

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université de Tlemcen  
Faculté de Technologie  
Département de Génie Civil



Mémoire pour l'Obtention du Diplôme de Master en Génie Civil  
Spécialité : Construction Métallique.

**Thème :**

**Etude d'un bâtiment métallique (R+8) + 2 sous-sol  
et 4 entre sol -Alger -**

**Présenté en Octobre 2012 par :**

DRAOU Mohammed

**Devant le Jury composé de :**

Mr : ABOUBEKR.N  
Mr : MISSOUM.A  
Mme : BENADLA.Z  
Mr : OUISSIN

Président  
Examineur  
Examinatrice  
Encadreur

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

## *Remerciements*

*Avant tout, l'éloge à Dieu tout puissant pour tout ce qu'il m'a donné et de m'avoir accordé la force, le courage et les moyens afin de pouvoir accomplir ce modeste travail.*

*Je tien à remercier mes encadreur Mr.S.Babahamed et Mr.N.Ouici pour le temps qu'ils m'ont accordé, leurs orientations, et leurs conseils durant l'évolution de ce travail*

*Je remercie tous mes enseignants durant tout mon cursus ainsi que les responsables de la bibliothèque, du centre de calcul et de l'administration.*

*Comme nous tenons à remercier tous ceux qui de loin ou près ont contribué à finaliser ce modeste travail.*

*DRAOU.Mohammed*

## *Dédicaces*

*Je dédie ce modeste travail à*

♡ *Ma chère mère, mon cher père, sans eux, je n'aurais pas abouti à ce stade d'étude, que Dieu puisse m'aider à les honorer, les servir et les combler.*

♡ *Mes belles sœurs, chadia, amira et chahrazed ainsi qu'à mes nièces et mes neveux Leïla, les deux Anissa, Younes, Sami, Illyés, Safia et Nadjet.*

♡ *Toute la famille DRAOU, HADDAR et spécialement pour mon cousin Fayçal*

♡ *Tous mes amis, Hamza, Kamel, Badro, Djalel, Reda, Salim, Titi, Amine, Baghdad, Yassine, Sofiane, Oussama, Ainsi qu'à toutes les personnes que je connais de près ou de loin et que j'ai omis de citer.*

♡ *Mon très cher ami SAADOUN Oussama que Dieu bénit son âme.*

♡ *Tous mes enseignants*

♡ *Toute la promotion de Génie Civil 2012, en particulier mes collègues étudiants de la promotion Charpente Métallique.*

*DRAOU.Mohammed*

# Liste Des Notations

|                      |  |
|----------------------|--|
| A                    | Section brute d'une pièce                                      |
| $A_{net}$            | Section nette d'une pièce                                      |
| $A_w$                | Section de l'âme   |
| $A_v$                | Aire de cisaillement   |
| Ct                   | Coefficient de topographie                                     |
| Cr                   | Coefficient de rugosité  |
| $C_{p,net}$          | Coefficient de pression nette                                  |
| Ce                   | Coefficient d'exposition                                       |
| Cd                   | 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  |
| $\overline{G_{adm}}$ | 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 déformée modale                                     |
| KT                   | Facteur de terrain   |
| L                    | Longueur   |
| M                    | Moment sollicitant en générale                                 |
| $M_{Sd}$             | Moment fléchissant   |
| $M_{Rd}$             | Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise |
| $M_{Pl}$             | Moment plastique   |
| $M_{Cr}$             | Moment critique  |
| $M_{sd}$             | Valeur de calcul du moment fléchissant                         |
| $M_{b,Rd}$           | 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  |
| $N_{t, sd}$ | 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 uniforme |
| $P_k$       | Poids total de la structure  |
| $Q$         | Charge d'exploitation  |
| $R$         | Coefficient de comportement de la structure  |
| $S$         | Surface  |
| $S$         | La charge de la neige  |
| $S_k$       | La charge de la neige sur le sol   |
| $V_{sd}$    | Valeur de calcul de l'effort tranchant   |
| $V_{pl,Rd}$ | Valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement                            |
| $V_{réf}$   | 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  |
| $f$         | La flèche  |
| $f_y$       | Limite d'élasticité  |
| $f_u$       | Résistance à la traction   |
| $H$         | Hauteur d'une pièce  |
| $l$         | Longueur d'une pièce (Poutre, Solive, Poteau)  |
| $l_f$       | Longueur de flambement   |
| $r$         | Rayon d'une section circulaire   |
| $t$         | Épaisseur d'une pièce  |
| $t_f$       | Épaisseur d'une semelle de (Poutre, Solive, Poteau)                                    |
| $t_w$       | Épaisseur de l'âme de (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 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  |
| $\overline{\lambda}_{LT}$ | Élancement de déversement   |
| $\alpha$                  | Facteur d'imperfection  |
| $\emptyset$               | Rotation  |
| $\emptyset_{LT}$          | Rotation de déversement   |
| $\tau$                    | Contrainte limite de cisaillement en élasticité   |
| $\varepsilon$             | Coefficient de réduction élastique de l'acier   |
| $\sigma_a$                | Contrainte de l'acier   |
| $\sigma_b$                | Contrainte du béton   |
| $\xi$                     | Pourcentage d'amortissement critique  |
| $\eta$                    | Facteur de correction d'amortissement   |
| $\delta_{ek}$             | Déplacement dû aux forces sismiques $F_i$   |
| $\Delta_k$                | Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »                           |
| $\mu$                     | coefficient de forme de la charge de neige  |

## ***Résumé***

Le présent mémoire, consiste a étudié un bâtiment de forme irrégulière en plan et en élévation.

Il concerne en premier l'introduction et la description des éléments de la structure ainsi que les caractéristiques des matériaux utilisés (acier, béton), l'évaluation des charges et surcharges et les actions climatiques selon le règlement RNV99.

Le pré dimensionnement des éléments porteurs a été fait conformément au CCM97 et RPA99 ver 2003. L'analyse sismique de la structure a été réalisée par le logiciel de calcul SAP2000. Les planchers du bâtiment ont été modélisés par des diaphragmes (indéformables dans leur plan).

Le renforcement de la structure par le rajout de contreventement, a été nécessaire vu que les déplacements latéraux inter- étage de la structure pré dimensionnée dépassent largement les valeurs admissibles.

La fondation du bâtiment est composée par un radier général.

**Mots clés :** Bâtiment métallique –Alger-

## *Abstract*

This thesis studies a building of irregular shape in plan and elevation.

It primarily concerns the introduction and description of the elements of the structures and the characteristics of the materials used (steel, concrete), the evaluation of loads and overloads and climate actions under the settlement RNV99

Preliminary design of the elements was made bearing in accordance with CCM97 and RPA99 to 2003. The seismic analysis of the structure was carried out by calculation software SAP2000. The boards of the building were modeled by diaphragms (in deformable their plan).

Strengthening the structure by the addition of bracing was necessary because of the travel sized structures far outweighing the permissible values.

The foundation of the building is composed by a general strike.

**Key words:** Metal building -Algiers-

## ملخص

المذكرة الحاضرة تدرس بناء بشكل غير متجانس من ناحية المستوى والعلو. وهو يشمل في البادئ تقديم ووصف مكونات من الهيكل وكذلك خاصيات المواد المستعملة (الحديد.الخرسانة ).تقييم الأتقال و الحمولة الزائدة والتأثيرات المناخية حسب القواعد « RNV 99 » .

القياس المبدئي للمكونات الحاملة قيم به وفقا ل « CCM97 » و « RPA99 » نسخة 2003. التحليل الزلزالي للمنشأة ثم تحقيقه بواسطة البرنامج « SAP 2000 » .

الأرضيات الخاصة بالمبنى هيكت بواسطة حاجز ( لايتغير شكله في المستوى) تقوية المنشأة باضا فت المضادات للرياح كان ضروريا نظرا لان التنقلات المبدئية الجانبية ما بين الطوابق للمنشأة تفوق بصفة كبيرة القيم المقبولة.

اسس الهيكل مكونة من هيكل عام

كلمات المفتاح : بناء معدنية - الجزائر-

# Liste des figures

|  |    |
|--|----|
| Figure II-1 : Construction d'un plancher collaborant . . . . .             | 22 |
| Figure III-1 : Dalle collaborante . . . . .                                | 24 |
| Figure III-2 : les dimensions de la dalle collaborante . . . . .           | 25 |
| Figure III-3 : Pancher terrasse . . . . .                                  | 26 |
| Figure III-4 : Cloisons extérieures . . . . .                              | 27 |
| Figure III-5 : Détaille des murs rideaux . . . . .                         | 28 |
| Figure III-6 : type de mur rideau choisi . . . . .                         | 28 |
| Figure III-7 : Les dimensions de l'acrotère . . . . .                      | 28 |
| Figure III-8 : Action de vent . . . . .                                    | 30 |
| Figure III-9 : Force résultante R . . . . .                                | 31 |
| Figure III-10 : Répartition de la pression dynamique . . . . .             | 33 |
| Figure III-11 : Légende pour les parois verticales . . . . .               | 34 |
| Figure III-12 : $C_{pe}$ sur les parois verticales . . . . .               | 34 |
| Figure III-13 : Légende pour la toiture (V1) . . . . .                     | 35 |
| Figure III-14 : Pression sur les zones D, E, F, G, H et I (V1) . . . . .   | 38 |
| Figure III-15 : Légende pour les parois verticales (V2) . . . . .          | 40 |
| Figure III-16 : $C_{pe}$ pour les parois verticales (V2) . . . . .         | 41 |
| Figure III-17 : Légende pour la terrasse (V2) . . . . .                    | 41 |
| Figure III-18 : Légende pour les parois verticales (V3) . . . . .          | 46 |
| Figure III-19 : $C_{pe}$ pour les parois verticales (V3) . . . . .         | 47 |
| Figure III-20 : Légende pour la terrasse (V3) . . . . .                    | 47 |
| Figure IV-1 : Distances et entraxe des solives . . . . .                   | 52 |
| Figure V-1 : Escaliers en charpente métallique . . . . .                   | 65 |
| Figure V-2 : disposition et dimension des éléments des escaliers . . . . . | 66 |
| Figure V-3 : Les charges sur la cornière . . . . .                         | 66 |

|   |     |
|---|-----|
| Figure V-4 : Charges appliqués sur 1 limon . . . . .                | 66  |
| Figure V-5 : Les distances de l'acrotère . . . . .                  | 68  |
| Figure V-6 : charges appliqué sur l'acrotère . . . . .              | 68  |
| Figure V-7 : Espacement entre les armatures de l'acrotère . . . . . | 69  |
| Figure VI-1 : montage poutre /dalle . . . . .                       | 70  |
| Figure VI-2 : Valeurs des contraintes de flexion . . . . .          | 72  |
| Figure VI-3 : Coupe type de la dalle . . . . .                      | 75  |
| Figure VI-4 : épaisseurs des connecteurs . . . . .                  | 75  |
| Figure VI-5 : positionnement des connecteurs . . . . .              | 76  |
| Figure VII-1 : Spectre de réponse d'accélération . . . . .          | 82  |
| Figure VII-2 : Vue de dessus de la structure . . . . .              | 83  |
| Figure VII-3 : Vue en 3D de la structure . . . . .                  | 83  |
| Figure VII-4 : Coupe A-A . . . . .                                  | 83  |
| Figure VII-5 : Coupe B-B . . . . .                                  | 84  |
| Figure VII-6 : Coupe C-C . . . . .                                  | 84  |
| Figure VIII-1 : stabilité en X . . . . .                            | 97  |
| Figure VIII-2 : stabilité en Y . . . . .                            | 98  |
| Figure IX-1 : Assemblage Poteau-Poutre par platine . . . . .        | 101 |
| Figure IX-2 : Distances entre les boulons . . . . .                 | 102 |
| Figure IX-3 : Efforts sollicités sur les boulons . . . . .          | 102 |
| Figure IX-4 : Liaison poteau-poutre . . . . .                       | 103 |
| Figure IX-5 : Assemblage des pieds de poteau . . . . .              | 103 |
| Figure IX-6 : Dimensions de la platine . . . . .                    | 104 |
| Figure IX-7 : Dimensions tiges d'ancrage . . . . .                  | 104 |
| Figure IX-8 : positionnement des tiges d'ancrage . . . . .          | 104 |
| Figure X-1 : Schéma du radier nervuré . . . . .                     | 106 |
| Figure X-2: poussée des terres sur le débord . . . . .              | 112 |
| Figure X-3 : Ferrailage de la table . . . . .                       | 113 |
| Figure X-4 : Coupe longitudinale de la nervure . . . . .            | 113 |
| Figure X-5 : Coupe transversale de la nervure . . . . .             | 113 |

# Liste des tableaux

|  |    |
|--|----|
| Tableau I-1 : Caractéristiques des nuances d'acier . . . . .   | 19 |
| Tableau I-2 : Caractéristiques de la nuance S355 (Fe 510) . . . . .  | 19 |
| Tableau III-1 : Caractéristiques du bac d'acier cofraplus . . . . .  | 25 |
| Tableau III-2 : Valeurs des pressions dynamiques . . . . .   | 32 |
| Tableau III-3 : Parois verticales de bâtiments à base rectangulaire (V1) . . . . .                                 | 34 |
| Tableau III-4 : valeurs de Cpe de la toiture (V1) . . . . .  | 35 |
| Tableau III-5 : Les valeurs des pressions qj sur le 3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> entre sol (V1) . . . . .  | 36 |
| Tableau III-6 : Les valeurs des pressions qj sur le RDC (V1) . . . . .   | 36 |
| Tableau III-7 : Les valeurs des pressions qj sur le 1 <sup>er</sup> étage (V1) . . . . .                           | 36 |
| Tableau III-8 : Les valeurs des pressions qj sur le 2 <sup>ème</sup> étage (V1) . . . . .                          | 36 |
| Tableau III-9 : Les valeurs des pressions qj sur le 3 <sup>ème</sup> étage (V1) . . . . .                          | 36 |
| Tableau III-10 : Les valeurs des pressions qj sur le 4 <sup>ème</sup> étage (V1) . . . . .                         | 37 |
| Tableau III-11 : Les valeurs des pressions qj sur le 5 <sup>ème</sup> étage (V1) . . . . .                         | 37 |
| Tableau III-12 : Les valeurs des pressions qj sur le 6 <sup>ème</sup> étage (V1) . . . . .                         | 37 |
| Tableau III-13 : Les valeurs des pressions qj sur le 7 <sup>ème</sup> étage (V1) . . . . .                         | 37 |
| Tableau III-14 : Les valeurs des pressions qj sur la terrasse (V1) . . . . .                                       | 38 |
| Tableau III-15 : Les valeurs des pressions qj sur la toiture (V1) . . . . .  | 38 |
| Tableau III-16 : Action d'ensemble (V1) . . . . .  | 39 |
| Tableau III-17 : Parois verticales de bâtiments à base rectangulaire (V2) . . . . .                                | 40 |
| Tableau III-18 : valeurs de Cpe de la toiture (V2) . . . . .   | 42 |
| Tableau III-19 : Les valeurs des pressions qj sur le 3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> entre sol (V2) . . . . . | 42 |
| Tableau III-20 : Les valeurs des pressions qj sur le RDC (V2) . . . . .  | 42 |
| Tableau III-21 : Les valeurs des pressions qj sur le 1 <sup>er</sup> étage (V2) . . . . .                          | 42 |
| Tableau III-22 : Les valeurs des pressions qj sur le 2 <sup>ème</sup> étage (V2) . . . . .                         | 43 |

|   |    |
|---|----|
| Tableau III-23 : Les valeurs des pressions $q_j$ sur le 3 <sup>ème</sup> étage (V2) . . . . .         | 43 |
| Tableau III-24 : Les valeurs des pressions $q_j$ sur le 4 <sup>ème</sup> étage (V2) . . . . .         | 43 |
| Tableau III-25 : Les valeurs des pressions $q_j$ sur le 5 <sup>ème</sup> étage (V2) . . . . .         | 43 |
| Tableau III-26 : Les valeurs des pressions $q_j$ sur le 6 <sup>ème</sup> étage (V2) . . . . .         | 44 |
| Tableau III-27 : Les valeurs des pressions $q_j$ sur le 7 <sup>ème</sup> étage (V2) . . . . .         | 44 |
| Tableau III-28 : Les valeurs des pressions $q_j$ sur la terrasse (V2) . . . . .                       | 44 |
| Tableau III-29 : Les valeurs des pressions $q_j$ sur la toiture (V2) . . . . .                        | 44 |
| Tableau III-30 : Action d'ensemble (V2) . . . . .   | 45 |
| Tableau III-31 : Parois verticales de bâtiments à base rectangulaire (V3) . . . . .                   | 46 |
| Tableau III-32 : valeurs de $C_{pe}$ de la toiture (V3) . . . . .                                     | 48 |
| Tableau III-33 : Les valeurs des pressions $q_j$ sur le 4 <sup>ème</sup> entre sol (V3) . . . . .     | 48 |
| Tableau III-34 : Les valeurs des pressions $q_j$ sur le RDC (V3) . . . . .                            | 48 |
| Tableau III-35 : Les valeurs des pressions $q_j$ sur le 1 <sup>er</sup> étage (V3) . . . . .          | 48 |
| Tableau III-36 : Les valeurs des pressions $q_j$ sur le 2 <sup>ème</sup> étage (V3) . . . . .         | 49 |
| Tableau III-37 : Les valeurs des pressions $q_j$ sur le 3 <sup>ème</sup> étage (V3) . . . . .         | 49 |
| Tableau III-38 : Les valeurs des pressions $q_j$ sur le 4 <sup>ème</sup> étage (V3) . . . . .         | 49 |
| Tableau III-39 : Les valeurs des pressions $q_j$ sur le 5 <sup>ème</sup> étage (V3) . . . . .         | 49 |
| Tableau III-40 : Les valeurs des pressions $q_j$ sur le 6 <sup>ème</sup> étage (V3) . . . . .         | 50 |
| Tableau III-41 : Les valeurs des pressions $q_j$ sur le 7 <sup>ème</sup> étage (V3) . . . . .         | 50 |
| Tableau III-42 : Les valeurs des pressions $q_j$ sur la terrasse (V3) . . . . .                       | 50 |
| Tableau III-43 : Les valeurs des pressions $q_j$ sur la toiture (V3) . . . . .                        | 50 |
| Tableau III-44 : Action d'ensemble (V3) . . . . .   | 51 |
| Tableau IV-1 : Détermination des charges des solives niveau terrasse . . . . .                        | 53 |
| Tableau IV-2 : Caractéristiques du profile IPE 220 . . . . .  | 53 |
| Tableau IV-3 : Détermination des charges des solives niveau courant . . . . .                         | 55 |
| Tableau IV-4 : Caractéristiques du profile IPE 140 . . . . .  | 56 |
| Tableau IV-5 : Détermination des charges des poutres (1 <sup>er</sup> cas) niveau terrasse . . . . .  | 57 |
| Tableau IV-6 : Caractéristiques du profile IPE 450 . . . . .  | 58 |
| Tableau IV-7 : Détermination des charges des poutres (2 <sup>ème</sup> cas) niveau terrasse . . . . . | 60 |
| Tableau IV-8 : Caractéristiques du profile IPE 360 . . . . .  | 60 |

|  |     |
|--|-----|
| Tableau IV-9 : Caractéristiques du profile IPE 330 . . . . .               | 61  |
| Tableau IV-10 : Vérification des profilés des poteaux . . . . .            | 64  |
| Tableau VII-1 : Les valeurs de pénalité P . . . . .                        | 80  |
| Tableau VII-2 : Périodes et facteurs de participation modale . . . . .     | 82  |
| Tableau VII-3 : Les dimensions des éléments porteurs . . . . .             | 84  |
| Tableau VII-4 : Calcul des surfaces et Le poids de chaque niveau . . . . . | 87  |
| Tableau VII-5 : Résultante des forces sismiques à la base . . . . .        | 87  |
| Tableau VII-6 : Déplacements inter étages dans les deux Sens . . . . .     | 88  |
| Tableau VII-7 : Effets du second ordre dans les deux sens . . . . .        | 89  |
| Tableau VIII-1 : Caractéristiques du profile HEM 550 . . . . .             | 91  |
| Tableau VIII-2 : Caractéristiques du profile IPE 450 . . . . .             | 92  |
| Tableau VIII-3 : Caractéristiques du profile IPE 330 . . . . .             | 94  |
| Tableau VIII-4 : Caractéristiques des cornières L180x18 . . . . .          | 97  |
| Tableau VIII-5 : Caractéristiques des cornières L200x24 . . . . .          | 98  |
| Tableau IX-1 : Caractéristiques des boulons . . . . .                      | 99  |
| Tableau X-1: calcul des efforts à L'ELU . . . . .                          | 110 |
| Tableau X-2: calcul des efforts à L'ELS . . . . .                          | 110 |
| Tableau X-3 : Ferrailage du radier a L'ELU . . . . .                       | 111 |
| Tableau X-4 : Ferrailage du radier a L'ELS . . . . .                       | 111 |
| Tableau X-5 : Ferrailage du débord à L'ELU . . . . .                       | 112 |
| Tableau X-6 : Ferrailage du débord à L'ELS . . . . .                       | 112 |

