m}^2$
- . Charge d'exploitation ..... $Q = 1,0 \text{ KN/m}^2$ .

**Combinaison des charges**

**ELU**

$$q_u = 1,35[(G_{terr} \times 1.5) + g_p] + 1,5 \times Q \times 1.5$$

$$q_u = 1,35[(6,2 \times 1.5) + 0,158] + 1,5 \times 1.5 \times 1.5$$

$$q_u = 16.14 \text{ KN/ml.}$$

**ELS**

$$q_{ser} = g_p + (G_{terr} + Q) \times 1.5$$

$$q_{ser} = 0,158 + (6.2 + 1.5) \times 1.5$$

$$q_{ser} = 11.70 \text{ KN/ml.}$$

**Position de l'axe neutre plastique**

$$R_{\text{Béton}} = (0,57/1.5) \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c \quad \text{avec } f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 * l_0}{8} = \frac{2 * 5}{8} = 1.25m \\ b_0 = 1.5 m \end{array} \right.$$

$$b_{eff} = 1.25m$$

$$R_{b\acute{e}ton} = 0.57 \times 25 \times 1250 \times 95 \times 10^{-3}$$

$$R_{B\acute{e}ton} = 1692.18KN.$$

$$R_{Acier} = 0.95 f_y \cdot A_a$$

$$R_{Acier} = 0.95 \times 275 \times 2010 \times 10^{-3}$$

$$R_{Acier} = 525.11 KN.$$

$$R_{B\acute{e}ton} > R_{Acier}$$

L'axe neutre se trouve dans la dalle de b\eton, donc le moment r\esistant plastique d\evvelopp\e par la section mixte est :

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

**III.4.1.2 Les v\erifications**

**III.4.1.2.1 V\erification de la flexion**

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

Le moment appliqu\e :

$$M^{max} = M_{sd} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{16.14 \times 5^2}{8} = 50.68 KN.m$$

Moment r\esistant plastique d\evvelopp\e par la section mixte :

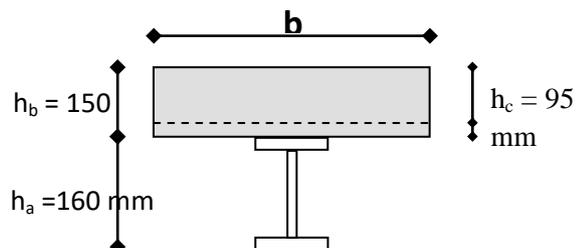
$$M_{plrd} = R_{acier} \times \left[ \frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left( \frac{R_{acier}}{R_{b\acute{e}ton}} \times \frac{h_c}{2} \right) \right]$$

Avec :

$$h_a = 160 \text{ mm}$$

$$h_c = 95 \text{ mm}$$

$$h_p = 55 \text{ mm}$$



**Figure III-4** Position de l'axe neutre plastique

$$M_{plrd} = 113.03 \text{ KN.m}$$

$$r = \frac{50.68}{113.03} = 0.45$$

**III.4.1.2.2 Vérification de l'effort tranchant**

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

Où :  $V_{pl-Rd}$  est l'effort tranchant de plastification de la section.

$A_v$  est l'aire de cisaillement.

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

$$A_v = 898.4 \text{ mm}^2.$$

$$V_{plRd} = \frac{275 \times 898.4}{\sqrt{3} \times 1} \Rightarrow V_{plRd} = 142.64 \text{ KN}$$

$$V_{sd}^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{16.22 \times 5}{2} = 40.55 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 40.55 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 142.64 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$r = \frac{V_{sd}}{V_{plrd}} = \frac{40.55}{142.64} = 0.28$$

$V_{sd} \leq 0.5 \times V_{plrd} = 71.32 \text{ KN}$       **Pas d'interaction** entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

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

**III.4.1.2.3 Vérification de la rigidité**

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

Avec :

$$q_{ser} = 11.70 \text{ KN/ml.}$$

$$L = 5 \text{ m.}$$

$$E = 2,1.10^5 \text{ N/mm}^2.$$

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

$$I_c = \frac{2010 \times (95 + 2 \times 55 + 160)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0.03)} + \frac{1250 \times 95^3}{12 \times 15} + 863 \times 10^4 = 95.17 \times 10^6 \text{ mm}^4$$



$$\alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{h}{d} + 1\right) \text{ si } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \quad \alpha = 1 \text{ si } \left(\frac{h}{d}\right) \phi 4 \quad \text{Nous avons}$$

$$\alpha = 1 \text{ car } \left(\frac{95}{19}\right) = 5 \phi 4$$

$$P_{rd} = k_t \cdot \text{Inf} \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \cdot 1 \cdot 19^2 \cdot \frac{\sqrt{25 \cdot 30,5 \cdot 10^3}}{1,25} = 73,13 \text{ KN} \\ 0,8 \cdot 450 \cdot \frac{\pi \cdot 19^2}{4 \cdot 1,25} = 81,65 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$P_{rd} = \text{inf}(73,13; 81,65) = 73,13 \text{ KN}$$

➤ **Influence de la forme de bac d'acier**

La résistance ultime pour les goujons à tête (**P<sub>rd</sub>**) donnée par les formules précédentes sont valables dans le cas d'une dalle pleine.

Dans le cas d'une dalle en présence d'un bac d'acier la résistance ultime (**P<sub>rd</sub>**) doit être réduite en raison de la forme du bac d'acier.

Le coefficient de réduction (**K<sub>t</sub>**) dépend du sens du bac d'acier par rapport à la poutre principale .

Dans notre cas , on a le Bac d'acier perpendiculaire à la poutre principale

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{N_r}} \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot \left[ \frac{h}{h_p} - 1 \right] \begin{cases} \leq 1,0 \rightarrow N_r = 1 \\ \leq 0,8 \rightarrow N_r = 2 \end{cases}$$

Les connecteurs seront soudés à travers le bac d'acier d'après les EC4 k<sub>t</sub> doit être inférieur à 1 donc :

- b<sub>0</sub> : largeur moyenne de la nervure du bac d'acier . b<sub>0</sub> = 88,5mm
- h<sub>p</sub> : hauteur de la nervure du bac d'acier . h<sub>p</sub> = 55 mm
- h : hauteur du goujon h = 95mm
- N<sub>r</sub> : nombre de goujon par ligne N<sub>r</sub> = 1

$$\rightarrow k_t = \frac{0,7}{\sqrt{1}} \cdot \frac{88,5}{55} \cdot \left[ \frac{95}{55} - 1 \right] = 0,82 \rightarrow K_t = 0,82$$

Donc **P<sub>rd</sub> = 59,97KN**

➤ **Effort tranchant repris par les goujons Détermination de  $R_L$**

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 :

$$R_L = \text{Inf} (R_{\text{Béton}} ; R_{\text{Acier}}) = R_L = 744.56 \text{ KN}$$

➤ **Espacement des connecteurs**

- L'espacement minimal des connecteurs est  $\begin{cases} 5d \text{ dans le sens longitudinal} \\ 4d \text{ dans le sens transversal} \end{cases}$
- L'espacement maximal des connecteurs est égale  $\text{Inf} \begin{cases} 6 \times \text{la hauteur de la dalle} \\ \text{ou } 800 \text{ mm} \end{cases}$

➤ **Nombre des connecteurs**

$$N_{bre} = \frac{2R_L}{P_{rd}} = \frac{2 * 744.56}{59.97} = 24.83$$

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 :

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

$$esp = \frac{L}{N_{bre} - 1} = \frac{5000}{24 - 1} = 217.39 \text{ mm}$$

$$esp = 217.39 \text{ mm} > 95 \text{ mm} \Rightarrow C' \text{ est vérifiée}$$

Donc on prend 16 connecteurs pour toute la portée de la solive avec un espacement de 290mm

**III.4.2 Poutre principale du plancher terrasse accessible**

Les poutres principales sont des éléments structuraux, qui permettent de supporter les charges des planchers et les transmettent aux poteaux. Elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion, La poutre la plus sollicitée, que ce soit pour le plancher terrasse ou le plancher courant à une portée de 6m et un espacement de 1.5m.

Elle reprend 3 charges concentrées (R) qui représentent les réactions des solives, et une charge uniformément répartie due à son poids propre et le poids du béton frais sur la largeur de la semelle.

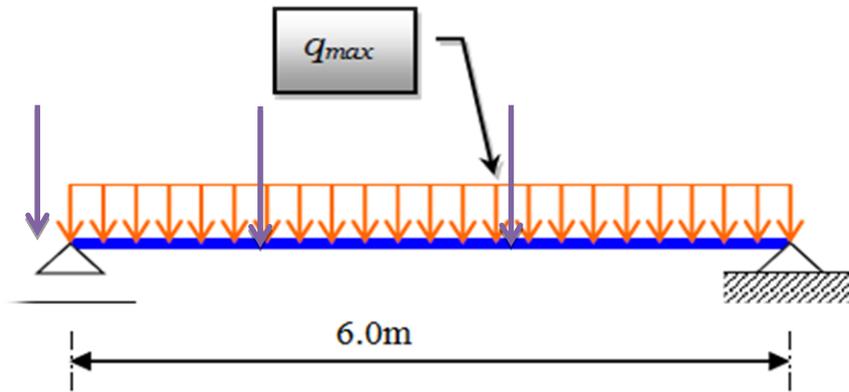


Figure III-5 Poutre principale de la terrasse.

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15} \rightarrow \frac{6000}{25} \leq h \leq \frac{6000}{15} \rightarrow 240 \leq h \leq 400$$

On choisit un IPE360 qui a les caractéristiques suivantes :

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>
Kg/m	cm <sup>2</sup>	mm	mm	mm	mm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm
6.20	72.7	360	170	12.7	8	16270	1043	1019	191.1	14.95	3.79

Tableau III.4 Caractéristiques du profilé IPE360

➤ Les réactions des solives

$$R_{solive} = \frac{q_{solive} \times L_{solive}}{2}$$

• 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<sub>p</sub> = 0.571KN/ml.
- Poids propre du béton frais.....G<sub>b</sub> =3.75 KN/m<sup>2</sup>
- Poids du bac d'acier.....g =0,15 KN/m<sup>2</sup>

- Surcharge de construction (ouvrier)..... $Q_c = 0,75 \text{ KN/m}^2$

➤ **Calcul des réactions des solives**

**Combinaison des charges (Résultat de la solive précédente )**

**ELU**

$$q_u = 9.88 \text{ KN/ml.}$$

**ELS**

$$q_{ser} = 7.19 \text{ KN/ml.}$$

$$R_u = \frac{q_u \times L_{solive}}{2} = \frac{9.88 \times 5}{2} = 24.7 \text{ KN}$$

$$R_s = \frac{q_s \times L_{solive}}{2} = \frac{7.19 \times 5}{2} = 17.97 \text{ KN}$$

$$R_u = R_1 + R_2 = 49.4 \text{ KN} \quad ; R_s = R_1 + R_2 = 35.95 \text{ KN}$$

$$R_u = R_3 + R_4 = 49.4 \text{ KN} \quad ; R_s = R_3 + R_4 = 35.95 \text{ KN}$$

$$R_u = R_5 + R_6 = 49.4 \text{ KN} \quad ; R_s = R_5 + R_6 = 35.95 \text{ KN}$$

$$q_u = 1,35[g_p + (G_b + g) \times b] + 1.5 \times Q \times 0.28$$

$$q_u = 1,35 \times [0.571 + (3.75 + 0.15) \times 0.17] + 0,75 \times 0.17 \times 1,5$$

$$q_u = 1.85 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{ser} = g_p + (G_b + g + Q) \times b$$

$$q_{ser} = 0.571 + (3.75 + 0.15 + 0.75) \times 0.17$$

$$q_{ser} = 1.36 \text{ KN/ml.}$$

### III.4.2.1 Les vérifications

#### III.4.2.1.1 Vérification de la flexion

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

Le moment appliqué :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} + \frac{R_u \times l}{2}$$

$$M_{sd} = \frac{1.85 \times 6^2}{8} + \frac{49.4 \times 6}{2}$$

$$M_{sd} = 156.52 \text{ KN.m}$$

Le moment résistant développé par la section

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1019 \times 10^3 \times 275}{1.1} = 254.75 \text{KN.m}$$

$$M_{sd} = 156.52 \text{KN.m} \leq M_{plrd} = 254.75 \text{KN.m} \text{ Condition vérifiée}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} + \frac{3 \times R_u}{2} = \frac{1.85 \times 6}{2} + \frac{3 \times 49.4}{2} = 79.65 \text{KN}$$

$A_v$  : aire de cisaillement.

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

$$A_v = 7270 - 2 \times 170 \times 12.7 + (8 + 2 \times 18) \times 12.7$$

$$A_v = 2393.2 \text{ mm}^2.$$

$$V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{275 \times 2393.2}{\sqrt{3} \times 1} = 379.97 \text{KN}$$

$$V_{sd} = 79.65 \text{KN} \leq V_{plrd} = 379.97 \text{KN} \text{ Condition vérifiée}$$

$$r = \frac{V_{sd}}{V_{plrd}} = \frac{79.65}{379.97} = 0.20$$

$$V_{sd} \leq 0.5 \times V_{plrd} = 189.98 \text{KN}$$

**Pas d'interaction** entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

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

### III.4.2.1.2 Vérification de la rigidité

$$f^{\max 1} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1.36 \times 6000^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 16270 \times 10^4}$$

$$f^{\max 1} = 0.041 \text{mm}$$

$$f^{\max 2} = \frac{19 \times R_s \times l^3}{384 \times E \times I_y} = \frac{19 \times 35.95 \times 10^3 \times 6000^3}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 16270 \times 10^4}$$

$$f^{\max 2} = 11.24 \text{mm}$$

$$f^{\max} = f^{\max 1} + f^{\max 2} = 0.041 + 11.24 = 11.28 \text{mm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{6000}{250} = 24 \text{ mm}$$

$$f^{max} = 11.28\text{mm} \leq f_{adm} = 24 \text{ mm} \text{Condition vérifiée}$$

• **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 ..... $g_p = 0.571\text{KN/m}$ .
- Charge permanente ..... $G_{terr} = 6.20 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation ..... $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$ .

• **Calcul des réactions des solives**

**Combinaison des charges**

**ELU**

$$q_u = 16.22\text{KN/ml.}$$

**ELS**

$$q_{ser} = 11.02\text{KN/ml.}$$

$$R_u = \frac{q_u \times L_{solive}}{2} = \frac{16.22 \times 5}{2} = 40.55 \text{ KN}$$

$$R_s = \frac{q_s \times L_{solive}}{2} = \frac{11.02 \times 5}{2} = 27.55 \text{ KN}$$

$$R_u = R_1 + R_2 = 81.1 \text{ KN} \quad R_s = R_1 + R_2 = 55.1 \text{ KN}$$

$$R_u = R_3 + R_4 = 81.1 \text{ KN} \quad R_s = R_3 + R_4 = 55.1 \text{ KN}$$

$$R_u = R_5 + R_6 = 81.1 \text{ KN} \quad R_s = R_5 + R_6 = 55.1 \text{ KN}$$

$$q_u = 1,35[(G_{terr} \times b) + g_p] + 1,5 \times Q \times b$$

$$q_u = 1,35[(6,2 \times 0.17) + 0.571] + 1,5 \times 1.5 \times 0.17$$

$$q_u = 2.57 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{ser} = g_p + (G_{terr} + Q) \times b$$

$$q_{ser} = 1.88 \text{ KN/ml.}$$

**Position de l'axe neutre plastique**

$$R_{Béton} = (0,85/1.5) \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c \quad \text{avec} \quad f_{ck} = 25\text{MPa}$$

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \times l_0}{8} = \frac{2 \times 6}{8} = 1.5 \text{ m} \\ b_0 = 5 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$b_{eff} = 1.5 \text{ m}$$

$$R_b = 0.57 \times 25 \times 1500 \times 95 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow R_{\text{Béton}} = 2030.62 \text{ KN}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0.95 f_y \cdot A_a$$

$$R_{\text{Acier}} = 0.95 \times 275 \times 7270 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow R_{\text{Acier}} = 1899.22 \text{ KN.}$$

$$R_{\text{acier}} < R_{\text{béton}}$$

L'axe neutre se trouve dans le béton

$$M_{brd} = \left( \frac{360}{2} + \left( 150 \cdot \frac{1899.22 \times 95}{2030.62} \right) \right) \times 10^{-3} = 542.36 \text{ KN}$$

### III.4.2.2 Les vérifications

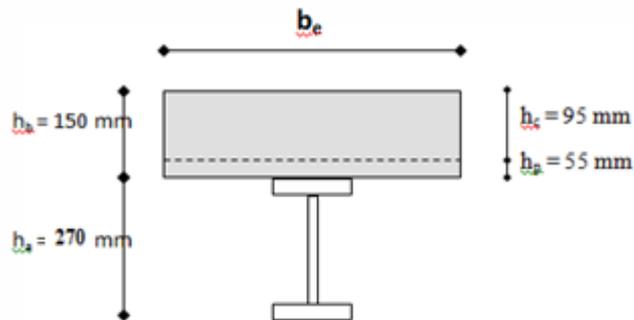
#### III.4.2.2.1 Vérification de la flexion

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

Le moment appliqué :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} + \frac{R_u \times l}{2}$$

$$M_{sd} = \frac{2.75 \times 6^2}{8} + \frac{81.1 \times 6}{2} = 254.68 \text{ KNm}$$



**Figure III-6** Position de l'axe neutre plastique

Avec :

**Condition vérifiée**

$$r = \frac{254.68}{542.36} = 0.46$$

**III.4.2.2.2 Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que :  $V_{sd} \leq V_{plrd} \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$

Où :  $V_{pl-Rd}$  est l'effort tranchant de plastification de la section.

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} + \frac{3 \times R_u}{2} = \frac{2.57 \times 6}{2} + \frac{3 \times 81.1}{2} = 129.36 \text{KN}$$

$A_v$  : aire de cisaillement.

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

$$V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = 281.05 \text{KN}$$

$V_{sd} = 129.36 \text{KN} \leq V_{plrd} = 281.05 \text{KN}$  **Condition vérifiée**

$$r = \frac{V_{sd}}{V_{plrd}} = \frac{129.36}{281.05} = 0.46$$

$V_{sd} \leq 0.5 * V_{plrd} = 140.52 \text{KN}$  **Pas d'interaction** entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

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

**III.4.2.2.3 Vérification de la rigidité**

$$f^1 = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c}$$

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

Avec :  $v = \frac{A_a}{A_b} = \frac{7270}{1500 \times 95} = 0.051$  ,  $m = \frac{E_a}{E_b} = 15$

$$I_c = \frac{7270(95 + 2 \times 55 \times 360)^2}{4(1 + 15 \times 0.051)} + \frac{1500 \times 95^2}{12 \times 15} + 16270 \times 10^4$$

$$I_c = 498.45 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$f^1 = \frac{5 \times 1.88 \times 6000^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 498.45 \times 10^6} = 0.303$$

$$f^2 = \frac{19 \times R_s \times l^3}{384 \times E \times I_y} = \frac{19 \times 51.1 \times 10^3 \times 6000^3}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 498.45 \times 10^6}$$

$$f^2 = 5.62 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = 11.28 + 5.62 + 0.303 = 17.203 \text{ mm}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{l}{250} = \frac{6000}{250} = 24 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = 12.84 \text{ mm} \leq f_{\text{adm}} = 24 \text{ mm} \text{ Condition vérifiée .}$$

### III.4.3 Solives et poutre du plancher étage courant

On résume les résultats dans ce tableau car on n'a la même portée pour la solive et la poutre dans l'étage courant et la terrasse , il existe déjà un exemple .

	Les profilé
Solive	IPE160
poutre	IPE 360

**Tableau III.5** Listes des profilés

### III.5 Pré-dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux qui doivent reprendre des efforts de compression, de flexion due au vent et résister au flambement. Leur section doit 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.

#### III.5.1 Poteau central

La surface qui revient au poteau central (le plus sollicité)

$$S = \left(\frac{6 + 6}{2}\right) \times \left(\frac{4.8 + 5}{2}\right)$$

$S = 29.4m^2$

• Loi de dégression

Comme il est rare que toutes les charges d’exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 5% jusqu’à 0,5Q.

Q : Charge d’exploitation.

Q <sub>0</sub>	(0)	Q <sub>0</sub>
Q <sub>1</sub>	(1)	Q <sub>0</sub> + Q <sub>1</sub>
Q <sub>2</sub>	(2)	Q <sub>0</sub> + 0,95 (Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> )
Q <sub>3</sub>	(3)	Q <sub>0</sub> + 0,90 (Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> + Q <sub>3</sub> )
Q <sub>4</sub>	(4)	Q <sub>0</sub> + 0,85 (Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> + Q <sub>3</sub> + Q <sub>4</sub> )
Q <sub>5</sub>	(5)	Q <sub>0</sub> + 0,80 (Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> + Q <sub>3</sub> + Q <sub>4</sub> + Q <sub>5</sub> )
Q <sub>6</sub>	(6)	.....
Q <sub>7</sub>	(7)	étage n : $Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right) (Q_1 + Q_2 \dots Q_n)$
Q <sub>8</sub>	(8)	
Q <sub>9</sub>	(9)	
Q <sub>10</sub>		

**TABLEAU DE DÉGRESSION  
DES SURCHARGES**

Figure III-7 Dégression des surcharges

**III.5.1.1 La descente des charges**  
Charge permanente

Niveaux	G (KN/m <sup>2</sup> )	ΣG (KN / m <sup>2</sup> )	G(KN)
9 <sup>eme</sup> étage	6.2	6.2	182.28
8 <sup>eme</sup> étage	5.7	11.9	349.86
7 <sup>eme</sup> étage	5.7	17.6	517.44
6 <sup>eme</sup> étage	5.7	23.3	685.02
5 <sup>eme</sup> étage	5.7	29	852.2
4 <sup>eme</sup> étage	5.7	34.7	1020.18
3 <sup>eme</sup> étage	5.7	40.4	1187.76
2 <sup>eme</sup> étage	5.7	46.1	1355.34
1 <sup>eme</sup> étage	5.7	51.8	1522.92
RDC	5.7	57.5	1690.5

Tableau III.6 La charge permanente (Poteau central)

✓ **Charge d'exploitation**

Niveaux	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ΣQ (KN / m <sup>2</sup> )	Q(KN)
9 <sup>eme</sup> étage	1.5	1.5	44.1
8 <sup>eme</sup> étage	2.5	4	117.6
7 <sup>eme</sup> étage	2.5	6.25	183.75
6 <sup>eme</sup> étage	2.5	8.25	242.55
5 <sup>eme</sup> étage	2.5	10	294
4 <sup>eme</sup> étage	2.5	11.5	338.1
3 <sup>eme</sup> étage	2.5	12.75	374.85
2 <sup>eme</sup> étage	2.5	13.75	404.25
1 <sup>eme</sup> étage	2.5	14.5	426.3
RDC	2.5	15	441

**Tableau III.7** La charge d'exploitation (Poteau central)

❖ **Niveau 9**

- Surcharge d'exploitation : .....Q=44.1KN

{ poids propre du plancher terrasse ..... G = 6.2 × 29.4 = 182.28 KN  
 { poids propre de la poutre porteuse ..... G = 0.571 × 6 = 3.426KN  
 { poids propre de la poutre non porteuse ..... G = 0.22 × 5 = 1.1 KN  
 { poids propre de la solive ..... G = 0.22 × 5 × 3 = 3.3 KN

$$G_{total} = 182.25 + 3.426 + 1.1 + 3.3 = 190.106 \text{ KN}$$

• **Combinaison de charge**

$$N_{sd} = 1.35 \times G_T + 1.5 \times Q = 1.35 \times 190.106 + 1.5 \times 44.1 = 322.79 \text{ KN}$$

**III.5.1.2 Pré dimensionnement du Poteau**

Les poteaux sont des éléments sollicités en compression axiale, la valeur de calcul Nsd de l'effort de compression dans chaque section transversale doit satisfaire à la condition suivante :

$$N_{sd} \leq N_{crd} = \frac{A_{nec} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A_{nec} \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$A_{nec} \geq \frac{322.79 \times 10^3 \times 1.1}{275} = 1291.16 \text{ mm}^2 = 12.91 \text{ cm}^2$$

On adopte un **HEA 100** → A = 21.2 cm<sup>2</sup>

- **Vérification de flambement**

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

Avec :

$$i_y = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{349.2 \times 10^4}{2120}} = 40.58 \text{ mm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{3740 \times 1}{40.58} = 92.16$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{133.8 \times 10^4}{2120}} = 25.12 \text{ mm}$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{3740 \times 1}{25.12} = 148.88$$

$$\lambda = \max \begin{cases} \lambda_y = 92.16 \\ \lambda_z = 148.88 \end{cases}$$

Donc l'axe de flambement est l'**axe z-z**

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1}$$

Avec :

$$\lambda_1 = 93.91 \varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

$$\lambda_1 = 93.91 \times 0.92 = 86.4$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{148.88}{86.4} = 1.72 > 0.2 \text{ donc il y'a un risque de flambement}$$

On doit vérifier que  $N \leq \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$

Avec :

$$\beta_A = 1 \text{ ( classe 1, 2 et 3)}$$

$$\gamma_{m1} = 1.1$$

$$\frac{h}{b} \leq \frac{96}{100} = 0.96 < 1.2, t_f = 8 \text{ mm} \leq 100 \text{ mm} \rightarrow \text{courbe « c »} \rightarrow \alpha = 0.49$$

$$\phi = 0.5 (1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2) = 0.5(1 + 0.49(1.72 - 0.2) + 1.72^2) = 2.34$$

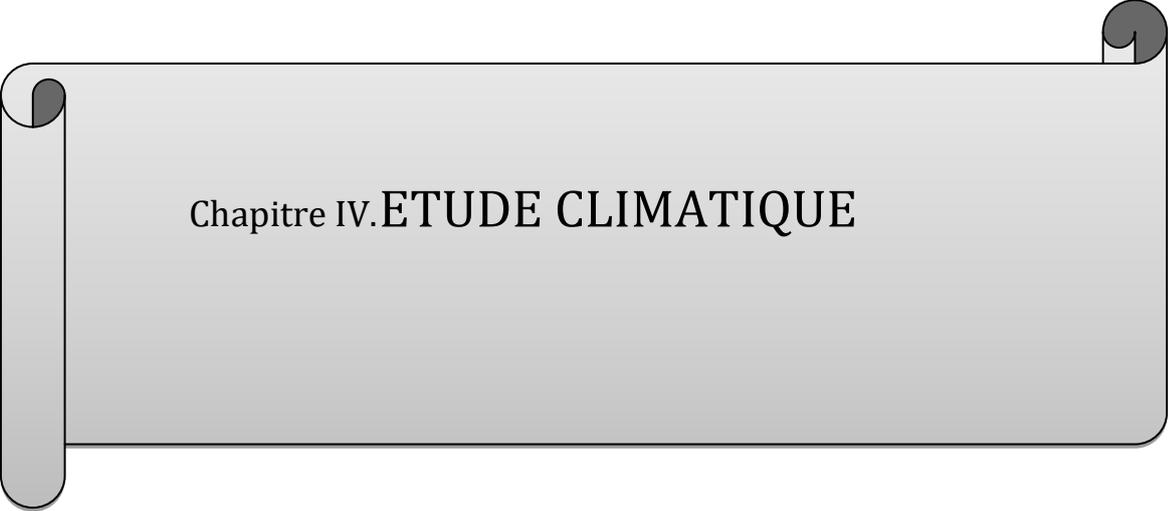
$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{2.34 + \sqrt{2.34^2 - 1.72^2}} = 0.25$$

$$N \leq 0.25 \times 1 \times 2120 \times \frac{275}{1.1} = 13250 \text{ KN}$$

322.79KN ≤ 132500 KN **Condition vérifiée**

Nombre d'étage	Hauteur (m)	Profilés
9	3.74	<b>HEA100</b>
8	3.74	<b>HEA140</b>
7	3.74	<b>HEA180</b>
6	3.74	<b>HEA200</b>
5	3.74	<b>HEA320</b>
4	3.74	<b>HEA320</b>
3	3.74	<b>HEA320</b>
2	3.74	<b>HEA320</b>
1	3.74	<b>HEA400</b>
RDC	3.74	<b>HEA450</b>

**Tableau III.8** Profilés des poteaux centraux



Chapitre IV. ETUDE CLIMATIQUE

**IV.1 Effet de la neige****IV.1.1 Introduction**

Objet de ce chapitre est définir les valeurs représentatives de la charge statique de neige sur toute surface au-dessus du sol et . Il est applicable à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure ou égale à 2000 m. Notre projet se située à une altitude de 256 m.

**IV.1.2 Calcul des charges de la neige**

La charge caractéristique de neige  $S$  par unité de surface en projection horizontale de toiture ou de toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige, s'obtient par la formule suivante :

- $S = \mu \times S_k$  [2] (§3.1.1)
- $S_k$ (en  $\text{KN/m}^2$ ) est la charge de neige sur le sol. [2] (§4)
- $\mu$  : est un coefficient d'ajustement de charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme. [2] (§6)

Le bâtiment se situe à la commune de 'Hydra' wilaya d'Alger, zone 'B' Groupe '3'.

La valeur  $S_k$  est déterminée par les lois de variation suivantes :

- $H$  (m) Altitude du site considérée par rapport au niveau de la mer  $H = 256$  m
- $S_k = \frac{0,04 \cdot H + 10}{100}$
- $S_k = 0.2 \text{ KN/m}^2$
- $\mu = 0,8$  (Toiture plates) :
- $S = 0,8 \times 0.2$
- $S = 0,161 \text{ KN/m}$ .

**IV.2 Etude de vent**

**IV.2.1 Introduction**

L'effet du vent sur une construction métallique

est assez prépondérant. 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 version 2013, Ce document technique réglementaire (DTR).