# Table des matières

|  |           |
|--|-----------|
| <b>Introduction</b>                                  | <b>17</b> |
| <b>Chapitre I : Généralités</b>                      | <b>18</b> |
| I-1 Présentation de l'ouvrage                        | 18        |
| I-2 Règlements utilisés                              | 19        |
| I-3 Matériaux  | 19        |
| <b>Chapitre II : Conception de l'ouvrage</b>         | <b>21</b> |
| III-1 Conception architecturale                      | 21        |
| III-2 Conception structurale                         | 21        |
| II-2-1 Superstructure horizontale                    | 21        |
| II-2-2 Superstructure verticale                      | 22        |
| II-3 Conception parasismique                         | 23        |
| II-4 Conception des escaliers                        | 23        |
| <b>Chapitre III : Evaluation des charges</b>         | <b>24</b> |
| III-1 Charge permanentes                             | 24        |
| III-1.1 Plancher courant                             | 25        |
| III-1.2 Plancher terrasse                            | 26        |
| III-1.2 Plancher (s/sol)                             | 26        |
| III-2 Charge d'exploitation                          | 29        |
| III-3 Charges climatiques                            | 29        |
| III-3.1 Effet de la neige                            | 29        |
| III-3.2 L'effet de vent                              | 30        |
| <b>Chapitre IV : Predimensionnement des éléments</b> | <b>52</b> |
| IV-1 Introduction                                    | 52        |
| IV-2 Les solives                                     | 52        |

|   |           |
|---|-----------|
| IV-3 Les poutres . . . . .  | 57        |
| IV-4 Predimensionnement des poteaux . . . . .                             | 62        |
| <b>Chapitre V : Etude des éléments secondaires</b>                        | <b>65</b> |
| V-1 Predimensionnement des escaliers . . . . .                            | 65        |
| V-1 Calcul de l'acrotère . . . . .  | 68        |
| <b>Chapitre VI : Etude des planchers</b>                                  | <b>70</b> |
| VI-1 Calcul de plancher mixte . . . . .                                   | 70        |
| VI-3 Etude des connecteurs . . . . .                                      | 74        |
| <b>Chapitre VII : Etude sismique et analyse dynamique</b>                 | <b>77</b> |
| VII-1 Critères de classification par le RPA 99/2003 . . . . .             | 77        |
| VII-2 Choix de la méthode de calcul . . . . .                             | 78        |
| VII-3 Méthode d'analyse modale spectrale . . . . .                        | 78        |
| VII-4 Modélisation de la structure étudiée . . . . .                      | 80        |
| VII-4-1 Etapes de la modélisation de la structure sous SAP 2000 . . . . . | 80        |
| VII-4-2 Analyse modale . . . . .  | 81        |
| VII-5 Vérification de la structure . . . . .                              | 85        |
| <b>Chapitre VIII : Vérification de l'ossature</b>                         | <b>90</b> |
| VIII-1 Vérification des poteaux . . . . .                                 | 90        |
| VIII-2 Vérification des poutres principales IPE 450 . . . . .             | 92        |
| VIII-3 Vérification des solives en porte à faux IPE 330 . . . . .         | 94        |
| VIII-4 Vérification des diagonales de contreventement . . . . .           | 96        |
| <b>Chapitre IX : Etude des Assemblages</b>                                | <b>99</b> |
| IX-1 Fonctionnement des assemblages . . . . .                             | 99        |
| IX-2 Rôle des assemblages . . . . .                                       | 100       |
| IX-3 Calcul des assemblages . . . . .                                     | 101       |
| IX-1.1 Soudure de la platine . . . . .                                    | 101       |
| IX-1.2 Pré dimensionnement des boulons . . . . .                          | 101       |
| IX-1.3 Les pieds de poteaux . . . . .                                     | 103       |
| IX-1.4 Diamètre des tiges d'ancrage . . . . .                             | 104       |

|   |            |
|---|------------|
| <b>Chapitre X : Calcul des fondations</b>                       | <b>105</b> |
| X-1 Introduction . . . . .                                      | 105        |
| X-2 Choix du type de fondation . . . . .                        | 105        |
| X-3 Vérification du chevauchement . . . . .                     | 106        |
| X-4 Etude du radier . . . . .                                   | 106        |
| X-4.1 Pré dimensionnement du radier . . . . .                   | 106        |
| X-4.2 Vérifications . . . . .                                   | 108        |
| X-4.2.1 Vérification de la contrainte de cisaillement . . . . . | 108        |
| X-4.2.2 Vérification de l'effort de sous pression . . . . .     | 108        |
| X-4.2.3 Vérification au poinçonnement . . . . .                 | 109        |
| X-4.3 Ferrailage du radier . . . . .                            | 109        |
| X-4.3.1 Méthode de calcul . . . . .                             | 109        |
| X-4.3.2 Etude du débord du radier . . . . .                     | 112        |
| X-4.3.3 Les croquets de ferrailage . . . . .                    | 113        |
| <b>Conclusion</b>   | <b>114</b> |
| <b>Bibliographie</b>  | <b>115</b> |

# INTRODUCTION

Pour n'importe quel projet de construction, il existe divers procédés de conception et de réalisation selon les besoins et les capacités : construction en béton armé, en précontrainte, en charpente en bois ou charpente métallique.

Ces procédés sont réglementés par des normes et des codes et des règlements soit nationaux ou internationaux.

Ce projet de fin d'étude entre nos mains consiste à étudier un bâtiment en charpente métallique à usage commercial et administratif, il s'agit d'un nouveau siège de Falcon Motors à Ouled Fayet (Alger).

Les ossatures métalliques plus courantes dans le domaine industriel se distinguent par certains avantages tel que : la légèreté, le montage rapide sur chantier, les transformations ultérieures plus faciles et surtout un faible encombrement, ceci a conduit certains pays gros producteurs d'acier, à utiliser en très grande quantité ce matériau.

Dans le présent mémoire nous allons essayer d'appliquer toutes les connaissances acquises durant notre cursus sur un projet réel. L'objectif principal sera de comprendre et de compléter les informations déjà acquises dans le cours de charpente métallique, ensuite viendra le second but qui est de présenter un travail satisfaisant en vue d'obtenir le diplôme de master.

# CHAPITRE I

## GENERALITES

### I-1 Présentation de l'ouvrage :

Il s'agit de calculer les éléments porteurs d'un ouvrage en charpente métallique faisant partie du projet d'un nouveau siège de Falcon Motors à Ouled Fayet (Alger). C'est une tour en (R+8+2 S/SOL+4 ENTRE SOL) à usage commercial et administratif.

Les planchers métalliques sont de type collaborant et les planchers des s/sol sont en dalles pleines en béton armé. La terrasse étant inaccessible.

### Données géométriques de l'ouvrage :

- Longueur totale en plan.....30,00 m
- Largeur totale en plan.....21,00 m
- Hauteurs des s/sol .....3,50 m
- Hauteurs des entre sol .....4,50 m
- Hauteur du rez-de-chaussée.....4,50 m
- Hauteur des étages .....4,50 m
- Hauteur totale du bâtiment.....64,00 m

### Données concernant le site:

Le site choisi pour la réalisation du nouveau siège de Falcon Motors est un ancien site qui abritait des constructions avec 5 à 7 mètres de dénivelée.

La contrainte admissible à adopter pour l'ouvrage avec 2s/sol sans risque de tassement ou de rupture :

La partie haute  $\sigma_{sol} = 3\text{bar}$  avec un ancrage à partir de -16,00m par rapport au niveau du terrain naturel actuel dans le substratum marneux.

La partie haute  $\sigma_{sol} = 2,40\text{bar}$  avec un ancrage à partir de -8,00m par rapport au niveau du terrain naturel actuel dans le substratum marneux.

## I-2 Règlements utilisés :

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

- Règlement Neige et Vent (**RNVA99**)
- Règlement parasismique algériennes (**RPA99version2003**)
- Béton armé aux états limites (**BAEL91**)
- **DTRB.C2.2** : charge permanentes et charge d'exploitation
- **CCM 97** : règles de calcul des structures en acier

## I-3 Matériaux :

Pour ce projet, on a choisi les matériaux de constructions suivants :

### I-3-1 Aciers de construction pour les éléments de structure :

Tous les composants de la structure métallique sont des Produits sidérurgiques laminés à chaud. Le choix de ce type de produits répond aux exigences fixées par RPA (voir RPA 8.2.2).

| Nuance d'acier selon |                    |                | Limite d'élasticité $f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ] (1) | Résistance à la traction $f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ] (1) | Allongement de rupture $\epsilon_r$ [%] (2) | Désignations ou utilisation  |
|----------------------|--------------------|----------------|--|---|---|--|
| SIA 161 (1989)       | EN 10 027-1 (1992) | SIA 161 (1979) |  |   |   |  |
| Fe E 235             | S235               | Fe 360         | 235  | 360   | 26  | Acier doux<br>Acier pour profilés creux<br>Acier à haute résistance<br>Acier à grain fin |
| Fe E 275             | S275               |                | 275  | 430   | 22  |  |
| Fe E 355             | S355               | Fe 510         | 355  | 510   | 22  |  |
| Fe E 460             | S460               |                | 460  | 550   | 17  |  |

Tableau I-1 : Caractéristiques des nuances d'acier

La nuance d'acier utilisée est le S355 (E24) et qui a comme caractéristiques :

|                                  |  |
|----------------------------------|--|
| Résistance limite d'élasticité   | $\sigma_e = 24 \text{ kg/mm}^2$<br>$\sigma_e = 36 \text{ kg/mm}^2$ |
| Module d'élasticité longitudinal | $E = 2.1 \times 10^4 \text{ kg/mm}^2$                              |
| Poids volumique                  | $\rho = 7850 \text{ kg/mm}^2$                                      |
| Module de cisaillement           | $G = E / (2(1+\nu)) = 8,1 \times 10^3 \text{ kg/mm}^2$             |
| Coefficient de poisson           | $\nu = 0.3$  |

Tableau I-2 : Caractéristiques de la nuance S355 (Fe 510)

## Assemblages

Les assemblages principaux des systèmes structuraux, assurant la stabilité sont :

- Boulons à haute résistance.
- Electrodes ou fil de soudage dont les caractéristiques mécaniques sont au moins équivalentes à celles des nuances d'acier utilisées.

Puisque le site est en zone sismique, seul les assemblages rigides sont autorisés (voir RPA8.1.1).

### I-3-2 Le béton armé :

#### A. Le béton :

Pour la réalisation de l'infrastructure et des planchers, le type de ciment utilisé est le CPA caractérisé par le dosage de **350Kg / m<sup>3</sup>** dont les autres caractéristiques sont les suivants :

- Poids volumique :  $\rho=2500\text{kg/mm}^2$
- Résistance caractéristique à la compression  $f_{c28} = 2.5\text{kg/mm}^2$
- Résistance caractéristique à la traction  $f_{t28} = 0.21 \text{ kg/mm}^2$

#### B. L'acier :

Pour le ferrailage des fondations on a utilisé des barres HA type 1 de nuance **FeE40** dont la contrainte limite d'élasticité est  $f_e = 40 \text{ kg/ mm}^2$ .

Le module d'élasticité longitudinal  $E = 2.1 \times 10^4 \text{ kg/ mm}^2$ .

## CHAPITRE II

# CONCEPTION DE L'OUVRAGE

L'une des phases les plus déterminantes dans un projet de construction est la phase de conception, et de modélisation d'une structure.

Celle-ci doit être traitée dans les premières lignes d'étude du projet. L'expérience a montré qu'une conception réfléchie assure souvent un comportement simple et satisfaisant de la structure.

Ce travail de conception fait appel aux connaissances de l'ingénieur et à son expérience, il ne peut être automatisé à cause de la variété des problèmes à résoudre, sans oublier l'évolution incessante des types d'ouvrages. Il est donc nécessaire d'être au courant de toutes les variations des prix et du changement dans tous les domaines (nouvelles méthodes d'exécution, nouvelles formes d'ouvrages, nouveaux matériaux).

Donc l'une des prérogatives principales de l'ingénieur sera de proposer et d'étudier un concept de système structural pour l'ossature, l'influence des charges latérales et verticales sur la conception de cette dernière et en particulier sa stabilité tout en respectant les besoins du maître de l'ouvrage et les formes architecturales.

### II-1 Conception architecturale :

Notre bâtiment est de forme rectangulaire composée d'un RDC et 8 étages avec 2s/sol et 4 entre sol.

- Les 2s/sol et le 1<sup>er</sup> entre sol seront aménagés en parking.
- Le 3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> entre sol sont destinés pour la réparation et diagnostic rapide avec pièces de rechanges.
- Le RDC et le 1<sup>er</sup> étage c'est une mezzanine qui contienne des bureaux et un Show-room avec un vide sur Show-room.
- Du 2<sup>ème</sup> au 7<sup>ème</sup> étage seront destinés pour des bureaux avec des salles de réunions + sanitaire.
- Il est complété à l'extérieur par des escaliers de secours.
- L'accès au 3<sup>ème</sup> entre sol est assuré par une rampe en béton armé à l'extérieur.

### II-2 Conception structurale :

#### II-2-1 Superstructure horizontale :

Le terme de superstructure horizontale désigne les planchers courants et terrasses.

### A) Plancher courant :

Pour notre bâtiment, concernant les planchers courants on a choisi des planchers mixtes à dalle collaborant dont la composition est illustrée sur la figure II.1.

- Les bacs aciers sont de type Cofraplus60.
- L'épaisseur totale de la dalle BA y compris l'onde, varie entre 7 et 15cm.
- Les planchers reposent sur un ensemble de poutres et solives métalliques.
- La liaison entre la dalle, le bac en acier collaborant et la structure porteuse est assurée par des connecteurs.
- Les planchers mixtes à dalle collaborant étant la solution la plus économique et la plus judicieuse techniquement.
- La collaboration avec la dalle en béton est en règle générale assurée par des goujons soudés sur les poutres en acier. Grâce à l'effet de liaison, on réalise une économie d'environ 20 % dans la consommation d'acier ou on peut réduire de 20 % la hauteur de construction pour un volume d'acier quasiment identique.

### B) plancher terrasse :

Il est identique aux plancher courants sauf pour la partie supérieure qui comprend des couches supplémentaires (étanchéité, gravillon,...)

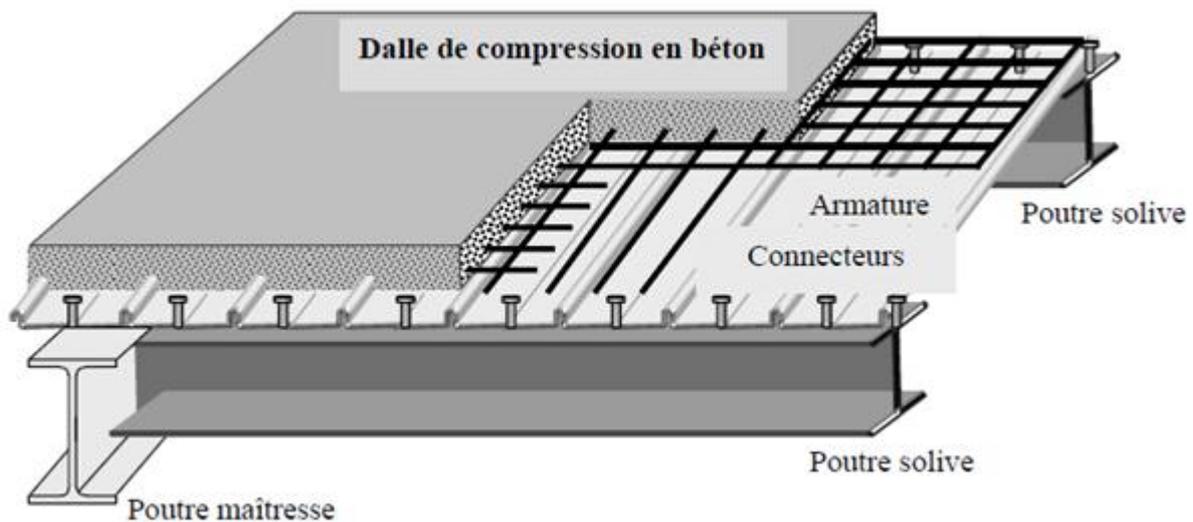


Figure II-1 : Construction d'un plancher collaborant

### II-2-2 Superstructure verticale :

#### • Les systèmes de stabilités :

Les paliers de stabilité en (x) dans le sens transversal et paliers en (v) dans le sens longitudinal, elles assurent la verticalité des poteaux et prennent les efforts dus aux séismes et au vent en les transmettant aux fondations.

### **II-3 Conception parasismique :**

D'après la conception parasismique et les règles énoncées dans le RPA, la structure répond à une bonne conception parasismique vu qu'elle présente certaines caractéristiques tel que :

- Régularité en plan et en élévation
- Les structures en charpente métallique ont souvent une bonne dissipation de l'énergie sismique.

### **II-4 Conception des escaliers :**

Les escaliers sont des structures accessoires qui permettent l'accès aux différents niveaux du bâtiment. Ils sont en structure métalliques les marchés en tôle, revêtues avec du béton et carrelage.

Pour chaque étage les escaliers se composent de deux volets de marches portées par un limon.

## CHAPITRE III

# EVALUATION DES CHARGES

Pour concevoir et calculer une structure il faut examiner obligatoirement la forme et la grandeur des charges et des actions suivantes :

- Poids propre (structure porteuse et élément non porteurs)
- Charges utiles dans le bâtiment (charges d'exploitations)
- Actions climatiques et indirectes (neige, vent et température)
- Actions accidentelles (les séismes, les explosions ...)

### III-1 Charge permanente :

Ce terme désigne le poids propre de tous les éléments permanents constituant l'ouvrage terminé. Il s'agit donc non seulement du poids de l'ossature mais aussi de tous les éléments du bâtiment (planchers, plafonds, cloisons, revêtements de sol, installations fixes).

#### Cofraplus 60 :

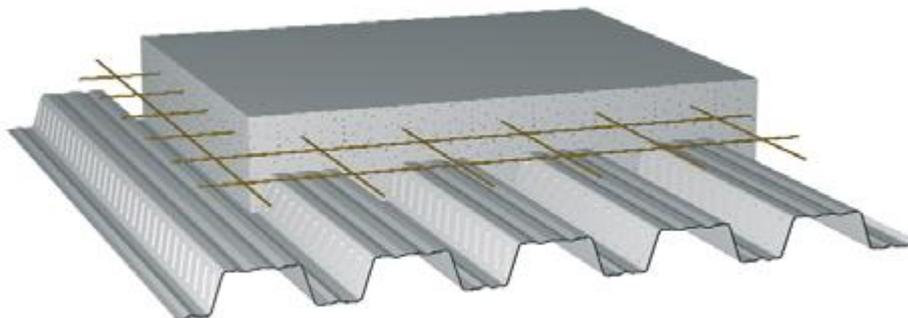


Figure III-1 : Dalle collaborante

Il garantit un transport économique et une pose rapide. C'est un bac conçu pour des portées moyennes sans étai jusqu'à 3,60 m en épaisseur 0,75 mm sur deux travées continues, et des épaisseurs de dalles de 10 à 28 cm.

#### Pourquoi choisir :

- Compact : Empilable, cofraplus 60 prend peu de place.
- Léger  $\approx 9 \text{ kg/m}^2$  : cofraplus 60 se manipule facilement sur chantier.
- Simplicité de mise en œuvre : Ne change pas les opérations habituelles de ferrailage et de coulage du béton.
- Adapté à la rénovation : Léger, facile à approvisionner et à découper. Portées importantes et poutraison limitée.

- Coupe-feu : 30 minutes dès 11 cm d'épaisseur. Possibilité jusqu'à 3 heures.
- Réduit ou supprime L'étayage : Une rangée d'étais dans les configurations classiques. Sans étais pour une poutraison inférieure à 3 m.
- Sécurité : Une fois cofraplus 60 fixé et étayé, deux personnes peuvent circuler dessus.

**Caractéristiques du profil :**

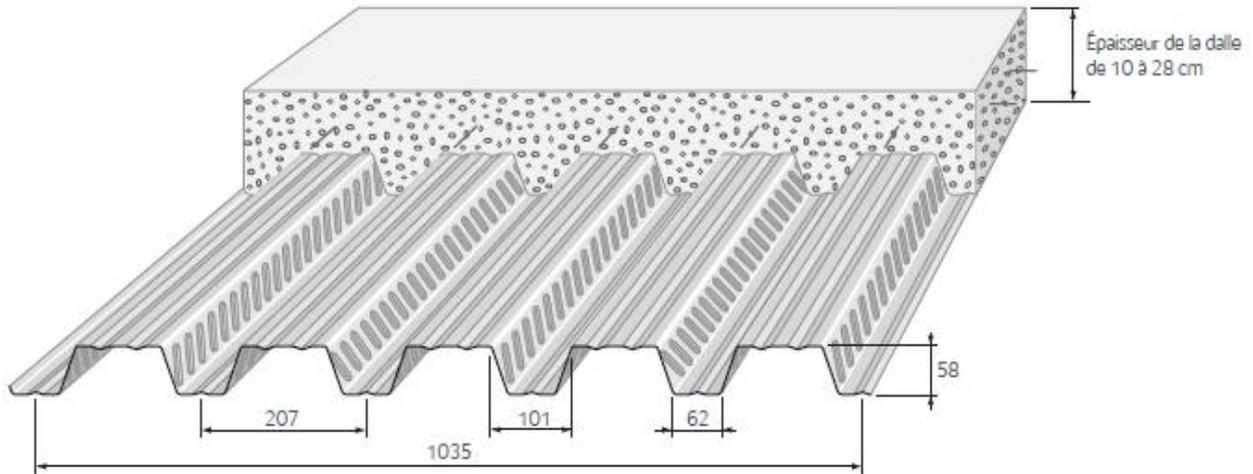


Figure III-2 : les dimensions de la dalle collaborante

| Hauteur des nervures (mm) | Nombre de nervures par bac | Espacement des nervures (mm) | Largeur utile du bac (mm) | Épaisseur de tôle (mm) | Poids (daN/m <sup>2</sup> ) |
|---------------------------|----------------------------|------------------------------|---------------------------|------------------------|-----------------------------|
| 58                        | 5                          | 207                          | 1035                      | 0,75                   | 8,53                        |

Tableau III-1 : Caractéristiques du bac d'acier cofraplus

**III-1-1 Plancher courant :**

|  |                                      |
|--|--------------------------------------|
| Cloison de répartition ép = 10cm                   | 90 daN/ m <sup>2</sup>               |
| Revêtement en carrelage (2cm)                      | 0,02×20×100 = 40 daN/ m <sup>2</sup> |
| Mortier de repos (2cm)                             | 0,02×20×100 = 40 daN/ m <sup>2</sup> |
| Isolation thermique au liège (bloc de liège) (4cm) | 0,04×400 = 16 daN/ m <sup>2</sup>    |
| Dalle en béton arme (12cm)                         | 0,12×2500 = 300 daN/ m <sup>2</sup>  |
| Cofraplus 60                                       | 9 daN/ m <sup>2</sup>                |
| Faux plafond en plâtre                             | 10 daN/ m <sup>2</sup>               |

**G = 505 daN/m<sup>2</sup>**

**Q = 250 daN/m<sup>2</sup>**

**III-1-2 Plancher terrasse (inaccessible) :**

|  |   |
|--|---|
| Protection en gravillon roulés (5cm) _____               | $0,05 \times 1700 = 85 \text{ daN/ m}^2$  |
| Étanchéité multicouches (5cm) _____                      | $0,05 \times 600 = 12 \text{ daN/ m}^2$   |
| Béton de pente (10cm) _____                              | $0,10 \times 2200 = 220 \text{ daN/ m}^2$ |
| Isolation thermique au liège (bloc de liège) (4cm) _____ | $0,04 \times 400 = 16 \text{ daN/ m}^2$   |
| Dalle en béton armé (12cm) _____                         | $0,12 \times 2500 = 300 \text{ daN/ m}^2$ |
| Cofraplus 60 _____                                       | $9 \text{ daN/ m}^2$                      |
| Faux plafond _____                                       | $10 \text{ daN/ m}^2$                     |

---

**G = 652 daN/m<sup>2</sup>**

**Q = 100 daN/m<sup>2</sup>**

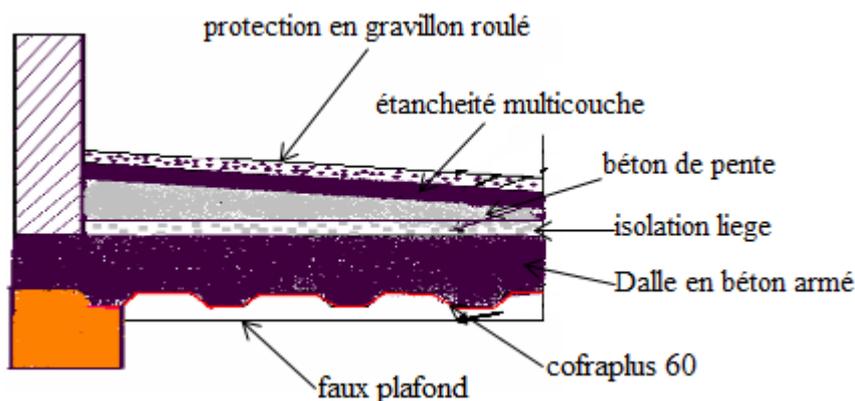


Figure III-3 : Plancher terrasse

**III-1-3 Plancher (s/sol) :**

|  |   |
|--|---|
| Chape en asphalte (ép.=2cm) _____                        | $0,02 \times 5000 = 140 \text{ daN/ m}^2$ |
| Isolation thermique au liège (bloc de liège) (4cm) _____ | $0,04 \times 400 = 16 \text{ daN/ m}^2$   |
| Mortier de pose (ép.=2cm) _____                          | $0,02 \times 2000 = 40 \text{ daN/ m}^2$  |
| Dalle en béton armé (12cm) _____                         | $0,12 \times 2500 = 300 \text{ daN/ m}^2$ |
| Cofraplus 60 _____                                       | $9 \text{ daN/ m}^2$                      |
| Enduit de plâtre (ép.=2cm) _____                         | $0,02 \times 1000 = 20 \text{ daN/ m}^2$  |

---

**G = 525 daN/m<sup>2</sup>**

**Escaliers :**

**Volée :**

|  |                        |
|--|------------------------|
| Tôle striée (épaisseur 5mm) _____          | 45 daN/ m <sup>2</sup> |
| Mortier de repos (épaisseur 2cm) _____     | 40 daN/ m <sup>2</sup> |
| Revêtement carrelage (épaisseur 2cm) _____ | 40 daN/ m <sup>2</sup> |
| <hr/>                                      |                        |
| <b>G = 125 daN/ m<sup>2</sup></b>          |                        |

**Palier:**

|  |                          |
|--|--------------------------|
| Cofraplus 60 _____                           | 8,53 daN/ m <sup>2</sup> |
| Dalle en béton (épaisseur = 8cm) _____       | 200 daN/ m <sup>2</sup>  |
| Mortier de repos (épaisseur = 2cm) _____     | 36 daN/ m <sup>2</sup>   |
| Revêtement carrelage (épaisseur = 2cm) _____ | 40 daN/ m <sup>2</sup>   |
| <hr/>  |                          |
| <b>G = 285 daN/ m<sup>2</sup></b>            |                          |

**Murs extérieurs à double cloison :**

Les murs extérieurs des bureaux sont réalisés en brique creuse de **10 cm** en double cloison avec 30% d'ouverture :

|  |                                   |
|--|-----------------------------------|
| Brique(e=10cm) +brique (e=10cm) ; _____                        | 0,2 x 900 = 180 kg/m <sup>2</sup> |
| Revêtement extérieur(e=2cm ; P=2000 kg/m <sup>2</sup> ) _____  | 18 kg/m <sup>2</sup>              |
| Revêtement intérieur (e=2cm ; P=1200 kg/m <sup>2</sup> ) _____ | 10 kg/m <sup>2</sup>              |
| <hr/>  |                                   |
| <b>G = 208 daN/m<sup>2</sup></b>                               |                                   |

Avec 30% d'ouverture : 208 x 0,70 = 145,6 daN/m<sup>2</sup>

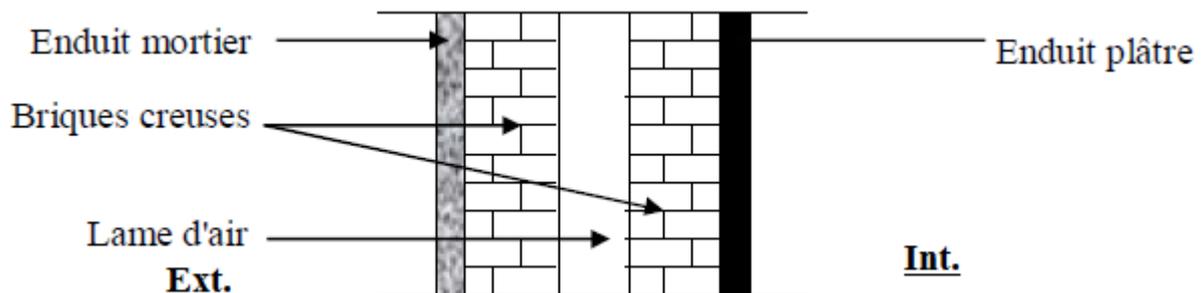


Figure III-4 : Cloisons extérieures

Verre (e=1cm) + (e=1cm) : P=2500daN/ m<sup>2</sup> ----- 50 kg/m<sup>2</sup>

**G=50 kg/m<sup>2</sup>**

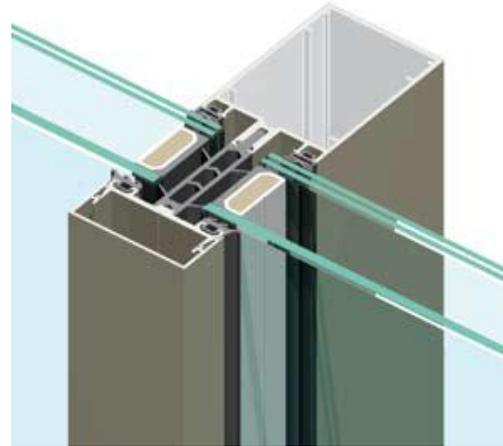
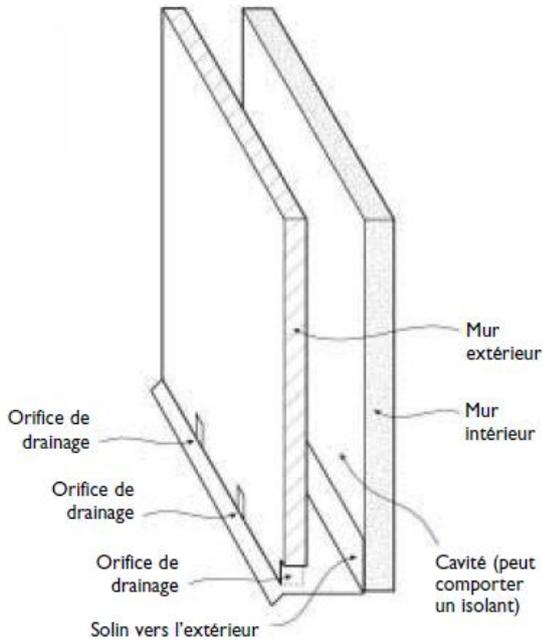


Figure III-5 : Détaille des murs rideaux

Figure III-6 : type de mur rideau choisi

**Mur intérieur :**

Brique (e=10cm) 0,1×900 ----- 90 kg/m<sup>2</sup>

Revêtement intérieur (e=2cm) 0,02×200 ----- 40kg/m<sup>2</sup>

**G = 130 daN/m<sup>2</sup>**

**Acrotère :**

- La surface de l'acrotère est :

$$S = (0.02 \times 0.1) / 2 + (0.08 \times 0.1) + (0.1 \times 0.6) = \mathbf{0.069 \text{ m}^2}$$

- Le poids propre de l'acrotère est :

$$P = (0.069 \times 2500) = \mathbf{172.5 \text{ Kg/ml}}$$

**G=172.5 kg/mL**

**Q = 100 kg/m<sup>2</sup>**

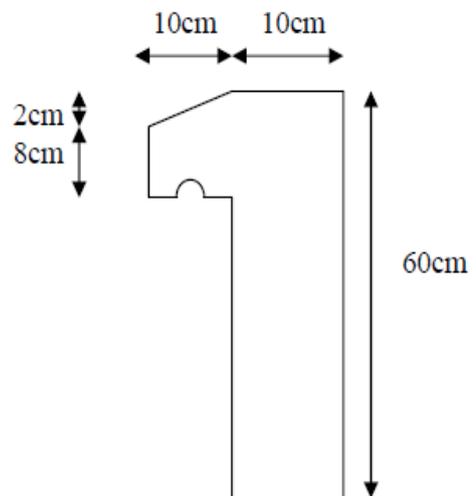


Figure III-7 : Les dimensions de l'acrotère

### III-2 Charge d'exploitation :

Correspondent aux mobiliers et aux personnes qui habitent ou fréquentent l'immeuble. Pour cela il y a des normes qui fixent les valeurs des charges en fonction de la destination de l'ouvrage et qui sont inscrits dans le règlement technique DTR (charges et surcharges).

- Plancher terrasse inaccessible -----100daN/m<sup>2</sup>
- Plancher étage courant -----250daN/m<sup>2</sup>
- Plancher courant (parking) -----250daN/m<sup>2</sup>
- Escalier -----150daN/m<sup>2</sup>

### III-3 Charge climatique :

#### III-3.1 Effet de la neige :

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

Le règlement **RNVA99** s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à **2000mètres**. Notre structure se trouve à une altitude environ de **158m**

- **Calcul des charges de la neige :**

$$S = S_k \cdot \mu \quad [KN/ m^2]$$

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

$S_k$  : La charge de la neige sur le sol.