**IV.2.2 Procédure de calcul**

Paramètre	Référence
-Pression dynamique de référence $q_{réf}$	§ 2.3.1
-Hauteur de référence $Z_e$	§ 2.3.2
-Catégorie de terrain	§.2.4.3
-Intensité de turbulence $I_v(z)$	§ 2.4.6
-Coefficient de topographie $C_t(z)$	§2.4.5
-Coefficient de rugosité $C_r(z)$	§2.4.4
-Coefficient d'exposition $C_e(z)$	§2.4
-Pression dynamique de pointe $q_p$	§2.3
Pression exercée par le vent	
-Coefficient de pression extérieur $C_{pe}$	§5.1
- Coefficient de pression intérieur $C_{pi}$	§5.2
-Pression aérodynamique extérieur $W_e$	§2.6.2
- Pression aérodynamique intérieur $W_i$	§2.6.2
Force exercés par le vent	
- Coefficient dynamique $C_d$	§3
- Force exercée par le vent (à partir des coeff de force et des coeff de pression)	§2.6. (1.2)
$F_w$	

**Tableau IV.1** *Etapes de calcul des actions dues au vent*

**IV.2.3 Détermination des données relatives au site**

Notre projet se situe à Alger qui est classé en zone **I** selon le RNV2013 d'où :

**IV.2.3.1 La pression dynamique de référence  $q_{réf}$**

La pression dynamique de référence est donnée par le tableau §2.2 en fonction de la zone du vent :

Zone	$q_{réf}(N/m^2)$	$V_{réf} (m/s)$
I	375	25

**Tableau IV.2** Valeur de la vitesse de référence du vent

**IV.2.3.2 Coefficient de topographie  $C_t(z)$**

Le coefficient de topographie  $C_t(z)$  prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent celui-ci souffle sur des obstacles tels que les collines, les dénivellement isolées , etc . [2]

Le site de bâtiment est site plat d'après le **RNV2013**

$C_t(z) = 1$  pour  $\emptyset < 0.05$   $C_t(z) = 1$

**IV.2.3.3 d. Catégorie du terrain**

Les catégories de terrain sont donnés dans le tableau 2.4 (**RNV2013**) que les valeurs des paramètres suivantes : [2]

- $-K_T$  , facteur de terrain ;
- $-z_0$  (en m), paramètre de rugosité ;
- $-Z_{min}$  (en m), hauteur minimal ;
- $\varepsilon$  , coefficient utilisé pour le calcul du coefficient  $C_d$

Catégorie du terrain	$K_T$	$z_0 (m)$	$Z_{min}(m)$	$\varepsilon$
<b>III</b> Zone à couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'une plus 20 fois leur hauteur	0.215	0.3	5	0.61

**Tableau IV.3** Catégorie du terrain

IV.2.4 Détermination des coefficients due au vent

IV.2.4.1 La direction du vent perpendiculaire à la façade principale (Sens V1)

- Dimensionnement de l’ouvrage

Notre structure est composée de dimensions suivantes :

- Longueur : 58.5m
- Largeur : 23m
- Hauteur : 37.4m

- Hauteur de référence  $Z_e$

Pour les murs au vent des bâtiments à paroi verticales,  $Z_e$  est déterminé comme indiqué par la figure III.1 ; [2]

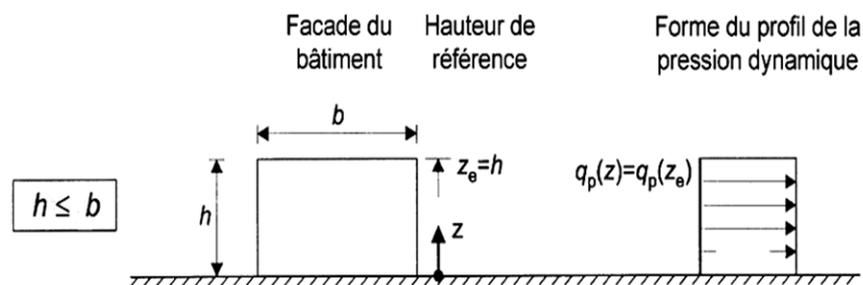


Figure IV-1 Hauteur de référence  $Z_e$  en fonction de la pression dynamique

Notre bâtiment a :  $\begin{cases} h = 37.4m \\ b = 58.5m \end{cases} \rightarrow h \leq b$

Donc, il y a lieu de considérer ce bâtiment comme étant constitué d’un seul élément de surface

- Coefficient de rugosité  $C_r(z)$

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 suivante : [2]

$$\begin{cases} C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \text{ pour } Z_{min} \leq z \leq 200m \\ C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{Z_{min}}{z_0}\right) \text{ pour } z \leq Z_{min} \end{cases}$$

Où :

- ✓  $-K_T$  , facteur de terrain ;
- ✓  $-z_0$  (en m), paramètre de rugosité ;
- ✓  $-Z_{min}$  (en m), hauteur minimal ;
- ✓  $Z$  (en m) est la hauteur considéré ;

On a  $Z_{min}= 5m \leq Z = 39.5 \leq 200 m$

-Pour les parois verticales

$$\rightarrow C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = \rightarrow C_r(z) = 0.215 \times \ln\left(\frac{37.4}{0.3}\right)$$

$$C_r(z) = 1.037$$

-Pour la toiture plate

$$\rightarrow C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = \rightarrow C_r(z) = 0.215 \times \ln\left(\frac{37.46}{0.3}\right)$$

$$C_r(z) = 1.038$$

- **Intensité de turbulence  $I_v(z)$**

L'intensité de la turbulence est défini comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent est donnée par l'équation suivante : [2]

$$I_v(z) = \begin{cases} \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} & \text{pour } Z > Z_{min} \\ \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{Z_{min}}{z_0}\right)} & \text{pour } Z \leq Z_{min} \end{cases} \quad Z > Z_{min}$$

$$I_v(z) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{37.4}{0.3}\right)} = 0.20 \text{ (paroi verticale)}$$

$$I_v(z) = 0.2$$

$$I_v(z) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{37.46}{0.3}\right)} = 0.189 \text{ (Toiture plate)}$$

$$I_v(z) = 0.189$$

- **Coefficient d'exposition  $C_e(z)$**

Le coefficient d'exposition au vent  $C_e(z)$  tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol [2]

L'équation est donnée par la formule suivante :

$$C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1 + 7 \times I_v(z)]$$

Où :

- $C_r$  : est le coefficient du rugosité
- $C_t$  : est le coefficient de topographie
- $I_v(z)$  : est l'intensité de la turbulence
- $Z$  (en m) est la hauteur considérée

$$C_e(z) = 1^2 \times 1.037^2 \times [1 + 7 \times (0.20)] = 2.58 \text{ (Paroi verticale)}$$

**$C_e(z)=2.58$**

$$C_e(z) = 1^2 \times 1.038^2 \times [1 + 7 \times (0.189)] = 2.59 \text{ (Toiture plate)}$$

- **Pression dynamique de la pointe  $q_p(z_e)$**

La pression dynamique de pointe  $q_p(z_e)$ , à la hauteur de référence ( $z_e$ ) est donnée par la formule suivante :

$$q_p(z_e) = q_{réf} \times C_e(z_e)$$

Avec  $q_{réf} = 375 \text{ (N/m}^2\text{)}$

Tableau récapitulatif

$Z_e(m)$	$C_r(z)$	$I_v(z)$	$C_e(z)$	$q_p(z_e)(N/m^2)$
<b>Paroi verticale <math>z_e = 37.4m</math></b>	1.037	0.20	2.58	967.5
<b>Toiture plate <math>z_e = 37.46m</math></b>	1.038	0.207	2.59	971.25

**Tableau IV.4** Résultat des différents coefficients en fonction de  $Z_e$  (m)

- Coefficient dynamique  $C_d$

Le coefficient dynamique  $C_d$  tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure [2].

Du fait qu'il s'agit d'un bâtiment à ossature comportant des murs, dont la hauteur est inférieure à 100m et à 4 fois la dimension la dimension du bâtiment mesuré dans la direction perpendiculaire à la direction du vent.

$$\text{On a } \begin{cases} h = 37.4m < 100m \\ h = 37.4m < 4b = 4 \times 58.5 = 292.5m \end{cases}$$

Donc la valeur simplifier et conservative  $C_d = 1$  peut être considérée.

#### IV.2.4.1.1 Coefficient de pression extérieure $C_{pe}$

Les coefficients de pression extérieure  $C_{pe}$  des constructions à base rectangulaire et de leurs éléments constitutifs individuels dépendent de la dimension de la surface chargée [2].

$C_{pe}$  s'obtient à partir des formules suivantes :

$$\begin{aligned} C_{pe} &= C_{pe,1} && \text{Si : } S \leq 1m^2 \\ C_{pe} &= C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) && \text{Si : } 1m^2 < S < 10m^2 \\ C_{pe} &= C_{pe,10} && \text{Si : } S \geq 10m^2 \end{aligned}$$

- Paroi verticale

Les zones de pressions et les valeurs respectives des coefficients correspondants à ces zones sont portés.

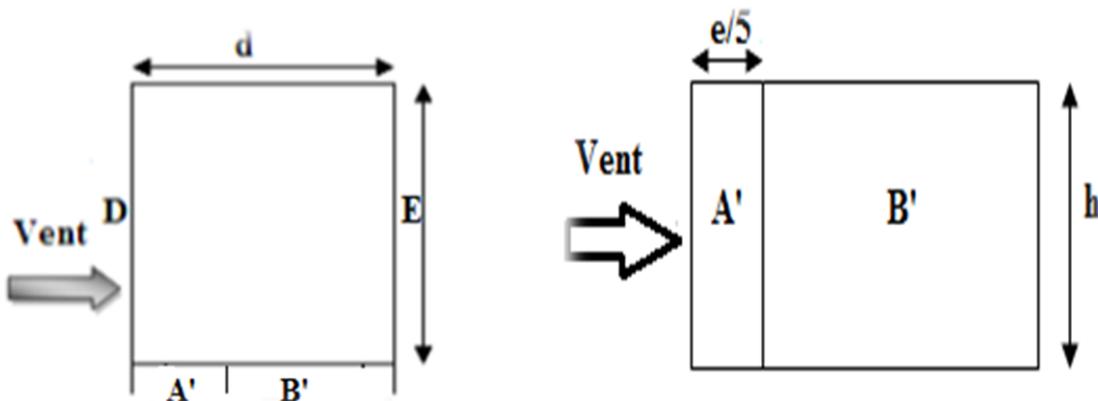


Figure IV-2 Légende pour les parois verticales-sens V1

$e = \text{Min} (b; 2h) = \text{Min} (58.5 \times 2 * 37.4) = \text{Min} (58.5; 74.8)$

$e = 58.5 \text{ m}$

$d = 23\text{m}$

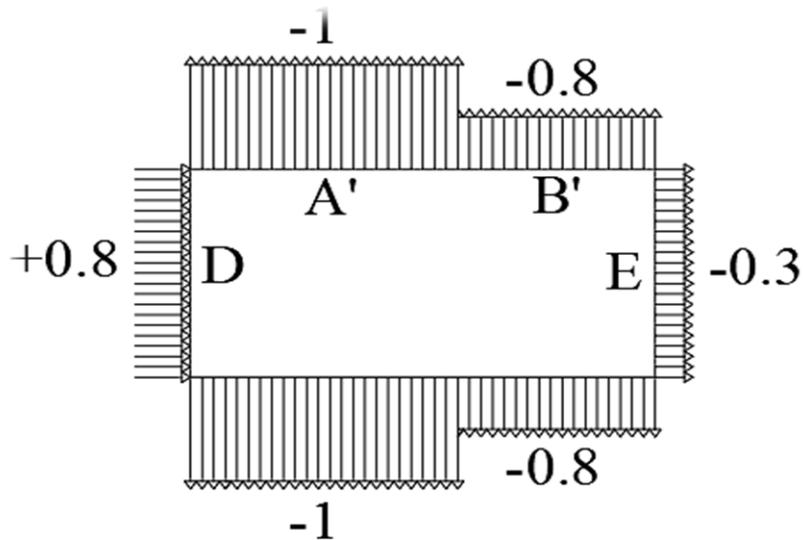
On est dans le cas où  $d \leq e$

- Aire de la zone A' :  $A_{A'} = \frac{e}{5} \times h = \frac{58.5}{5} \times 37.4 = 437.58 \text{ m}^2$
- Aire de la zone B' :  $A_{B'} = (d - e/5) \times (h) = (23 - 58.5/5) \times (37.4) A_{B'} = 422.62 \text{ m}^2$
- Aire de la zone D :  $A_D = b \times h = 58.5 \times 37.4 = 2187.9 \text{ m}^2$
- Aire de la zone E :  $A_E = b \times h = 58.5 * 37.4 = 2187.9 \text{ m}^2$

Toutes les surfaces sont supérieures à  $10 \text{ m}^2 \rightarrow$  Donc  $C_{pe} = C_{pe,10}$

Zone	A'	B'	D	E
$C_{pe}$	<b>-1.0</b>	<b>-0.8</b>	<b>+0.8</b>	<b>-0.3</b>

**Tableau IV.5** Les valeurs de  $C_{pe}$  pour les parois verticales de bâtiment



**Figure IV-3** Valeur de ( $C_{pe}$ ) pour les parois verticales-sens VI

- Toiture plate

Les toitures plates sont celles dont l'angle de la pente est inférieur ou égale à 5° .

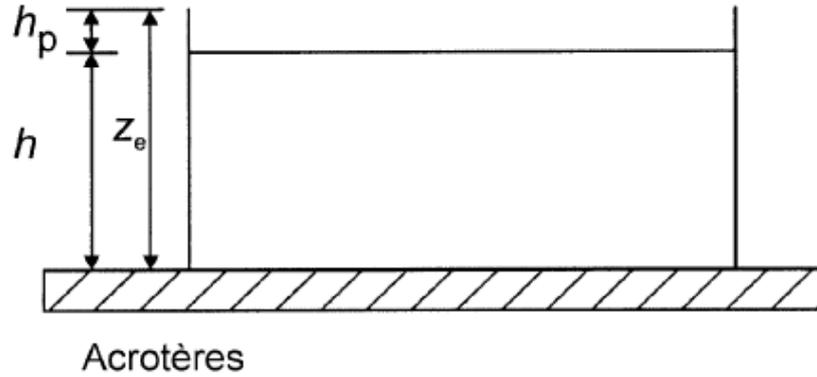


Figure IV-4 schéma de acrotères

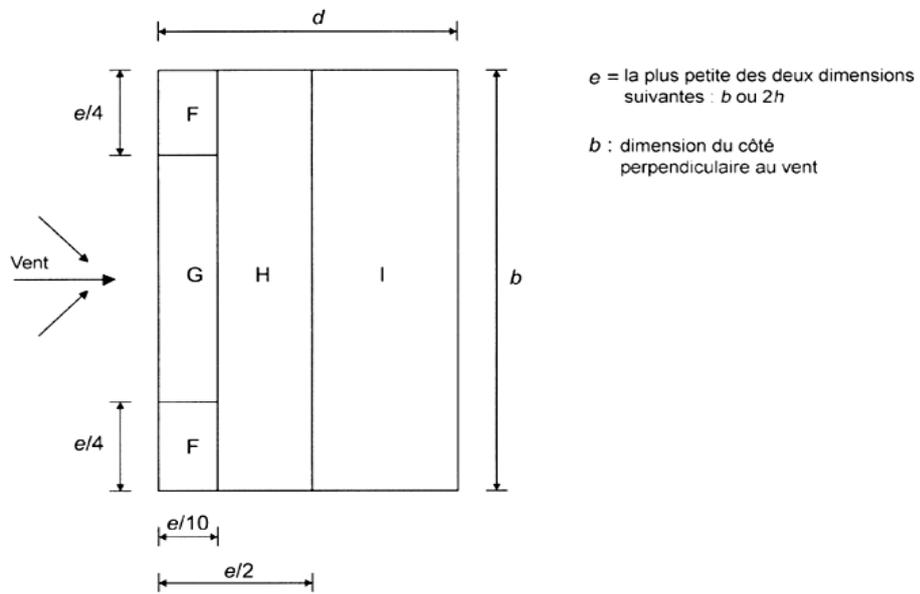


Figure IV-5 Légende pour les toitures plates

$$h = 37.4\text{m}$$

$$h_p = 0.06\text{m}$$

$$e = \text{Min} (b; 2h) = \text{Min} (58.5; 2 \times 37.4) = \text{Min} (58.5; 74.8)$$

$$e = 58.5 \text{ m}$$

$$e/2 = 58.5/2 = 29.25$$

$$e/4 = 58.5/4 = 14.6$$

$$e/10 = 58.5/10 = 5.85$$

$$\text{- Aire de la zone F : } A_F = (e/4 \times e/10) = (14.6 \times 5.85) = 85.41\text{m}^2$$

- Aire de la zone G :  $A_G = [(b - 2(e/4)) \times (e/10)] = [(58.5 - 2(14.6))(5.85)]$   
 $A_G = 166.42m^2$
- Aire de la zone H :  $A_H = [(e/2 - e/10) \times b] = [(29.25 - 5.85) \times 58.5] = 1368.9m^2$
- Aire de la zone I :  $A_I = [(d - (e/2)) \times b] = [(23 - (58.5/2)) \times 58.5] = 562.3m^2$

Toutes les surfaces sont supérieures à  $10 m^2 \rightarrow$  Donc  $C_{pe} = C_{pe,10}$

$$\frac{h_p}{h} = \frac{0.6}{37.4} = 0.016 \cong 0.025$$

Les valeurs de  $C_{pe}$  sont résumées dans le tableau suivant :

Zone	F	G	H	I
$C_{pe}$	-1.6	-1.1	-0.7	-0.2

Tableau IV.6 Les valeurs de  $C_{pe}$  pour les toitures plates

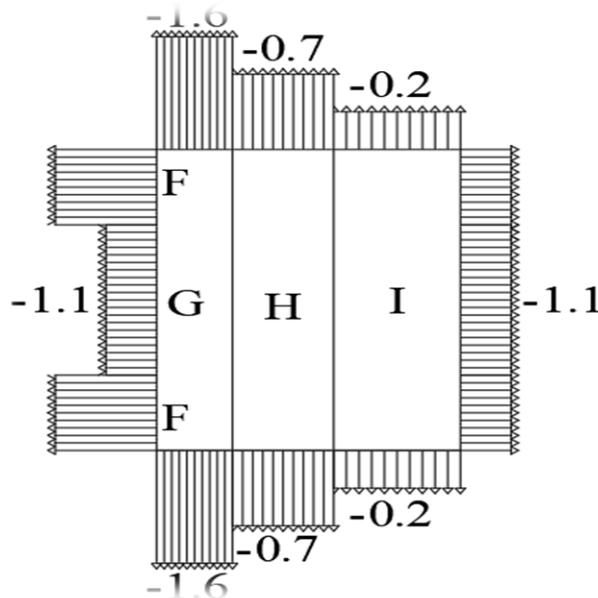


Figure IV-6 Valeur de  $C_{pe}$  pour les toitures plates -sens VI

**IV.2.4.1.2 Coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$**

la coefficient de pression intérieure  $c_{pi}$  r des bâtiment avec croisons intérieurs. Les valeurs suivantes doivent être utilisées :  $c_{pi} = 0.8c_{pi}=-0.5$

- **Pression aérodynamique  $W_{(z)}$**

La pression aérodynamique  $W_{(z)}$  agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de formule suivante :

$$W_{(z)} = q_p(z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}][N/m^2]$$

$q_p(z_e)$  En  $[N/m^2]$  est la pression dynamique de pointe

$C_{pe}$  : Coefficient de pression extérieure

$C_{pi}$  : Coefficient de pression intérieure

- *La pression due au vent de paroi verticale (Sens VI) :*

Zone	$Z_e(m)$	$q_p(z_e)[N/m^2]$	$C_{pe}$	$C_{pi1}$	$c_{pi2}$	W1	W2
A'	37.4	967.5	-1.0	0.8	<b>-0.5</b>	-1741.5	-483.75
B'	37.4	967.5	-0.8	0.8	<b>-0.5</b>	-1548	-290.25
D	37.4	967.5	+0.8	0.8	<b>-0.5</b>	0	-125.7
E	37.4	967.5	-0.3	0.8	<b>-0.5</b>	-1064.25	-193.5

**Tableau IV.7** La pression aérodynamique  $W_{(zj)}$  (paroi verticale)

- *La pression due au vent de toiture plate (Sens VI)*

Zone	$Z_e(m)$	$q_p(z_e)[N/m^2]$	$C_{pe}$	$C_{pi1}$	$c_{pi2}$	W1	W2
F	37.46	971.25	-1.6	0.8	-0.5	-2331	-1068.34
G	37.46	971.25	-1.1	0.8	-0.5	-1845.37	-582.75
H	37.46	971.25	-0.7	0.8	-0.5	-1456.87	291.37
I	37.46	971.25	-0.2	0.8	-0.5	-971.25	-194.25

**Tableau IV.8** La pression aérodynamique  $W_{(zj)}$  (Toiture plate)

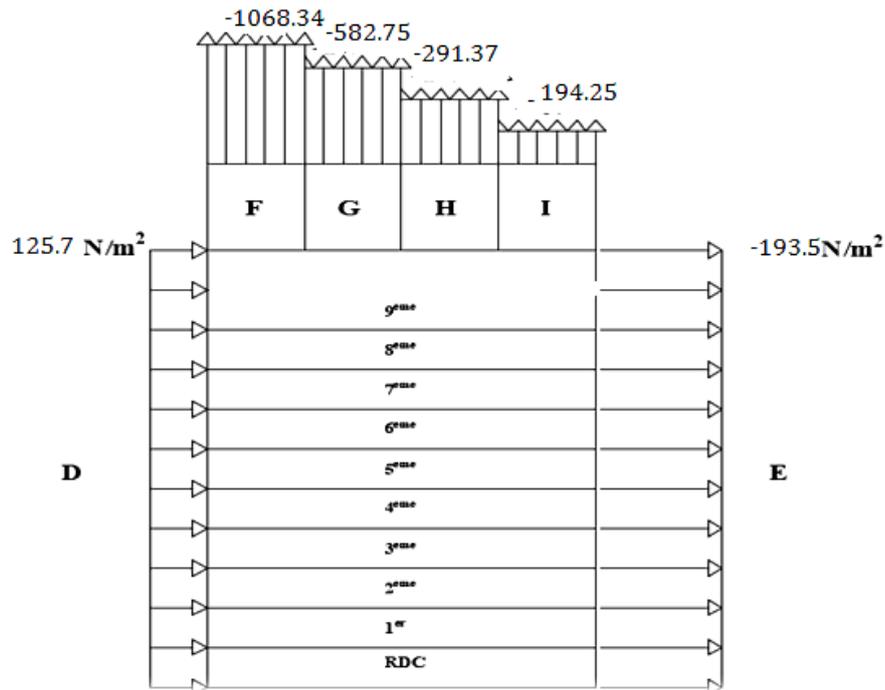


Figure IV-7 Pression sur les zones D, E (Sens V1)

IV.2.4.2 III.2.4.2 La direction du vent perpendiculaire à la largeur (Sens V2)

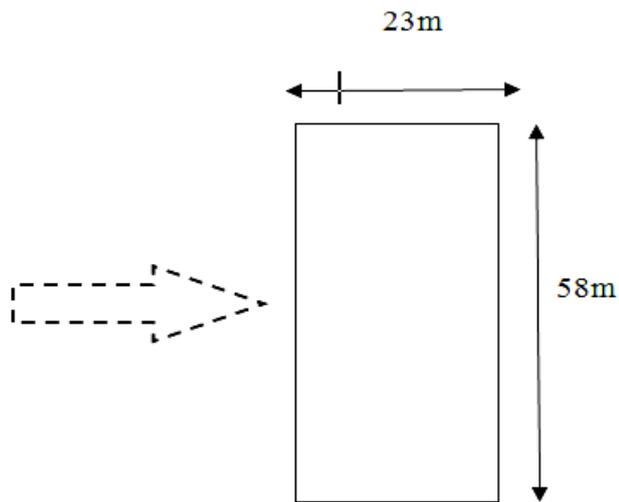


Figure IV-8 Sens du vent V2

a. Hauteur de référence  $z_e$

Pour les murs au vent des bâtiments à paroi verticale,  $z_e$  est déterminé comme indiqué par la figure III.3 ; [2]

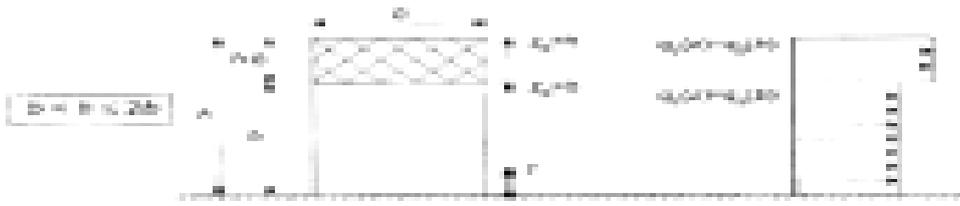


Figure IV-9 Hauteur de référence  $z_e$  correspondant de la pression dynamique

Notre bâtiment a :  $\begin{cases} h = 37.4 \text{ m} \\ b = 23 \text{ m} \end{cases} \rightarrow b < h \leq 2b$

**b. Coefficient de rugosité  $C_r(z)$**

$$C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \text{ pour } Z_{min} \leq Z \leq 200m$$

	$z_e(m)$	$C_r(z)$
$z_e = b$	$0 \rightarrow 23m$	<b>0.93</b>
$z_e = h$	$0 \rightarrow 37.4m$	<b>1.014</b>
$z_e = h + h_p$	$0 \rightarrow 37.46m$	<b>1.038</b>

Tableau IV.9 Résultat de coefficient de rugosité  $C_r(z)$

**c. Intensité de turbulence  $I_v(z)$**

$$I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \text{ Pour } z > Z_{min}$$

	$z_e(m)$	$I_v(z)$
$z_e = b$	$0 \rightarrow 23m$	<b>0.23</b>
$z_e = h$	$0 \rightarrow 37.4m$	<b>0.211</b>
$z_e = h + h_p$	$0 \rightarrow 37.46m$	<b>0.207</b>

Tableau IV.10 Résultat de l'intensité de turbulence  $I_v(z)$

**d. Coefficient d'exposition  $C_e(z)$**

$$C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1 + 7 \times I_v(z)]$$

	$z_e(m)$	$C_e(z)$
$z_e = b$	0 → 23m	<b>2.26</b>
$z_e = h$	0 → 37.4m	<b>2.55</b>
$z_e = h + h_p$	0 → 37.46m	<b>2.59</b>

**Tableau IV.11** Résultat de coefficient d'exposition  $C_e(z)$

**e. Pression dynamique de la pointe  $q_p(z_e)$**

$$q_p(z_e) = q_{réf} \times C_e(z_e)$$

Avec  $q_{réf} = 375 \text{ (N/m}^2\text{)}$

	$z_e(m)$	$C_e(z)$	$q_p(z_e)(\text{N/m}^2)$
$z_e = b$	0 → 23m	<b>2.26</b>	<b>847.5</b>
$z_e = h$	0 → 37.4m	<b>2.55</b>	<b>956.25</b>
$z_e = h + h_p$	0 → 37.46m	2.59	971.25

**Tableau IV.12** Résultat de coefficient d'exposition  $q_p(z_e)$

**Tableau récapitulatif**

	$z_e(m)$	$C_r(z)$	$I_v(z)$	$C_e(z)$	$q_p(z_e)(\text{N/m}^2)$
$z_e = b$	0 → 18.5m	<b>0.886</b>	<b>0.243</b>	<b>2.12</b>	<b>847.5</b>
$z_e = h$	0 → 37.4m	<b>1.049</b>	<b>0.205</b>	<b>2.68</b>	<b>956.25</b>
$z_e = h + h_p$	0 → 37.46m	<b>1.038</b>	<b>0.207</b>	<b>2.59</b>	<b>971.25</b>

**Tableau IV.13** Résultat de différent coefficient en fonction de  $z_e(m)$

**f. Coefficient dynamique  $C_d$**

Le coefficient dynamique  $C_d$  tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure [2].

Du fait qu'il s'agit d'un bâtiment à ossature comportant des murs, dont la hauteur est inférieure à 100m et à 4 fois la dimension la dimension du bâtiment mesuré dans la direction perpendiculaire à la direction du vent.

$$\text{On a } \begin{cases} h = 37.4m < 100m \\ h = 37.4m < 4b = 4 \times 23 = 92m \end{cases}$$

Donc la valeur simplifier et conservative  $C_d = 1$  peut être considérée.

**IV.2.4.2.1 Coefficient de pression extérieure  $C_{pe}$**

$C_{pe}$  s'obtient à partir des formules suivantes :

$$\begin{aligned} C_{pe} &= C_{pe,1} && \text{Si : } S \leq 1m^2 \\ C_{pe} &= C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) && \text{Si : } 1m^2 < S < 10m^2 \\ C_{pe} &= C_{pe,10} && \text{Si : } S \geq 10m^2 \end{aligned}$$

• **Paroi verticale**

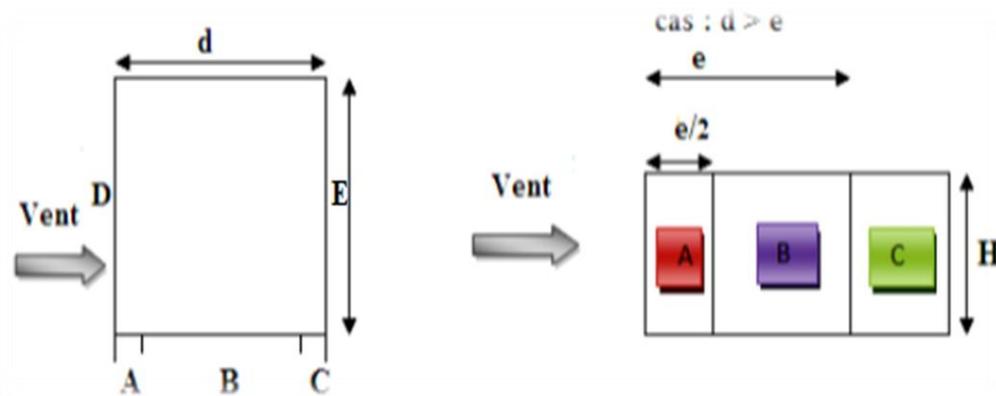
Les zones de pressions et les valeurs respectives des coefficients correspondants à ces zones sont portés.

$$e = \text{Min}(b; 2h) = \text{Min}(23 \times 3) = \text{Min}(23)$$

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

$$d = 58.5m$$

On est dans le cas où  $d > e$



**Figure IV-10** Légende pour les parois verticales

- Aire de la zone A :  $A_A = \frac{e}{5} \times h = \frac{23}{5} \times 37.4 = 172.04 \text{ m}^2$
- Aire de la zone B :  $A_B = \left( e - \left( \frac{e}{5} \right) \right) \times h = \left( 23 - \left( \frac{23}{5} \right) \right) \times 37.4 = 688.16 \text{ m}^2$
- Aire de la zone C :  $A_C = (d - e) \times h = (58.5 - 23) \times 37.4 = 1327.7 \text{ m}^2$
- Aire de la zone D :  $A_D = b \times h = 23 \times 37.4 = 860.2 \text{ m}^2$
- Aire de la zone E :  $A_E = b \times h = 23 \times 37.4 = 860.2 \text{ m}^2$

Toutes les surfaces sont supérieures à  $10 \text{ m}^2 \rightarrow$  Donc  $C_{pe} = C_{pe,10}$

Zone	A	B	C	D	E
$C_{pe}$	<b>-1.0</b>	<b>-0.8</b>	<b>-0.5</b>	<b>+0.8</b>	<b>-0.3</b>

**Tableau IV.14** Les valeurs de  $C_{pe}$  pour les parois verticales de bâtiment

- **Toiture plate**

Les toitures plates sont celles dont l'angle de la pente est inférieur ou égale à  $5^\circ$ .