- **Calcul de  $S_k$  :**

Notre site est classé en **zone B** selon la classification de RNVA99, donc  $S_k$  est donné par la formule suivante :

$$S_k = \frac{0,04 \times H + 10}{100}$$

$H=158m$  : ( L'altitude du site par rapport au niveau de la mer )

- **Donc :**

$$S_k = 0,163 \text{ KN/m}^2$$

- **Détermination de  $\mu$  :**

Pour notre bâtiment l'inclinaison de la toiture  $0 \leq \alpha \leq 30^\circ \Rightarrow \mu = 0,8$  (selon le tableau 6.1)

**Donc :**

$$S = 0,8 \times 0,163 = 0,1304 \text{ KN/m}^2$$

$$S \cong 13 \text{ daN/m}^2$$

### III-3.2 Effet du vent :

La surface terrestre est caractérisée par différents niveaux d'absorptions de l'énergie solaire ainsi que le réchauffement et la pression atmosphérique.

Le déplacement de l'air tend à éliminer ces déséquilibres de pression, par conséquent il produit un mouvement de masse d'air appelé « VENT » qui par ailleurs est conditionnée également par le relief terrestre.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

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

Les estimations de l'effet de vent se feront on appliquant le règlement Neige et Vent « RNV 99».

#### Le calcul :

Le calcul doit être séparément pour les deux directions du vent qui sont perpendiculaires aux parois de la construction.

- La direction **V1** du vent : parallèle à la façade principale.
- Les directions **V2** et **V3** du vent : perpendiculaire à la façade principale.

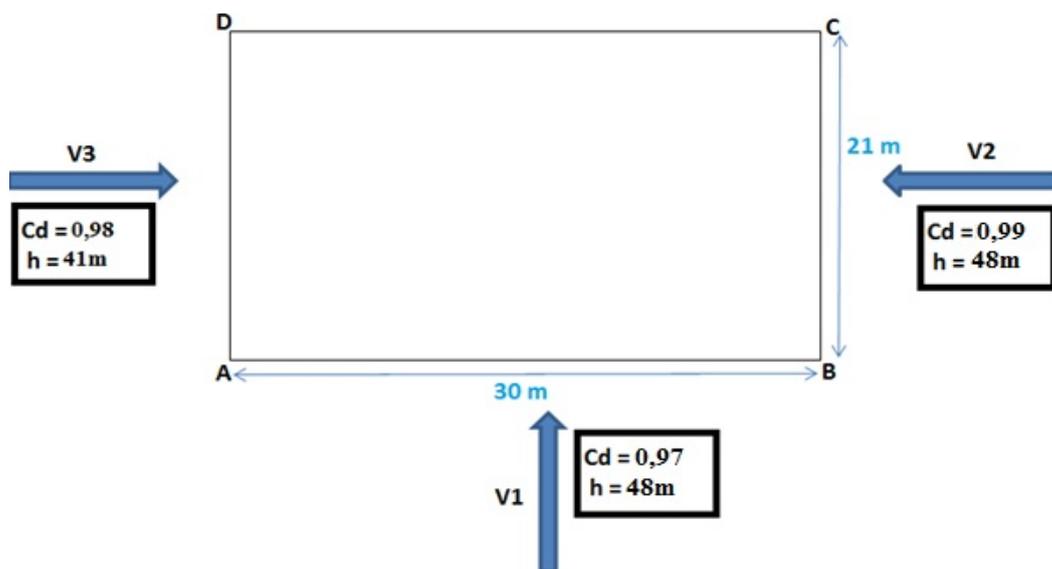


Figure III-8 : Action de vent

L'effet du vent sera évalué par le calcul de la force résultante  $R$  qui se décompose en deux forces (voir Fig.1) :

Une force globale horizontale  $F_w$  qui correspond à la résultante des forces horizontales agissantes sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale appliquée à la toiture.

Une force de soulèvement  $F_u$  qui représente la composante verticale des forces appliquées à la toiture.

La force résultante  $R$  est donnée par la formule :

$$R = \Sigma ( q_j \times S_j ) + \Sigma F_{frj} \quad (\text{daN}) \quad (\text{RNV99})$$

Où:

$q_j$  : (daN/m<sup>2</sup>) est la pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface  $j$ .

$S_j$  : (m<sup>2</sup>) est l'aire de l'élément de surface  $j$

$F_{frj}$  : (daN) désigne les forces de frottement éventuelles.

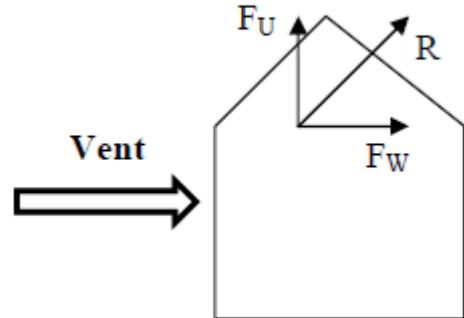


Figure III-9 : Force résultante  $R$

#### Détermination du coefficient dynamique $C_d$ :

La structure de notre bâtiment étant métallique, on utilise l'abaque de la figure 3.2 (RNV99) pour la détermination du coefficient  $C_d$  pour chaque direction :

#### Les données relatives au site :

Site plat :  $C_t=1$  ; Zone I:  $q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$

Catégorie de terrain: IV

Facteur de terrain:  $K_T = 0,24$

Paramètre de rugosité:  $Z_0 = 1 \text{ m}$

Hauteur minimale:  $Z_{min} = 16 \text{ m}$

Coefficient utilisé pour le calcul du coefficient  $C_d$ :  $\xi = 0,46$

- Direction V1 : la lecture donnera pour :  $h=48\text{m}$  et  $b=30\text{m}$  :  $C_d=0,97$ .
- Direction V2 : la lecture donnera pour :  $h=48\text{m}$  et  $b=21\text{m}$  :  $C_d=0,99$ .
- Direction V3 : la lecture donnera pour :  $h=41\text{m}$  et  $b=21\text{m}$  :  $C_d=0,98$ .

#### Détermination de la pression dynamique: $q_{dyn}$ :

Structure permanente:  $q_{dyn} = q_{ref} \times C_e(z_j)$  (Ch2 paragraphe 3.2).

$C_e$  : c'est le coefficient d'exposition au vent donné par la formule suivante:

$$C_e = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times \left( 1 + \frac{7 \times K_T}{C_r(z) \times C_T(z)} \right)$$

Cr : coefficient de rugosité :

$$\begin{cases} C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) & \text{pour : } Z_{\min} \leq Z \leq 200m \\ C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right) & \text{pour : } Z \leq Z_{\min} \end{cases}$$

Z : la hauteur considéré

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

| Niveau                     | h(m) | Z(m)  | Cr   | Ct | Ce   | q <sub>dyn</sub> (dan/m <sup>2</sup> ) |
|----------------------------|------|-------|------|----|------|--|
| 1 <sup>er</sup> entre sol  | 4,5  | 2,25  | 0,66 | 1  | 1,54 | 57,75                                  |
| 2 <sup>ème</sup> entre sol | 4,5  | 6,75  | 0,66 | 1  | 1,54 | 57,75                                  |
| 3 <sup>ème</sup> entre sol | 4,5  | 11,25 | 0,66 | 1  | 1,54 | 57,75                                  |
| 4 <sup>ème</sup> entre sol | 4,5  | 15,75 | 0,66 | 1  | 1,54 | 57,75                                  |
| RDC                        | 4,5  | 20,25 | 0,72 | 1  | 1,73 | 64,88                                  |
| 1 <sup>er</sup> étage      | 4,5  | 24,75 | 0,77 | 1  | 1,88 | 70,5                                   |
| 2 <sup>ème</sup> étage     | 4,5  | 29,25 | 0,81 | 1  | 2,01 | 75,38                                  |
| 3 <sup>ème</sup> étage     | 4,5  | 33,75 | 0,84 | 1  | 2,11 | 79,13                                  |
| 4 <sup>ème</sup> étage     | 4,5  | 38,25 | 0,87 | 1  | 2,21 | 82,88                                  |
| 5 <sup>ème</sup> étage     | 4,5  | 42,75 | 0,9  | 1  | 2,32 | 87                                     |
| 6 <sup>ème</sup> étage     | 4,5  | 47,25 | 0,92 | 1  | 2,39 | 89,63                                  |
| 7 <sup>ème</sup> étage     | 4,5  | 51,75 | 0,94 | 1  | 2,46 | 92,25                                  |
| Terrasse                   | 4,5  | 53,25 | 0,95 | 1  | 2,49 | 93,38                                  |

Tableau III-2 : Valeurs des pressions dynamiques

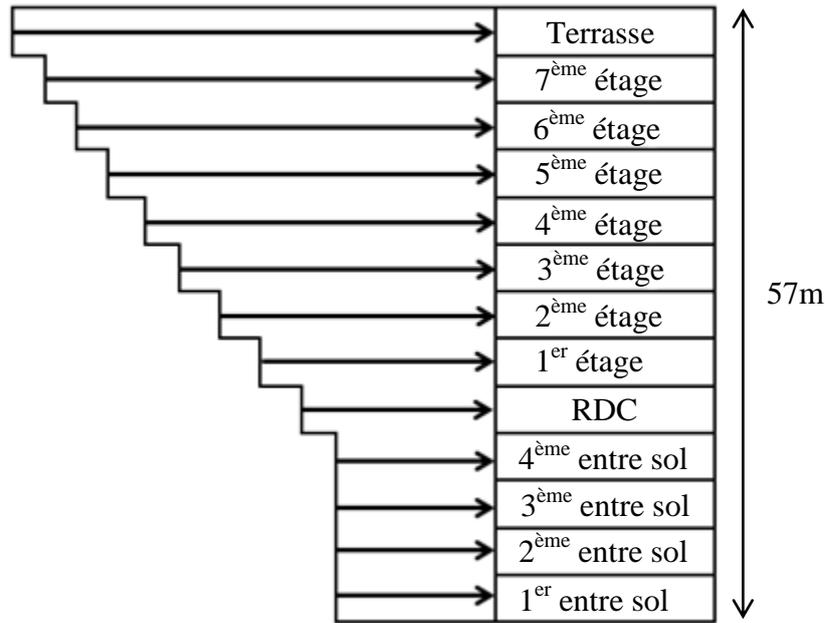


Figure III-10 : Répartition de la pression dynamique

**1) Direction V1 du vent :**

**i. Coefficient de pression extérieur  $C_{pe}$  :**

➤ **Parois verticales :**

Pour le calcul des valeurs de  $C_{pe}$  on se réfère au (1.1.2 chap5) :

$$S \geq 10 \text{ m}^2 \longrightarrow C_{pe} = C_{pe10}$$

Avec : S: la surface chargée de la paroi considérée (Ch5 paragraphe 1.1).

**b** : la dimension perpendiculaire à la direction du vent V1 ;  $b=30\text{m}$ .

**d** : la dimension parallèle à la direction du vent V1 ;  $d=21\text{m}$ .

$$e = \min [b ; 2h] = \min [30 ; 96]. \quad e = 30\text{m}$$

$d < e$  : la paroi est divisée en 2 zones de pression A', B', D, E qui sont illustrées sur la figure III-9 suivante :

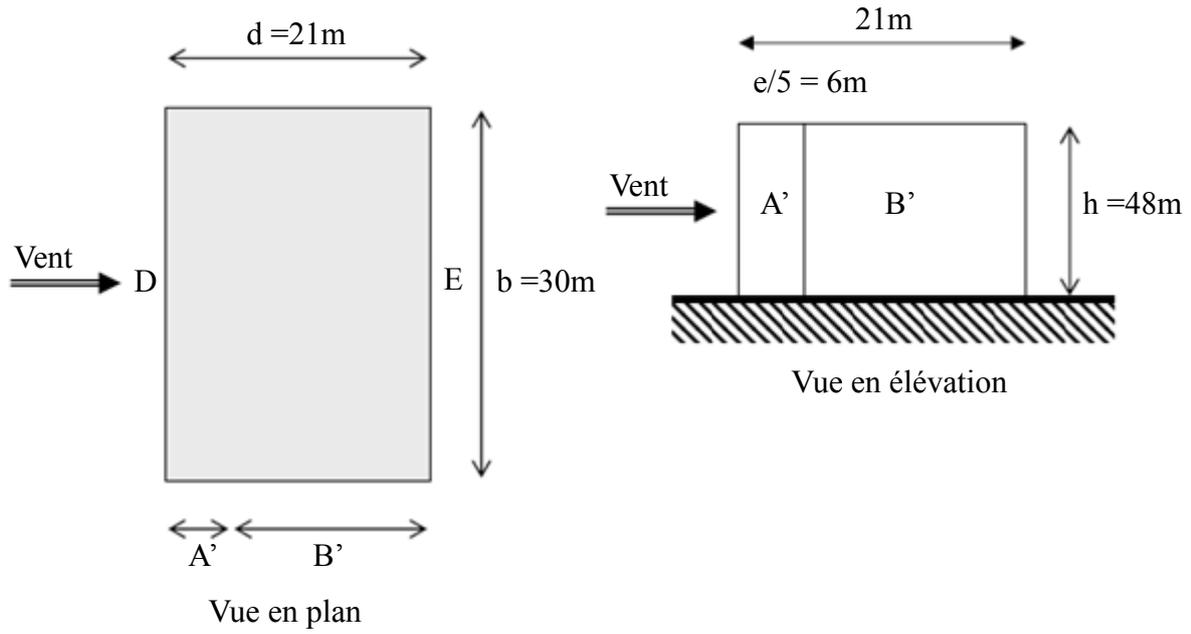


Figure III-11 : Légende pour les parois verticales

| A'                 | B'                 | D                  | E                  |
|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| C <sub>pe.10</sub> | C <sub>pe.10</sub> | C <sub>pe.10</sub> | C <sub>pe.10</sub> |
| -1,0               | -0,8               | +0,8               | -0,3               |

Tableau III-3 : Parois verticales de bâtiments à base rectangulaire (V1)

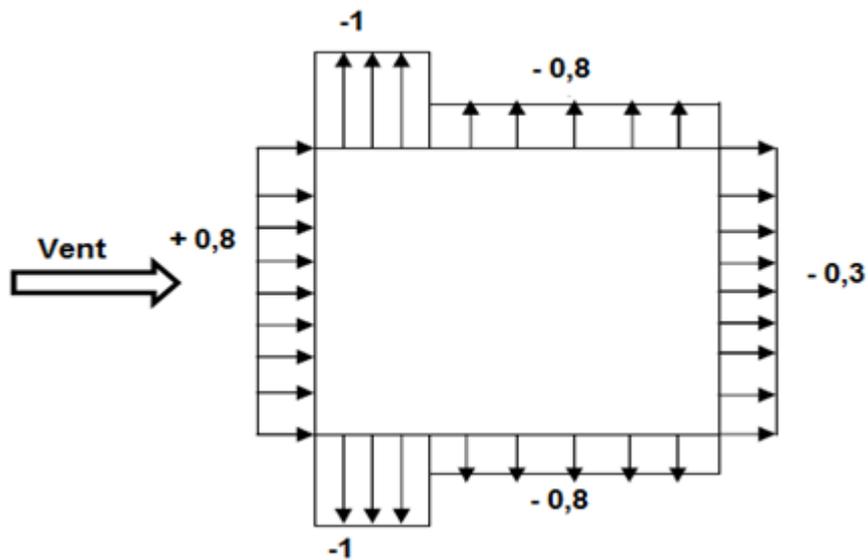


Figure III-12 : C<sub>pe</sub> sur les parois verticales

➤ **Toiture :**

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4°.

Selon (1.1.5 chap5) les différentes zones de pression F, G, H et I sont représentées sur la figure III-10.

$$e = \text{Min} [b ; 2h] = 30\text{m}$$

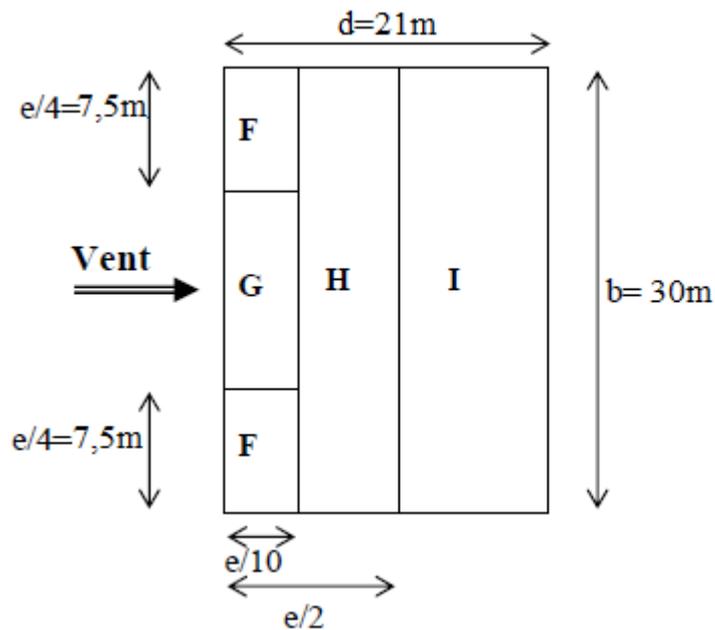


Figure III-13 : Légende pour la toiture (V1)

| F      | G      | H      | I      |
|--------|--------|--------|--------|
| Cpe.10 | Cpe.10 | Cpe.10 | Cpe.10 |
| -1,8   | -1,2   | -0,7   | ±0,2   |

Tableau III-4 : valeurs de Cpe de la toiture (V1)

**ii. Coefficient de pression intérieure Cpi :**

Pour  $C_{pi1}$ ,  $C_{pi2}$  dans le cas des bâtis avec cloisons intérieur sont 0,8 et -0,5

Les valeurs des pressions  $q_j$  sont données dans le tableau suivant :

$$q_j = C_d \times q_{dyn}(Z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

❖ 3<sup>ème</sup> entre sol et 4<sup>ème</sup> entre sol :

| Zone | Cd   | qdyn(dan/m <sup>2</sup> ) | Cpe  | Cpi1 | Cpi2 | qj1(dan/m <sup>2</sup> ) | qj2(dan/m <sup>2</sup> ) |
|------|------|---------------------------|------|------|------|--------------------------|--------------------------|
| A'   | 0,97 | 57,75                     | -1   | -0,5 | 0,8  | -28,00                   | -100,83                  |
| B'   | 0,97 | 57,75                     | -0,8 | -0,5 | 0,8  | -16,80                   | -89,62                   |
| D    | 0,97 | 57,75                     | 0,8  | -0,5 | 0,8  | 72,82                    | 0                        |
| E    | 0,97 | 57,75                     | -0,3 | -0,5 | 0,8  | 11,20                    | -61,62                   |

Tableau III-5 : Les valeurs des pressions qj sur le 3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> entre sol (V1)

❖ RDC :

| Zone | Cd   | qdyn(dan/m <sup>2</sup> ) | Cpe  | Cpi1 | Cpi2 | qj1(dan/m <sup>2</sup> ) | qj2(dan/m <sup>2</sup> ) |
|------|------|---------------------------|------|------|------|--------------------------|--------------------------|
| A'   | 0,97 | 64,87                     | -1   | -0,5 | 0,8  | -31,46                   | -113,26                  |
| B'   | 0,97 | 64,87                     | -0,8 | -0,5 | 0,8  | -18,87                   | -100,67                  |
| D    | 0,97 | 64,87                     | 0,8  | -0,5 | 0,8  | 81,80                    | 0                        |
| E    | 0,97 | 64,87                     | -0,3 | -0,5 | 0,8  | 12,58                    | -69,21                   |

Tableau III-6 : Les valeurs des pressions qj sur le RDC (V1)

❖ 1<sup>er</sup> étage :

| Zone | Cd   | qdyn(dan/m <sup>2</sup> ) | Cpe  | Cpi1 | Cpi2 | qj1(dan/m <sup>2</sup> ) | qj2(dan/m <sup>2</sup> ) |
|------|------|---------------------------|------|------|------|--------------------------|--------------------------|
| A'   | 0,97 | 70,50                     | -1   | -0,5 | 0,8  | -34,19                   | -123,09                  |
| B'   | 0,97 | 70,50                     | -0,8 | -0,5 | 0,8  | -20,51                   | -109,41                  |
| D    | 0,97 | 70,50                     | 0,8  | -0,5 | 0,8  | 88,90                    | 0                        |
| E    | 0,97 | 70,50                     | -0,3 | -0,5 | 0,8  | 13,67                    | -75,22                   |

Tableau III-7 : Les valeurs des pressions qj sur le 1<sup>er</sup> étage (V1)

❖ 2<sup>ème</sup> étage :

| Zone | Cd   | qdyn(dan/m <sup>2</sup> ) | Cpe  | Cpi1 | Cpi2 | qj1(dan/m <sup>2</sup> ) | qj2(dan/m <sup>2</sup> ) |
|------|------|---------------------------|------|------|------|--------------------------|--------------------------|
| A'   | 0,97 | 75,37                     | -1   | -0,5 | 0,8  | -36,5545                 | -131,596                 |
| B'   | 0,97 | 75,37                     | -0,8 | -0,5 | 0,8  | -21,9327                 | -116,9742                |
| D    | 0,97 | 75,37                     | 0,8  | -0,5 | 0,8  | 95,04157                 | 0                        |
| E    | 0,97 | 75,37                     | -0,3 | -0,5 | 0,8  | 14,62178                 | -80,41979                |

Tableau III-8 : Les valeurs des pressions qj sur le 2<sup>ème</sup> étage (V1)

❖ 3<sup>ème</sup> étage :

| Zone | Cd   | qdyn(dan/m <sup>2</sup> ) | Cpe  | Cpi1 | Cpi2 | qj1(dan/m <sup>2</sup> ) | qj2(dan/m <sup>2</sup> ) |
|------|------|---------------------------|------|------|------|--------------------------|--------------------------|
| A'   | 0,97 | 79,12                     | -1   | -0,5 | 0,8  | -38,3732                 | -138,1435                |
| B'   | 0,97 | 79,12                     | -0,8 | -0,5 | 0,8  | -23,0239                 | -122,7942                |
| D    | 0,97 | 79,12                     | 0,8  | -0,5 | 0,8  | 99,77032                 | 0                        |
| E    | 0,97 | 79,12                     | -0,3 | -0,5 | 0,8  | 15,34928                 | -84,42104                |

Tableau III-9 : Les valeurs des pressions qj sur le 3<sup>ème</sup> étage (V1)

❖ 4<sup>ème</sup> étage :

| Zone | Cd   | qdyn(dan/m <sup>2</sup> ) | Cpe  | Cpi1 | Cpi2 | qj1(dan/m <sup>2</sup> ) | qj2(dan/m <sup>2</sup> ) |
|------|------|---------------------------|------|------|------|--------------------------|--------------------------|
| A'   | 0,97 | 82,87                     | -1   | -0,5 | 0,8  | -40,192                  | -144,691                 |
| B'   | 0,97 | 82,87                     | -0,8 | -0,5 | 0,8  | -24,1152                 | -128,6142                |
| D    | 0,97 | 82,87                     | 0,8  | -0,5 | 0,8  | 104,4991                 | 0                        |
| E    | 0,97 | 82,87                     | -0,3 | -0,5 | 0,8  | 16,07678                 | -88,42229                |

Tableau III-10 : Les valeurs des pressions qj sur le 4<sup>ème</sup> étage (V1)

❖ 5<sup>ème</sup> étage :

| Zone | Cd   | qdyn(dan/m <sup>2</sup> ) | Cpe  | Cpi1 | Cpi2 | qj1(dan/m <sup>2</sup> ) | qj2(dan/m <sup>2</sup> ) |
|------|------|---------------------------|------|------|------|--------------------------|--------------------------|
| A'   | 0,97 | 87                        | -1   | -0,5 | 0,8  | -42,195                  | -151,902                 |
| B'   | 0,97 | 87                        | -0,8 | -0,5 | 0,8  | -25,317                  | -135,024                 |
| D    | 0,97 | 87                        | 0,8  | -0,5 | 0,8  | 109,707                  | 0                        |
| E    | 0,97 | 87                        | -0,3 | -0,5 | 0,8  | 16,878                   | -92,829                  |

Tableau III-11 : Les valeurs des pressions qj sur le 5<sup>ème</sup> étage (V1)

❖ 6<sup>ème</sup> étage :

| Zone | Cd   | qdyn(dan/m <sup>2</sup> ) | Cpe  | Cpi1 | Cpi2 | qj1(dan/m <sup>2</sup> ) | qj2(dan/m <sup>2</sup> ) |
|------|------|---------------------------|------|------|------|--------------------------|--------------------------|
| A'   | 0,97 | 89,62                     | -1   | -0,5 | 0,8  | -43,4657                 | -156,4765                |
| B'   | 0,97 | 89,62                     | -0,8 | -0,5 | 0,8  | -26,0794                 | -139,0902                |
| D    | 0,97 | 89,62                     | 0,8  | -0,5 | 0,8  | 113,0108                 | 0                        |
| E    | 0,97 | 89,62                     | -0,3 | -0,5 | 0,8  | 17,38628                 | -95,62454                |

Tableau III-12 : Les valeurs des pressions qj sur le 6<sup>ème</sup> étage (V1)

❖ 7<sup>ème</sup> étage :

| Zone | Cd   | qdyn(dan/m <sup>2</sup> ) | Cpe  | Cpi1 | Cpi2 | qj1(dan/m <sup>2</sup> ) | qj2(dan/m <sup>2</sup> ) |
|------|------|---------------------------|------|------|------|--------------------------|--------------------------|
| A'   | 0,97 | 92,62                     | -1   | -0,5 | 0,8  | -44,9207                 | -161,7145                |
| B'   | 0,97 | 92,62                     | -0,8 | -0,5 | 0,8  | -26,9524                 | -143,7462                |
| D    | 0,97 | 92,62                     | 0,8  | -0,5 | 0,8  | 116,7938                 | 0                        |
| E    | 0,97 | 92,62                     | -0,3 | -0,5 | 0,8  | 17,96828                 | -98,82554                |

Tableau III-13 : Les valeurs des pressions qj sur le 7<sup>ème</sup> étage (V1)

❖ Terrasse :

| Zone | Cd   | qdyn(dan/m <sup>2</sup> ) | Cpe  | Cpi1 | Cpi2 | qj1(dan/m <sup>2</sup> ) | qj2(dan/m <sup>2</sup> ) |
|------|------|---------------------------|------|------|------|--------------------------|--------------------------|
| A'   | 0,97 | 93,37                     | -1   | -0,5 | 0,8  | -45,2845                 | -163,024                 |
| B'   | 0,97 | 93,37                     | -0,8 | -0,5 | 0,8  | -27,1707                 | -144,9102                |
| D    | 0,97 | 93,37                     | 0,8  | -0,5 | 0,8  | 117,7396                 | 0                        |
| E    | 0,97 | 93,37                     | -0,3 | -0,5 | 0,8  | 18,11378                 | -99,62579                |

Tableau III-14 : Les valeurs des pressions qj sur la terrasse (V1)

❖ Toiture :

| Zone | Cd   | qdyn(dan/m <sup>2</sup> ) | Cpe  | Cpi1 | Cpi2 | qj1(dan/m <sup>2</sup> ) | qj2(dan/m <sup>2</sup> ) |
|------|------|---------------------------|------|------|------|--------------------------|--------------------------|
| F    | 0,97 | 93,37                     | -1,8 | -0,5 | 0,8  | -117,73957               | -235,4791                |
| G    | 0,97 | 93,37                     | -1,2 | -0,5 | 0,8  | -63,39823                | -181,1378                |
| H    | 0,97 | 93,37                     | -0,7 | -0,5 | 0,8  | -18,11378                | -135,8534                |
| I    | 0,97 | 93,37                     | ±0,2 | -0,5 | 0,8  | 27,17067                 | -90,5689                 |

Tableau III-15 : Les valeurs des pressions qj sur la toiture (V1)

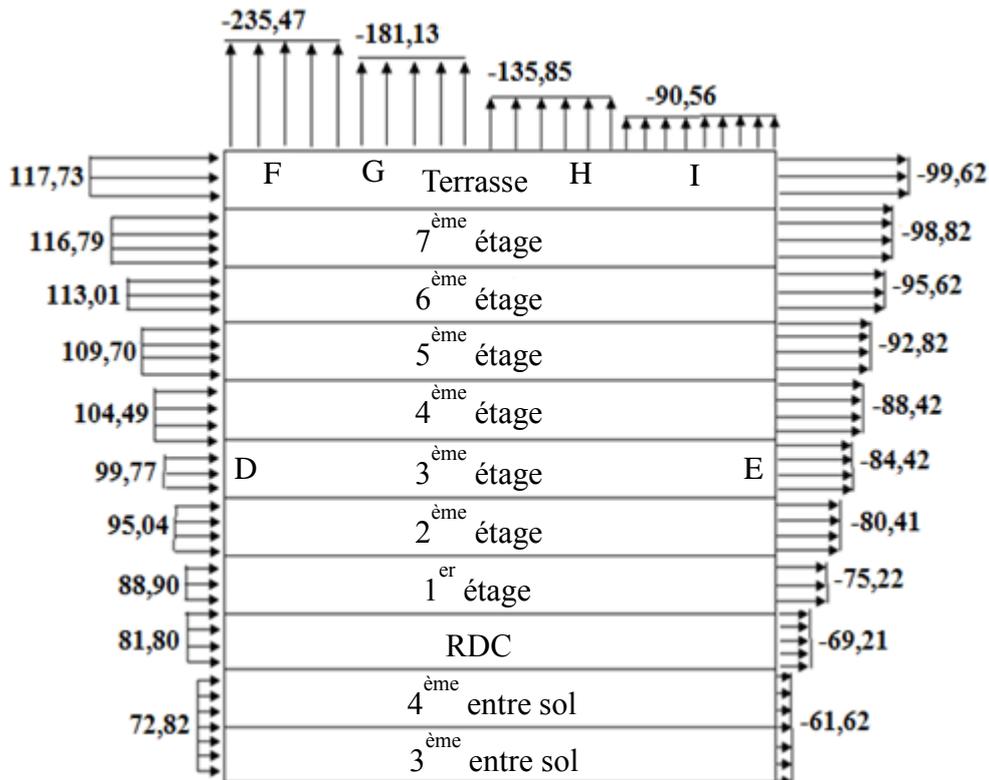


Figure III-14 : Pression sur les zones D, E, F, G, H et I (V1)

iii. Calcul de la force résultante R sur le bâtiment :

| Zone     | Niveau                     | Sj(m <sup>2</sup> ) | qj(dan/m <sup>2</sup> ) | Fw(daN)    | Fu(daN)    |
|----------|----------------------------|---------------------|-------------------------|------------|------------|
| D        | 3 <sup>ème</sup> entre sol | 135                 | 72,82                   | 9830,7     | 0          |
|          | 4 <sup>ème</sup> entre sol | 135                 | 72,82                   | 9830,7     | 0          |
|          | RDC                        | 135                 | 81,8                    | 11043      | 0          |
|          | 1 <sup>er</sup> étage      | 135                 | 88,9                    | 12001,5    | 0          |
|          | 2 <sup>ème</sup> étage     | 135                 | 95,04                   | 12830,4    | 0          |
|          | 3 <sup>ème</sup> étage     | 135                 | 99,77                   | 13468,95   | 0          |
|          | 4 <sup>ème</sup> étage     | 135                 | 104,49                  | 14106,15   | 0          |
|          | 5 <sup>ème</sup> étage     | 135                 | 109,7                   | 14809,5    | 0          |
|          | 6 <sup>ème</sup> étage     | 135                 | 113,01                  | 15256,35   | 0          |
|          | 7 <sup>ème</sup> étage     | 135                 | 116,79                  | 15766,65   | 0          |
|          | Terrasse                   | 90                  | 117,73                  | 10595,7    | 0          |
| E        | 3 <sup>ème</sup> entre sol | 135                 | -61,62                  | -8318,7    | 0          |
|          | 4 <sup>ème</sup> entre sol | 135                 | -61,62                  | -8318,7    | 0          |
|          | RDC                        | 135                 | -69,21                  | -9343,35   | 0          |
|          | 1 <sup>er</sup> étage      | 135                 | -75,22                  | -10154,7   | 0          |
|          | 2 <sup>ème</sup> étage     | 135                 | -80,41                  | -10855,35  | 0          |
|          | 3 <sup>ème</sup> étage     | 135                 | -84,42                  | -11396,7   | 0          |
|          | 4 <sup>ème</sup> étage     | 135                 | -88,42                  | -11936,7   | 0          |
|          | 5 <sup>ème</sup> étage     | 135                 | -92,82                  | -12530,7   | 0          |
|          | 6 <sup>ème</sup> étage     | 135                 | -95,62                  | -12908,7   | 0          |
|          | 7 <sup>ème</sup> étage     | 135                 | -98,82                  | -13340,7   | 0          |
| Terrasse | 90                         | -99,62              | -8965,8                 | 0          |            |
| F        | Toiture                    | 45                  | -235,47                 | 0          | -10596,15  |
| G        | Toiture                    | 45                  | -181,13                 | 0          | -8150,85   |
| H        | Toiture                    | 360                 | -135,85                 | 0          | -48906     |
| I        | Toiture                    | 180                 | -90,56                  | 0          | -16300,8   |
|          | <b>Niveau</b>              |                     |                         | <b>ΣFw</b> | <b>ΣFu</b> |
|          | 3 <sup>ème</sup> entre sol |                     |                         | 1512       | 0          |
|          | 4 <sup>ème</sup> entre sol |                     |                         | 1512       | 0          |
|          | RDC                        |                     |                         | 1699,65    | 0          |
|          | 1 <sup>er</sup> étage      |                     |                         | 1846,8     | 0          |
|          | 2 <sup>ème</sup> étage     |                     |                         | 1975,05    | 0          |
|          | 3 <sup>ème</sup> étage     |                     |                         | 2072,25    | 0          |
|          | 4 <sup>ème</sup> étage     |                     |                         | 2169,45    | 0          |
|          | 5 <sup>ème</sup> étage     |                     |                         | 2278,8     | 0          |
|          | 6 <sup>ème</sup> étage     |                     |                         | 2347,65    | 0          |
|          | 7 <sup>ème</sup> étage     |                     |                         | 2425,95    | 0          |
|          | Terrasse                   |                     |                         | 1629,9     | 0          |
|          | Toiture                    |                     |                         | 0          | -83953,8   |

Tableau III-16 : Action d'ensemble (V1)

2) Direction V2 du vent :

i. Coefficient de pression extérieur  $C_{pe}$  :

➤ Parois verticales :

Pour le calcul des valeurs de  $C_{pe}$  on se réfère au (1.1.2 chap5) :

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

Avec : S: la surface chargée de la paroi considérée (Ch5 paragraphe 1.1).