$h = 37.4\text{m}$

$h_p = 0.06\text{m}$

$e = \text{Min}(b; 2h) = \text{Min}(23; 2 \times 37.4) = \text{Min}(23; 74.8)$

**$e = 23 \text{ m}$**

$e/2 = 23/2 = 11.5$

$e/4 = 23/4 = 5.75$

$e/10 = 23/10 = 2.3$

- Aire de la zone F :  $A_F = \left( \frac{e}{4} \times \frac{e}{10} \right) = (5.75 \times 2.3) = \mathbf{13.22\text{m}^2}$
- Aire de la zone G :  $A_G = \left[ \left( b - 2\left(\frac{e}{4}\right) \right) \times \left(\frac{e}{10}\right) \right] = \left[ (23 - 2(5.75)) \times (2.3) \right]$   
 $A_G = \mathbf{26.45\text{m}^2}$
- Aire de la zone H :  $A_H = \left[ \left( \frac{e}{2} - \frac{e}{10} \right) \times b \right] = \left[ (11.5 - 2.3) \times 23 \right] = \mathbf{211.6\text{m}^2}$
- Aire de la zone I :  $A_I = \left[ \left( d - \left(\frac{e}{2}\right) \right) \times b \right] = \left[ \left( 58.5 - \left(\frac{23}{2}\right) \right) \times 23 \right]$

**$A_I = 1081 \text{ m}^2$**

$(A_G; A_H; A_I) > 10 \text{ m}^2 \rightarrow$  Donc  $C_{pe} = C_{pe,10}$

$1\text{m}^2 < A_F < 10\text{m}^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S)$

$\rightarrow C_{pe} = -2.2 + (-1.6 - (-2.2)) \times \log_{10}(8.55)$

→  $C_{pe} = -1.64$

$\frac{h_p}{h} = \frac{0.6}{39.5} = 0.015 \cong 0.025$

Les valeurs de  $C_{pe}$  sont résumées dans le tableau suivant :

Zone	F	G	H	I
$C_{pe}$	<b>-1.64</b>	<b>-1.1</b>	<b>-0.7</b>	<b>-0.2</b>

**Tableau IV.15** Les valeurs de  $C_{pe}$  pour les toitures plates

**IV.2.4.2.2 Coefficient de pression intérieur  $C_{pi}$**

- **Pression aérodynamique  $W_{(zj)}$**

La pression aérodynamique  $W_{(zj)}$  agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de formule suivante :

$$W_{(zj)} = q_p(z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] [N/m^2]$$

$C_{pe}$  : Coefficient de pression extérieur

$C_{pi}$  : Coefficient de pression intérieur

- **La pression due au vent de paroi verticale (Sens V2)**

Zone	$Z_e(m)$	$q_p(z_e)[N/m^2]$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pi}$	$W_{(zj)}[N/m^2]$	$W_{(zj)}[N/m^2]$
A	37.4	956.25	-1.0	0.8	-0.5	-1721.25	-478.12
B	37.4	956.25	-0.8	0.8	-0.5	-1530	-286.87
C	37.4	956.25	-0.5	0.8	-0.5	-1243.12	0
D	37.4	956.25	+0.8	0.8	-0.5	0	1243.12
E	37.4	956.25	-0.3	0.8	-0.5	-1051.87	191.25

**Tableau IV.16** La pression aérodynamique  $W_{(zj)}$

- **La pression due au vent de toiture plate (Sens V2)**

Zone	$Z_e(m)$	$q_p(z_e)[N/m^2]$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pi}$	$W_{(zj)}[N/m^2]$	$W_{(zj)}[N/m^2]$
F	37.46	971.25	-1.64	0.8	-0.5	-2331	-1068.34
G	37.46	971.25	-1.1	0.8	-0.5	-1845.37	-582.75
H	37.46	971.25	-0.7	0.8	-0.5	-1456.87	-194.25
I	37.46	971.25	-0.2	0.8	-0.5	-971.25	291.37

**Tableau IV.17** La pression aérodynamique  $W_{(zj)}$

### IV.3 Force du vent

La force exercée par le vent  $F_w$  agissant sur une construction ou un élément de Construction peut être déterminée directement en utilisant l'expression suivante :

$$F_w = W_{(zj)} \times A_{ref} \text{ [N]} \text{ (§2.6.2. RNV2013)}$$

$A_{ref}$  : Surface élémentaire

$W_{(zj)}$  : La pression aérodynamique

#### IV.3.1 Sens V1

➤ **Paroi verticale**

Zone	$A_{ref}(m^2)$	$W_{(zj)}[N/m^2]$	$F_w(KN)$
A'	437.58	-483.75	<b>-211.67</b>
B'	422.62	-290.25	<b>-122.66</b>
D	2187.9	1257.75	<b>2751.83</b>
E	2187.9	-193.5	<b>-423.35</b>

**Tableau IV.18** Force exercé sur les parois verticales (Sens V1)

➤ **Toiture plate**

Zone	$A_{ref}(m^2)$	$W_{(zj)}[N/m^2]$	$F_w(KN)$
F	85.41	-2331	<b>-199.09</b>
G	166.42	-1845.37	<b>-307.10</b>
H	1368.9	-1456.87	<b>-1992.99</b>
I	562.3	-971.25	<b>-546.13</b>

**Tableau IV.19** Force exercé sur les toitures plates (Sens V1)

#### IV.3.2 Sens V2

➤ **Paroi verticale**

Zone	$A_{ref}(m^2)$	$W_{(zj)}[N/m^2]$	$F_w(KN)$
A	172.04	-478.12	<b>-82.255</b>
B	688.16	-286.87	<b>-197.41</b>
C	1327.7	0	<b>0</b>
D	860.2	1243.12	<b>1069.33</b>
E	860.2	-191.25	<b>-164.51</b>

**Tableau IV.20** Force exercé sur les parois verticales (Sens V2)

➤ **Toiture plate**

Zone	$A_{ref}(m^2)$	$W_{(zj)} [N/m^2]$	$F_w(KN)$
F	13.22	-2331	<b>-30.81</b>
G	26.45	-1845.37	<b>-48.81</b>
H	211.6	-1456.87	<b>-308.27</b>
I	1081	-971.25	<b>-1049.92</b>

**Tableau IV.21** Force exercé sur les toitures plates (Sens V2)**IV.4 Calcul des forces de frottement**

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent (ou faiblement inclinées par rapport à la direction du vent) est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent (au vent et sous le vent). [2]

• **Condition à vérifier**

$$2(d \times h) \leq 4(2b \times h).$$

• **Direction V1**

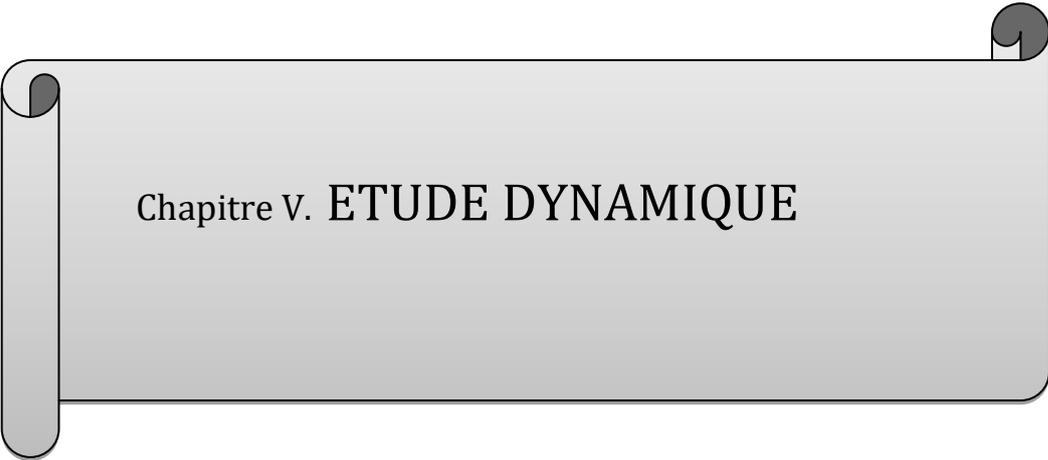
- $2(23 \times 37.4) \leq 4(2(58.5) \times 37.4)$
- $1720.4 \leq 17503.2$  la condition est vérifiée.

• **Direction V2**

- $2(58.5 \times 37.4) \leq 4(2(23) \times 37.4)$
- $4375.8 \leq 6881.6$  la condition est vérifiée

**Remarque**

Les conditions sont vérifiées, donc les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés dans notre cas.



Chapitre V. ETUDE DYNAMIQUE

## **V.1 Introduction**

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol affectent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du séisme.

L'objectif de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie toutes les conditions et de sécurité imposé par les règles parasismiques Algériennes **RPA99/Version 2003**.

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **Robot Structural Analysis Professional 2016** qui est un logiciel de calcul de structure.

## **V.2 Le but de l'étude dynamique**

Le but de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de cette 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 fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

## **V.3 Choix de la méthode de calcul**

L'étude sismique à pour but de calculer les forces sismiques, calcule peut être mené par les trois (03) méthodes qui sont :

- La méthode statique équivalente
- La méthode d'analyse modale spectrale
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme

**V.3.1 La méthode statique équivalente****Condition d'application de la méthode statique équivalente [2]**

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) Le bâtiment ou bloc étudié satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zone I et II et à 30m en zone III.

b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en haut, est les conditions complémentaires suivante : [3]

**Zone I** : tous groupes

**Zone IIa** :

- Groupe d'usage 3
- Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

**Zone IIb et III** :

- Groupe d'usages 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux

Ou 17m.

- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m.

**Remarque**

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans notre bâtiment car la structure est implantée en zone III de groupe d'usage 2 et sa hauteur dépasse les 17 m .Donc on passe à la méthode d'analyse modale spectrale.

**Le principe**

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

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure. [3]

**Modélisation**

- a) Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux directions puissent être découplés.
- b) Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.
- c) Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.[3]

**V.3.2 La méthode modale spectrale**

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

**Principe**

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

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

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de ces modes soit aux moins égales 90%, 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 (3) 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 :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_k \leq 0.20 \text{ sec}$$

Où  $N$  : Le nombre de niveaux au-dessus du sol et  $T_k$  la période du mode  $K$ . [3]

**Spectre de repense de calcul (4. 13)**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \times \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone (**Tableau 4.1) RPA99/2003**

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différente de 5%)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2} + \xi} \geq 0.7 \quad (4.3)$$

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique (**Tableau 4.2) RPA99/2003**

R : Coefficient de comportement de la structure (**Tableau 4.3) RPA99/2003**

$T_1, T_2$  : Périodes caractéristique associées au catalogue de site (**Tableau 4.7) RPA99/2003**

Q : facteur de qualité (**Tableau 4.4) RPA99/2003**

**V.3.3 Etapes de la modélisation de la structure sous Robot**

- 1) Définition du modèle de la structure
- 2) Configuration de préférence de l'affaire
- 3) Lignes de construction
- 4) Définir les sections transversales (Profilés des barres)
- 5) définir les contours de planche
- 6) Définition des degrés de liberté des nœuds de la base
- 7) Définition des cas de charges
- 8) Chargement de la structure
- 9) Définition des options de calcul
- 10) Le nœud maitre (liaison rigide)

**11) Les combinaisons d'actions**

- ELU

- ELS

- G+Q±EX

- G+Q±EY

- 0.8G±EX

- 0.8G±EY

- G+0.2Q

**12) Vérification de la structure****13) Exploitation des résultats****14) Vérification des résultats****15) Vérification des réactions****16) Vérification des déplacements des nœuds****17) Vérification des efforts dans les barres****V.4 Calcul de la force sismique totale**

La force sismique totale V, appliquée à la base de structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule : [3]

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

**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.4.1 le Model****Dimension du bâtiment :**

- Longueur totale .....58.5 m
- Largeur totale.....23 m
- Hauteur totale.....37.4 m

❖ Model Initial :

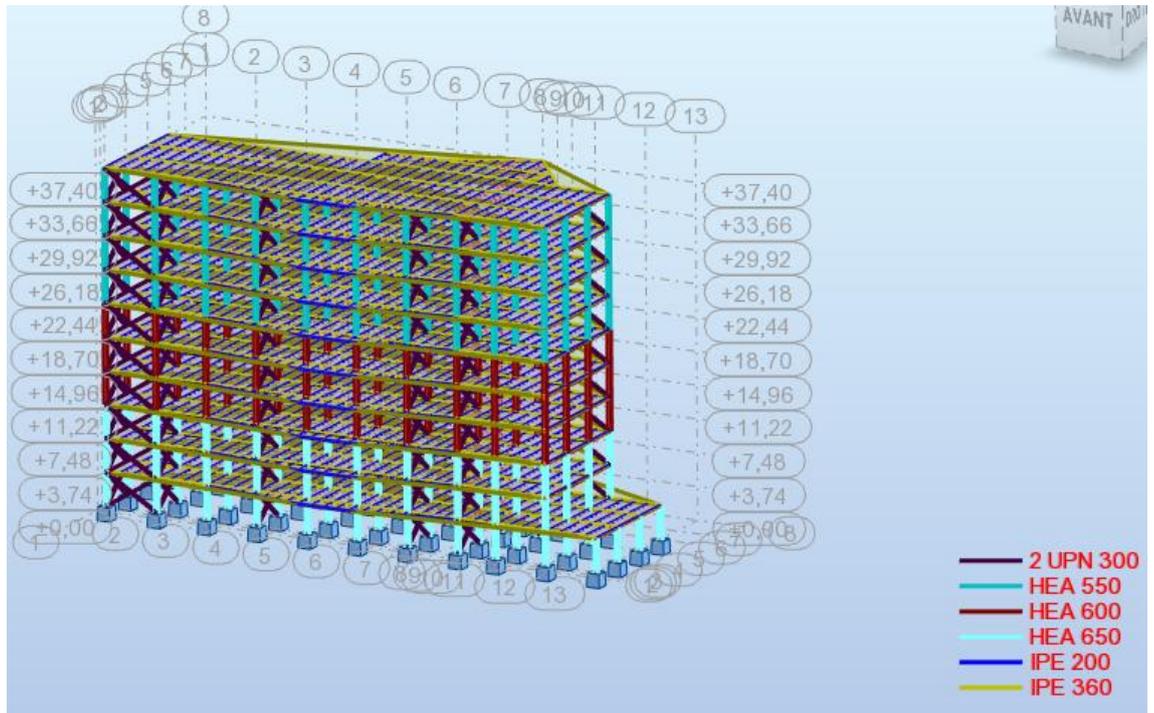


Figure V-1 model initial

- Avec ces profiles et cette disposition de cv la période ne vérifie pas

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
3/ 1	0,72	1,39	1,83	53,03	0,00	1,83	53,03	0,00
3/ 2	0,82	1,22	70,69	53,77	0,00	68,86	0,74	0,00
3/ 3	0,86	1,17	70,69	67,47	0,01	0,54	13,70	0,00
3/ 4	2,95	0,34	85,97	69,11	0,01	14,74	1,64	0,00
3/ 4	3,20	0,31	87,98	85,53	0,02	2,01	16,42	0,01
3/ 6	3,57	0,28	88,18	87,61	0,03	0,20	2,09	0,01
3/ 7	5,79	0,17	88,19	87,61	48,58	0,00	0,00	48,55
3/ 8	5,98	0,17	93,30	87,71	48,63	5,12	0,09	0,05
3/ 9	6,04	0,17	93,35	87,73	49,34	0,05	0,02	0,71
3/ 10	6,19	0,16	93,36	87,73	49,60	0,00	0,00	0,26

Tableau V.1 Les périodes et les facteurs de participation massiques

- Donc on augmenté la section de profilé , il reste le même problème

❖ Model 2 :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
3/ 1	0,87	1,14	2,83	52,04	0,00	2,83	52,04	0,00
3/ 2	0,98	1,02	67,98	57,62	0,00	65,15	5,58	0,00
3/ 3	1,01	0,99	72,12	68,94	0,00	4,13	11,32	0,00
3/ 4	3,36	0,30	82,63	72,00	0,00	10,51	3,06	0,00
3/ 5	3,57	0,28	86,33	86,04	0,01	3,70	14,04	0,01
3/ 6	3,92	0,25	87,56	87,69	0,02	1,23	1,64	0,01
3/ 7	6,56	0,15	87,56	87,69	50,05	0,00	0,00	50,03
3/ 8	6,78	0,15	92,04	87,81	50,05	4,48	0,12	0,00

Tableau V.2 Les périodes et les facteurs de participation massiques

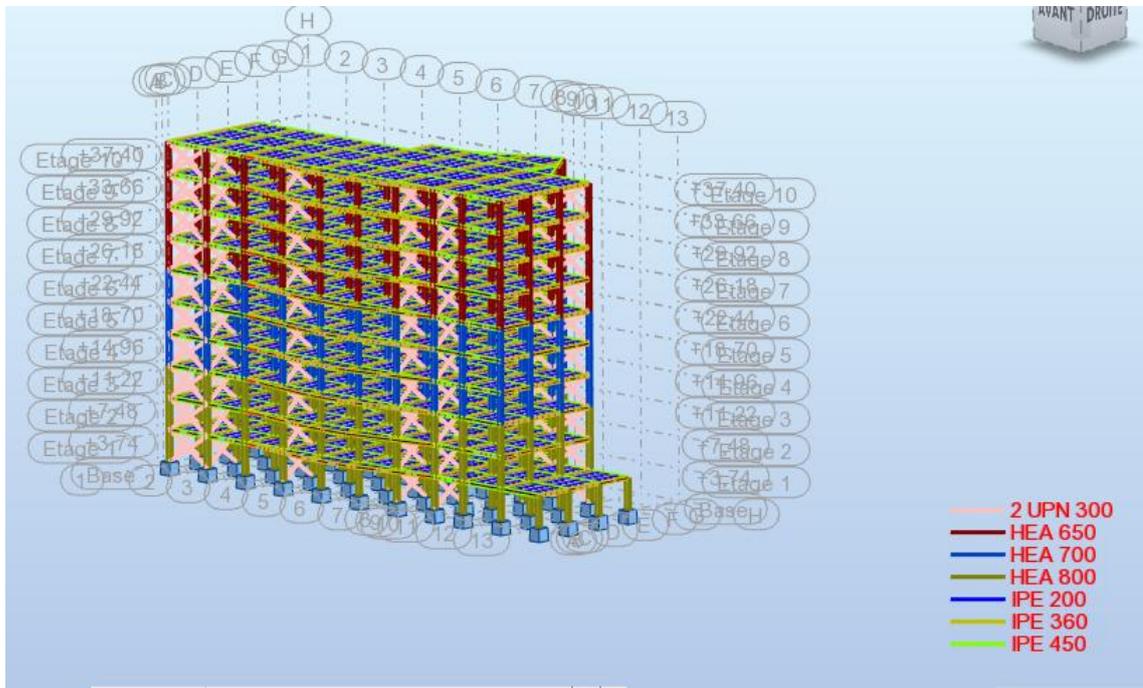


Figure V-2 model deuxième

❖ *Structure renforcé avec noyau central*

Dans cette structure, on a augmenté les sections des poteaux et diminué le nombre des contreventements et les remplacé par un noyau central.

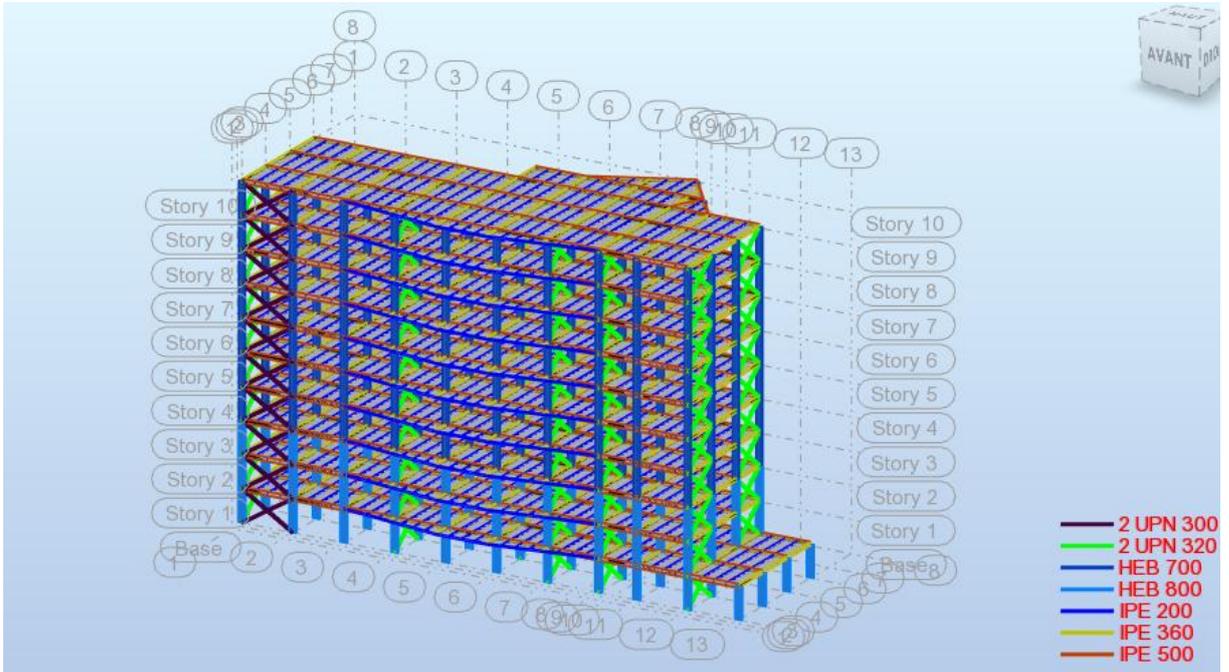


Figure V-3 Vue de 3D de bâtiment

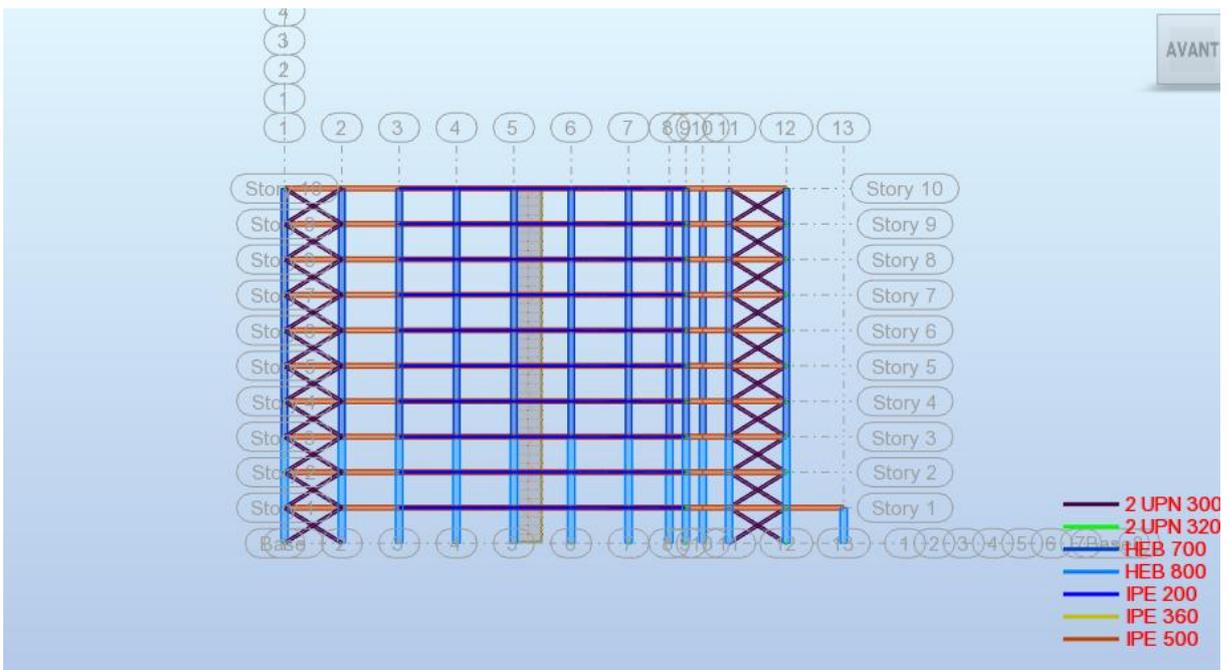


Figure V-4 Vue de façade de bâtiment

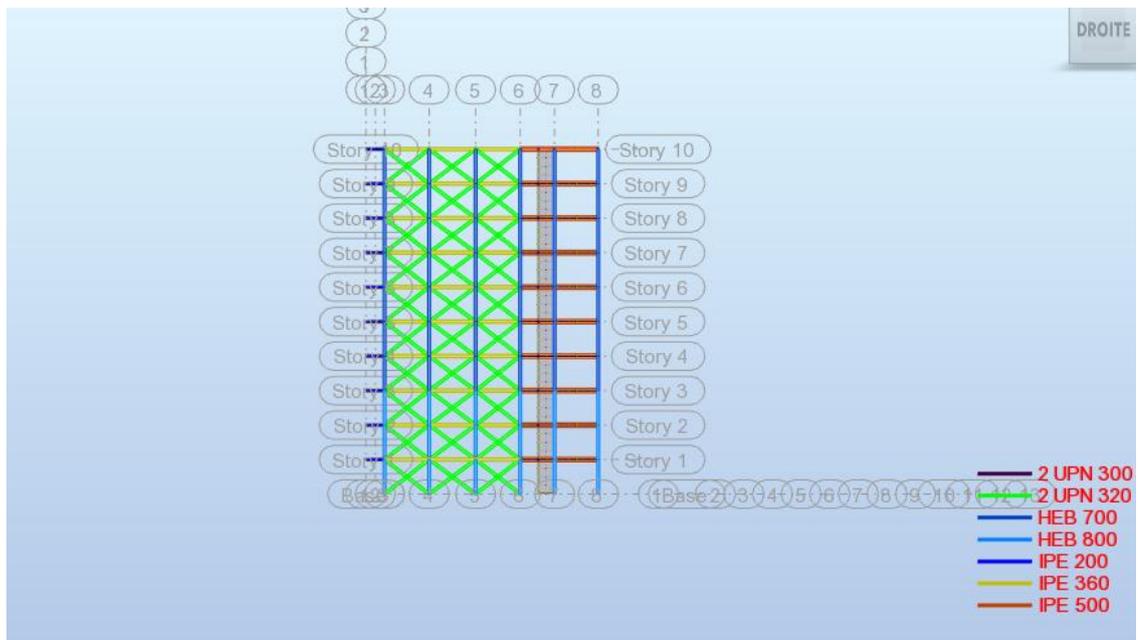


Figure V-5 Vue de profil de bâtiment

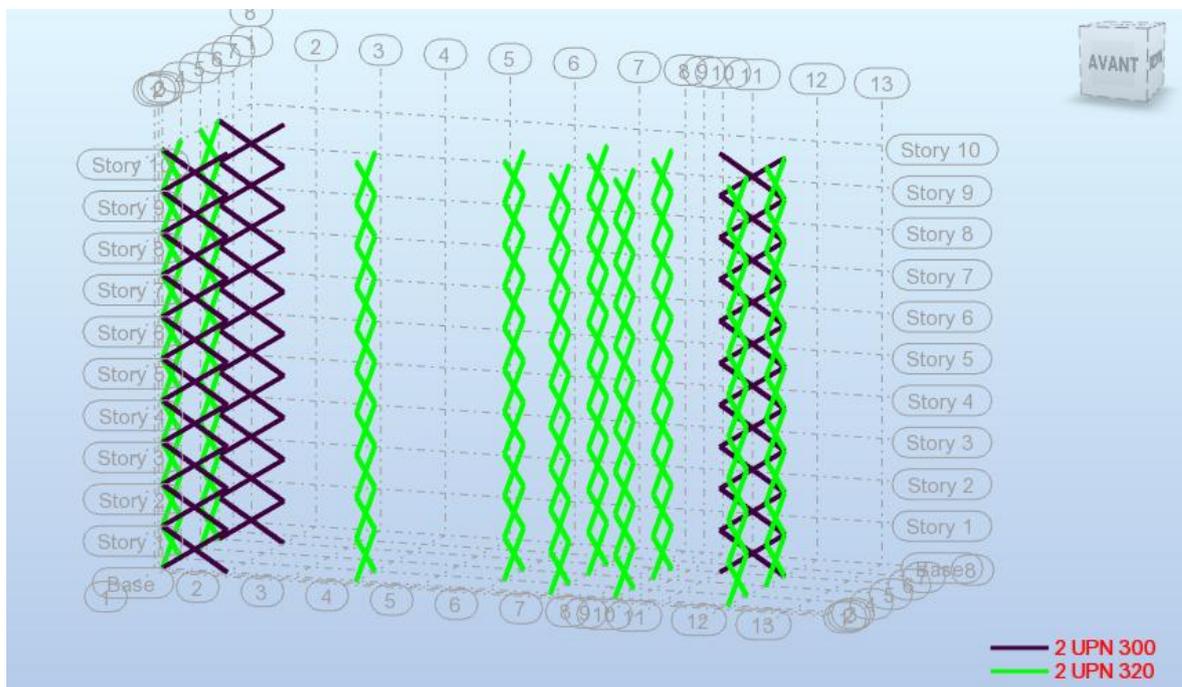


Figure V-6 Disposition de contreventement

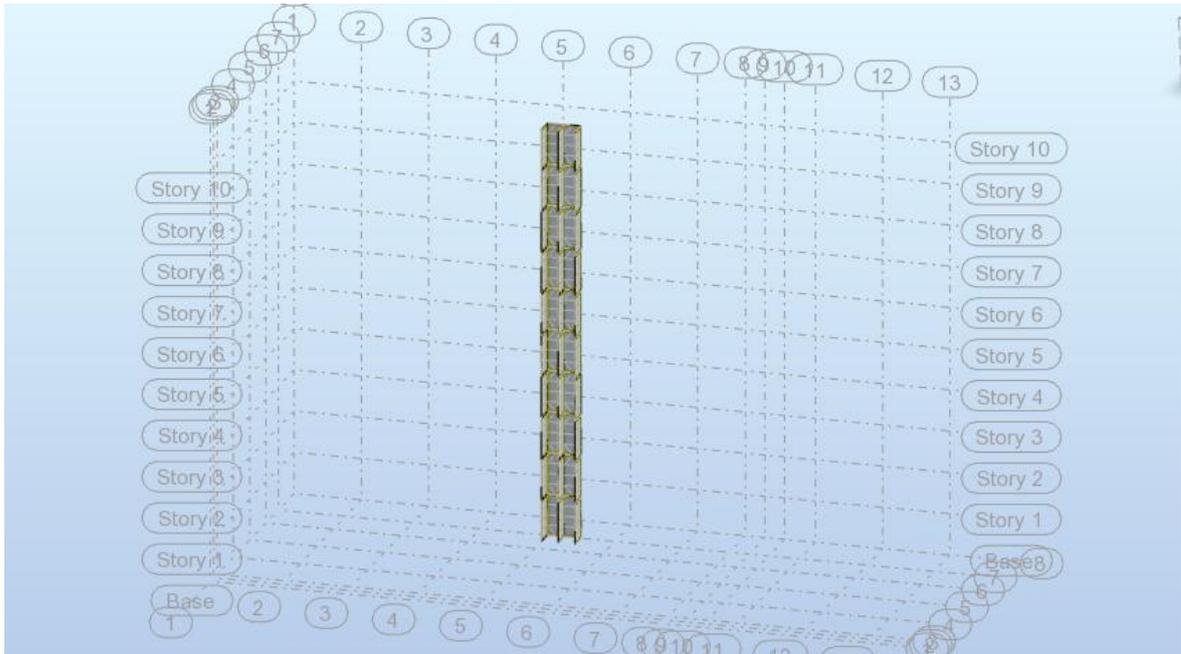


Figure V-7 Disposition de noyau central

**V.4.2 Détermination des paramètres**

➤ **Coefficient de comportement global de la structure R**

Dans notre bloc on a ossature métallique avec contreventement mixte comportant un noyau en béton armé et palées ou portique métalliques en façade (**Tableau 4.3 cat 16**) [3].

Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R=4**.

➤ **Facteur de qualité Q**

Critère q	$P_q$	
	Xx	yy
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0,00	0,00
2. Redondance en plan	0,00	0,00
3. Régularité en plan	0,05	0,05
4. Régularité en élévation	0,00	0,00
5. contrôle de la qualité des matériaux	0,00	0,00
6. contrôle de la qualité de l'exécution	0,00	0,00
<b>Q cumulée</b>	<b>1.050</b>	<b>1.050</b>

**Tableau V.3 Facteur de qualité Q**

➤ **Poids totale de la structure W**

D'après les résultats du REBOT et la combinaison (G+βQ)

Le poids total de la structure est **W= 68955.06 KN**

➤ **La période fondamentale de la structure**

Nous choisirons la formule qui donne la plus petite valeur soit :

$$T = C_t \times h_n^{3/4}$$

$$T = 0.05 \times 37.4^{3/4} = 0.75 \text{ s}$$

$$\mathbf{T= 0.75 \text{ s}}$$

Dans les cas de portiques auto-stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie, on peut également utiliser aussi la formule : (Article 4.7)

$$T = 0.09h_n / \sqrt{D}$$

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

On a aussi la valeur de T donnée par le **Robot Structural Analysis 2016** :

$$T_{\text{analytique}} = \mathbf{1,08 \text{ s}}$$

➤ **Facteur d'amplification dynamique moyenne D**

$$D' \text{ où : } D = 2.5\eta \left( T_2/T \right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 1 \left( 1.21/1.08 \right)^{\frac{2}{3}}$$

Valeur de  $T_2 = 0.40 \text{ (s)}$

Facteur de correction  $\eta \sqrt{7/2 + \xi} = 1 \geq 0.7$

$$\mathbf{D = 1.28}$$

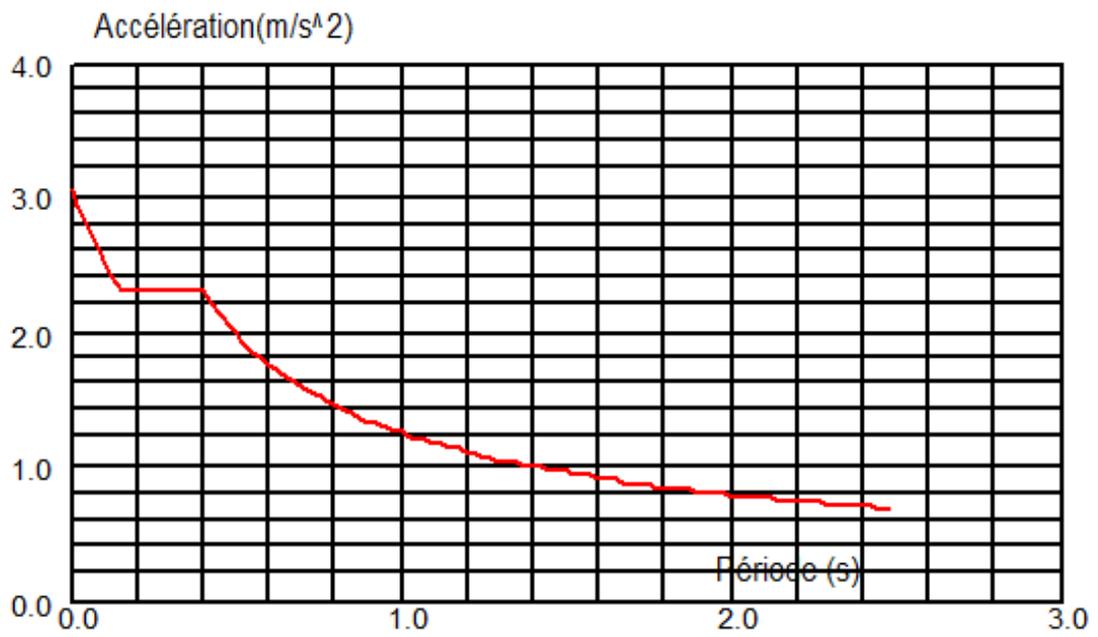
➤ **Coefficient d'accélération de zone A :**

$$A = 0.25$$

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W = \frac{0.25 \times 1.05 \times 1.25 \times 68955.06}{3.5} = 6619.68 \text{ KN}$$

$$\mathbf{V = 6619.68Kn}$$

Spectre de réponse :



**Figure V-8** *diagramme de accélération*

Usage : 2

Coefficient de qualité : 1.050

Coefficient de comportement : 4

**V.4.3 Résultats de l'étude dynamique**

Les résultats à partir de **Robot Structural Analysais 2016** représenté dans le tableau suivant :

Mode	Period [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modal UX [%]	Masse Modal UY [%]
1	1.08	0.00	65.02	0.00	65.02
2	0.96	66.01	65.30	66.01	0.28
3	0.78	72.88	67.82	14.03	2.52
4	0.28	86.91	67.86	0.13	0.04
5	0.26	87.65	86.31	0.61	18.45
6	0.19	87.65	87.52	0.00	1.22
7	0.15	87.65	87.53	0.00	0.00
8	0.14	87.65	87.53	5.07	0.00
9	0.14	92.72	87.53	0.00	0.00
10	0.13	92.72	87.53	0.00	0.01
11	0.13	92.72	87.54	0.00	0.00
12	0.13	92.72	87.57	0.00	0.03
13	0.12	92.73	87.58	0.00	0.01
14	0.12	92.73	87.58	0.00	0.00
15	0.12	92.73	87.58	0.00	0.00
16	0.12	92.75	91.90	0.02	4.32

**Tableau V.4** *Les périodes et les facteurs de participation massiques*

**Résultat de l'analyse dynamique**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à : Une période fondamentale **T= 1.08s**

Le premier mode est un mode de translation parallèle à Y-Y

Le deuxième mode est un mode de translation parallèle à X-X

Le troisième mode est un mode de torsion.

- Le facteur de participation massique modale atteint les 90% à partir du 16ème mode.

**V.4.4 Vérification de la résultante des forces sismiques**

Si  $V_{dyn} < 0.8 V_{sta}$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) par la valeur du rapport  $r = \frac{0.8V_{sta}}{V_{dyn}}$

$$0.8V_{(statique)} = 0.8 \times 7911.83 = 6329.46 \text{ KN}$$

En introduisant le spectre dans le logiciel **Robot 2016+%L\***, on obtient la résultante des forces sismiques à la base  $V_{dyn}$  :

$$V_{dynX} = 6608.44 \text{ kn}$$

$$V_{dynY} = 6429.93 \text{ kn}$$

$$r_x = \frac{6619.68 \times 0.8}{6608.44} = 0.80 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$r_y = \frac{6619.68 \times 0.8}{6429.93} = 0.82 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification de déplacement**

**$\Delta d = |d_i - d_{i-1}| \leq 0.01 h_{\text{étage}}$**   
 Les déplacements relatifs latéraux entre étages ne doivent pas dépasser 1,0% de la hauteur de l'étage

➤ **Axe X-X**

étages	$\Delta$ (mm)	$\bar{\Delta}$ (m)	hauteur (m)	vérification
9	136	11	37.4	vérifiée
8	125	13	37.4	vérifiée
7	112	14	37.4	vérifiée
6	98	16	37.4	vérifiée
5	82	16	37.4	vérifiée
4	66	17	37.4	vérifiée
3	49	16	37.4	vérifiée
2	33	15	37.4	vérifiée
1	18	15	37.4	vérifiée
RDC	6	12	37.4	vérifiée

**Tableau V.5** Vérification des déplacements inter étages suivant axe (X-X)

## ➤ Axe Y-Y

étages	$\Delta(\text{mm})$	$\bar{\Delta}(m)$	hauteur (m)	vérification
9	171	20	37.4	vérifiée
8	151	21	37.4	vérifiée
7	130	21	37.4	vérifiée
6	109	21	37.4	vérifiée
5	88	21	37.4	vérifiée
4	67	21	37.4	vérifiée
3	48	19	37.4	vérifiée
2	31	17	37.4	vérifiée
1	16	15	37.4	vérifiée
RDC	5	11	37.4	vérifiée

**Tableau V.6** Vérification des déplacements inter étages suivant axe (Y-Y)

- Justification vis-à-vis de l'effet P $\Delta$ - (les effets du second ordre) [11]

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k}$$

$\theta_k \leq 0.1 \Rightarrow$  effet P-D peut être négligé  
 $0.1 < \theta_k \leq 0.2 \Rightarrow$  amplifiant les effets de  $1/(1-\theta_k)$ .  
 $\theta_k > 0.2 \Rightarrow$  structure instable et doit être redimensionnée

➤ **(X-X) / (Y-Y)**

Etages	Pk	Delta ky	Delta kx	Vky	Vkx	Hk	Théta y	Théta x	condition
9 <sup>émé</sup>	6760,94	20	11	1557,85	1495,97	3500	0,0248	0,0142	thêta ≤ 0,1
8 <sup>émé</sup>	13556,8	21	13	2638,17	2636,46	3500	0,03083	0,0191	thêta ≤ 0,1
7 <sup>émé</sup>	20352,7	21	14	3352,82	3470,89	3500	0,03642	0,02346	thêta ≤ 0,1
6 <sup>émé</sup>	27148,5	21	16	3892,13	4133,15	3500	0,04185	0,03003	thêta ≤ 0,1
5 <sup>émé</sup>	33944,4	21	16	4383,18	4710,67	3500	0,04647	0,03294	thêta ≤ 0,1
4 <sup>émé</sup>	40740,2	19	17	4856,2	5222,01	3500	0,04554	0,03789	thêta ≤ 0,1
3 <sup>émé</sup>	47536,1	17	16	5316,79	5680,78	3500	0,04343	0,03825	thêta ≤ 0,1
2 <sup>émé</sup>	54350,2	15	15	5758,48	6092,68	3500	0,04045	0,03823	thêta ≤ 0,1
1 <sup>er</sup>	61186,2	11	12	6113,04	6402,7	3500	0,03146	0,03276	thêta ≤ 0,1
RDC	68955,1	5	6	6294,94	6544,78	3850	0,01423	0,01642	thêta ≤ 0,1

**Tableau V.7** Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (X-X)



Chapitre VI. VERIFICATION DES ELEMENTS

**VI.1 Introduction**

Les structures métalliques sont pour la plupart constituées d'éléments fléchis, comprimés ou simultanément comprimés et fléchis. Ces éléments constituent l'ossature de notre bâtiment. Le calcul de cette dernière exige que sous toutes les combinaisons d'actions possibles, définies réglementairement, la stabilité statique soit assurée, globalement au niveau de la structure et individuellement au niveau de chaque élément.

➤ **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.

➤ **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.



**Figure VI-1** *Phénomène du flambement*



**Figure VI-2** *Phénomène du déversement*

## VI.2 Vérification des poteaux vis-à-vis le 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

Le vérifications doivent être faite sous le combinaison suivante :

- G+Q±E

### VI.2.3 Les étapes de vérification du flambement par flexion

Les éléments sollicités en compression axiale doivent satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_y \times M_{y.sd}}{W_{pl.y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z \times M_{z.sd}}{W_{pl.z} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Avec :

- $K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y}$  ;  $K_y \leq 1,5$
- $\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{M.y} - 4) + \left( \frac{W_{pl.y} - W_{el.y}}{W_{el.y}} \right)$  ;  $\mu_y \leq 0,90$
- $K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y}$  ;  $K_z \leq 1,5$
- $\mu_z = \bar{\lambda}_z \times (2\beta_{M.z} - 4) + \left( \frac{W_{pl.z} - W_{el.z}}{W_{el.z}} \right)$  ;  $\mu_z \leq 0,90$

Où

$\chi_{min}$  : Est la lpus petite valeur

$\chi_y$  et  $\chi_z$  : sont les coefficients de réduction pour les axes y-y et z-z respectivement.

$\beta_{M,y}; \beta_{M,z}$  : Sont les facteurs de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion.

**VI.2.4 Les vérifications**

**Poteau du RDC jusqu'à 2<sup>ème</sup> étages (HEB800)**

Profile	A (cm <sup>2</sup> )	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> )	W <sub>el,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>el,z</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>y</sub> (cm)	i <sub>z</sub> (cm)
HEB800	334.2	359100	14900	10230	1553	8977	993.6	32.78	6.68

**Tableau VI.1** Caractéristique du profilé HEB800

• **Calcul des élancements**

Plan y-y :  $\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9 \times \varepsilon} = \frac{L_{fy}/i_y}{93,9 \times \varepsilon}$  ;  $\left( \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.92 \right)$  Avec  $f_y = 275$

Plan z-z :  $\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9 \times \varepsilon} = \frac{L_{fz}/i_z}{93,9 \times \varepsilon}$

Selon le plan y-y

➤  $\frac{L_{fy}}{L_0} = 1 \rightarrow L_{fy} = 3740 \times 1 = 3740 \text{ mm}$

Selon le plan z-z

➤  $\frac{L_{fz}}{L_0} = 1 \rightarrow L_{fz} = 1870 \text{ mm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\lambda}_y = \frac{3740/327.8}{86.8} = 0,2 \\ \bar{\lambda}_z = \frac{1870/66.8}{86.8} = 0.32 \end{array} \right. \text{ Risque de flambement en plan y-y } (\bar{\lambda}_z > 0,2)$$

• **Le choix de la courbe de flambement**

$\frac{h(HEB800)}{b(HEB800)} = \frac{800}{300} = 2.66 > 1,2$  Et  $t_f = 33 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm}$

Courbe de flambement	a	b	C	D
Facteur d'imperfection $\alpha$	0,21	0,34	0,49	0,76

**Tableau VI.2** Les courbes de flambement

$$\alpha_y = 0.21$$

$$\alpha_z = 0.34$$

$$\text{Plan } y - y ; \phi_y = 0,5 \times (1 + 0.21 \times (0.2 - 0,2) + 0.2^2) = 0.52$$

$$\text{Plan } z - z ; \phi_z = 0,5 \times (1 + 0.34 \times (0.32 - 0,2) + 0.32^2) = 0.57$$

$$\text{Plan } y - y ; \chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0.52 + \sqrt{0.52^2 - 0.2^2}} = 1$$

$$\text{Plan } z - z ; \chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0.57 + \sqrt{0.57^2 - 0.32^2}} = 0.96 \quad \chi_{min} = 0.96$$

Les efforts internes du logiciel Robot sous le combinaison ( G+Q+Ex)

Citées au-dessous sont regroupés dans les cas suivantes :

arre N°	Combinaison	$N_{sd}$ (KN)	$M_{sdy}$ (KN.m)	$M_{sdz}$ (KN.m)
227	G+Q+Ex	3868.98	-314.26	<b>8.53</b>

**Tableau VI.3** Les efforts du poteau RDC

• **Etapes de vérification**

$$\beta_{M,\varphi} = 1,8 - 0,7\varphi \quad ; \quad \varphi = \frac{M_{min}}{M_{max}}$$

• Pour  $M_{y,sd}$

$$\varphi = \frac{16.91}{314.26} = 0.05 \quad \text{Et} \quad \beta_{M,\varphi} = 1,8 - 0,7 \times (0.05) = 1.7$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{M,y} - 4) + \left( \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right) \quad ; \quad \mu_y \leq 0,9$$

$$\mu_y = 0,2 \times (2 \times 1.7 - 4) + \left( \frac{10230 - 8977}{8977} \right) = \mathbf{0.01} < 0,9$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \quad ; \quad K_y \leq 1,5$$

$$K_y = 1 + \frac{0.01 \times 3868.98 \times 10^3}{1 \times 334.2 \times 10^2 \times 275} = \mathbf{1.004} < 1,5$$

✓ Pour  $M_{z.sd}$

$$\varphi = \frac{7.64}{8.53} = 0.89 \quad \text{Et} \quad \beta_{M,\varphi} = 1,8 - 0,7 \times (0.89) = 1.17$$

$$\mu_z = 0,32 \times (2 \times 1.56 - 4) + \left( \frac{1553 - 993.6}{993.6} \right) = 0.09 < 0,9$$

$$K_z = 1 - \frac{0,09 \times 3868.98 \times 10^3}{0,96 \times 334.2 \times 10^2 \times 275} = 0.96 < 1,5$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_y \times M_{y.sd}}{W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z \times M_{z.sd}}{W_{pl,z} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{3868.98 \times 10^3}{0,96 \times 334.2 \times 10^2 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{1.004 \times 314.26 \times 10^6}{10230 \times 10^3 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{0.96 \times 8.53 \times 10^6}{1553 \times 10^3 \times \frac{275}{1,1}} = 0.73 < 1$$

Condition vérifiée.

Niveau	Profile	$N_{sd}$ (KN)	$M_{y.sd}$ (KN.m)	$M_{z.sd}$ (KN.m)	$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\lambda}_z$	$\chi_{min}$	$K_y$	$K_z$	Note <1
RDC	HEB800	3868.96	314.26	8.53	0.2	0.32	0.96	1.004	0.96	0.73
1	HEB800	3270.87	166.66	14.54	0.2	0.32	0.96	1.02	0.87	0.6
2	HEB700	2603.54	158.89	15.57	0.21	0.31	0.98	1.004	0.95	0.56
3	HEB700	1993.06	137.43	17.68	0.21	0.31	0.98	1.04	0.94	0.44
4	HEB700	1484.52	134.21	19.64	0.21	0.31	0.98	1.03	0.95	0.42
5	HEB700	1096.69	125.02	20.91	0.21	0.31	0.98	1.03	0.96	0.39
6	HEB700	930.05	113.62	21.77	0.21	0.31	0.98	1.02	1.03	0.35
7	HEB700	646.51	99.84	22.62	0.21	0.31	0.98	1.01	1	0.29
8	HEB700	473.16	83.28	21.57	0.21	0.31	0.98	1	0.99	0.2

9	HEB700	232.62	70.9	27.8	0.21	0.31	0.98	1.002	0.99	0.18
---	--------	--------	------	------	------	------	------	-------	------	------

**Tableau VI.4** Vérifications du flambement des poteaux de la structure

**VI.3 Vérification de la poutre**

**VI.3.1 Vérification de la poutre principale IPE500**

Profile	A (cm <sup>2</sup> )	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> )	W <sub>el,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>el,z</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>y</sub> (cm)	i <sub>z</sub> (cm)
IPE500	116	48200	2142	2194	335.9	1928	214.2	20.43	4.31

**Tableau VI.5** Caractéristique du profilé IPE500

Les combinaisons d’actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations de calcul sont :

- 1.35G+1.5Q
- G + Q±E<sub>x</sub>
- G + Q±E<sub>y</sub>
- 0.8G±E<sub>x</sub>
- 0.8G±E<sub>y</sub>

**a. Vérification de la résistance à la flexion**

On doit vérifier que :  $M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$

Les résultats obtenus du logiciel Robot concernant le moment maximum de la poutre principale dans chaque niveau sous les combinaisons sismiques sont représentés dans le tableau suivant :

Niveau	M <sub>sd</sub> (KN. m)	Combinaison
RDC	152.37	G + Q + E <sub>Y</sub>
1	192.56	G + Q + E <sub>Y</sub>
2	222.26	G + Q + E <sub>Y</sub>
3	246.66	G + Q + E <sub>Y</sub>
4	267.8	G + Q + E <sub>Y</sub>
5	282.39	G + Q + E <sub>Y</sub>
6	292.39	G + Q + E <sub>Y</sub>
7	296.77	G + Q + E <sub>Y</sub>
8	<b>306.54</b>	<b>G + Q + E<sub>Y</sub></b>

9	271.53	G + Q + E <sub>y</sub>
---	--------	------------------------

**Tableau VI.6** Les moments maximums pour chaque niveau

D'après les résultats du Rebot, le moment maximum obtenu est égal à  $M_{sd} = 306.54 \text{ KN.m}$

Sous la combinaison de G+Q+E<sub>y</sub>.

**Position de l'axe neutre plastique**

$$R_{\text{Béton}} = (0,85/1.5) \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c \quad \text{avec} \quad f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 * l_0}{8} = \frac{2 * 6}{8} = 1.5 \text{ m} \\ b_0 = 4.9 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$b_{\text{eff}} = 1.5 \text{ m}$$

$$R_b = \frac{0.85 * 25 * 1500 * 95}{1.5} = 2018.75 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_{\text{Béton}} = 2018.75 \text{ KN}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0.95 f_y \cdot A_a$$

$$R_{\text{Acier}} = 0.95 \times 275 \times 11600 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow R_{\text{Acier}} = 3030.5 \text{ KN.}$$

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

L'axe neutre se trouve dans la semelle où l'âme.

$$R_w = 0.95 \times f_y \times A_w$$

$R_w$ : Résistance de traction de l'âme

$$A_w = t_w \times (h - 2t_f) = 10.2 \times (500 - 2 \times 16)$$

$$A_w = 4773.6 \text{ mm}^2$$

$A_w$  : L'aire de l'âme

$$R_w = 0.95 \times 275 \times 4773.6 \times 10^{-3}$$

$$R_w = 124.77 \text{ KN}$$

$$R_b > R_w$$

$\Rightarrow$  L'axe neutre se trouve dans la semelle supérieure

Moment résistant plastique développé par la section mixte :

$$M_{\text{pl.Rd}} = R_A \times \left(\frac{h_a}{2}\right) + R_b \times \left(\frac{h_c}{2} + h_p\right)$$

$$M_{\text{pl.Rd}} = 3030.5 \times \left(\frac{500}{2}\right) + 2018.75 \times \left(\frac{95}{2} + 55\right)$$

$$M_{pl,Rd} = 964.54 \text{KN}$$

$$M_{sd} = 306.54 \text{KN.m} \leq M_{plrd} = 964.54 \text{KN.m} \text{ Condition vérifiée.}$$

$$r = \frac{306.54}{964.54} = 0.32$$

### b. Vérification de l'effort tranchant

$$\text{On doit vérifier que : } V_{sd} \leq V_{plrd}$$

D'après les résultats du Rebot, L'effort tranchant maximum est égal à  $V_{sd} = 188.84 \text{KN}$  sous la combinaison 1.35G+1.5Q

$$V_{sd} = 188.84 \text{ KN}$$

$A_v$  : aire de cisaillement.

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

$$A_v = 11600 - 2 \times 200 \times 16 + (10.2 + 2 \times 21) \times 16$$

$$A_v = 4364.8 \text{ mm}^2.$$

$$V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{275 \times 4364.8}{\sqrt{3} \times 1} = 693.005 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 188.84 \text{KN} \leq V_{plrd} = 693.005 \text{ KN} \text{ Condition vérifiée}$$

$$r = \frac{V_{sd}}{V_{plrd}} = \frac{188.84}{693.005} = 0.27$$

$V_{sd} \leq 0.5 * V_{plrd} = 346.5 \text{ KN}$  **Pas d'interaction** entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

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

## VI.4 Vérification du système de contreventement

Le contreventement de cette structure est assuré par un noyau en béton armé et des palées triangulées (2UPN320) en X

### VI.4.1 Palées triangulées en X

D'après l'article 8.4.2 de RPA99/ver2003, 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.

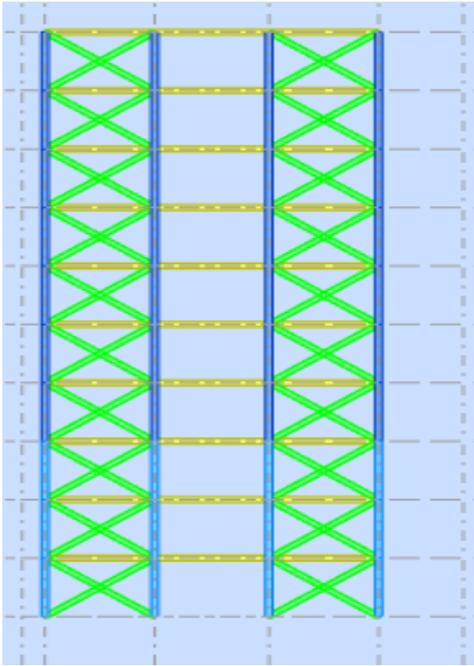


Figure VI-3 Contreventement en X

### VI.4.1.1 Vérification à la traction

Il faut vérifier que :  $N_{sd} \leq N_{trd} = \frac{A x f_y}{\gamma_{m0}}$

Où :

- $N_{sd}$  : Effort normal maximum (traction).
- $N_{trd}$  : Effort normal plastique.

On a :

$$N_{sd} = 776.82 \text{ KN}$$

$$N_{trd} = \frac{7580 \times 275 \times 10^{-3}}{1.1} = 1895 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 776.82 \text{ kN} < N_{trd} = 1895 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### VI.4.1.2 Vérification à la compression

Il faut vérifier que :  $N_{sd} \leq N_{c rd} = \frac{X \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M.1}}$

- $N_{sd}$  : Effort normal maximum dans les diagonales (compression).
- $f_y = 275 \text{ MPa}$ .
- $\gamma_{m1} = 1,1$  (CCM 97)
- $X$  : Coefficient de réduction pour le mode de flambement à considérer en fonction de  $\lambda$ .
- $\bar{\lambda}$  : L'élancement réduit.