**b** : la dimension perpendiculaire à la direction du vent V1 ;  $b=21\text{m}$ .

**d** : la dimension parallèle à la direction du vent V1 ;  $d=30\text{m}$ .

$$e = \min [b ; 2h] = \min [21 ; 96]. \quad e = 21\text{m}$$

**d > e** : la paroi est divisée en 3 zones de pression A, B, C, D, E qui sont illustrées sur la figure III-12 suivante :

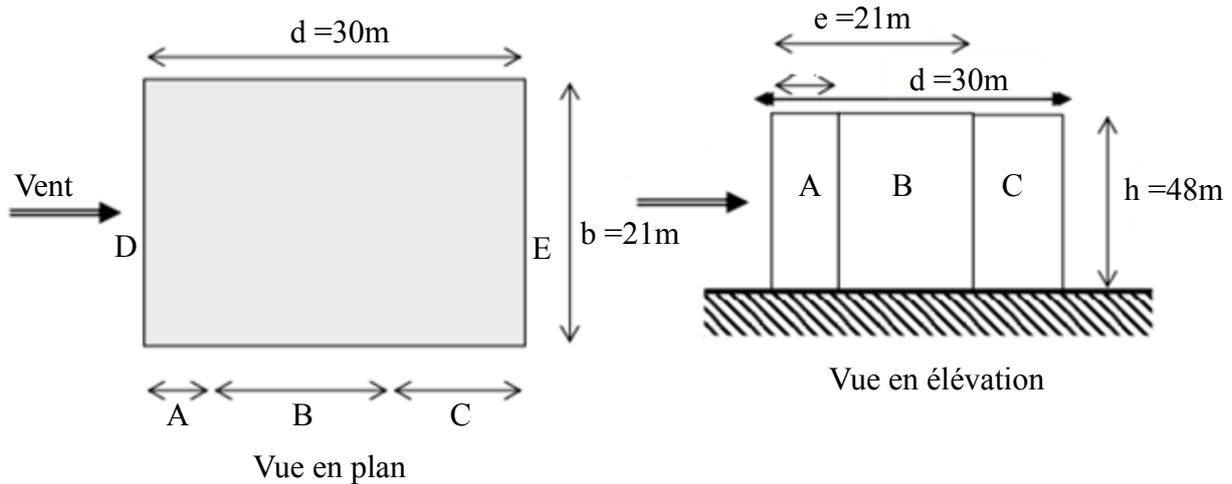


Figure III-15 : Légende pour les parois verticales (V2)

| A           | B           | C           | D           | E           |
|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| $C_{pe.10}$ | $C_{pe.10}$ | $C_{pe.10}$ | $C_{pe.10}$ | $C_{pe.10}$ |
| -1,0        | -0,8        | -0,5        | +0,8        | -0,3        |

Tableau III-17 : Parois verticales de bâtiments à base rectangulaire (V2)

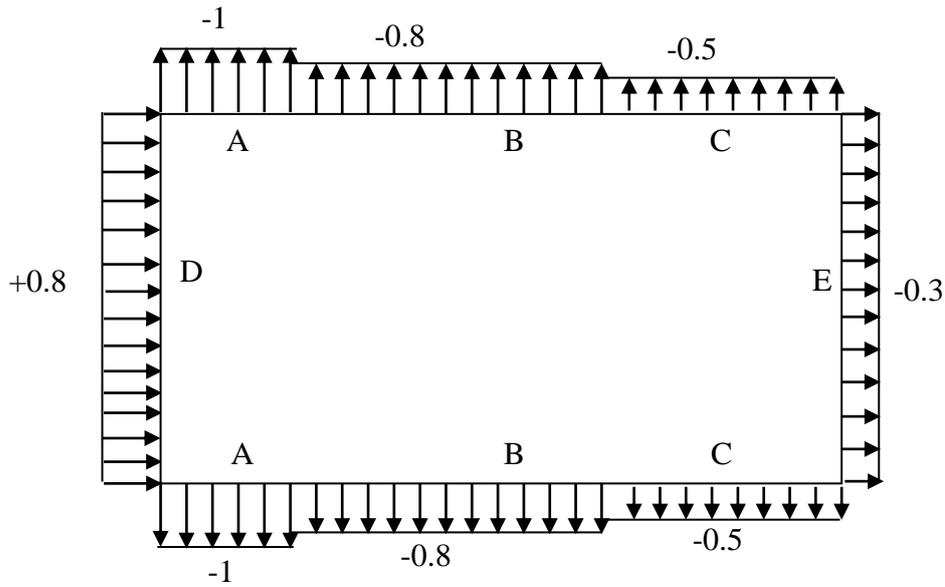


Figure III-16 : Cpe pour les parois verticales (V2)

➤ **Toiture :**

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4°.

Selon (1.1.5 chap5) les différentes zones de pression F, G, H et I sont représentées sur la figure III-14.

$$e = \text{Min} [b ; 2h] = 21\text{m}$$

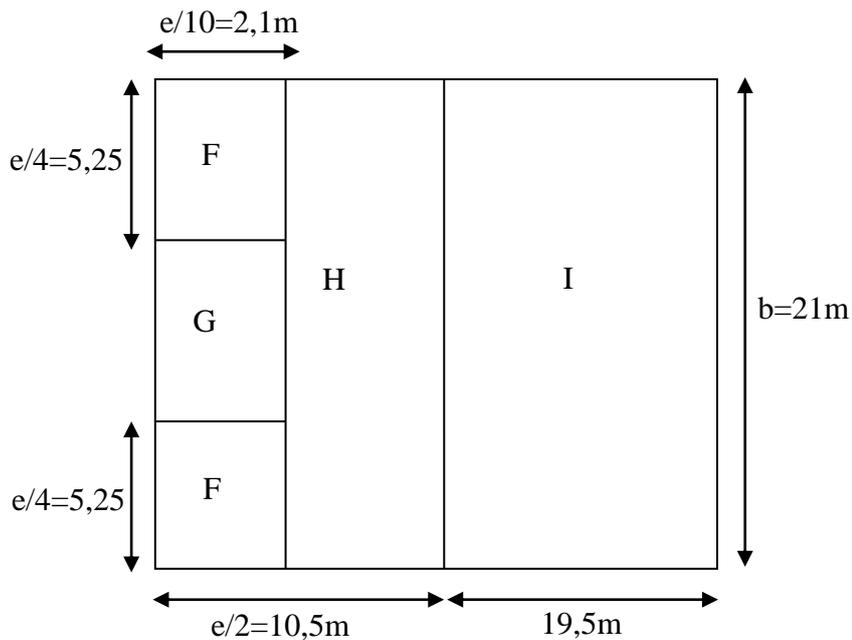


Figure III-17 : Légende pour la terrasse (V2)

| F      | G      | H      | I      |
|--------|--------|--------|--------|
| Cpe.10 | Cpe.10 | Cpe.10 | Cpe.10 |
| -1,8   | -1,2   | -0,7   | ±0,2   |

Tableau III-18 : valeurs de Cpe de la toiture (V2)

**ii. Coefficient de pression intérieure Cpi :**

Pour  $C_{pi1}$ ,  $C_{pi2}$  dans le cas des bâtis avec cloisons intérieur sont **0,8** et **-0,5**

Les valeurs des pressions  $q_j$  sont données dans le tableau suivant :

$$q_j = C_d \times q_{dyn}(Z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

❖ **3<sup>ème</sup> entre sol et 4<sup>ème</sup> entre sol :**

| Zone | Cd   | qdyn(dan/m <sup>2</sup> ) | Cpe  | Cpi1 | Cpi2 | qj1(dan/m <sup>2</sup> ) | qj2(dan/m <sup>2</sup> ) |
|------|------|---------------------------|------|------|------|--------------------------|--------------------------|
| A    | 0,99 | 57,75                     | -1   | -0,5 | 0,8  | -28,0088                 | -100,832                 |
| B    | 0,99 | 57,75                     | -0,8 | -0,5 | 0,8  | -16,8053                 | -89,628                  |
| C    | 0,99 | 57,75                     | -0,5 | -0,5 | 0,8  | 0                        | -72,8228                 |
| D    | 0,99 | 57,75                     | +0,8 | -0,5 | 0,8  | 72,82275                 | 0                        |
| E    | 0,99 | 57,75                     | -0,3 | -0,5 | 0,8  | 11,2035                  | -61,6193                 |

Tableau III-19 : Les valeurs des pressions  $q_j$  sur le 3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> entre sol (V2)

❖ **RDC :**

| Zone | Cd   | qdyn(dan/m <sup>2</sup> ) | Cpe  | Cpi1 | Cpi2 | qj1(dan/m <sup>2</sup> ) | qj2(dan/m <sup>2</sup> ) |
|------|------|---------------------------|------|------|------|--------------------------|--------------------------|
| A    | 0,99 | 64,87                     | -1   | -0,5 | 0,8  | -31,462                  | -113,263                 |
| B    | 0,99 | 64,87                     | -0,8 | -0,5 | 0,8  | -18,8772                 | -100,6782                |
| C    | 0,99 | 64,87                     | -0,5 | -0,5 | 0,8  | 0                        | -81,80107                |
| D    | 0,99 | 64,87                     | +0,8 | -0,5 | 0,8  | 81,80107                 | 0                        |
| E    | 0,99 | 64,87                     | -0,3 | -0,5 | 0,8  | 12,58478                 | -69,21629                |

Tableau III-20 : Les valeurs des pressions  $q_j$  sur le RDC (V2)

❖ **1<sup>er</sup> étage :**

| Zone | Cd   | qdyn(dan/m <sup>2</sup> ) | Cpe  | Cpi1 | Cpi2 | qj1(dan/m <sup>2</sup> ) | qj2(dan/m <sup>2</sup> ) |
|------|------|---------------------------|------|------|------|--------------------------|--------------------------|
| A    | 0,99 | 70,50                     | -1   | -0,5 | 0,8  | -34,1925                 | -123,093                 |
| B    | 0,99 | 70,50                     | -0,8 | -0,5 | 0,8  | -20,5155                 | -109,416                 |
| C    | 0,99 | 70,50                     | -0,5 | -0,5 | 0,8  | 0                        | -88,9005                 |
| D    | 0,99 | 70,50                     | +0,8 | -0,5 | 0,8  | 88,9005                  | 0                        |
| E    | 0,99 | 70,50                     | -0,3 | -0,5 | 0,8  | 13,677                   | -75,2235                 |

Tableau III-21 : Les valeurs des pressions  $q_j$  sur le 1<sup>er</sup> étage (V2)

❖ 2<sup>ème</sup> étage :

| Zone | Cd   | qdyn(dan/m <sup>2</sup> ) | Cpe  | Cpi1 | Cpi2 | qj1(dan/m <sup>2</sup> ) | qj2(dan/m <sup>2</sup> ) |
|------|------|---------------------------|------|------|------|--------------------------|--------------------------|
| A    | 0,99 | 75,37                     | -1   | -0,5 | 0,8  | -36,5545                 | -131,596                 |
| B    | 0,99 | 75,37                     | -0,8 | -0,5 | 0,8  | -21,9327                 | -116,9742                |
| C    | 0,99 | 75,37                     | -0,5 | -0,5 | 0,8  | 0                        | -95,04157                |
| D    | 0,99 | 75,37                     | +0,8 | -0,5 | 0,8  | 95,04157                 | 0                        |
| E    | 0,99 | 75,37                     | -0,3 | -0,5 | 0,8  | 14,62178                 | -80,41979                |

Tableau III-22 : Les valeurs des pressions qj sur le 2<sup>ème</sup> étage (V2)

❖ 3<sup>ème</sup> étage :

| Zone | Cd   | qdyn(dan/m <sup>2</sup> ) | Cpe  | Cpi1 | Cpi2 | qj1(dan/m <sup>2</sup> ) | qj2(dan/m <sup>2</sup> ) |
|------|------|---------------------------|------|------|------|--------------------------|--------------------------|
| A    | 0,99 | 79,12                     | -1   | -0,5 | 0,8  | -38,3732                 | -138,1435                |
| B    | 0,99 | 79,12                     | -0,8 | -0,5 | 0,8  | -23,0239                 | -122,7942                |
| C    | 0,99 | 79,12                     | -0,5 | -0,5 | 0,8  | 0                        | -99,77032                |
| D    | 0,99 | 79,12                     | +0,8 | -0,5 | 0,8  | 99,77032                 | 0                        |
| E    | 0,99 | 79,12                     | -0,3 | -0,5 | 0,8  | 15,34928                 | -84,42104                |

Tableau III-23 : Les valeurs des pressions qj sur le 3<sup>ème</sup> étage (V2)

❖ 4<sup>ème</sup> étage :

| Zone | Cd   | qdyn(dan/m <sup>2</sup> ) | Cpe  | Cpi1 | Cpi2 | qj1(dan/m <sup>2</sup> ) | qj2(dan/m <sup>2</sup> ) |
|------|------|---------------------------|------|------|------|--------------------------|--------------------------|
| A    | 0,99 | 82,87                     | -1   | -0,5 | 0,8  | -40,192                  | -144,691                 |
| B    | 0,99 | 82,87                     | -0,8 | -0,5 | 0,8  | -24,1152                 | -128,6142                |
| C    | 0,99 | 82,87                     | -0,5 | -0,5 | 0,8  | 0                        | -104,4991                |
| D    | 0,99 | 82,87                     | +0,8 | -0,5 | 0,8  | 104,4991                 | 0                        |
| E    | 0,99 | 82,87                     | -0,3 | -0,5 | 0,8  | 16,07678                 | -88,42229                |

Tableau III-24 : Les valeurs des pressions qj sur le 4<sup>ème</sup> étage (V2)

❖ 5<sup>ème</sup> étage :

| Zone | Cd   | qdyn(dan/m <sup>2</sup> ) | Cpe  | Cpi1 | Cpi2 | qj1(dan/m <sup>2</sup> ) | qj2(dan/m <sup>2</sup> ) |
|------|------|---------------------------|------|------|------|--------------------------|--------------------------|
| A    | 0,99 | 87                        | -1   | -0,5 | 0,8  | -42,195                  | -151,902                 |
| B    | 0,99 | 87                        | -0,8 | -0,5 | 0,8  | -25,317                  | -135,024                 |
| C    | 0,99 | 87                        | -0,5 | -0,5 | 0,8  | 0                        | -109,707                 |
| D    | 0,99 | 87                        | +0,8 | -0,5 | 0,8  | 109,707                  | 0                        |
| E    | 0,99 | 87                        | -0,3 | -0,5 | 0,8  | 16,878                   | -92,829                  |

Tableau III-25 : Les valeurs des pressions qj sur le 5<sup>ème</sup> étage (V2)

❖ 6<sup>ème</sup> étage :

| Zone | Cd   | qdyn(dan/m <sup>2</sup> ) | Cpe  | Cpi1 | Cpi2 | qj1(dan/m <sup>2</sup> ) | qj2(dan/m <sup>2</sup> ) |
|------|------|---------------------------|------|------|------|--------------------------|--------------------------|
| A    | 0,99 | 89,62                     | -1   | -0,5 | 0,8  | -43,4657                 | -156,4765                |
| B    | 0,99 | 89,62                     | -0,8 | -0,5 | 0,8  | -26,0794                 | -139,0902                |
| C    | 0,99 | 89,62                     | -0,5 | -0,5 | 0,8  | 0                        | -113,0108                |
| D    | 0,99 | 89,62                     | +0,8 | -0,5 | 0,8  | 113,0108                 | 0                        |
| E    | 0,99 | 89,62                     | -0,3 | -0,5 | 0,8  | 17,38628                 | -95,62454                |

Tableau III-26 : Les valeurs des pressions qj sur le 6<sup>ème</sup> étage (V2)

❖ 7<sup>ème</sup> étage :

| Zone | Cd   | qdyn(dan/m <sup>2</sup> ) | Cpe  | Cpi1 | Cpi2 | qj1(dan/m <sup>2</sup> ) | qj2(dan/m <sup>2</sup> ) |
|------|------|---------------------------|------|------|------|--------------------------|--------------------------|
| A    | 0,99 | 92,62                     | -1   | -0,5 | 0,8  | -44,9207                 | -161,7145                |
| B    | 0,99 | 92,62                     | -0,8 | -0,5 | 0,8  | -26,9524                 | -143,7462                |
| C    | 0,99 | 92,62                     | -0,5 | -0,5 | 0,8  | 0                        | -116,7938                |
| D    | 0,99 | 92,62                     | +0,8 | -0,5 | 0,8  | 116,7938                 | 0                        |
| E    | 0,99 | 92,62                     | -0,3 | -0,5 | 0,8  | 17,96828                 | -98,82554                |

Tableau III-27 : Les valeurs des pressions qj sur le 7<sup>ème</sup> étage (V2)

❖ Terrasse:

| Zone | Cd   | qdyn(dan/m <sup>2</sup> ) | Cpe  | Cpi1 | Cpi2 | qj1(dan/m <sup>2</sup> ) | qj2(dan/m <sup>2</sup> ) |
|------|------|---------------------------|------|------|------|--------------------------|--------------------------|
| A    | 0,99 | 93,37                     | -1   | -0,5 | 0,8  | -45,2845                 | -163,024                 |
| B    | 0,99 | 93,37                     | -0,8 | -0,5 | 0,8  | -27,1707                 | -144,9102                |
| C    | 0,99 | 93,37                     | -0,5 | -0,5 | 0,8  | 0                        | -117,7396                |
| D    | 0,99 | 93,37                     | +0,8 | -0,5 | 0,8  | 117,7396                 | 0                        |
| E    | 0,99 | 93,37                     | -0,3 | -0,5 | 0,8  | 18,11378                 | -99,62579                |

Tableau III-28 : Les valeurs des pressions qj sur la terrasse (V2)

❖ Toiture :

| Zone | Cd   | qdyn(dan/m <sup>2</sup> ) | Cpe  | Cpi1 | Cpi2 | qj1(dan/m <sup>2</sup> ) | qj2(dan/m <sup>2</sup> ) |
|------|------|---------------------------|------|------|------|--------------------------|--------------------------|
| F    | 0,99 | 93,37                     | -1,8 | -0,5 | 0,8  | -120,16719               | -240,3344                |
| G    | 0,99 | 93,37                     | -1,2 | -0,5 | 0,8  | -64,70541                | -184,8726                |
| H    | 0,99 | 93,37                     | -0,7 | -0,5 | 0,8  | -18,48726                | -138,6545                |
| I    | 0,99 | 93,37                     | ±0,2 | -0,5 | 0,8  | 27,73089                 | -92,4363                 |

Tableau III-29 : Les valeurs des pressions qj sur la toiture (V2)

iii. Calcul de la force résultante R sur le bâtiment :

| Zone     | Niveau                     | Sj(m <sup>2</sup> ) | qj(dan/m <sup>2</sup> ) | Fw(daN)    | Fu(daN)    |
|----------|----------------------------|---------------------|-------------------------|------------|------------|
| <b>D</b> | 3 <sup>ème</sup> entre sol | 94,5                | 72,82                   | 6881,49    | 0          |
|          | 4 <sup>ème</sup> entre sol | 94,5                | 72,82                   | 6881,49    | 0          |
|          | RDC                        | 94,5                | 81,8                    | 7730,1     | 0          |
|          | 1 <sup>er</sup> étage      | 94,5                | 88,9                    | 8401,05    | 0          |
|          | 2 <sup>ème</sup> étage     | 94,5                | 95,04                   | 8981,28    | 0          |
|          | 3 <sup>ème</sup> étage     | 94,5                | 99,77                   | 9428,265   | 0          |
|          | 4 <sup>ème</sup> étage     | 94,5                | 104,49                  | 9874,305   | 0          |
|          | 5 <sup>ème</sup> étage     | 94,5                | 109,7                   | 10366,65   | 0          |
|          | 6 <sup>ème</sup> étage     | 94,5                | 113,01                  | 10679,445  | 0          |
|          | 7 <sup>ème</sup> étage     | 94,5                | 116,79                  | 11036,655  | 0          |
|          | Terrasse                   | 63                  | 117,73                  | 7416,99    | 0          |
| <b>E</b> | 3 <sup>ème</sup> entre sol | 94,5                | -61,61                  | -5822,145  | 0          |
|          | 4 <sup>ème</sup> entre sol | 94,5                | -61,61                  | -5822,145  | 0          |
|          | RDC                        | 94,5                | -69,21                  | -6540,345  | 0          |
|          | 1 <sup>er</sup> étage      | 94,5                | -75,22                  | -7108,29   | 0          |
|          | 2 <sup>ème</sup> étage     | 94,5                | -80,41                  | -7598,745  | 0          |
|          | 3 <sup>ème</sup> étage     | 94,5                | -84,42                  | -7977,69   | 0          |
|          | 4 <sup>ème</sup> étage     | 94,5                | -88,42                  | -8355,69   | 0          |
|          | 5 <sup>ème</sup> étage     | 94,5                | -92,82                  | -8771,49   | 0          |
|          | 6 <sup>ème</sup> étage     | 94,5                | -95,62                  | -9036,09   | 0          |
|          | 7 <sup>ème</sup> étage     | 94,5                | -98,82                  | -9338,49   | 0          |
|          | Terrasse                   | 63                  | -99,62                  | -6276,06   | 0          |
| <b>F</b> | Toiture                    | 22,5                | -240,33                 | 0          | -5407,425  |
| <b>G</b> | Toiture                    | 22,5                | -184,87                 | 0          | -4159,575  |
| <b>H</b> | Toiture                    | 176,4               | -138,65                 | 0          | -24457,86  |
| <b>I</b> | Toiture                    | 409,5               | -92,43                  | 0          | -37850,09  |
|          | <b>Niveau</b>              |                     |                         | <b>ΣFw</b> | <b>ΣFu</b> |
|          | 3 <sup>ème</sup> entre sol |                     |                         | 1059,345   | 0          |
|          | 4 <sup>ème</sup> entre sol |                     |                         | 1059,345   | 0          |
|          | RDC                        |                     |                         | 1189,755   | 0          |
|          | 1 <sup>er</sup> étage      |                     |                         | 1292,76    | 0          |
|          | 2 <sup>ème</sup> étage     |                     |                         | 1382,535   | 0          |
|          | 3 <sup>ème</sup> étage     |                     |                         | 1450,575   | 0          |
|          | 4 <sup>ème</sup> étage     |                     |                         | 1518,615   | 0          |
|          | 5 <sup>ème</sup> étage     |                     |                         | 1595,16    | 0          |
|          | 6 <sup>ème</sup> étage     |                     |                         | 1643,355   | 0          |
|          | 7 <sup>ème</sup> étage     |                     |                         | 1698,165   | 0          |
|          | Terrasse                   |                     |                         | 1140,93    | 0          |
|          | Toiture                    |                     |                         | 0          | -71874,95  |

Tableau III-30 : Action d'ensemble (V2)

**3) Direction V3 du vent :**

**i. Coefficient de pression extérieur Cpe :**

➤ **Parois verticales :**

Pour le calcul des valeurs de Cpe on se réfère au (1.1.2 chap5) :

$$S \geq 10 \text{ m}^2 \longrightarrow Cpe = Cpe10$$

Avec : S: la surface chargée de la paroi considérée (Ch5 paragraphe 1.1).

b : la dimension perpendiculaire à la direction du vent V1 ; b=21m.

d : la dimension parallèle à la direction du vent V1 ; d=30m.

$$e = \min [b ; 2h] = \min [21 ; 82]. \quad e = 21\text{m}$$

d > e : la paroi est divisée en 3 zones de pression A, B, C, D, E qui sont illustrées sur la figure III-15 suivante :

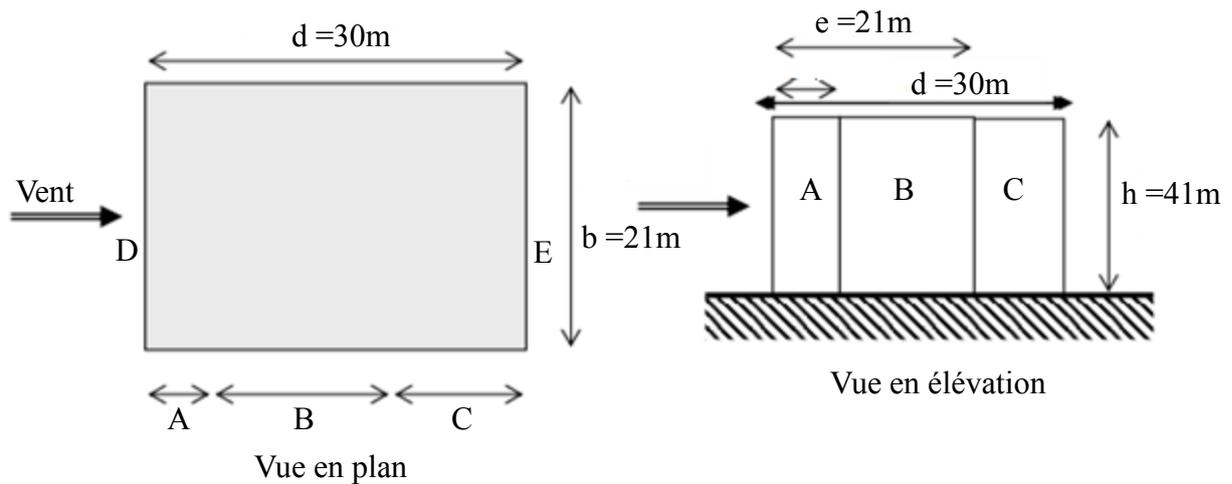


Figure III-18 : Légende pour les parois verticales (V3)

| A      | B      | C      | D      | E      |
|--------|--------|--------|--------|--------|
| Cpe.10 | Cpe.10 | Cpe.10 | Cpe.10 | Cpe.10 |
| -1,0   | -0,8   | -0,5   | +0,8   | -0,3   |

Tableau III-31 : Parois verticales de bâtiments à base rectangulaire (V3)

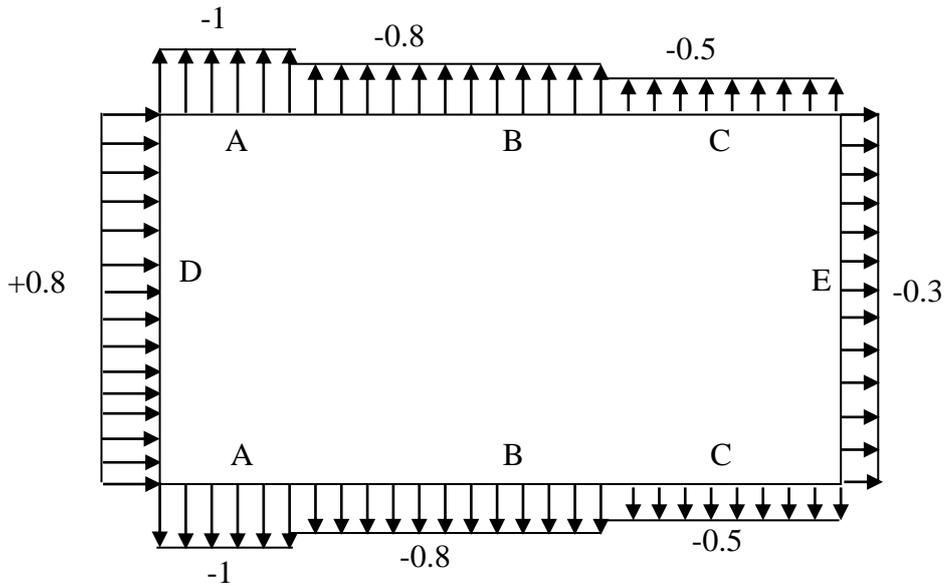


Figure III-19 : Cpe pour les parois verticales (V3)

➤ **Toiture :**

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4°.

Selon (1.1.5 chap5) les différentes zones de pression F, G, H et I sont représentées sur la figure III-14.

$$e = \text{Min} [b ; 2h] = 21\text{m}$$

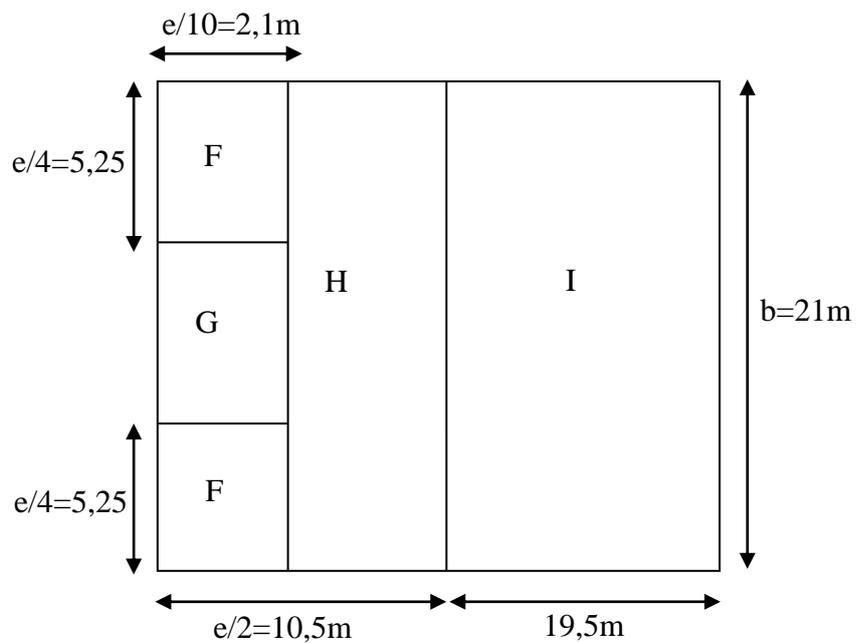


Figure III-20 : Légende pour la terrasse (V3)

| F      | G      | H      | I      |
|--------|--------|--------|--------|
| Cpe.10 | Cpe.10 | Cpe.10 | Cpe.10 |
| -1,8   | -1,2   | -0,7   | ±0,2   |

Tableau III-32 : valeurs de Cpe de la toiture (V3)

**ii. Coefficient de pression intérieure Cpi :**

Pour  $C_{pi1}$ ,  $C_{pi2}$  dans le cas des bâtis avec cloisons intérieur sont 0,8 et -0,5

Les valeurs des pressions  $q_j$  sont données dans le tableau suivant :

$$q_j = C_d \times q_{dyn}(Z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

❖ **4<sup>ème</sup> entre sol :**

| Zone | Cd   | qdyn(dan/m <sup>2</sup> ) | Cpe  | Cpi1 | Cpi2 | qj1(dan/m <sup>2</sup> ) | qj2(dan/m <sup>2</sup> ) |
|------|------|---------------------------|------|------|------|--------------------------|--------------------------|
| A    | 0,98 | 57,75                     | -1   | -0,5 | 0,8  | -28,2975                 | -101,871                 |
| B    | 0,98 | 57,75                     | -0,8 | -0,5 | 0,8  | -16,9785                 | -90,552                  |
| C    | 0,98 | 57,75                     | -0,5 | -0,5 | 0,8  | 0                        | -73,5735                 |
| D    | 0,98 | 57,75                     | +0,8 | -0,5 | 0,8  | 73,5735                  | 0                        |
| E    | 0,98 | 57,75                     | -0,3 | -0,5 | 0,8  | 11,319                   | -62,2545                 |

Tableau III-33 : Les valeurs des pressions  $q_j$  sur le 4<sup>ème</sup> entre sol (V3)

❖ **RDC :**

| Zone | Cd   | qdyn(dan/m <sup>2</sup> ) | Cpe  | Cpi1 | Cpi2 | qj1(dan/m <sup>2</sup> ) | qj2(dan/m <sup>2</sup> ) |
|------|------|---------------------------|------|------|------|--------------------------|--------------------------|
| A    | 0,98 | 64,87                     | -1   | -0,5 | 0,8  | -31,7863                 | -114,4307                |
| B    | 0,98 | 64,87                     | -0,8 | -0,5 | 0,8  | -19,07178                | -101,7162                |
| C    | 0,98 | 64,87                     | -0,5 | -0,5 | 0,8  | 0                        | -82,64438                |
| D    | 0,98 | 64,87                     | +0,8 | -0,5 | 0,8  | 82,64438                 | 0                        |
| E    | 0,98 | 64,87                     | -0,3 | -0,5 | 0,8  | 12,71452                 | -69,92986                |

Tableau III-34 : Les valeurs des pressions  $q_j$  sur le RDC (V3)

❖ **1<sup>er</sup> étage :**

| Zone | Cd   | qdyn(dan/m <sup>2</sup> ) | Cpe  | Cpi1 | Cpi2 | qj1(dan/m <sup>2</sup> ) | qj2(dan/m <sup>2</sup> ) |
|------|------|---------------------------|------|------|------|--------------------------|--------------------------|
| A    | 0,98 | 70,5                      | -1   | -0,5 | 0,8  | -34,545                  | -124,362                 |
| B    | 0,98 | 70,5                      | -0,8 | -0,5 | 0,8  | -20,727                  | -110,544                 |
| C    | 0,98 | 70,5                      | -0,5 | -0,5 | 0,8  | 0                        | -89,817                  |
| D    | 0,98 | 70,5                      | +0,8 | -0,5 | 0,8  | 89,817                   | 0                        |
| E    | 0,98 | 70,5                      | -0,3 | -0,5 | 0,8  | 13,818                   | -75,999                  |

Tableau III-35 : Les valeurs des pressions  $q_j$  sur le 1<sup>er</sup> étage (V3)

❖ 2<sup>ème</sup> étage :

| Zone | Cd   | qdyn(dan/m <sup>2</sup> ) | Cpe  | Cpi1 | Cpi2 | qj1(dan/m <sup>2</sup> ) | qj2(dan/m <sup>2</sup> ) |
|------|------|---------------------------|------|------|------|--------------------------|--------------------------|
| A    | 0,98 | 75,37                     | -1   | -0,5 | 0,8  | -36,9313                 | -132,9527                |
| B    | 0,98 | 75,37                     | -0,8 | -0,5 | 0,8  | -22,15878                | -118,1802                |
| C    | 0,98 | 75,37                     | -0,5 | -0,5 | 0,8  | 0                        | -96,02138                |
| D    | 0,98 | 75,37                     | +0,8 | -0,5 | 0,8  | 96,02138                 | 0                        |
| E    | 0,98 | 75,37                     | -0,3 | -0,5 | 0,8  | 14,77252                 | -81,24886                |

Tableau III-36 : Les valeurs des pressions qj sur le 2<sup>ème</sup> étage (V3)

❖ 3<sup>ème</sup> étage :

| Zone | Cd   | qdyn(dan/m <sup>2</sup> ) | Cpe  | Cpi1 | Cpi2 | qj1(dan/m <sup>2</sup> ) | qj2(dan/m <sup>2</sup> ) |
|------|------|---------------------------|------|------|------|--------------------------|--------------------------|
| A    | 0,98 | 79,12                     | -1   | -0,5 | 0,8  | -38,7688                 | -139,5677                |
| B    | 0,98 | 79,12                     | -0,8 | -0,5 | 0,8  | -23,26128                | -124,0602                |
| C    | 0,98 | 79,12                     | -0,5 | -0,5 | 0,8  | 0                        | -100,7989                |
| D    | 0,98 | 79,12                     | +0,8 | -0,5 | 0,8  | 100,79888                | 0                        |
| E    | 0,98 | 79,12                     | -0,3 | -0,5 | 0,8  | 15,50752                 | -85,29136                |

Tableau III-37 : Les valeurs des pressions qj sur le 3<sup>ème</sup> étage (V3)

❖ 4<sup>ème</sup> étage :

| Zone | Cd   | qdyn(dan/m <sup>2</sup> ) | Cpe  | Cpi1 | Cpi2 | qj1(dan/m <sup>2</sup> ) | qj2(dan/m <sup>2</sup> ) |
|------|------|---------------------------|------|------|------|--------------------------|--------------------------|
| A    | 0,98 | 82,87                     | -1   | -0,5 | 0,8  | -40,6063                 | -146,1827                |
| B    | 0,98 | 82,87                     | -0,8 | -0,5 | 0,8  | -24,36378                | -129,9402                |
| C    | 0,98 | 82,87                     | -0,5 | -0,5 | 0,8  | 0                        | -105,5764                |
| D    | 0,98 | 82,87                     | +0,8 | -0,5 | 0,8  | 105,57638                | 0                        |
| E    | 0,98 | 82,87                     | -0,3 | -0,5 | 0,8  | 16,24252                 | -89,33386                |

Tableau III-38 : Les valeurs des pressions qj sur le 4<sup>ème</sup> étage (V3)

❖ 5<sup>ème</sup> étage :

| Zone | Cd   | qdyn(dan/m <sup>2</sup> ) | Cpe  | Cpi1 | Cpi2 | qj1(dan/m <sup>2</sup> ) | qj2(dan/m <sup>2</sup> ) |
|------|------|---------------------------|------|------|------|--------------------------|--------------------------|
| A    | 0,98 | 87                        | -1   | -0,5 | 0,8  | -42,63                   | -153,468                 |
| B    | 0,98 | 87                        | -0,8 | -0,5 | 0,8  | -25,578                  | -136,416                 |
| C    | 0,98 | 87                        | -0,5 | -0,5 | 0,8  | 0                        | -110,838                 |
| D    | 0,98 | 87                        | +0,8 | -0,5 | 0,8  | 110,838                  | 0                        |
| E    | 0,98 | 87                        | -0,3 | -0,5 | 0,8  | 17,052                   | -93,786                  |

Tableau III-39 : Les valeurs des pressions qj sur le 5<sup>ème</sup> étage (V3)

❖ 6<sup>ème</sup> étage :

| Zone | Cd   | qdyn(dan/m <sup>2</sup> ) | Cpe  | Cpi1 | Cpi2 | qj1(dan/m <sup>2</sup> ) | qj2(dan/m <sup>2</sup> ) |
|------|------|---------------------------|------|------|------|--------------------------|--------------------------|
| A    | 0,98 | 89,62                     | -1   | -0,5 | 0,8  | -43,9138                 | -158,0897                |
| B    | 0,98 | 89,62                     | -0,8 | -0,5 | 0,8  | -26,34828                | -140,5242                |
| C    | 0,98 | 89,62                     | -0,5 | -0,5 | 0,8  | 0                        | -114,1759                |
| D    | 0,98 | 89,62                     | +0,8 | -0,5 | 0,8  | 114,17588                | 0                        |
| E    | 0,98 | 89,62                     | -0,3 | -0,5 | 0,8  | 17,56552                 | -96,61036                |

Tableau III-40 : Les valeurs des pressions qj sur le 6<sup>ème</sup> étage (V3)