Avec :

$$L = \sqrt{L_{poutre}^2 + H_{étage}^2}$$

$$L = 3.04$$

$$\lambda_y = \frac{3040}{121} = 25.12$$

$$\lambda_z = \frac{3040}{28.1} = 108.18$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.92$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9 \times \varepsilon} = \frac{25.12}{86.8} = 0.28$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9 \times \varepsilon} = \frac{108.18}{86.8} = 1.24$$

Risque de flambement en plan z-z et y-y ( $\bar{\lambda}_z > 0,2$ ) II

• **Choix de la courbe de flambement**

$$\frac{h(\text{UPN320})}{b(\text{UPN320})} = \frac{320}{100} = 3.2 > 1,2 \quad \text{Et} \quad t_f = 14 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm}$$

$$\alpha_y = 0,21 \quad \text{Et} \quad \alpha_z = 0,34$$

• **Coefficient de réduction**

$$\text{Plan } y - y ; \phi_y = 0,5 \times (1 + 0,21 \times (0,28 - 0,2) + 0,28^2) = 0.54$$

$$\text{Plan } z - z ; \phi_z = 0,5 \times (1 + 0,34 \times (1,24 - 0,2) + 1,24^2) = 1.44$$

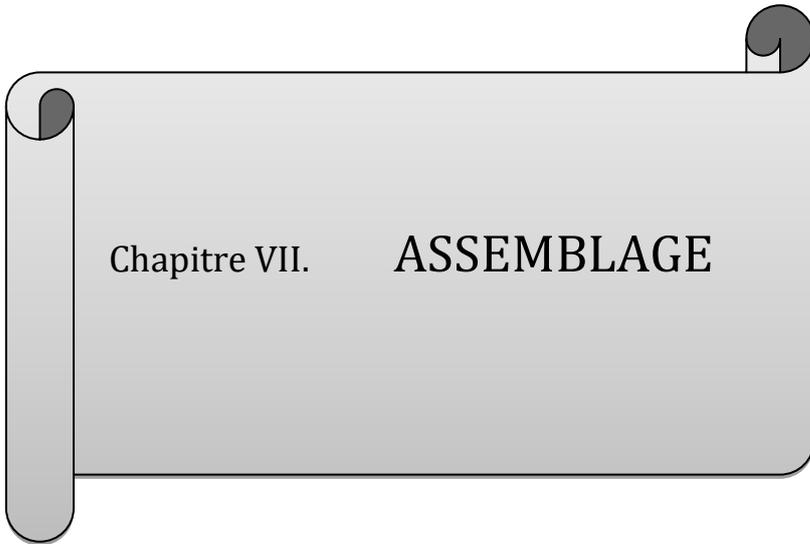
$$\text{Plan } y - y ; \chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0.54 + \sqrt{0.54^2 - 0.28^2}} = 0.9$$

$$\text{Plan } z - z ; \chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{1.44 + \sqrt{1.44^2 - 1.24^2}} = 0.46 \quad \chi_{min} = 0.46$$

$$N_{crd} = \frac{\chi \cdot \beta_a \cdot A \cdot f_y}{\gamma_1} = \frac{0.46 \times 1 \times 75.8 \times 10^2 \times 275}{1.1} = 871.7 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 975.69 \text{ KN} < N_{crd} = 1895 \text{ KN}$$

règlementaire.



Chapitre VII. ASSEMBLAGE

## VII.1 Introduction

Les assemblages ont pour fonction d'assurer la liaison ou la continuité des éléments élémentaires entre eux en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations, souvent importantes généralement statiques, mais quelque fois dynamiques (effets vibration etc....) entre les pièces, sans générer de sollicitations parasites notamment de torsion afin de réaliser l'ossature de l'ouvrage projeté. Ces organes critiques pour l'ouvrage, tant sous l'aspect de l'intégrité structurelle que sous l'aspect économique, doivent être conçus et dimensionnés avec au moins autant de soin que les composants élémentaires.

Pour réaliser une structure métallique, on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- Soit bout à bout (éclissage, raboutages)
- Soit concourantes (attaches poutre / poteau, treillis et systèmes réticulés).

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- Les assemblages articulés, qui transmettent uniquement les efforts tranchants.
- Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.

## VII.2 Fonctionnement des assemblages

Les principaux modes d'exécution des assemblages sont :

- Les assemblages soudés.
- Les assemblages boulonnés.
- Les assemblages rivetés.
- Les assemblages collés.

## VII.3 Calcul des assemblages

Les assemblages qui seront traités manuellement :

- Assemblage poutre-solive.
- Assemblage poteau-poteau.
- Assemblage poteau-poutre principale.
- Assemblage poteau-poutre secondaire.
- Assemblage contreventement

Les assemblages qui seront traités par le logiciel **Autodesk robot** et **Idea statica** :

- Assemblage Pied de poteau.

**VII.4 Le boulonnage**

Le boulonnage consiste le moyen d’assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu’il ménage sur sites. Pour notre cas le choix a été porté sur le boulon de haute résistance (HR). Il comprend une vis à tige filetée, une tête hexagonale et un écrou en acier à très haute résistance :

<b>Classe</b>	<b>4.6</b>	<b>4.8</b>	<b>5.6</b>	<b>5.8</b>	<b>6.6</b>	<b>6.8</b>	<b>8.8</b>	<b>10.9</b>
$f_{yb}(MPA)$	240	320	300	400	360	480	640	900
$f_{ub}(MPA)$	400	400	500	500	600	600	800	1000

**Tableau VII.1** *Caractéristiques des boulons.*

Jeux des diamètres des trous en fonction de diamètre

<b>Les boulons</b>	<b>M12.M14</b>	<b>M16.M24</b>	<b>M27</b>
$d_0$	$d+1$	$d+2$	$d+3$

**Tableau VII.2** *Des diamètres des trous.*

**VII.5 2) Le soudage**

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela à pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs. 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.

**VII.5.1 Coefficients partiels de sécurité**

- Résistance des boulons au cisaillement : = 1,25
- Résistance des boulons à traction : = 1,50

## VII.5.2 Coefficient de frottement

Un bon assemblage par boulons HR exige que des précautions élémentaires soient prises, notamment :

- Le coefficient de frottement  $\mu$  doit correspondre à sa valeur de calcul.

Cela nécessite une préparation des surfaces, par brossage ou grenailage, pour éliminer toute trace de rouille ou de calamine ;

De graissage, etc.

- $\mu = 0,50$  pour les surfaces de la classe A
- $\mu = 0,40$  pour les surfaces de la classe B
- $\mu = 0,30$  pour les surfaces de la classe C
- $\mu = 0,20$  pour les surfaces de la classe D

### 5) Valeur des coefficients réducteurs $K_s$ :

Type de trous	$K_s$
Normalisés	1.0
Surdimensionnés ou oblongs courts	0.85
Oblongs longs	0.7

**Tableau VII.3** Valeurs des coefficients réducteurs  $K_s$

## VII.6 Les assemblages calculés manuellement

### VII.6.1 Assemblage poutre-solive (étage courant) :

- Poutre IPE500
- Solive IPE200

On calcul effort tranchant:

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{(1,35 \times 5,7 + 1,5 \times 2,5) \times 6}{2} = 34.33 \text{KN}$$

- Dimensionnement de l'assemblage

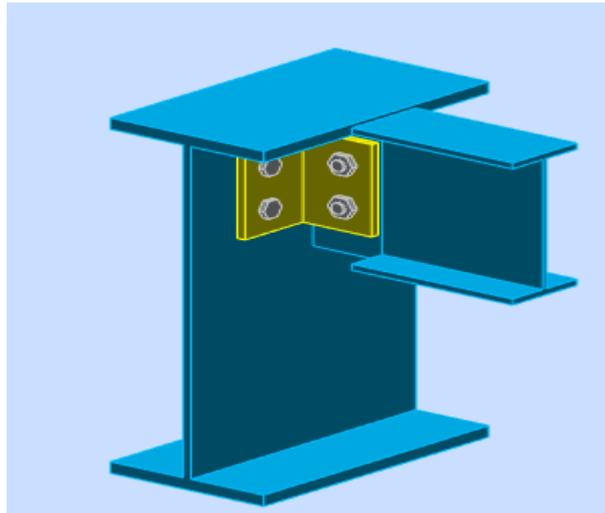


Figure VII-1 Assemblage poutre solive

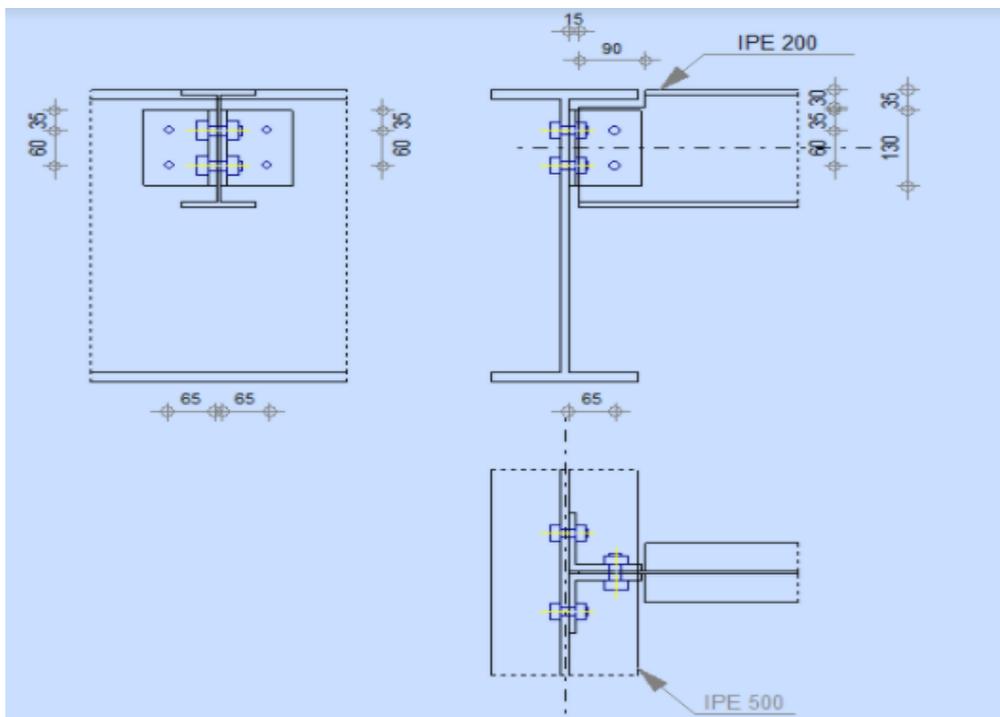


Figure VII-2 Disposition constructive d'assemblage poutre-solive

- **Choix de diamètre du boulon**

Pour des raisons pratiques on évite toujours la mise en œuvre dans un même assemblage des boulons de diamètre différents, le choix du diamètre se fera en déterminant leur résistance tout en étant proportionnel à l'épaisseur des pièces assemblées comme suite :

$$t \leq 10 \text{ mm} = (12 ; 14) \text{ mm}$$

$$10 \leq t \leq 25 \text{ mm} = (16 ; 20 ; 24) \text{ mm}$$

$$t \geq 25 \text{ mm} = (24 ; 27 ; 30) \text{ mm}$$

$$t=12$$

On choisit 4 boulons de diamètre de 16mm (M16) de classe 4.6

$$M16 \rightarrow d = 16 \text{ mm} ; d_0 = d + 2 \text{ mm} = 18 \text{ mm}$$

- **Disposition constructive des boulons**

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t ; 150 \text{ mm}) \rightarrow 21.6 \leq e_1 \leq 150 \text{ mm}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \max(14t ; 200 \text{ mm}) \rightarrow 39.6 \leq p_1 \leq 161 \text{ mm}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t ; 150 \text{ mm}) \rightarrow 27 \leq e_2 \leq 150 \text{ mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \max(14t ; 200 \text{ mm}) \rightarrow 54 \leq p_2 \leq 161 \text{ mm}$$

- **Vérification de la résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement**

Il faut vérifier que :  $F_{vrd} > V_{sd}$

$$F_{vrd} = \alpha_v \times f_{ub} \times A_s / \lambda_{Mb}$$

Avec :

$$f_{ub} = 400 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Section résistante en traction : } A_s = 157 \text{ mm}^2$$

$$\text{Résistance des boulons : } \lambda_{Mb} = 1,25$$

$$\alpha_v = 0,6$$

$$F_{vrd} = \frac{0,6 \times 400 \times 157}{1,25} = 30,14 \text{ KN}$$

On a 2 boulons cisaillement donc :

$$F_{vrd} = n \times F_{vrd} = 4 \times 30,14 = 120,56 \text{ KN}$$

$$F_{vrd} = 120,56 \text{ KN} > V_{sd} = 34,33 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la pression diamétrale**

On a une cornière de (100 × 100 × 10)

Il faut vérifier que :  $F_{sd1} > F_{b,Rd}$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5\alpha \cdot f_u \cdot dt}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min \left( \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right)$$

$d = 16\text{mm}$  ;  $d_0 = 18\text{mm}$  ;  $t = 12\text{mm}$  ;  $\lambda_{Mb} = 1,25$  ;  $f_u = 360 \text{ N/mm}^2$ ;

$e_1 = 35\text{mm}$   $p_1 = 60\text{mm}$

$\alpha = \min (0,64; 0,86; 1,1; 1)$

$\alpha = 0,64$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 0,64 \times 360 \times 16 \times 12}{1,25} = 88.47 \text{ KN}$$

Pour un boulon :

$$V_{sd1} = \frac{V_{sd}}{4} = \frac{34.33}{4} = 8,58 \text{ KN}$$

$V_{sd1} = 8,88\text{KN} < F_{b,Rd} = 88.47 \text{ KN}$  **Condition vérifiée**

## **VII.6.2 Assemblage poteau-poutre principale**

- Poteau HEB800
- Poutre principale IPE500

- **Efforts sollicitant**

- $V_{sd} = 210.14 \text{ KN}$
- $N_{sd} = 130.1 \text{ KN}$
- $M_{sd} = 314.99\text{KN.m}$

- **Calcul de l'épaisseur du cordon sur semelle [8]**

$$a_f \geq t_{fb} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \times \frac{b_w \times \gamma_{m2}}{f_{us} \times \sqrt{2}}$$

$$a_f \geq 16 \times \frac{275}{1} \times \frac{0,85 \times 1,3}{430 \times \sqrt{2}}$$

$a_f = 7.99\text{mm}$

- Calcul de l'épaisseur du cordon sur l'âme

$$a_f \geq t_{wb} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \times \frac{b_w \times \gamma_{m2}}{f_{us} \times \sqrt{3}}$$

$$a_f \geq 10.2 \times \frac{275}{1} \times \frac{0,85 \times 1,3}{430 \times \sqrt{3}}$$

$$a_f = 4.16 \text{ mm}$$

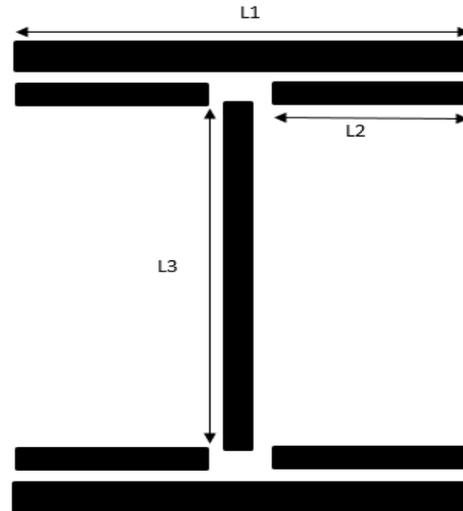
On adopte  $a_s = 10 \text{ mm}$

**Calcul de la soudure poutre IPE500**

$$L_1 = 200 \text{ mm}$$

$$L_2 = 94.9 \text{ mm}$$

$$L_3 = 468 \text{ mm}$$



**Figure VII-3** Assemblage soudé poutres – platine

$$A_s = \sum l_i \times a_i = (2l_1 \times a) + (4l_2 \times a) + (2l_3 \times a)$$

$$A_s = \sum l_i \times a_i = (2 \times 200 \times 10) + (4 \times 94.9 \times 10) + (2 \times 468 \times 10)$$

$$A_s = 17156 \text{ mm}^2$$

$h$  : la hauteur du profilé.

La nuance d'acier = S275 ;  $\gamma_{mw} = 1,3$ ;  $\beta_w = 0,85$  ;  $f_u = 430$

- Vérification de la soudure

- vérification du moment et l'effort normal (M et N)

$$\sqrt{2} \left[ \frac{N_{sd}}{A_s} + \left( \frac{M_{sd}}{I_{ys}} \times \frac{h}{2} \right) \right] \leq \frac{f_{us}}{b_w \times \gamma_{m2}}$$

$$I_{ys} = (2l_1 \times a \times d_1^2) + (4l_2 \times a \times d_2^2)$$

$$d_1 = \frac{h}{2} + \frac{a}{2} = \frac{500}{2} + \frac{12}{2} = 256 \text{ mm}$$

$$d_2 = \frac{h}{2} - t_f - \frac{a}{2} = \frac{500}{2} - 16 - \frac{12}{2} = 228 \text{ mm}$$

$$I_{ys} = (2 \times 200 \times 12 \times 256^2) + (4 \times 94.9 \times 12 \times 228^2) = 551.36 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$\sqrt{2} \left[ \frac{1.3 \times 10^3}{17156} + \left( \frac{314.99 \times 10^6}{551.36 \times 10^6} \times \frac{500}{2} \right) \right] \leq \frac{430}{0,85 \times 1,3}$$

202.09 ≤ 389,14 **Condition vérifiée**

- **vérification de l'effort tranchant et l'effort normal (V et N)**

$$\sqrt{2 \times \left( \frac{N_{sd}}{A_s} \right)^2 + 3 \times \left( \frac{V_{sd}}{2l_3 \times a} \right)^2} \leq \frac{f_{us}}{b_w \times \gamma_{m2}}$$

$$\sqrt{2 \times \left( \frac{1.6 \times 10^3}{17156} \right)^2 + 3 \times \left( \frac{210.14 \times 10^3}{11232} \right)^2} \leq \frac{430}{0,85 \times 1,3}$$

32.02 ≤ 389,14 **Condition vérifiée**

- **Vérification des boulons HR**

**Choix du diamètre du boulon**

Epaisseur de la platine :  $ep = 20mm$

$t \leq 10 mmd = (12 ; 14) mm$

$10 \leq t \leq 25 mmd = (16 ; 20 ; 24) mm$

$t \geq 25 mmd = (24 ; 27 ; 30) mm$

On prend  $\emptyset = 24mm$

- **Détermination du nombre des boulons nécessaire**

Condition de la résistance au cisaillement des boulons

$$F_{v.sd} \leq F_{v.rd}$$

$$F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{n}$$

$$F_{v.rd} = \frac{0,5 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}}$$

$n$  : Nombre des boulons

$$n \geq \frac{V_{sd} \times \gamma_{Mb}}{0,5 \times A_s \times f_{ub}} = \frac{210.14 \times 10^3 \times 1,25}{0,5 \times 353 \times 1000} = 1.48$$

$A_s$  : Section résistante des boulons = 353mm<sup>2</sup>

On prend  $n = 8$  boulons HR  $\left\{ \begin{array}{l} n_2 = 2(\text{nombre de file}) \\ n_1 = 4(\text{nombre des boulons par ranger}) \end{array} \right.$

- **Disposition constructives**

L'épaisseur de la platine ( $ep = 30\text{ mm}$ ) alors on prend deux files de 8 boulons *HR*

$\phi = 24\text{ mm}$ , classe 10.9

- **Distance entre axe des boulons**

$d_0$  : Diamètre du trou

On a  $\phi = 24\text{ mm}$  donc  $d_0 = d + 2\text{ mm}$

$d_0 = 24 + 2 = 26\text{ mm}$

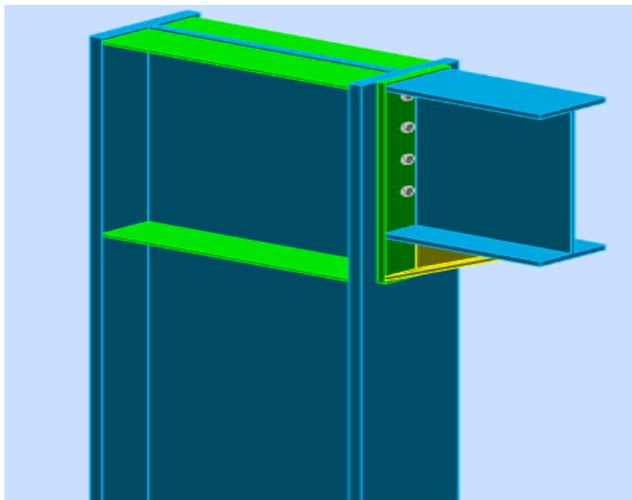
$$1.5d_0 \leq e_1 \leq \max(12t; 150\text{ mm}) \rightarrow 39 \leq e_1 \leq 360\text{ mm}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \max(14t; 200\text{ mm}) \rightarrow 57,2 \leq p_1 \leq 420\text{ mm}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t; 150\text{ mm}) \rightarrow 39 \leq e_2 \leq 360\text{ mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \max(14t; 200\text{ mm}) \rightarrow 78 \leq p_2 \leq 420\text{ mm}$$

$P_1 = 105\text{ mm}$ ;  $P_2 = 70\text{ mm}$ ;  $e_1 = 50\text{ mm}$ ;  $e_2 = 65\text{ mm}$



**Figure VII-4** *Assemblage poteau – poutre*

- Détermination des efforts dans les boulons

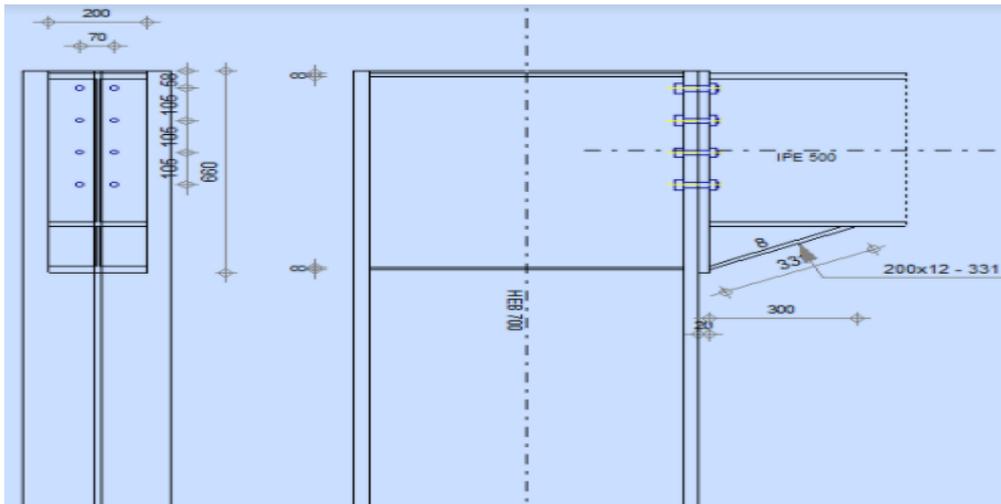


Figure VII-5 Distribution des boulons sur la platine d'extrémité

- La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant

L'effort tranchant :  $V_{sd} = 210.14 \text{ KN}$

- $K_s = 1$  : 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.

Il faut vérifier que :

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n_b}$$

$n_b$  : Nombre du boulon.

$$F_N = \frac{210.14}{8} = 26.26 \text{ KN}$$

$$F_{v,rd} = \frac{k_s \times F_p \times n \times \mu}{\gamma_{ms}}$$

$$F_{v,rd} = \frac{1 \times 247,1 \times 2 \times 0.3}{1,25} = 118,608 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 26.26KN \leq F_{v,rd} = 118,608KN \text{ Condition vérifiée}$$

- **Résistance de l'âme du poteau en traction**

Il faut vérifier que :  $F_v \leq F_{tRd}$

Avec :

$$F_{tRd} = t_{wc} \cdot b_{eff} \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Où :

$F_{tRd}$  : Résistance de l'âme du poteau à la traction.

$t_{wc} = 17.5mm$  : Épaisseur de l'âme du poteau.

$b_{eff} = p$  : Entraxe rangées des boulons. ( $p = 100mm$ )

$$F_{tRd} = 17.5 \times 100 \times \frac{275}{1} = 481.25 \text{ KN}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_t = \frac{M_{sd}}{h - t_f}$$

Avec :

$h$ : La hauteur de profilé (poteau)  $h_p = 800mm$

$t_f$  : Épaisseur de la semelle du poteau  $t_f = 33mm$

Donc :

$$F_t = \frac{314.99}{0,800 - 0,033} = 410.67 \text{ KN}$$

$$F_t = 410.67 \text{ KN} \leq F_{tRd} = 481.25KN \text{ Condition vérifiée}$$

- **Résistance de l'âme de poteau en compression**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_n \leq f_y$$

Avec :

$\sigma_n$  : Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau.

$$\sigma_n = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{W_{ely}}$$

$$\sigma_n = \frac{210.14 \times 10^3}{334.2 \times 10^2} + \frac{314.99 \times 10^6}{8977 \times 10^3} = 41.36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_n = 41.36 \text{ MPa} \leq f_y = 275 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

- **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)  $h_p = 800 \text{ mm}$

$t_{wc}$  : Épaisseur de l'âme (poteau)  $t_{wc} = 11 \text{ mm}$

$$V_{Rd} = \frac{0,58 \times 275 \times 800 \times 17.5}{1} = 2233 \text{ KN}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_t = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{314.99}{0,8 - 0,0175} = 402.54 \text{ KN}$$

$$F_v = 402.54 \text{ KN} \leq V_{Rd} = 2233 \text{ KN} \text{ Condition vérifiée}$$

Donc l'assemblage poteau-poutre est vérifié

### VII.6.3 Assemblage poteau-poteau (HEB 800-HEB 800)

L'assemblage se fait à l'aide de couvres joints avec deux fils verticaux de boulons HR10.9 Deux couvre-joints qui assurent la liaison entre les âmes et deux autres qui relient les extrémités des semelles des poteaux successifs.

- **Assemblage bout à bout**

On doit fixer le poteau à l'aide des boulons qui lient la platine et l'autre poteau, le poteau doit être soudé sur la plaque

#### VII.6.3.1 Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques

- Poteau HEB800
- Poteau HEB 800

Les efforts obtenus d'après le robot :

- $M_{sd} = 172.18 \text{ KN.m}$
- $V_{sd} = 59.84 \text{ KN}$
- $N_{sd} = 1578.20 \text{ KN}$
- **Boulon**  
L'assemblage est réalisé avec deux files de boulons  $\varnothing 27$  de classe HR 10.9.
- **Platine**

(900, 350, 30) mm

- **Disposition constructive des boulons**

On a  $\varnothing = 27 \text{ mm}$  donc  $d_0 = d + 3 \text{ mm}$

$$d_0 = 27 + 3 = 30 \text{ mm} ;$$

$$1.5d_0 \leq e_1 \leq \max(12t; 150 \text{ mm}) \rightarrow 45 \leq e_1 \leq 396 \text{ mm}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \max(14t; 200 \text{ mm}) \rightarrow 66 \leq p_1 \leq 462 \text{ mm}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t; 150 \text{ mm}) \rightarrow 45 \leq e_2 \leq 396 \text{ mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \max(14t; 200 \text{ mm}) \rightarrow 90 \leq p_2 \leq 462 \text{ mm}$$

$$P_1 = 150 \text{ mm}; P_2 = 90 \text{ mm}; e_1 = 90 \text{ mm}; e_2 = 90 \text{ mm}$$

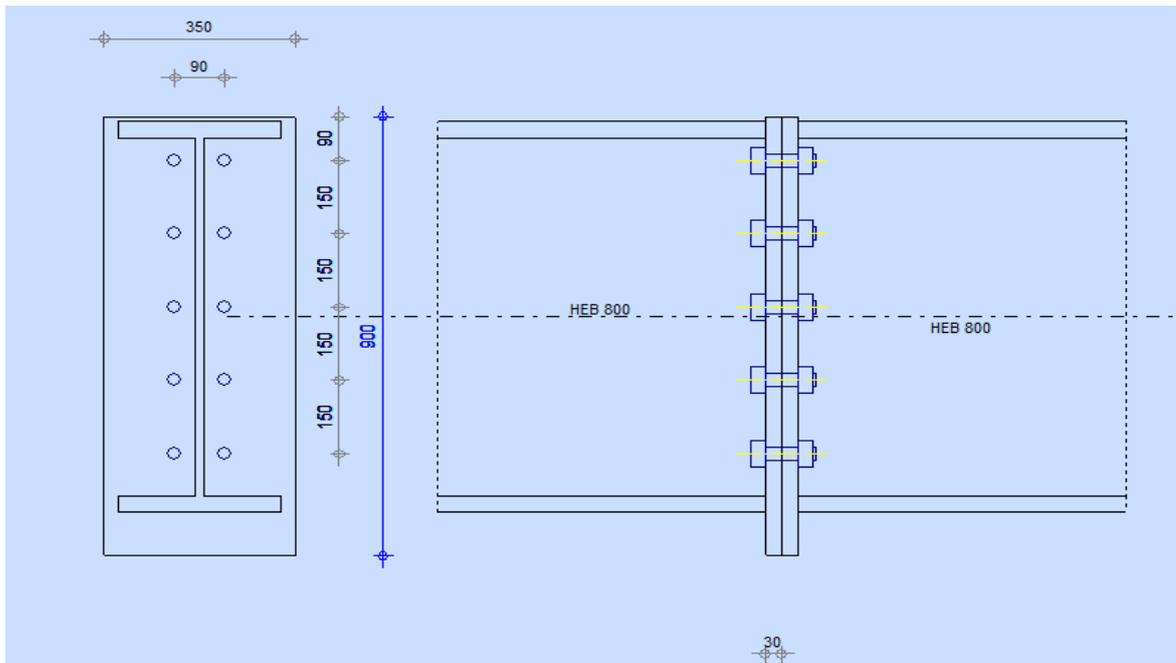


Figure VII-6 Distribution des boulons sur la platine

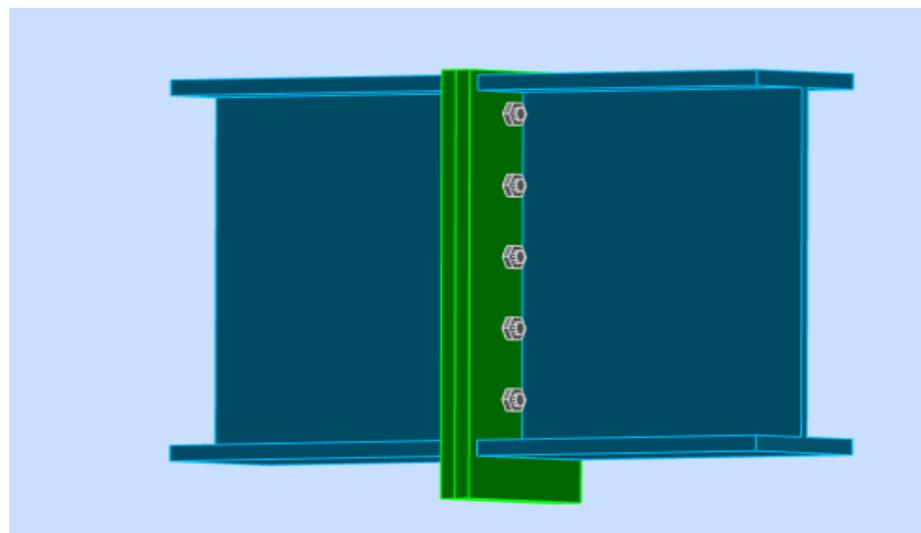


Figure VII-7 Assemblage poteau – poteau

- Détermination des efforts dans les boulons

Nous considérons uniquement les boulons tendus

$$N_i \leq nF_P$$

$$N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2}$$

$$nF_P = n \cdot 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s$$

Avec:

$n = 2$  (Nombre de boulons par rangés).

$F_p$  : L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons.

$f_{ub}$ : La contrainte de la rupture du boulon, vaut 1000MPa pour HR10.9.

$A_s$  : l'aire de la section du boulon.

- **Position de l'axe neutre**

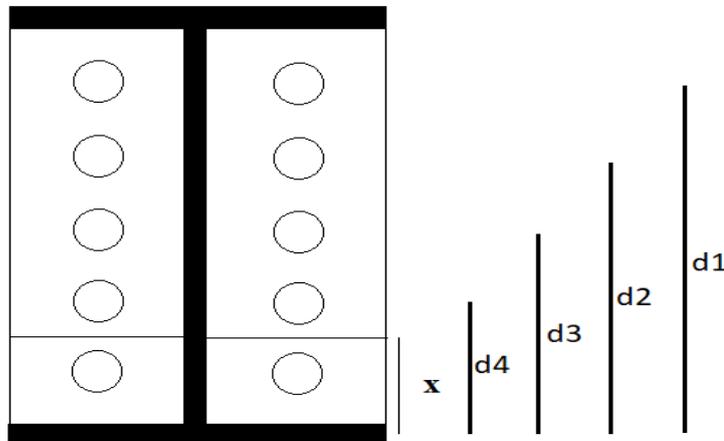
$$x = t_f \sqrt{\frac{b}{t_w}} = 33 \sqrt{\frac{300}{18}} = 134.72mm$$

$$N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2}$$

$N_i$ : L'effort maximal de traction du boulon le plus éloigné du centre de rotation.

$d_i$  : Distance des boulons par rapport au centre de rotation.

$d1 = 575.25mm$  ;  $d2 = 425.28mm$  ;  $d3 = 275.28mm$  ;  $d4 = 125.28mm$



**Figure VII-8** Disposition constructive des boulons

$$\sum d_i^2 = 575.25^2 + 425.28^2 + 275.28^2 + 125.28^2$$

$$\sum d_i^2 = 603284.31mm^2$$

$$N_1 = \frac{M_{sd} \times d_1}{\sum d_i^2} = \frac{172.18 \times 575.28 \times 10^{-3}}{603284.31 \times 10^{-6}} = 164.19KN$$

IL faut vérifier que :  $N_1 \leq n \cdot f_{pc,d}$

$$N_1 = 164.19KN$$

$n_0 = 2$  pour une rangé

$F_p$  : l'effort de précontrainte autorisé dans les boulons,

$f_{ub}$  : La contrainte de la rupture du boulon, vaut 1000MPa pour HR10.9

$A_s$  : l'aire de la section du boulon

$$A_s = 353 \text{ mm}^2$$

$$n \cdot f_{pc,d} = 2 \times 0,7 \times 1000 \times 353 = 494,2 \text{ KN}$$

$$N_1 = 164,19 \text{ KN} \leq n \cdot f_{pc,d} = 494,2 \text{ KN} \text{ Condition vérifiée}$$

- **La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant**

L'effort tranchant :  $V_{sd} = 59,84 \text{ KN}$

$K_s = 1$  : 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.

Il faut vérifier que :

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n_b}$$

$n_b$  : Nombre du boulon

$$F_N = \frac{59,84}{10} = 5,984 \text{ KN}$$

$$F_{v,rd} = \frac{k_s \times F_p \times n \times \mu}{\gamma_{ms}}$$

$$F_{v,rd} = \frac{1 \times 247,1 \times 2 \times 0,3}{1,25} = 118,608 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 5,984 \text{ KN} \leq F_{v,rd} = 118,608 \text{ KN} \text{ Condition vérifiée}$$

a) Résistance de l'âme du poteau en traction

Il faut vérifier que :  $F_v \leq F_{tRd}$

Avec :

$$F_{tRd} = t_{wc} \cdot b_{eff} \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Où :

$F_{tRd}$  : Résistance de l'âme du poteau à la traction.

$t_{wc} = 18\text{mm}$  : Épaisseur de l'âme du poteau.

$b_{eff} = p$  : Entraxe rangées des boulons. ( $p = 150\text{mm}$ )

$$F_{tRd} = 18 \times 150 \times \frac{275}{1} = 742.5\text{KN}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_t = \frac{M_{sd}}{h - t_f}$$

Avec :

$h$ : La hauteur de profilé (poteau)  $h_p = 800\text{mm}$

$t_f$  : Épaisseur de la semelle du poteau  $t_f = 33\text{mm}$

Donc :

$$F_t = \frac{172.18}{0.8 - 0.033} = 224.48 \text{ KN}$$

$F_t = 224.48 \text{ KN} \leq F_{tRd} = 742.5\text{KN}$  Condition vérifiée

• Résistance de l'âme de poteau en compression

Il faut vérifier que :  $F_c \leq F_{cRd}$

$$F_{cRd} = \frac{f_y \times t_{wc} \times \left(1,25 - 0,5 \cdot \gamma_{M0} \frac{\sigma_n}{f_y}\right) b_{eff}}{\gamma_{M0}}$$

$\sigma_n$  : Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau.

$t_{fc} = t_{fb}$  : Épaisseur semelle poteau HEB800 = 33mm

$t_p$ : Épaisseur platine extrémité=30mm

$r_c$  : Rayon de raccordement âme semelle de poteau=30mm

$$b_{eff} = t_{fb} + 2t_p + 5(t_{fc} + r_c)$$

$$b_{eff} = 33 + 2 \times 30 + 5(33 + 30) = 408\text{mm}$$

$$\sigma_n = \frac{N_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{W_{el,y}} = \frac{157.20}{33420 \times 10^{-6}} + \frac{172.18}{8977 \times 10^{-6}} = 23.88\text{kN/m}^2$$

$$F_{c,rd} = \frac{275 \times 18 \times \left(1,25 - 0,5 \times 1 \times \frac{23,88}{275}\right) \times 408}{1}$$

$$F_{c,rd} = 2277.312 \text{ kN}$$

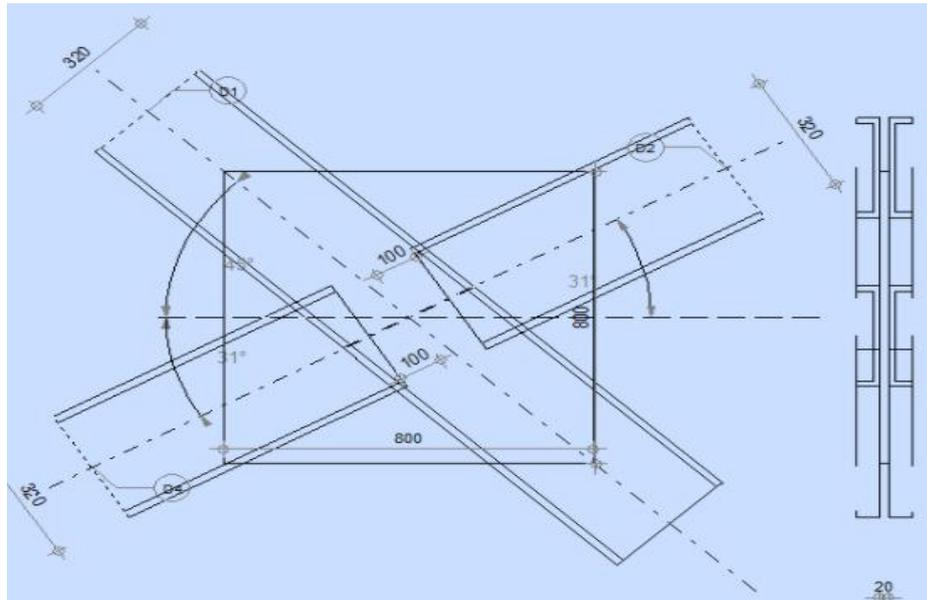
$$F_c = \frac{M_{sd}}{h - t_{fb}} = \frac{172.18}{0,8 - 0,033} = 224.48 \text{ kN}$$

$$F_c = 224.48 \text{ kN} \leq F_{cRd} = 2277.312 \text{ kN} \text{ Condition vérifiée}$$

Donc l'assemblage poteau-poteau est vérifié

### VII.6.4 Assemblage des éléments de contreventement en X

L'assemblage se fait par des boulons HR 10.9,  $\phi = 24$ . Ils sont fixés sur un gousset soudé sur poteau, avec un cornier 2UPN 320



**Figure VII-9** Assemblage contreventement en X

- **Effort sollicitant**
- $V_{sd} = 1138.26 \text{ KN}$
- $V_{sd} = 988.82 \text{ KN}$  (Pour une seule UPN)
- **Cordon de soudure gousset-poteau**

Gousset (800 × 800 × 20) mm<sup>3</sup>

$$a \geq \frac{N_{sd} \times B_w \times \gamma_{Mw} \times \sqrt{3 - \sin^2 \alpha}}{l \times f_u}$$

$$a \geq \frac{1138.26 \times 10^3 * 0,85 \times 1,3 \times \sqrt{3 - \sin^2 45}}{800 \times 430} = 5.78mm$$

On adopte  $a_s = 6mm$

- **Choix de diamètre du boulon**

Epaisseur de gousset :  $ep = 20 mm$

On a un épaisseur de gousset  $t = 20 mm$  alors on prend  $\varnothing = 20mm$ , classe 8.8

- **Résistance d'un boulon au cisaillement par plan de cisaillement**

$$F_{v.rd} = \frac{0,6 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}}$$

$$f_{ub} = 800 N/mm^2$$

$A_s = 245 mm^2$  : Sectionrésistante du boulon à la traction.

$\gamma_{mb} = 1,25$  : Résistance du boulon.

$$F_{v.rd} = \frac{0,6 \times 800 \times 245}{1,25} = 94,08 KN$$

- a) **Nombre des boulons nécessaires**

$$Fv_{sd} = \frac{V_{sd}}{n} \rightarrow n = \frac{V_{sd}}{Fv_{sd}} = \frac{988.82}{94,08} = 10.51 \rightarrow n = 12$$

- **Disposition des boulons**

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t ; 150mm) \rightarrow 26,4mm \leq e_1 \leq 240mm$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \max(14t ; 200mm) \rightarrow 48,4 mm \leq p_1 \leq 280mm$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t ; 150mm) \rightarrow 33mm \leq e_1 \leq 240mm$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \max(14t ; 200mm) \rightarrow 66mm \leq p_2 \leq 280mm$$

$$e_1 = 50mm ; p_1 = 80mm ; e_2 = 50mm ; p_2 = 100mm$$

- **Vérification de la pression diamétrale**

Il faut vérifier que :  $F_{sd1} > F_{b.Rd}$

$$F_{b.Rd} = \frac{2,5\alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min \left( \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right)$$

$$d = 20\text{mm}; d_0 = 22\text{mm}; t = 20\text{mm}; \lambda_{Mb} = 1,25; f_u = 430 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}; e_1 = 50\text{mm};$$

$$p_1 = 80\text{mm}$$

$$\alpha = \min (0,75; 0,96; 1,86; 1)$$

$$\alpha = 0,75$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 0,75 \times 430 \times 20 \times 20}{1,25} = 258 \text{ KN}$$

$$F_{vSd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{1138,26}{12} = 94,85 \text{ KN}$$

$$F_{vSd} = 94,85 \text{ KN} < F_{b,Rd} = 258 \text{ KN} \text{ Condition vérifiée}$$

### Choix adopté

- Soudure de gousseta = 6 mm
- Epaisseur de gousset ep = 20 mm
- Boulonnage : 12 boulons de diamètre  $\varnothing = 20 \text{ mm}$

### VI.4.5 Assemblage poteau-poutre secondaire

## VII.6.4.1 Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques

- Poteau HEB800
- Poutre secondaire IPE360

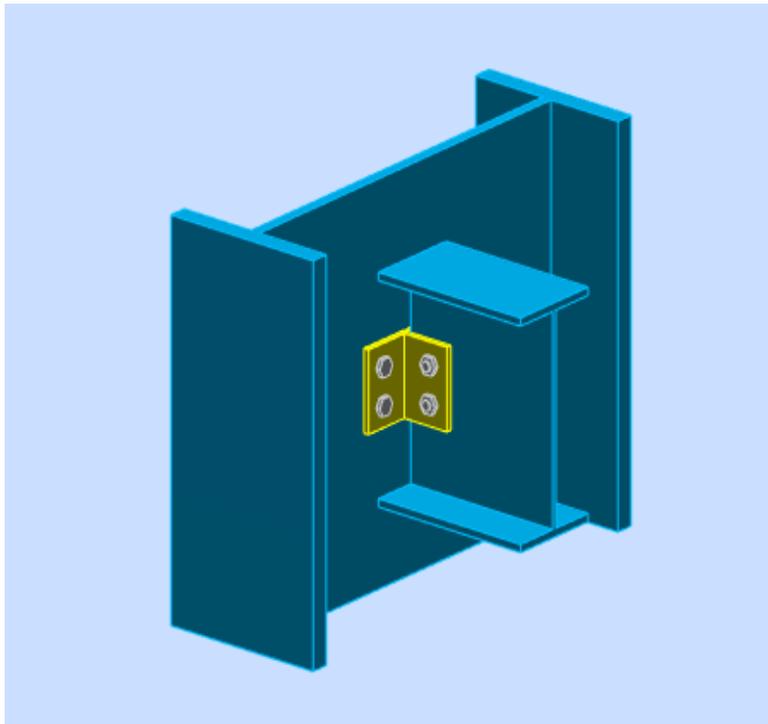


Figure VII-10 Assemblage poteau – poutre secondaire

- Position de l'axe neutre

$$x = t_f \sqrt{\frac{b}{t_w}} = 13 \sqrt{\frac{360}{18}} = 58.14$$

$$N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2}$$

$N_i$ : L'effort maximal de traction du boulon le plus éloigné du centre de rotation.

$d_i$ : Distance des boulons par rapport au centre de rotation.

$$d_1 = 91.86 \text{ mm} ; d_2 = 151.86 \text{ mm}$$

$$\sum d_i^2 = 91.86^2 + 151.86^2$$

$$\sum d_i^2 = 31499.72 \text{ mm}^2$$

$F_p$ : L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons.

$f_{ub}$ : La contrainte de la rupture du boulon, vaut 400MPa pour HR 4.6

$A_s$ : l'aire de la section du boulon

$$A_s = 353 \text{ mm}^2$$

$$f_{pc,d} = 1 \times 0,7 \times 353 \times 400 = 98.84 \text{ KN}$$

- **La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant**

L'effort tranchant :  $V_{sd} = 13.88 \text{ KN}$

$K_s = 1$  : 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.

Il faut vérifier que :

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n_b}$$

$n_b$  : Nombre du boulon.

$$F_N = \frac{13.88}{4} = 3.47 \text{ KN}$$

$$F_{v,rd} = \frac{k_s \times F_p \times n \times \mu}{\gamma_{ms}}$$

$$F_{v,rd} = \frac{1 \times 98.84 \times 2 \times 0.3}{1,25} = 47.44 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 3.47 \text{ KN} \leq F_{v,rd} = 47.44 \text{ KN} \text{ Condition vérifiée}$$

- **Résistance de l'âme du poteau en traction**

Il faut vérifier que :  $F_t \leq F_{tRd}$

Avec :

$$F_{tRd} = t_{wc} \cdot b_{eff} \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Où :

$F_{tRd}$  : Résistance de l'âme du poteau à la traction.

$t_{wc} = 18 \text{ mm}$  : Épaisseur de l'âme du poteau.

$b_{eff} = p$  : Entraxe rangées des boulons. ( $p = 60 \text{ mm}$ )

$$F_{tRd} = 18 \times 60 \times \frac{275}{1} = 297 \text{ KN}$$

- **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)  $h_p = 800mm$

$t_{wc}$  : Épaisseur de l'âme (poteau)  $t_{wc} = 18mm$

$$V_{Rd} = \frac{0,58 \times 275 \times 800 \times 18}{1} = 2296.8KN$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_v = 0 KN \leq V_{Rd} = 684,255KN \text{ Condition vérifiée}$$

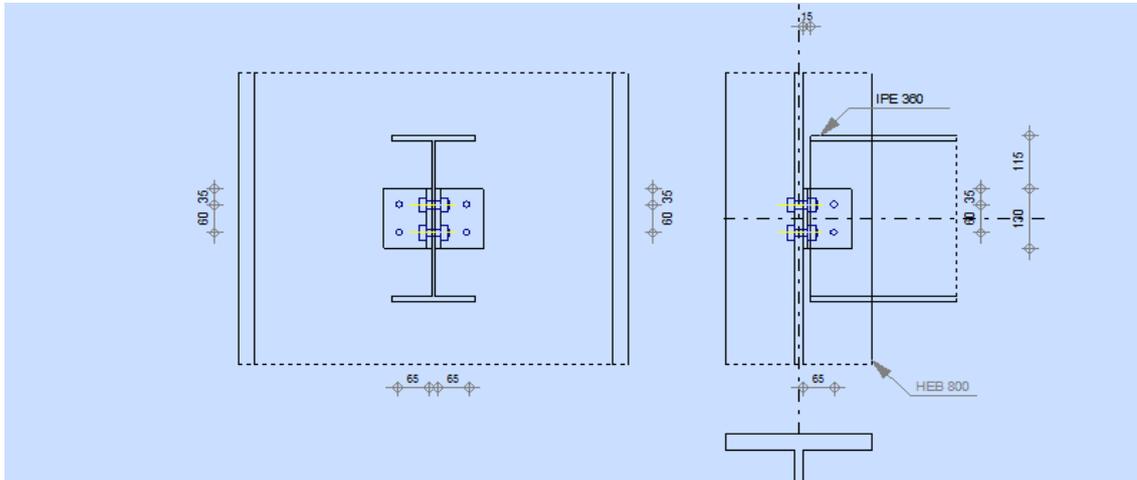


Figure VII-11 Disposition constructive d'assemblage poteau-poutre secondaire

- Donc l'assemblage poteau-poutre secondaire est vérifié

## VII.7 Les assemblages calculés par logiciel [10]

### VII.7.1 Assemblages pied de poteau (Autodesk robot)

La base des poteaux ce sont des dispositifs de liaison qui lient la superstructure a l'infrastructure, ils doivent assurer la transmission les charges et les efforts de la superstructure aux fondations. Ces dispositifs sont soit articulé soit encastrer, ils sont constitués d'une plaque métallique appelée : « platine », fixées aux pieds des poteaux par des tiges d'ancrage sur le béton d'appui. Dans notre cas, les poteaux sont encastrés à leur base.

- **Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques**

Poteau HEB 800

$h = 800mm$ ;  $b = 300mm$ ;  $t_f = 33mm$ ;  $t_w = 18mm$ ;  $A = 334cm^2$

**VII.7.2 Platine de parcellement**

$l=600\text{mm}$

$b=30\text{ mm}$

$t =25\text{mm}$

- **Dimensions des tiges d'ancrage**

$L_1 =60\text{mm}$

$L_2 =640\text{mm}$

$L_3 =120\text{mm}$

$L_4 =100\text{mm}$

- **Platine**

$l_{\text{wd}} =50\text{mm}$

$b_{\text{wd}} =60\text{mm}$

$t_{\text{wd}} =10\text{mm}$

- **Bêche**

Profilé: IPE 100

$l_w =100\text{mm}$

Matériau: acier

$f_{yw} = 275\text{Mpa}$

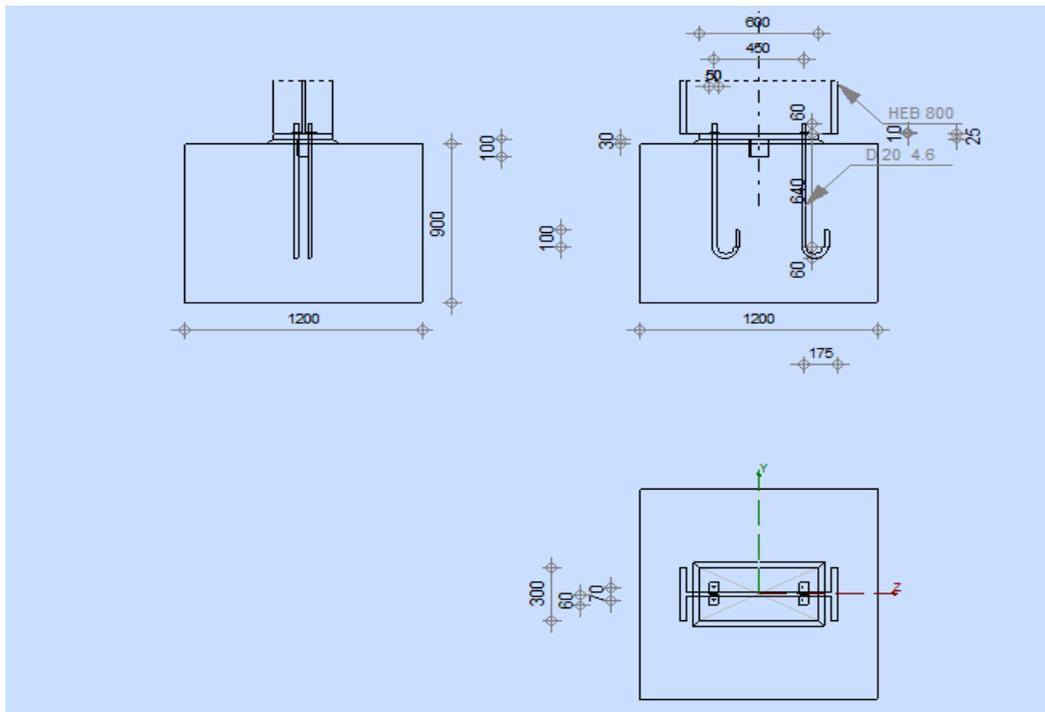


Figure VII-12 Distribution des boulons sur la pied poteau.

- Les efforts obtenus d'après le robot :
- $M_{sd} = 121,1 \text{ KN.m}$
- $N_{sd} = 2824,58 \text{ KN.m}$

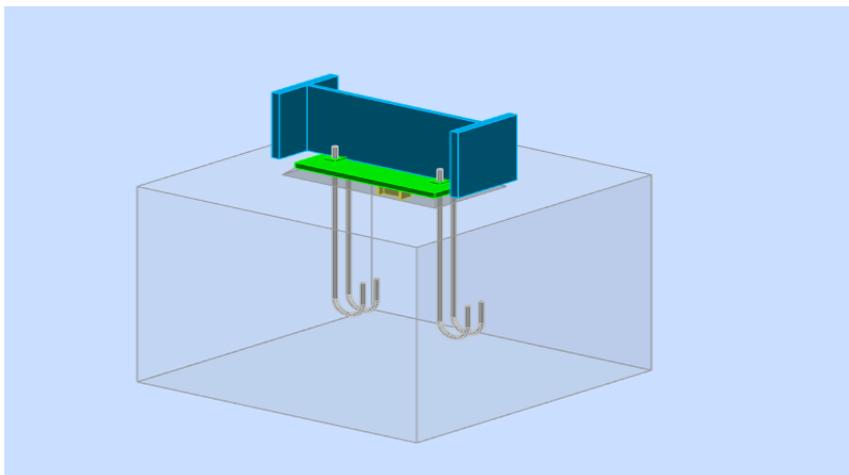


Figure VII-13 Assemblage pied de poteau

- **Les vérifications à faire**
- Contrôle de la résistance de l'assemblage
- Cisaillement
- Contrôle des raidisseurs

- Soudure entre le poteau et la plaque d'assise
- Soudure verticales des raidisseurs
- Soudures horizontales des raidisseurs
- Rigidité de l'assemblage

Avec un ratio de  $0,86 < 1$  **condition vérifiée**

**Remarque**

Les autres assemblages seront calculés avec les même principes par logiciel Autodesk robot .



Chapitre VIII. FERRAILLAGE DES ELEMENTS

## **VIII.1 Introduction**

Les voiles sont des éléments de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé. Ils sont pleins ou comportant des ouvertures.

Ils assurent deux fonctions principales :

- Ils sont porteurs ce qui leur permet le transfert des charges verticales.
- Une fonction de contreventement qui garantit la stabilité sous l'action des charges horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique).

## **VIII.2 Calcul des voiles de noyau central**

### **VIII.2.1 Conception**

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (Torsion)
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher)
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

### **VIII.2.2 Principe de calcul**

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable.

Selon les combinaisons suivantes :

1)  $G + Q \pm E$

2)  $0,8G + E$

3) Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des moments et vérifier selon le règlement R.P.A 99(version 2003).

4) Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs).
- Armatures transversales.

#### **a. Les armatures longitudinales**

Les Armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- L'effort de traction doit être repris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que :  $A_{min} = 0,20 \times Lt \times e$

- Avec :  $\begin{cases} Lt : \text{Longueur de la zone tendue} \\ e : \text{Épaisseur du voile} \end{cases}$
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement  $St < e$
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.
- es barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

**b. Les Armatures horizontales**

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\phi_l$ .

**c. Les Armatures transversales**

Sont Destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de quatre épingles par  $1m^2$  au moins.

➤ **Situation durable [7]**

- **Béton** :  $\gamma_b=1,5$  ;  $f_{c28}=25\text{MPa}$  ;  $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$ .
- **Acier** :  $\gamma_s=1,15$  ; Nuance FeE500 ;  $\sigma_s=435\text{MPa}$ .

➤ **Situation accidentelle**

- **Béton** :  $\gamma_b=1,15$  ;  $f_{c28}=25\text{MPa}$  ;  $\sigma_{bc}=21,74\text{MPa}$ .
- **Acier** :  $\gamma_s=1,00$  ; Nuance FeE500 ;  $\sigma_s=500\text{MPa}$ .

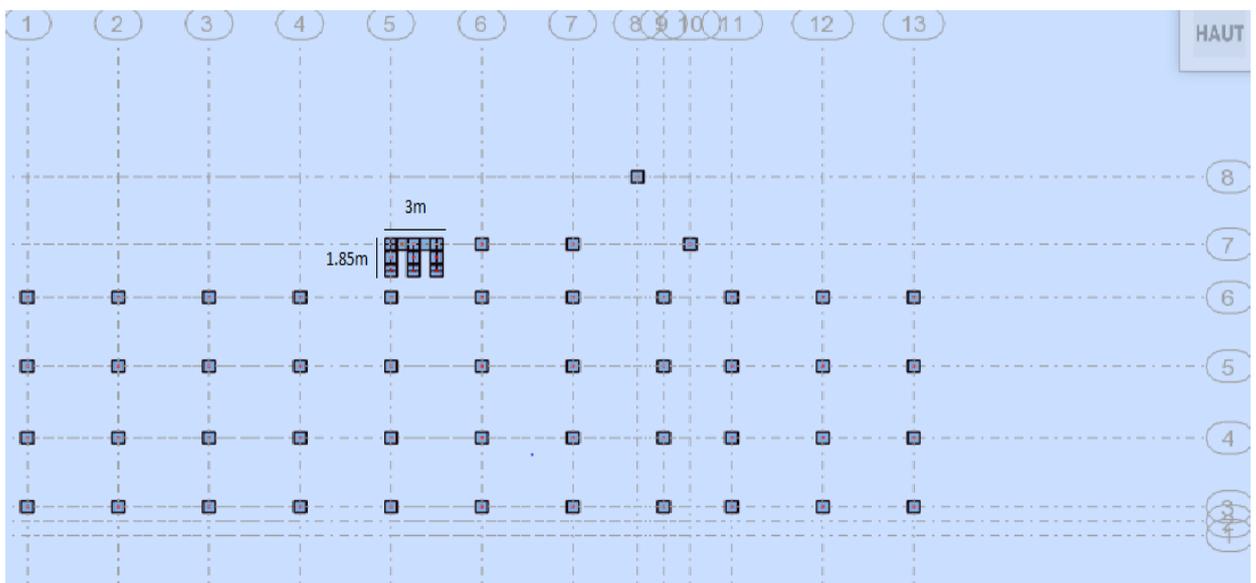


Figure VIII-1 Dispositions des voiles du noyau central

VIII.2.3 .Détermination de l'épaisseur du voile

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités. Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes (A 7.7.1/R.P.A 99/03) :

- $e \geq 15\text{cm}$
- $e \geq h_e / 22,5$
- $L \geq 4 e$

Avec :

$h_e$  : Hauteur libre d'étage.

$e$  : L'épaisseur du voile.

$L$  : La longueur du voile.

Dans notre cas :  $h_e = 3.74 \text{ m}$

$e > 3.74 / 22,5 = 0.16 \text{ m}$

$e = 0,3 \text{ m} \geq 15\text{cm}$  **Vérifiée**

$L = 1.85\text{m} \geq 4 e = 1.2 \text{ m}$  **Vérifiée**

$$V1 \begin{cases} e = 0,3\text{m} \\ L = 1.85\text{m} \end{cases}$$

$$V2 \begin{cases} e = 0,3 \text{ m} \\ L = 3\text{m} \end{cases}$$

• **Contraintes limites de cisaillement**

Il faut vérifier que :  $\tau_u < \overline{\tau_u} = (0,2f_{c28}) = 5\text{MPa}$

Où :  $\tau_u = \frac{V}{b_0 d}$

$b_0$  : Épaisseur du voile.

$d$  : hauteur utile = 0,9h.

$h$  : hauteur totale de la section brute.

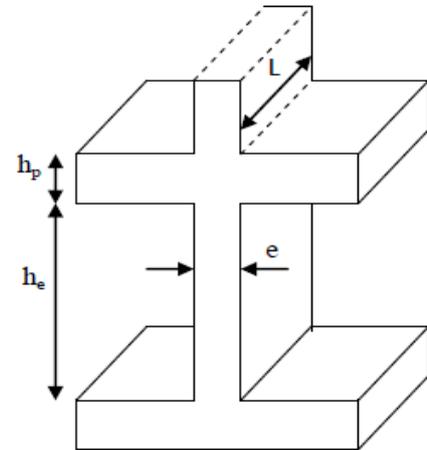


Figure VIII-2 Coupe du voile en élévation

• **Exemple de calcul**

Voile (V1/1) ;  $b_0 = 0,3m$  ;  $d = 0,9 \times 3.74 = 3.36m$

$$\tau_u = \frac{V}{b_0 d} = \frac{2245.25 \times 10^3}{0,3 \times 3.36 \times 10^6} = 2.22 \text{ MPa}$$

voile	Epaisseur (m)	V (KN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
V1/1	0.3	1806.7	1.79	5	Vérifiée
V1/2	0.3	1965.2	1.94	5	Vérifiée
V1/3	0.3	2086.6	2.07	5	Vérifiée
V2	0.3	2245.25	2.22	5	Vérifiée

**Tableau VIII.1** Vérification Contraintes limites de cisaillement

**VIII.2.4 Les armatures longitudinales**

Le calcul se fait avec la méthode des moments :

L : longueur du voile.

Ep : épaisseur du voile.

W : moment statique du voile  $W = \frac{L^2 \times Ep}{6}$

S : surface du voile.

M : moment max  $M = 2367.65 \text{ KN.m}$

N : l'effort normal  $N = -3459.83 \text{ KN}$

$\sigma_t$  : La contrainte de traction  $\sigma_t = \frac{M}{W} - \frac{N}{S}$

$\sigma_c$  : La contrainte de compression  $\sigma_c = \frac{M}{W} + \frac{N}{S}$

Lt : La longueur de traction  $Lt = \frac{\sigma_t \times L}{\sigma_c + \sigma_t}$

As : La section nécessaire des armatures  $As = \frac{\left(0,5 \frac{\sigma_t \times Lt \times Ep}{f_e}\right)}{Lt}$

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

**Niveau (RDC ; 1<sup>er</sup> ; 2<sup>eme</sup>)**

Voile	L(m)	Ep (m)	S (m <sup>2</sup> )	W (m <sup>3</sup> )	M(KN.m)	N(KN)	$\sigma_t$ (Mpa)	$\sigma_c$ (Mpa)	Lt(m)
V1	1.85	0.3	0.55	0.17	830.94	-3175.02	10.66	-0.8	2.01
V2	3	0.3	0.9	0.45	2367.65	-3459.83	9.1	-1.41	2.6

**Tableau VIII.2** Calcul du ferrailage du voile (RDC ; 1<sup>er</sup> ; 2<sup>eme</sup>)

Niveaux	Voile	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> adopté(cm <sup>2</sup> )	Choix d'armature
RDC, 1 <sup>er</sup> ; 2 <sup>eme</sup>	V1	78.08	78.54	<b>16T25</b>
	V2	88.2	88.36	<b>18T25</b>
3 <sup>eme</sup> ; 4 <sup>eme</sup> ; 5 <sup>eme</sup>	V1	26.46	29.45	<b>6T25</b>
	V2	38.95	39.27	<b>8T25</b>
6 <sup>eme</sup> ; 7 <sup>eme</sup> ; 8 <sup>eme</sup> 9 <sup>eme</sup>	V1	15.95	16.08	<b>8T16</b>
	V2	19.17	20.11	<b>10T16</b>

**Tableau VIII.3** Choix du ferrailage des voiles

**VIII.2.5 Les armatures horizontales**

La section  $A_t$  des armatures d'âme est donnée par relation suivante :

$$\frac{A_t}{B_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj} \cdot K}{0,8 \times f_e}$$

Dans notre cas on n'a pas de reprise de bétonnage ( $K=1$ )

$$A_t \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj} \cdot K}{0,8 \times f_e} \times B_0 \times S_t = \frac{1,79 - (0,3 \times 2,1 \times 1)}{0,8 \times 400} \times 200 \times 150 = 1,08 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

voile	Epaisseur (m)	$\tau_u$ (MPa)	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )
V1/1	0.3	1.79	1.08	2T14	3,08
V1/2	0.3	1.94	1.2	2T14	3,08
V1/3	0.3	2.07	1.3	2T14	3,08
V2	0.3	2.22	1.4	2T14	3.08

**Tableau VIII.4** Ferrailage des armatures horizontales

**VIII.2.6 Armature transversale**

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m<sup>2</sup> :

On opte des épingles de **T8 e=15cm.**

- **Longueur de recouvrement**

La longueur minimale de recouvrement est de :  $L_{recouvrement} = 50 \varnothing l$  en zone sismique III.

Pour :

$$T14 \rightarrow L_{recouvrement} = 50 \times 1,4 = 70 \text{ cm}$$

$$T12 \rightarrow L_{recouvrement} = 50 \times 1,2 = 60 \text{ cm}$$

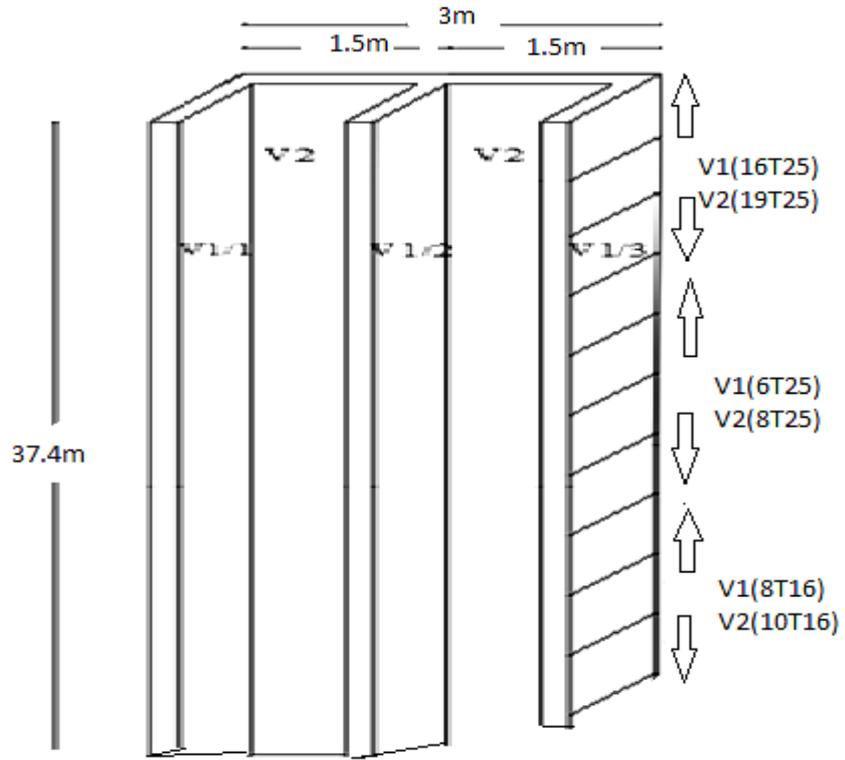


Figure VIII-3 Choix d'armature du noyau

- Disposition des armatures

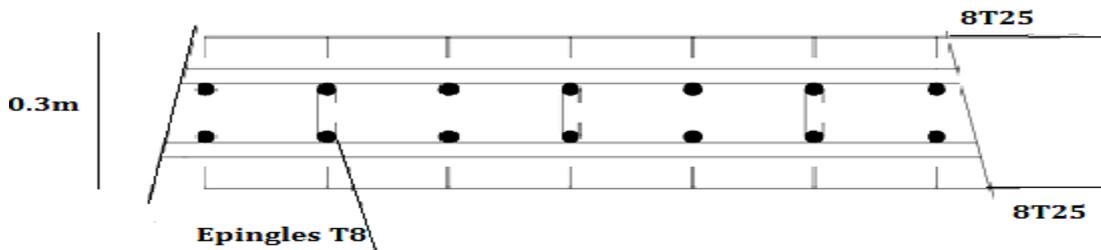


Figure VIII-4 Schéma de ferrailage du voile (V1)

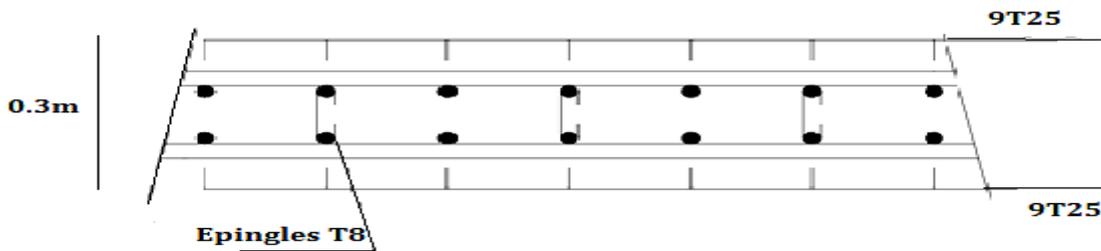


Figure VIII-5 Schéma de ferrailage du voile (V2)

### **VIII.3 Etude du voile périphérique**

#### **VIII.3.1 Introduction**

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau des fondations jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, le sous-sol et les fondations.

#### **VIII.3.2 -dimensionnement du voile**

Pour le dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 version 2003**,

- 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  $e \geq 15cm$
- 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  $50\emptyset$  avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles Avec :

B : Section du voile

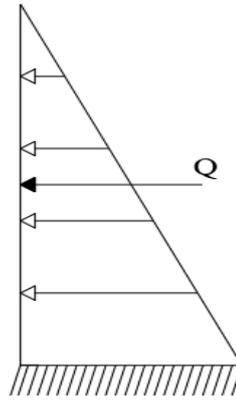


Figure VIII-6 Schéma statique

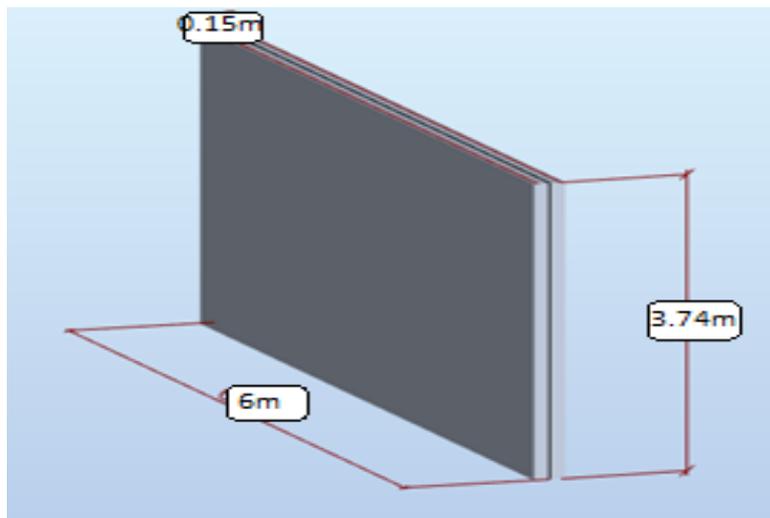


Figure VIII-7 Dimension du Voile périphérique

- **Evaluation des charges de Sous-Sol**

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On prend le tronçon le plus défavorable.

$$L_x = 3.74\text{m} ; L_y = 6\text{m} ; e = 15\text{ cm}$$

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

Q : Contrainte à la base sur une bande de 1m.

A : Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$\gamma$  : Poids spécifique des terres ( $\gamma h = 18\text{kN/m}^3$ ).

H : Hauteur de voile (H = 3.74m).

$\varphi$  : Angle de frottement de remblai.

$$\varphi = 28^\circ$$

$$A = f(\varphi) = \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,36$$

$$\text{Donc : } Q = A \times \gamma \times H = 0,36 \times 18 \times 3,74 = 24,23$$

$$Q_u = 1,35 \times Q = 1,35 \times 24,23 = 32,71 \text{ KN/ml}$$

- **Effort dans la dalle**

On prend comme hypothèse pour le calcul des voiles ; un encastrement parfait au niveau du massif des fondations et libre à l'autre côté.

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{3,74}{6} = 0,62 > 0,4 \quad \text{Donc la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$ELU \ v = 0 \begin{cases} \mu_x = 0,0794 \\ \mu_y = 0,32 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x \cdot Q_u \cdot L_x^2 = 0,0794 \times 32,71 \times 3,74^2 = 19,89 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,32 \times 19,89 = 6,36 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travée**

$$M_{tx} = 0,85M_x = 16,9 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 5,4 \text{ KN.m}$$

- **Moment sur appuis**

$$M_{ax} = 0,5M_x = 9,945 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5M_y = 3,18 \text{ KN.m}$$

- **Calcul du ferrailage du voile périphérique**

On a:

$$b = 1\text{m}; h = 15\text{cm}; d = 13,5\text{cm}; \sigma_{bc} = 14,17\text{MPa}$$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

	Sens	M (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix adopté	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travée	X-X	16,9	2.97	<b>6T8</b>	3.02
	YY	5.4	0,92	<b>6T8</b>	3,02
Appuis	X-X	9,945	1.72	<b>6T8</b>	3.02
	YY	3.18	0,54	<b>6T8</b>	3.02

**Tableau VIII.5** Ferrailage du voile périphérique

- **Condition de non fragilité**

Dalles travaillent dans les deux sens.

L'épaisseur  $12\text{cm} \leq e \leq 30\text{ cm}$ .

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{min} ; A_x^{min} = \rho_0 \left[ 3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{min} ; A_y^{min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$$\rho_0 = 6 \times 10^{-4}$$

$$\begin{cases} A_x^{min} = 6 \times 10^{-4} \left[ 3 - \frac{374}{600} \right] \frac{100 \times 15}{2} = 1,06\text{ cm}^2 \\ A_y^{min} = 6 \times 10^{-4} \times 100 \times 15 = 0,9\text{ cm}^2 \end{cases}$$

- **Moment en travée**

$$\begin{aligned} A_x &= 3.02\text{ cm}^2 \geq A_x^{min} = 1.06\text{ cm}^2 \\ A_y &= 3,02\text{ cm}^2 \geq A_y^{min} = 0.9\text{ cm}^2 \end{aligned}$$

- **Moment sur appuis**

$$\begin{aligned} A_x &= 3.02\text{ cm}^2 \geq A_x^{min} = 1.15\text{ cm}^2 \\ A_y &= 3.02\text{ cm}^2 \geq A_y^{min} = 0.9\text{ cm}^2 \end{aligned} \quad \text{La condition est vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte tangentielle du béton**

Il faut vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_x = \frac{q_u \times l_x \times l_y}{2 \times l_x + l_y} = \frac{24,23 \times 3,74 \times 6}{(2 \times 3,74) + 6} = 40,33 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u \times l_x}{3} = \frac{24,23 \times 3,74}{3} = 30,20 \text{ KN}$$

$$T_u = \text{Max}(T_x; T_y) = 40,33 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{40,33 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,298 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,298 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

- **Vérification des contraintes à l'ELS**

Il faut vérifier que :

$$\text{Pour le béton : } \sigma_{bc} = \left( \frac{M_{ser}}{I} \right) \times Y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour l'acier : } \sigma_s = n \left( \frac{M_{ser}}{I} \right) \times (d - y) \leq \overline{\sigma}_s = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e ; \text{Max}(0,5 f_e ; 110 \sqrt{n f_{tj}}) \right)$$

$$\overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$Q_s = Q = 24,23 \text{ KN/ml}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{3,74}{6} = 0,62 > 0,4 \quad \text{Donc la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$ELS \nu = 0,2 \begin{cases} \mu_x = 0,0844 \\ \mu_y = 0,4892 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x \cdot Q_u \cdot L_x^2 = 0,0844 \times 23,24 \times 3,74^2 = 27,43 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,4892 \times 27,43 = 13,41 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travée**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 23,31 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 11,39 \text{ KN.m}$$

- **Moment sur appuis**

$$M_{ax} = 0,5 M_x = 13,71 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5 M_y = 6,7 \text{ KN.m}$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

	Sens	$M (KN.m)$	$A_s(cm^2)$	$Y$ ( $cm$ )	$I$ ( $cm^4$ )	$\sigma_{bc}$ ( $MPa$ )	$\overline{\sigma}_{bc}$ ( $MPa$ )	$\sigma_s$ ( $MPa$ )	$\overline{\sigma}_s$ ( $MPa$ )
Travée	X-X	23.31	16.03	6.004	20725.299	6.75	15	126.42	201,63
	Y-Y	11.39	6.96	4.3	11484.23	4.33	15	135.87	201,63
Appuis	X-X	13.71	8.72	4.77	13586.32	4.82	15	132.04	201,63
	Y-Y	6.7	3.43	3.2	6549.73	3.32	15	157.31	201,63

**Tableau VIII.6** Calcul des contraintes du voile périphérique

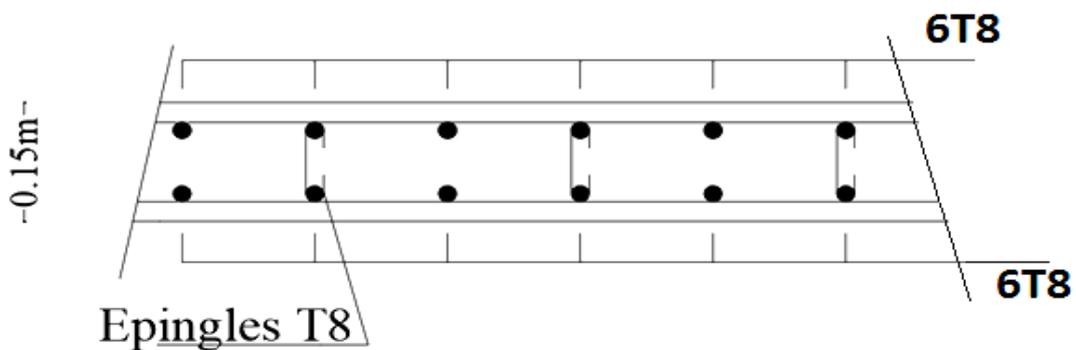
**Conclusion**

Toute les conditions sera vérifié en travée et en apwi.

- $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
- $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$

	Sens	Choix adopté	Section ( $cm^2$ )	Espacement
Travée	X-X	<b>15T12</b>	16.96	15
	Y-Y	<b>9T10</b>	7.07	15
Appuis	X-X	<b>12T10</b>	9.42	15
	Y-Y	<b>6T10</b>	4.71	15

**Tableau VIII.7** Choix du ferrillage du voile périphérique



**Figure VIII-8** Schéma de ferrillage du voile périphérique

### VIII.4 Les poteaux mixtes [9]

Les poteaux mixtes sont généralement constitués par une section carrée ou rectangulaire, obtenue à partir d'un profilé en acier, de type I ou H.

On parle de poteau mixte lorsqu'un profilé laminé soumis essentiellement à de la compression est combiné avec du béton. Ils sont utilisés pour reprendre un effort normal important avec une section d'air relativement faible, sont également utilisés dans les bâtiments élevés sensible aux actions horizontales telles que le vent ou les séismes (pour lesquels la ductilité de l'acier est importante).voilà quelques exemples des poteaux mixtes :



**Figure VIII-9** Exemples de profils enrobés de béton.

Le béton ajouté au profilé permet de distinguer deux types de poteaux mixtes

- les poteaux enrobés de béton, que ce soit totalement ou partiellement
- les poteaux remplis de béton

#### VIII.4.1 Calcul des poteaux mixtes

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 applicables 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.

On propose un poteau mixte totalement enrobé avec un profile HEB800 et de section (950\*500) et armateur 6  $\phi$  14.

**Caractéristique de la section mixte**

**VIII.4.2 Acier HEB800**

Profile	G Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> mm <sup>3</sup>	W <sub>pl-z</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
HEB800000	262	33420	800	300	33	17.5	3591000	14900	10230	1553	32.78	6.68

**Tableau VIII.8** Caractéristiques du profilé HEB800

**VIII.4.3 Armateurs 6 φ 14**

As=924mm<sup>2</sup>

- $I_s = N_{\text{barre}} \times A \times d^2$

$$I_{sy} = n_s \times \frac{\pi \times \phi_A^2}{4} \times \left[ \left( \frac{h}{2} - \left( \frac{\phi_A}{2} + \phi_t + c \right) \right)^2 \right]$$

$$I_{sy} = 4 \times \frac{\pi \times 14^2}{4} \times \left[ \left( \frac{950}{2} - \left( \frac{14}{2} + 8 + 40 \right) \right)^2 \right]$$

$$I_{sy} = 4 \times \frac{\pi \times 14^2}{4} \times [475 - (7 + 8 + 40)]^2$$

$$I_{sy} = 108.61 \times 10^6 \text{mm}^4$$

$$I_{sz} = n_s \times \frac{\pi \times \phi_A^2}{4} \times \left[ \left( \frac{h}{2} - \left( \frac{\phi_A}{2} + \phi_t + c \right) \right)^2 \right]$$

$$I_{sz} = 6 \times \frac{\pi \times 14^2}{4} \times \left[ \left( \frac{500}{2} - \left( \frac{14}{2} + 8 + 40 \right) \right)^2 \right]$$

$$I_{sz} = 6 \times \frac{\pi \times 14^2}{4} \times [250 - (7 + 8 + 40)]^2$$

$$I_{sz} = 35.12 \times 10^6 \text{mm}^4$$

**Avec :**

$n_s$  : Nombre des armatures dans la file.

C : enrobage.

$\phi_A$  : Diamètre des armatures.

$\phi_t$  : Diamètres de cadre.

**VIII.4.4 Béton de section (950\*500)**

$$A_c = [A_{\text{béton}} - (A_{\text{barre}} + A_{\text{profilé}})]$$

$$A_c = [950 \times 500 - (924 + 33420)]$$

$$A_c = 440.65 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$I_{cy} = \frac{bh^3}{12} - [I_{sy} + I_{ay}]$$

$$I_{cy} = \frac{500 \times 950^3}{12} - [108.61 \times 10^6 + 359100 \times 10^4]$$

$$I_{cy} = 3.2 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$I_{cz} = \frac{bh^3}{12} - [I_{sz} + I_{az}]$$

$$I_{cz} = \frac{950 \times 500^3}{12} - [35.12 \times 10^6 + 14900 \times 10^4]$$

$$I_{cz} = 9.71 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

• **La rigidité élastique**

$$EI_y = E_a \times I_{ay} + 0.6 E_{cd} \times I_{cy} + E_s \times I_{sy}$$

$$EI_y = 2.1 \times 10^5 \times 359100 \times 10^4 + 0.6 \times 22.22 \times 10^3 \times 3.2 \times 10^{10} + 2.1 \times 10^5 \times 108.61 \times 10^6$$

$$EI_y = 1.2 \times 10^{15} \text{ N mm}^2$$

$$EI_z = E_a \times I_{az} + 0.6 E_{cd} \times I_{cz} + E_s \times I_{sz}$$

$$EI_z = 2.1 \times 10^5 \times 14900 \times 10^4 + 0.6 \times 22.22 \times 10^3 \times 9.71 \times 10^9 + 2.1 \times 10^5 \times 35.12 \times 10^6$$

$$EI_z = 1.67 \times 10^{14} \text{ N mm}^2$$

**Avec :**

$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_c}$  : Module d'élasticité efficace du béton Pour le chargement à court terme

$E_{cm} = 30000$  : Module d'élasticité sécant de béton.

$$\gamma_c = 1.35$$

$I_s, I_c, I_s$  : Sont des moments d'inertie de flexion pour plan de flexion considéré de l'acier de construction, de béton et de l'armature.

$(E_a, E_s) = 2.1 \times 10^5 \text{ (N/mm}^2\text{)}$  : Les modules d'élasticité pour l'acier de construction et pour l'armature.

**VIII.4.5 Résistance plastique en compression axiale**

$$N_{pl,rd} = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_{mo}} + A_c \times 0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + A_s \times \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

$f_y$  : Limite élastique de l'acier de construction.

$f_{ck}$  : Résistance en compression de béton.

$f_{sk}$  : Limite élastique de l'acier d'armature.

$A_a, A_c, A_s$ : Aire de la section de l'acier de construction, de béton et de l'armature.

$\gamma_{m0}, \gamma_c, \gamma_s$ : Les coefficients partiels de sécurité aux états limites ultimes.

Avec :  $\gamma_{m0} = 1.1$

$\gamma_c = 1.5$

$\gamma_s = 1.15$

$$N_{pl,rd} = 33420 \times \frac{275}{1.1} + 440.65 \times 10^3 \times 0.85 \times \frac{25}{1.5} + 924 \times \frac{400}{1.15}$$

$$N_{pl,rd} = \mathbf{14918.93 \text{ KN}}$$

### VIII.4.6 Détermination le rapport de contribution de l'acier

$$\delta = \frac{(A_a \times f_y) / \gamma_{m0}}{N_{pl,rd}}$$

$$\delta = \frac{(33420 \times 275) / 1.1}{14918.93} = 0.56$$

### VIII.4.7 Vérification de la stabilité des poteaux mixtes en compression axiale

$$N_{sd} \leq \chi N_{pl,rd}$$

A partir du logiciel de ROBOT en tire  $N_{sd} = \mathbf{2450.44 \text{ KN}}$  sous la combinaison G+Q+E<sub>x</sub>

- Calcul d'élanement réduit

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,rd}^*}{N_{cr}}}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \times EI}{L_f^2}$$

Avec :

$L_f$  : La longueur de flambement ( $L_f = L_0$ ) (articulé)

$N_{cr}$  : La charge critique élastique pour la longueur de poteau.

$N_{pl,rd}$  : La résistance plastique en compression de la section mixte.

- Calcul  $\bar{\lambda}_y$

$$N_{pl,rd}^* = 33420 \times 275 + 440.65 \times 10^3 \times 0.85 \times 25 + 924 \times 400$$

$$N_{pl,rd}^* = 18923.91$$

$$N_{cry} = \frac{\pi^2 \times E I_y}{L_{fy}^2} = \frac{\pi^2 \times 1.2 \times 10^{15}}{3740^2} = 846716.04 \text{ KN}$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{N_{pl,rd}^*}{N_{cry}}} = \sqrt{\frac{18923.91}{846716.04}} = 0.21$$

- Calcul  $\bar{\lambda}_z$

$$N_{crz} = \frac{\pi^2 \times E I_z}{L_{fz}^2} = \frac{\pi^2 \times 1.67 \times 10^{14}}{3740^2} = 117834.64 \text{ KN}$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{N_{pl,rd}^*}{N_{crz}}} = \sqrt{\frac{18923.91}{117834.64}} = 0.4$$

$(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z)$  Risque de flambement en plan z-z et y-y ( $\bar{\lambda}_z < 2$ )

- Le choix de la courbe de flambement

$$\frac{h(HEB800)}{b(HEB800)} = \frac{800}{300} = 2.6 > 1,2 \text{ Et } t_f = 33 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm}$$

$$\alpha_y = 0,21 \text{ Et } \alpha_z = 0,34$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Plan y - y ; } \phi_y = 0,5 \times (1 + \alpha_y \times (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2) \\ \text{Plan z - z ; } \phi_z = 0,5 \times (1 + \alpha_z \times (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2) \end{array} \right.$$

$$\text{Plan y - y ; } \phi_y = 0,5 \times (1 + 0,21 \times (0,21 - 0,2) + 0,21^2) = 0,52$$

$$\text{Plan z - z ; } \phi_z = 0,5 \times (1 + 0,34 \times (0,4 - 0,2) + 0,4^2) = 0,61$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Plan y - y ; } \chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,52 + \sqrt{0,52^2 - 0,21^2}} = 1,01 \\ \text{Plan z - z ; } \chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,61 + \sqrt{0,61^2 - 0,4^2}} = 0,93 \end{array} \right. \chi_{min} = \mathbf{0.93}$$

$$N_{sd} \leq \chi N_{pl,rd}$$

$$2450.44 \leq 0.93 \times 14918.93 = 13874.6$$

$$N_{sd} = 2450.44 \text{ KN} \leq N_{pl,rd} = 13874.6 \text{ KN} \text{ Condition vérifiée}$$

VIII.4.8 Vérification d'application de la méthode simplifiée

Hypothèses	Vérifications	Observation
La symétrie de la section	Section symétrique	Vérifiée
$0.2 < \delta < 0.9$	$\delta = 0.56$	Vérifiée
$(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) < 2$	$\bar{\lambda}_y = 0.21$ $\bar{\lambda}_z = 0.4$	Vérifiée
$A_s \geq 0.3\%A_c$	$A_s = 924\text{mm}^2$ $0.3\%A_c = 843\text{mm}^2$	Vérifiée
$0.2 < \frac{h}{b} < 5$	$\frac{h}{b} = 1.9$	Vérifiée
$\frac{A_s}{A_c} \leq 0.06$	$\frac{A_s}{A_c} = \frac{924}{277.27 \times 10^3} = 0.0032$	Vérifiée
$40\text{mm} \leq C_y < 0.4 \times bc$ $40\text{mm} \leq C_z < 0.3 \times hc$	$40\text{mm} \leq C_y = 40\text{mm} < 0.4 \times bc = 240\text{mm}$ $40\text{mm} \leq C_z = 40\text{mm} < 0.3 \times hc = 150\text{mm}$	Vérifiée

Tableau VIII.9 Les vérifications d'application de la méthode simplifiée

Toute les conditions sont vérifiées alors on opte la section mixte (500\*950 ; HEB800) pour poteau de sous-sol.

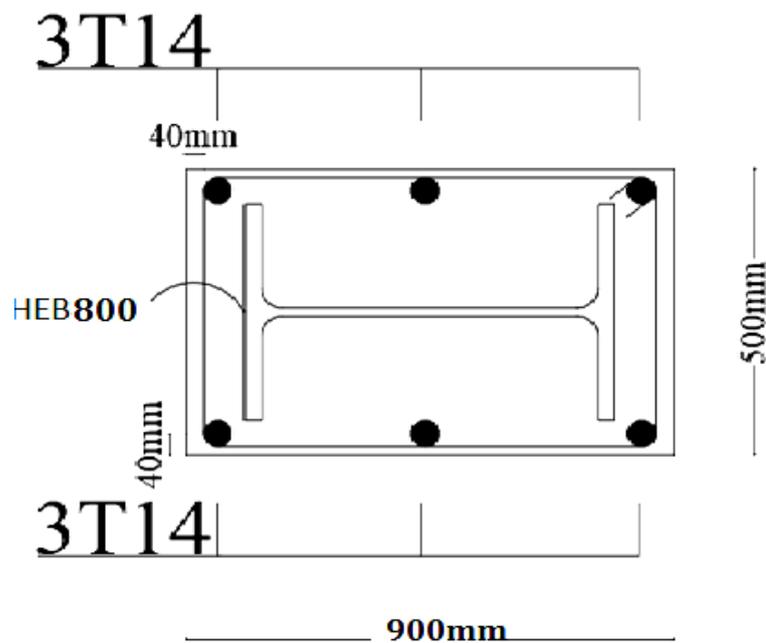
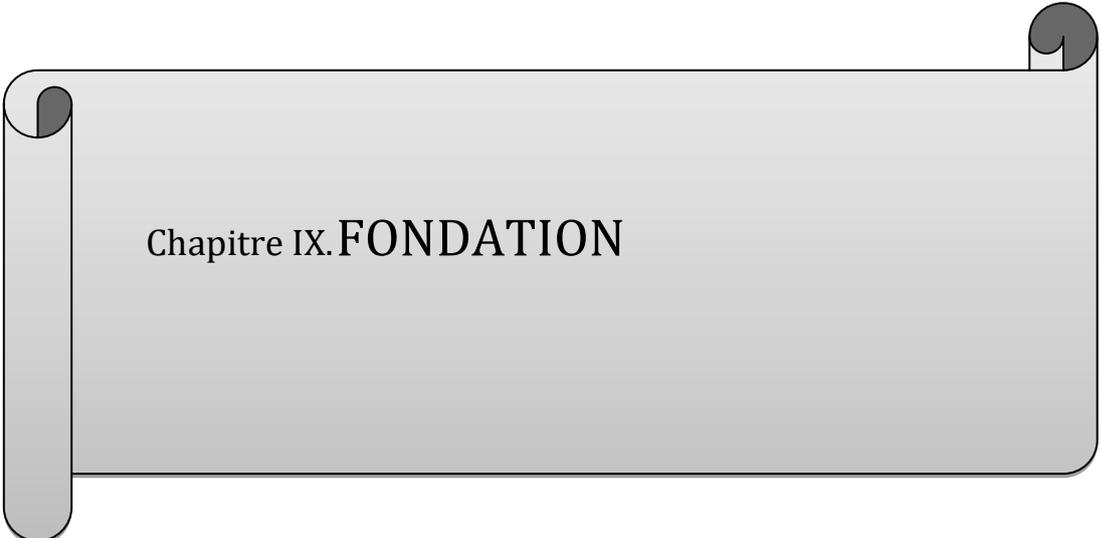


Figure VIII-10 Schéma de poteau mixte



Chapitre IX.FONDATION

## **IX.1 Introduction**

Une fondation est par définition, un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part. La répartition des contraintes dans le sol est supposée généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire), le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

## **IX.2 Généralité**

Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteau, voiles, mur ...). Cette transmission peut être directement (cas des semelles reposant sur le sol comme le cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (par exemple, cas des semelles sur pieux).

### **Choix de fondation**

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- \_ La nature et le poids de la superstructure.
  
- \_ La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
  
- \_ La qualité du sol de fondation.

## **IX.3 Classification des fondations**

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- a) Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).
- b) Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

On déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Ceci nous amène à opter pour un radier général comme fondation.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise la forte pression apportée par la structure.

La réduction des tassements différentiels.

La facilité de l'exécution.

### **IX.3.1 Choix du type de la fondation**

On commence le choix de la fondation par les semelles isolées – filantes et radiées, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (*C.D.G*) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante :  $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

- $\sigma_{sol}$  = Cont du sol 2 bar ; la surface du bâtiment = 800.4 m<sup>2</sup>
- N = Le poids du bâtiment 68955.06 + poids de 2 sous-sol = 83213.38 kN
- S = la surface nécessaire pour la fondation

$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$  on trouve que : 416.06m<sup>2</sup>

416.06/800.04 = 0.52

Donc 52% C'est un radier

### **IX.3.2 Pré dimensionnement du radier**

Un radier est une dalle pleine réalisée sous 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 de grande hauteur.

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.

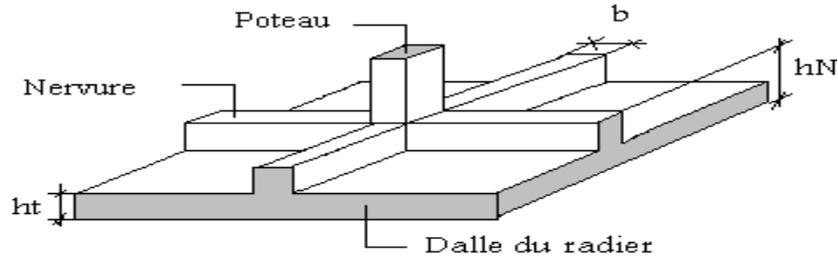


Figure IX-1 Schéma su radier

**IX.3.2.1 Dalle**

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes:

**A. Condition forfaitaire**

$$\frac{L_{max}}{25} = h_{r1} = \frac{L_{max}}{20}$$

Avec:

$L_{max}$ : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$0,24m \leq h_{r1} \leq 0.3m \rightarrow h_{r1} = 25cm$$

**B. Condition de cisaillement**

On doit vérifier que:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0.1f_{c28}; 3MPa) = 2.5MPa$$

Avec:  $T_u = \frac{qL}{2}$  ;  $q = \frac{N_u \cdot 1ml}{S_{rad}}$

$N_u = 83213.38 \text{ kN}$

$L = 6 \text{ m}$  ;  $b = 1\text{m}$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u L \cdot 1ml}{2S_{rad}bd} = \frac{N_u L}{2S_{rad}b(0.9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h_{r2} \geq \frac{N_u L \cdot 1ml}{2S_{rad}b(0.9\bar{\tau})} = 26.6cm$$

$$\Rightarrow h_{r2} \geq 26.6cm$$

**Conclusion:**  $h_r \geq \text{Max}(h_{r1}; h_{r2};) = 26.6 \text{ cm}$

Pour des raisons constructif on adopte  $h_r = 40 \text{ cm}$

**IX.3.2.2 Nervures**

**A. Condition de coffrage**

$$b \geq \frac{L_x}{10}$$

Donc on opte :  $b = 60 \text{ cm}$

**B. Condition de la raideur**

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la largeur définie par l'expression

suiivante:  $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e + a$

Avec:  $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$

Avec:

E: Module de Young ( $E = 20000 \text{ MPa}$ ).

K: Coefficient de raideur du sol ( $0,5 \text{ kg/m}^3 \leq K \leq 12 \text{ kg/cm}^3$ ).

$a = 0,50$  : Largeur de poteau.

I: Inertie de la section transversale du radier.

Pour un sol de densité moyenne on a  $K = 4 \text{ Kg/cm}^3 = 4 \times 10^{-2} \text{ N/m}^3$

On aura :  $h_{N1} \geq \sqrt[3]{\frac{3K \left(\frac{2(L_{\max} - a)}{\pi}\right)^4}{E}}$

$$\Rightarrow h_{N1} \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 4 \times 10^{-2} (2 \times (6000 - 500) / 3.14)^4}{20000}} = 0.92 \text{ m}$$

$$\Rightarrow h_{N1} = 100 \text{ cm}$$

H nervures (m)	I (m <sup>4</sup> )	$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \cdot I}{b \cdot K}}$	$\frac{\pi}{2} \cdot L_e + a$
1	0.05	3.59	6.2

Tableau IX.1 Choix de la hauteur des nervures

**C. Condition de la flèche**

$$\frac{L_{max}}{15} < h_{N2} < \frac{L_{max}}{10}$$

On a :  $L_{max} = 6 \text{ m}$

$$\Rightarrow 40 \text{ cm} \leq h_{N2} \leq 60 \text{ cm}$$

On prend :  $h_{N2} = 60 \text{ cm}$

**Conclusion:**

$$h_N \geq \text{Max}(h_{N1}; h_{N2}) = 100 \text{ cm}$$

$$h_N = 100 \text{ cm}$$

**IX.3.2.3 Le choix final**

- Epaisseur de la dalle du radier  $h=40 \text{ cm}$
- Les dimensions de la nervure:  $\begin{cases} h_N = 100 \text{ cm} \\ b = 60 \text{ cm} \end{cases}$

**IX.3.2.4 Caractéristiques géométriques du radier**

Après plusieurs calculs on a opté pour un débord de 0.5 m de chaque côté.

Position du centre de gravité :

$$\begin{cases} XG = 29.5689 \text{ m} \\ YG = 12.3658 \text{ m} \end{cases}$$

Moments d'inertie :

$$\begin{cases} I_{xx} = 275586.3817 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 1096612.8262 \text{ m}^4 \end{cases}$$

**IX.3.3 Ferrailage 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.

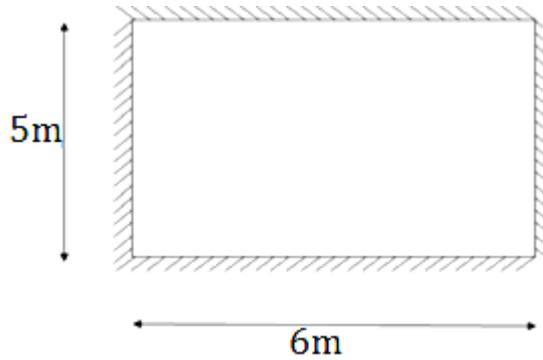
La fissuration est considérée préjudiciable.

**IX.3.3.1 Ferrailage de la dalle du radier**

Valeur de la pression sous radier :

- ELU :  $q_u = \sigma_u \times 1m = 169.26 \text{ KN/m}$
- ELS :  $q_{ser} = \sigma_{ser} \times 1m = 125.42 \text{ KN/m}$

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposant sur 04 cotés.



**Figure IX-2** Dimensions du panneau le plus défavorable

**A. Calcul des moments**

Si  $0.4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1.0 \rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la

dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

- Dans le sens de la petite portée :  $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée :  $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont en fonction de  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$  et de  $\nu$ .

$$\nu: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires "BAEL91 modifié 99 "

$$\rho = 0.82 \begin{cases} \mu_x = 0.0491 \\ \mu_y = 0.9037 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 201.53 \text{ (kN.m)}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 127.23 \text{ (kN.m)}$$

- Moments en travées :

$$M_{t_x} = 0.75 \times M_x = 151.15 \text{ (kN.m)}$$

$$M_{t_y} = 0.75 \times M_y = 95.42 \text{ (kN.m)}$$

- Moments sur appuis :

$$M_{ax} = 0.50 \times M_x = 100.76 \text{ (kN.m)}$$

$$M_{ay} = 0.50 \times M_x = 100.76 \text{ (kN.m)}$$

**B. Calcul du ferrillage**

Le ferrillage se calcule avec le moment maximum en travée et sur appuis.

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}; f_{t28} = 2.10 \text{ MPa}; f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}; f_e = 400 \text{ MPa}; \sigma_s = 348 \text{ MPa};$$

$$b = 100 \text{ cm}; h = 40 \text{ cm}; d = 0.9h = 36 \text{ cm}.$$

	Sens	$M_u$ (kN.m)	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	x-x	151.15	0.082	0.108	344.52	16.82	7T20	21.98
	y-y	95.42	0.052	0.067	350.39	10.44	6T16	12.06
Appui	x-x	100.76	0.052	0.071	349.83	8.28	6T16	12.06
	y-y	100.76	0.066	0.071	349.83	8.28	6T16	12.06

**Tableau IX.2** Ferrillage des panneaux du radier.

➤ **Espacement**

$$Esp \leq \text{Min}(3h, 33\text{cm}) \rightarrow S_t \leq \text{min}(120\text{cm}, 33\text{cm})$$

- Travée :

$$\text{Sens x-x : } S_t = \frac{100}{7} = 14.28 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Sens y-y : } S_t = \frac{100}{6} = 16.67 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 25 \text{ cm}$$

- Appui :

$$\text{Sens x-x : } S_t = \frac{100}{6} = 16.67 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Sens y-y : } S_t = \frac{100}{6} = 16.67 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 25 \text{ cm}$$

**C. Vérifications nécessaires**

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{s \text{ min}} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} = 4.35 \text{ cm}^2$$

$$h = 40 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_0 = 0.8 \text{ ‰}; \text{ pour l'acier Tor.} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.82; \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3 - \rho)}{2} bh = 3.49 \text{ cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 3.2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS**

$$\rho = 0.82 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0539 \\ \mu_y = 0.6313 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 149.33 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 94.27 \text{ kN.m}$$

- Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 111.99 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 70.71 \text{ kNm}$$

- Moments sur appuis :

$$M_{ax} \approx M_{ay} = 0,5 M_x = 74.67 \text{ kNm}$$

	Sens	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérif
<b>Travée</b>	x-x	111.99	21.98	5.65	15	160.00	201,63	OK
	y-y	70.71	12.06	4.43	15	179.02	201,63	OK
<b>Appui</b>	x-x	74.67	12.06	4.68	15	189.03	201,63	OK
	y-y	74.67	12.06	4,68	15	189.03	201,63	OK

**Tableau IX.3** Vérification des contraintes

Donc la condition est vérifiée pour toutes les sections adoptées.

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton**

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.15}{\gamma b} f_{c28}, 4 \text{ MPa} \right)$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.15}{\gamma b} f_{c28}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$T_y = \frac{q_u \times L}{3} = \frac{169.26 \times 6}{2} = 486.62 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{486.62 \times 10^3}{1000 \times 360} = 1.35 \text{ kN}$$

1.35 Mpa < 2.5 Mpa ... .. Vérifiée

**Remarque**

La séparation entre les deux nappes est assurée par des armatures de diamètre T10

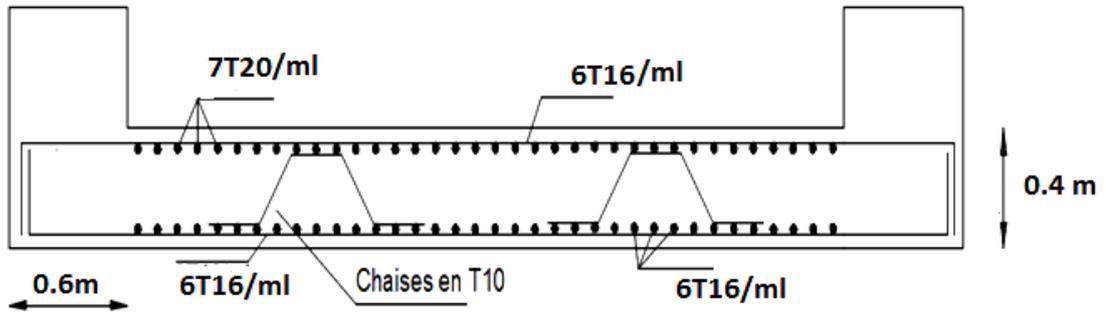


Figure IX-3 Schéma de ferrailage du radier

généralement, appelées CHAISES donc on prévoit : chaises de T10 / m<sup>2</sup>.

**IX.3.3.2 Ferrailage des nervures**

**A. Calcul des efforts**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (BAEL91 modifier 99)... ..

On a  $M_0 = \frac{PL^2}{8}$

En travée :  $M_t = 0.75M_0$

Sur appuis :  $M_a = 0.50M_0$

**B. Calcul des armatures**

$b = 60 \text{ cm} ; h = 100 \text{ cm} ; d = 0.9h = 90 \text{ cm} ; L_x = 5 \text{ m} ; L_y = 6 \text{ m} ;$

$P_u = 169.26 \text{ kN/m} ,$

→ sens porteur :  $M_0 = 594.31 \text{ (kN.m)}$

→ sens non porteur :  $M_0 = 391.2 \text{ (kN.m)}$

	Sens	$M_u$ (kN.m)	$\mu$	$\alpha$	$z$ (cm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	Porteur	445.73	0.065	0.084	86.99	14.72	7T20	21.98
	Non porteur	293.4	0.043	0.054	88.04	9.58	7T16	14.07
Appui	Porteur	297.16	0.043	0.055	88.01	9.7	5T20	15.7
	Non porteur	195.6	0.028	0.036	88.7	6.34	5T16	10.05

Tableau IX.4 Ferrailage des nervures

C. Vérifications nécessaires

➤ Condition de non fragilité

$$A_{s\ min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} = 6.52\text{cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée pour toutes les sections adoptées.

➤ Vérification des contraintes à l'ELS

$$b = 60\text{ cm} ; h = 100\text{ cm} ; d = 0.9h = 90\text{ cm} ; L_x = 5\text{m} ; L_y = 6\text{m} ;$$

$$P_{ser} = 125.42\text{KN/m} ,$$

$$\rightarrow \text{sens porteur} : M_0 = 440.38(\text{kN.m})$$

$$\rightarrow \text{sens non porteur} : M_0 = 289.88(\text{kN.m})$$

	Sens	$M_{ser}$ (kN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	Porteur	330.29	21.98	5.13	15	185.08	201.63	oui
	Non porteur	217.41	14.07	4	15	186.84	201.63	oui
Appui	Porteur	220.19	15.7	3.88	15	170.3	201.63	oui
	Non porteur	144.94	10.05	3.05	15	172.31	201.63	oui

Tableau IX.5 Vérification des contraintes

➤ Vérification de la contrainte tangentielle du béton

On doit vérifier que :  $\tau < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0.1f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2.50\text{ MPa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d}$$

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{169.26 \times 5.40}{2} = 448.54$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{448.54 \times 10^3}{600 \times 900} = 0.83 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow 0.83 \text{ MPa} < 2.50 \text{ MPa} \dots \dots \dots$  Vérifier.

➤ **Armatures transversales**

• **BAEL 91 modifié 99**

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) = 0,40\text{MPa}$$

• **RPA99 version 2003**

$$A_t \geq 0.003 b_0 S_t$$

$$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = 16.8 \text{ cm} \dots \dots \dots$$
 Zone nodale

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 50 \text{ cm} \dots \dots \dots$$
 Zone courante

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1.60 \text{ cm} \text{ et } \phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_l^{max} = 0.53 \text{ cm}$$

$\phi_l$  : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$\phi_t$  : Diamètre minimum des armatures transversales

$$f_e = 400 \text{ MPa} ; \tau_u = 0.83 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2.10 \text{ MPa} ; b_0 = 60 \text{ cm} ; d = 100 \text{ cm}$$

Section (cm <sup>2</sup> )	Zone	S <sub>t</sub> <sup>RPA</sup> (cm)	S <sub>t</sub> <sup>CBA</sup> (cm)	S <sub>t</sub> <sup>Choisit</sup> (cm)	ϕ <sub>t</sub> (mm)	A <sub>t</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>t</sub> <sup>choisit</sup>
(60 × 100)	Courante	50	40	20	10	3.6	8T8	4.02
	Nodale	16.8	40	10	10	1.8	8T6	2.24

**Tableau IX.6** Choix des armatures transversales.

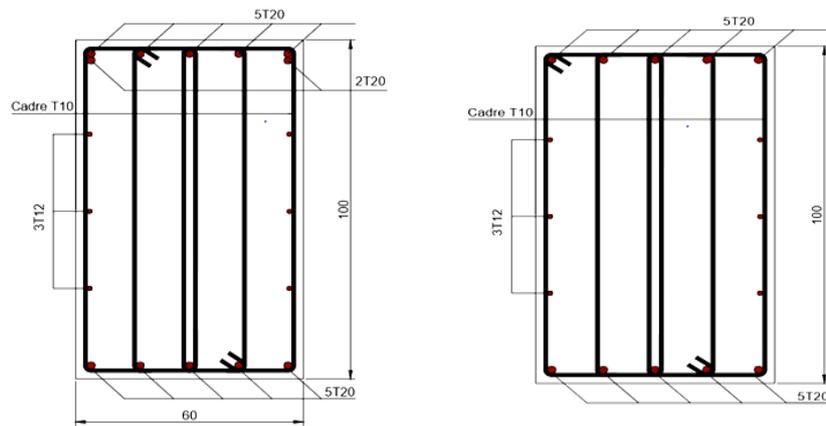
➤ **Armatures de peau**

Les armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties sur les parements des poutres de grande hauteur, leur section est au moins  $3 \text{ cm}^2$  par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

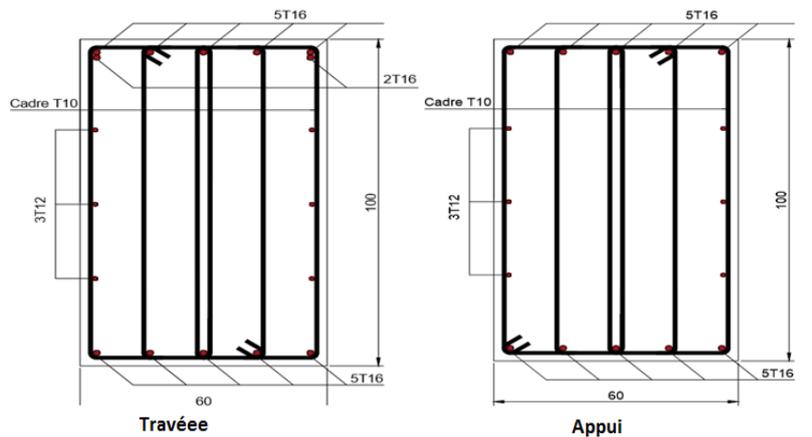
$h=100 \text{ cm}$

$A_p = 3 \times 1 = 3 \text{ cm}^2$

On choisit  $A_p = 3T12$



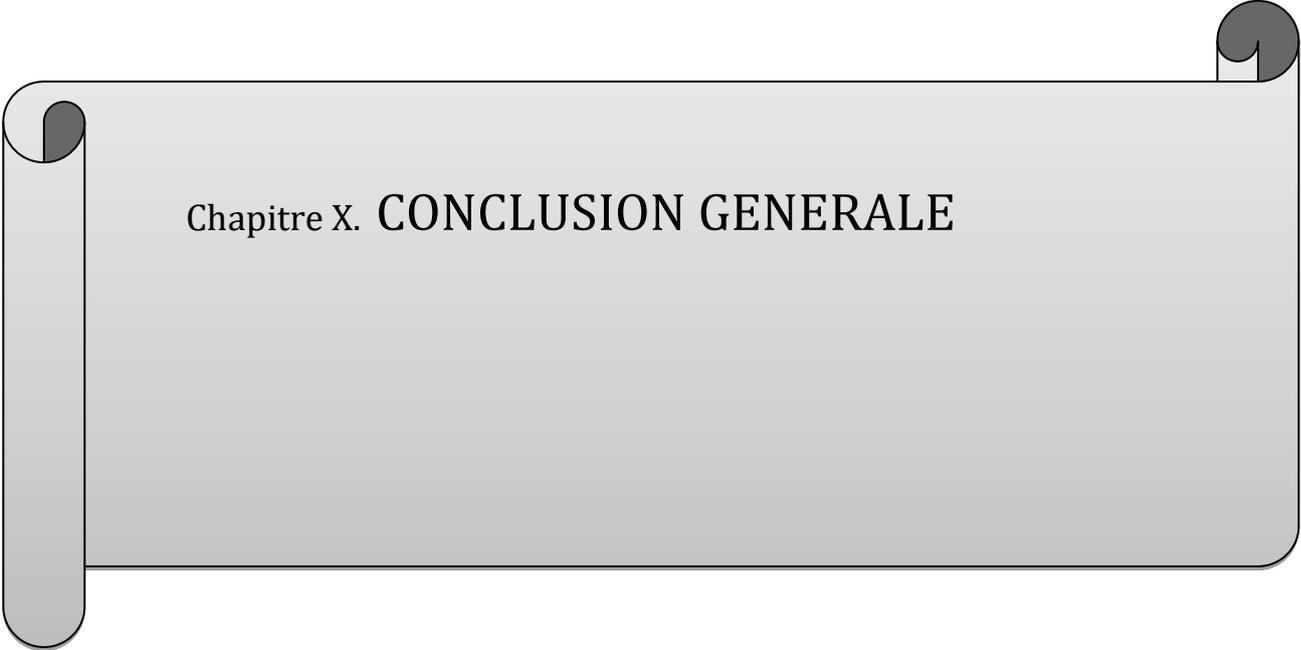
**Figure IX-4** Schéma de ferrailage de la nervure de section (60\*100) dans le sens porteur



**Figure IX-5** Schéma de ferrailage de la nervure de section (60\*100) dans le sens non porteur

**IX.3.3.3 Ferrailage des débords**

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur  $L=0.50 \text{ m}$ . Le ferrailage de débord sera la continuité du ferrailage du radier.



Chapitre X. **CONCLUSION GENERALE**

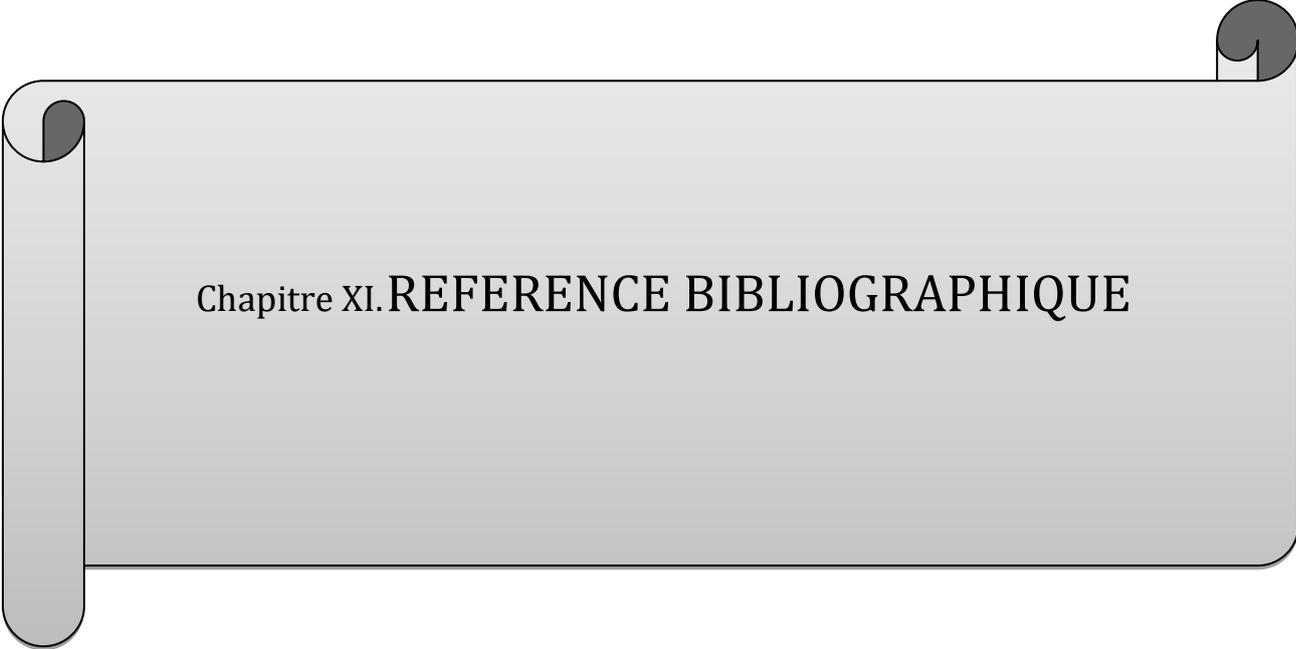
## Conclusion

Notre mémoire traitait de l'étude d'un bâtiment en charpente métallique de R+9 avec deux sous-sol à usage administratif à Alger.

Ce dernier doit être économique et stable, mais pour cela, on doit avoir une bonne conception. Après avoir terminé le pré-dimensionnement des éléments, nous avons entamé les vérifications nécessaires pour valider le choix des profilés mais cette tâche n'a pas été aussi simple. Nous avons trouvé quelques difficultés dans l'élaboration de notre projet. Nous sommes basés sur les connaissances déjà acquises durant notre cycle de formation en tant que master 2 en génie civil. Nous concluons ce qui suit :

- On a approfondi nos connaissances en matière d'application des règlements Tel que : Eurocode III et IV, CCM97, RPA99, RNV2013
- Présentation de l'ouvrage et Le pré-dimensionnement des éléments résistants de la structure est la première étape de cette étude et qui donne une estimation sur les dimensions des sections des éléments.
- Après la modélisation par logiciel ROBOT de la structure, on remarque une différence de rigidité entre les deux directions orthogonales. Le sens x-x est plus rigide que le sens y-y, on trouve difficulté dans la partie dynamique nous trouvé une solution en augmentant les sections des profilé et met des contreventement .
- Les vérifications des éléments face aux différents phénomènes d'instabilités, celle des assemblages.
- Utilisation des poteaux mixtes au niveau de la périphérie des sous-sols pour assurer la connexion (béton-acier) entre le voile périphérique et le poteau en acier.
- Le choix de type de fondation dépend de la nature du sol et de l'importance des charges transmises par l'ouvrage ,donc nous avons adopté un radier .

En tout, plusieurs recherches sur le calcul des structures en charpente métallique sont encore ouvertes. On espère que ce travail a donné des résultats et des propositions satisfaisantes e. On espère aussi élargir nos capacités dans le calcul des structures en charpente métallique pour développer nos connaissances dans le but d'avoir une bonne expérience.



Chapitre XI. REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

## **Règlement**

- [1]document technique règlementaire C2-47 Règlement Neige& Vent (Version2013).
- [2]Règles Parasismiques Algériennes RPA99 modifiées2003, centre national de recherche appliquée en génie parasismique, Alger, 2003.
- [3]D.T.R B.C 2.2 « Charges permanentes et sur charges d'exploitations ».
- [4]EUROCODE 3 : Calcul des structures en acier : Règles générales et règles pour les bâtiments
- [5]EUROCODE 4 : Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton
- [6]EUROCODE 4 partie 1 : « Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton ».
- [7]Le BAEL91, D.T.U, Béton armé aux états limites 91, modifié 99.

## **Cour**

- [7]Cours « Calcul des planchers mixtes » selon EC3 et EC4 ; **Mr. SETHI.**
- [8]Cours charpente métallique (4<sup>ème</sup> année) ; **Mr. MENNADI.**
- [9]Cours structure mixte (4<sup>ème</sup> année), **Dr. Zahaf ahmed**

## **Logiciel utilisé**

- [10]-Autodesk Robot Structural Analysais Professional 20
- [11]Office Excel 2013