❖ 7<sup>ème</sup> étage :

| Zone | Cd   | qdyn(dan/m <sup>2</sup> ) | Cpe  | Cpi1 | Cpi2 | qj1(dan/m <sup>2</sup> ) | qj2(dan/m <sup>2</sup> ) |
|------|------|---------------------------|------|------|------|--------------------------|--------------------------|
| A    | 0,98 | 92,62                     | -1   | -0,5 | 0,8  | -45,3838                 | -163,3817                |
| B    | 0,98 | 92,62                     | -0,8 | -0,5 | 0,8  | -27,23028                | -145,2282                |
| C    | 0,98 | 92,62                     | -0,5 | -0,5 | 0,8  | 0                        | -117,9979                |
| D    | 0,98 | 92,62                     | +0,8 | -0,5 | 0,8  | 117,99788                | 0                        |
| E    | 0,98 | 92,62                     | -0,3 | -0,5 | 0,8  | 18,15352                 | -99,84436                |

Tableau III-41 : Les valeurs des pressions qj sur le 7<sup>ème</sup> étage (V3)

❖ Terrasse :

| Zone | Cd   | qdyn(dan/m <sup>2</sup> ) | Cpe  | Cpi1 | Cpi2 | qj1(dan/m <sup>2</sup> ) | qj2(dan/m <sup>2</sup> ) |
|------|------|---------------------------|------|------|------|--------------------------|--------------------------|
| A    | 0,98 | 93,37                     | -1   | -0,5 | 0,8  | -45,7513                 | -164,7047                |
| B    | 0,98 | 93,37                     | -0,8 | -0,5 | 0,8  | -27,45078                | -146,4042                |
| C    | 0,98 | 93,37                     | -0,5 | -0,5 | 0,8  | 0                        | -118,9534                |
| D    | 0,98 | 93,37                     | +0,8 | -0,5 | 0,8  | 118,95338                | 0                        |
| E    | 0,98 | 93,37                     | -0,3 | -0,5 | 0,8  | 18,30052                 | -100,6529                |

Tableau III-42 : Les valeurs des pressions qj sur la terrasse (V3)

❖ Toiture :

| Zone | Cd   | qdyn(dan/m <sup>2</sup> ) | Cpe  | Cpi1 | Cpi2 | qj1(dan/m <sup>2</sup> ) | qj2(dan/m <sup>2</sup> ) |
|------|------|---------------------------|------|------|------|--------------------------|--------------------------|
| F    | 0,98 | 93,37                     | -1,8 | -0,5 | 0,8  | -118,95338               | -237,9068                |
| G    | 0,98 | 93,37                     | -1,2 | -0,5 | 0,8  | -64,05182                | -183,0052                |
| H    | 0,98 | 93,37                     | -0,7 | -0,5 | 0,8  | -18,30052                | -137,2539                |
| I    | 0,98 | 93,37                     | ±0,2 | -0,5 | 0,8  | 27,45078                 | -91,5026                 |

Tableau III-43 : Les valeurs des pressions qj sur la toiture (V3)

iii. Calcul de la force résultante R sur le bâtiment :

| Zone     | Niveau                     | Sj(m <sup>2</sup> ) | qj(dan/m <sup>2</sup> ) | Fw(daN)    | Fu(daN)    |
|----------|----------------------------|---------------------|-------------------------|------------|------------|
|          | 4 <sup>ème</sup> entre sol | 42                  | 73,57                   | 3089,94    | 0          |
|          | RDC                        | 94,5                | 82,64                   | 7809,48    | 0          |
|          | 1 <sup>er</sup> étage      | 94,5                | 89,81                   | 8487,045   | 0          |
| <b>D</b> | 2 <sup>ème</sup> étage     | 94,5                | 96,02                   | 9073,89    | 0          |
|          | 3 <sup>ème</sup> étage     | 94,5                | 100,79                  | 9524,655   | 0          |
|          | 4 <sup>ème</sup> étage     | 94,5                | 105,57                  | 9976,365   | 0          |
|          | 5 <sup>ème</sup> étage     | 94,5                | 110,83                  | 10473,435  | 0          |
|          | 6 <sup>ème</sup> étage     | 94,5                | 114,17                  | 10789,065  | 0          |
|          | 7 <sup>ème</sup> étage     | 94,5                | 117,99                  | 11150,055  | 0          |
|          | Terrasse                   | 63                  | 118,95                  | 7493,85    | 0          |
|          | 4 <sup>ème</sup> entre sol | 42                  | -62,25                  | -2614,5    | 0          |
|          | RDC                        | 94,5                | -69,92                  | -6607,44   | 0          |
|          | 1 <sup>er</sup> étage      | 94,5                | -75,99                  | -7181,055  | 0          |
| <b>E</b> | 2 <sup>ème</sup> étage     | 94,5                | -81,24                  | -7677,18   | 0          |
|          | 3 <sup>ème</sup> étage     | 94,5                | -85,29                  | -8059,905  | 0          |
|          | 4 <sup>ème</sup> étage     | 94,5                | -89,33                  | -8441,685  | 0          |
|          | 5 <sup>ème</sup> étage     | 94,5                | -93,78                  | -8862,21   | 0          |
|          | 6 <sup>ème</sup> étage     | 94,5                | -96,61                  | -9129,645  | 0          |
|          | 7 <sup>ème</sup> étage     | 94,5                | -99,84                  | -9434,88   | 0          |
|          | Terrasse                   | 63                  | -100,65                 | -6340,95   | 0          |
| <b>F</b> | Toiture                    | 22,5                | -237,9                  | 0          | 3089,94    |
| <b>G</b> | Toiture                    | 22,5                | -183                    | 0          | 7809,48    |
| <b>H</b> | Toiture                    | 176,4               | -137,25                 | 0          | 8487,045   |
| <b>I</b> | Toiture                    | 409,5               | -91,5                   | 0          | 9073,89    |
|          | <b>Niveau</b>              |                     |                         | <b>ΣFw</b> | <b>ΣFu</b> |
|          | 4 <sup>ème</sup> entre sol |                     |                         | 475,44     | 0          |
|          | RDC                        |                     |                         | 1202,04    | 0          |
|          | 1 <sup>er</sup> étage      |                     |                         | 1305,99    | 0          |
|          | 2 <sup>ème</sup> étage     |                     |                         | 1396,71    | 0          |
|          | 3 <sup>ème</sup> étage     |                     |                         | 1464,75    | 0          |
|          | 4 <sup>ème</sup> étage     |                     |                         | 1534,68    | 0          |
|          | 5 <sup>ème</sup> étage     |                     |                         | 1611,225   | 0          |
|          | 6 <sup>ème</sup> étage     |                     |                         | 1659,42    | 0          |
|          | 7 <sup>ème</sup> étage     |                     |                         | 1715,175   | 0          |
|          | Terrasse                   |                     |                         | 1752,9     | 0          |
|          | Toiture                    |                     |                         | 0          | 28460,355  |

Tableau III-44 : Action d'ensemble (V3)

## CHAPITRE IV

# PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PORTEURS

### IV-1 Introduction :

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

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

Les éléments secondaires sont destinés à reprendre la sollicitation, comme le vent par exemple, et à assurer la stabilité basée sur la **RDM** et les règles **CM97**

### IV-2 Les solives :

Les solives sont des poutrelles en IPE qui travaillent à flexion simple leur écartement (la distance entre une solive et l'autre) est pratiquement déterminé par la règle empirique de pré dimensionnement.

$$0.7 \leq L \leq 1.50$$

#### IV-2.1 Vérification des solives de niveau terrasse :

##### 1<sup>er</sup> cas :

Longueur des solives.....L= 6,00m

L'entraxe des solives.....L= 1,6m

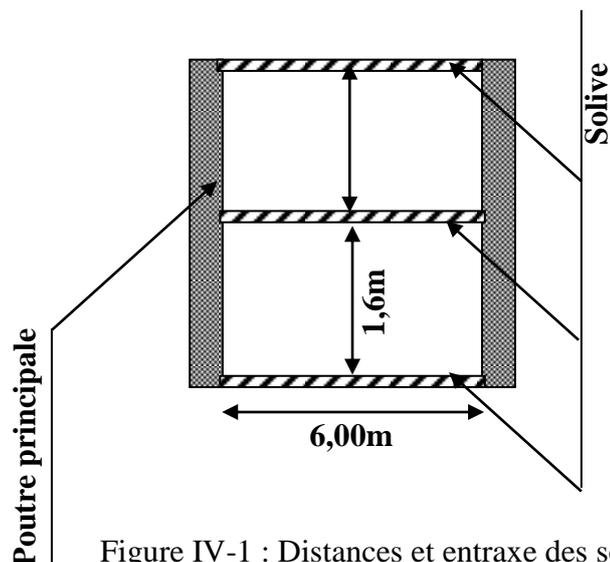


Figure IV-1 : Distances et entraxe des solives

| Chargement  | Charge linéique sur la solive                       |
|---|---|
| <b>Charges permanentes «G» :</b><br>Poids propre du plancher<br>$G_{ter} = 652 \text{ kg/m}^2$                            | $G_{ter} = 652 \times 1,6 = 1079,71 \text{ kg/ml}$  |
| <b>G=1079,71kg/ml</b>   |   |
| <b>Surcharges «Q» :</b><br>Charge d'exploitation $Q = 100 \text{ kg/m}^2$<br>Charge de neige $N_0 = 13,04 \text{ kg/m}^2$ | $Q = (100+13,04) \times 1,6 = 187,19 \text{ kg/ml}$ |
| <b>Q+N<sub>0</sub> = 187,19 kg/ml</b>   |   |

**Combinaison des charges :**

|   |                                     |
|---|-------------------------------------|
| Charge pondérée : $\frac{4}{3}G + \frac{17}{12}(Q + N_0)$ | Charge non pondérée : $G + Q + N_0$ |
| <b>1704,8 kg/ml</b>                                       | <b>1266,9 kg/ml</b>                 |

Tableau IV-1 : Détermination des charges des solives niveau terrasse

**a) Condition de flèche :**

La flèche doit satisfaire la condition  $f_{\max} \leq \bar{f}$  suivante :

Pour une poutre bi articulée  $f_{\max} = \frac{5.Q.L^4}{384.EI}$  ( $Q$  charge non pondérée)

$\bar{f} = \frac{l}{250}$  Planchers en général

Le calcul se fait à ELS pour cela on prend les charges non pondérées

$$f = \frac{5 \times 1266,9 \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times I} \Rightarrow I \geq \frac{5 \times 12,67 \times 600^4 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 600} = 4242,18 \text{ cm}^4$$

$I_x \geq 4242,18$  **IPE 220**

| Désignation<br>abrégée | Poids     | Section              | Dimension |         |                      | Caractéristique                   |                                   |                                      |                                      |                      |                      |
|------------------------|-----------|----------------------|-----------|---------|----------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|----------------------|----------------------|
|                        | P<br>Kg/m | A<br>cm <sup>2</sup> | h<br>mm   | b<br>mm | t <sub>f</sub><br>mm | I <sub>x</sub><br>cm <sup>4</sup> | I <sub>y</sub><br>cm <sup>4</sup> | W <sub>pl-x</sub><br>cm <sup>3</sup> | W <sub>pl-y</sub><br>cm <sup>3</sup> | i <sub>x</sub><br>cm | i <sub>y</sub><br>cm |
| <b>IPE 220</b>         | 26,2      | 33,4                 | 220       | 110     | 9,2                  | 2772                              | 204,9                             | 285,4                                | 58,11                                | 9,11                 | 2,48                 |

Tableau IV-2 : Caractéristiques du profile IPE 220

**b) La classe de la section transversale :**

**La semelle**

$$b = 110 \text{ mm}$$

$$C = b/2 = 110/2 = 55 \text{ mm}$$

$$t_f = 9,2 \text{ mm}$$

$$C/t_f = 5,97 < 10\varepsilon \cong 10 \quad \text{donc la semelle est de classe 1.}$$

**Ame fléchie**

$$d = 177,6 \text{ mm} \quad , \quad t_w = 5,9 \text{ mm}$$

$$d/t_w = 30,10 < 72\varepsilon \cong 72 \quad \text{donc l'âme est de classe 1.}$$

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

**c) Condition de cisaillement :**

La condition à satisfaire pour vérifier la sécurité:

$$M_{sd} \leq M_{pl,y} \quad \text{Si} \quad V_{sd} \leq 0,5.V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times \left( \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} \quad \text{Avec :} \quad A_v = A - 2.b.t_f + (t_w + 2r).t_f$$

$$G = 652 \times 1,6 + 30,7 = 1110,4 \text{ kg/m}$$

$$Q \text{ (pondérée)} = 4/3G + 17/12(p + N_N)$$

Pour une bande de 1,6m

$$V_{sd} = 52,37 \text{ kN} < 0,5V_{pl,rd} = 116 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad \text{Donc c'est vérifié}$$

**d) Condition de résistance :**

$$G = 652 + 30,7 = 674,4 \text{ kg/m}^2$$

$$Q \text{ (pondérée)} = 4/3G + 17/12(p + N_N)$$

Pour une bande de 1,6m

$$Q = 1070,40 \times 1,6 = 1772,58 \text{ kg/m}^2$$

$$M_y = M_{sd} = \frac{q_y \times l^2}{8} = \frac{1772,58 \times (6)^2}{8} = 7976,61 \text{ kg.m}$$

$$M_{ply} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma M_o} = \frac{35,5 \times 285,4}{1,1} = 9210,63 \text{ kg.m}$$

$$M_{sd} = 7976,61 \text{ kg.m} ; M_{pl.y} = 9210,63 \text{ kg} \Rightarrow M_{sd} < M_{pl.y}$$

Donc c'est vérifié

#### IV-2.2 Vérification des solives de niveau courant :

Longueur des solives.....L= 6,00m

L'entraxe des solives.....L= 1,6m

| Chargement  | Charge linéique sur la solive                    |
|---|--|
| <b>Charges permanentes «G» :</b><br>Poids propre du plancher :<br>$G_{pc} = 505 \text{ kg/m}^2$ | $G_{pc} = 505 \times 1,6 = 836,28 \text{ kg/ml}$ |
| <b>G=836,28kg/ml</b>  |  |
| <b>Surcharges «Q» :</b><br>Charge d'exploitation $Q = 250 \text{ kg/m}^2$                       | $Q = 250 \times 1,6 = 414 \text{ kg/ml}$         |
| <b>Q= 414kg/ml</b>  |  |

#### Combinaison des charges :

|   |                               |
|---|-------------------------------|
| Charge pondérée : $\frac{4}{3}G + \frac{17}{12}(Q + N_0)$ | Charge non pondérée : $G + Q$ |
| <b>1322,04 kg/ml</b>                                      | <b>1250,28 kg/ml</b>          |

Tableau IV-3 : Détermination des charges des solives niveau courant

Vue que la charge  $Q=1250,28 \text{ kg/m}^2$ , et les solives des étages courants ont la même longueur que celle de la terrasse  $\longrightarrow$  Donc on garde le pré dimensionnement de l'étage terrasse pour toute la structure.

#### 2<sup>ème</sup> cas :

Longueur des solives.....L= 3,00m

L'entraxe des solives.....L= 1,6m

##### a) Condition de flèche :

$$f = \frac{5 \times 1250,28 \times 300^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times I} \Rightarrow I \geq \frac{5 \times 12,50 \times 300^4 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 300} = 523,16 \text{ cm}^4$$

$$I_x \geq 523,16 \text{ cm}^4 \quad \longrightarrow \quad \mathbf{IPE 140}$$

| Désignation<br>abrégée | Poids     | Section              | Dimension |         |                      | Caractéristique                   |                                   |                                      |                                      |                      |                      |
|------------------------|-----------|----------------------|-----------|---------|----------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|----------------------|----------------------|
|                        | P<br>Kg/m | A<br>cm <sup>2</sup> | h<br>mm   | b<br>mm | t <sub>f</sub><br>mm | I <sub>x</sub><br>cm <sup>4</sup> | I <sub>y</sub><br>cm <sup>4</sup> | W <sub>pl-x</sub><br>cm <sup>3</sup> | W <sub>pl-y</sub><br>cm <sup>3</sup> | i <sub>x</sub><br>cm | i <sub>y</sub><br>cm |
| <b>IPE 140</b>         | 12,9      | 16,4                 | 140       | 73      | 6,9                  | 541,2                             | 44,92                             | 88,34                                | 19,25                                | 5,74                 | 1,65                 |

Tableau IV-4 : Caractéristiques du profile IPE 140

**b) La classe de la section transversale :**

**La semelle**

$$b=82\text{mm}$$

$$C=b/2=82/2=41\text{mm}$$

$$t_f=7,4\text{mm}$$

$$C/t_f=5,54 < 10\epsilon \cong 10 \quad \text{donc la semelle est de classe 1.}$$

**Ame fléchie**

$$d=127,2\text{mm} \quad , \quad t_w=5\text{mm}$$

$$d/t_w=25,44 < 72\epsilon \cong 72 \quad \text{donc l'âme est de classe 1.}$$

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

**c) Condition de cisaillement :**

La condition à satisfaire pour vérifier la sécurité:

$$M_{sd} \leq M_{pl,y} \quad \text{Si} \quad V_{sd} \leq 0,5V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times \left( \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} \quad \text{Avec :} \quad A_v = A - 2.b.t_f + (t_w + 2r).t_f$$

$$G = 505 \times 1,6 + 15,9 = 849,18\text{kg/m}$$

$$Q \text{ (pondérée)} = 4/3G + 17/12(p + N_N)$$

$$V_{sd} = 17,53\text{kN} < 0,5V_{pl,rd} = 86,05\text{kN} \quad \rightarrow \quad \text{Donc c'est vérifié}$$

**d) Condition de résistance :**

$$G=505+15,8=520,9\text{kg/m}^2$$

$$Q \text{ (pondérée)} = 4/3G + 17/12 (p+N_N)$$

Pour une bonde de 1,6m

$$Q=1315,36 \times 1,6=2178,23\text{kg/m}^2$$

$$M_y = M_{sd} = \frac{q_y \times l^2}{8} = \frac{2178,23 \times (3)^2}{8} = 2450,50 \text{ kg.m}$$

$$M_{ply} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma M_o} = \frac{35,5 \times 88,34}{1,1} = 2850,97 \text{ kg.m}$$

$$M_{sd} = 2450,50 \text{ kg.m} ; M_{ply} = 2850,97 \text{ kg.m} \Rightarrow M_{sd} < M_{ply}$$

Donc c'est vérifié

**IV-3 Les poutres :**

**IV-3.1 Vérification des poutres principales niveau terrasse :**

**1<sup>er</sup> cas :**

Longueur des poutres.....L= 10,00m

L'entraxe des poutres.....L= 6m

| Chargement  | Charge linéique sur la solive  |
|---|--|
| <p><b><u>Charges permanentes «G» :</u></b><br/>                     Poids propre du plancher :<br/> <math>G_{pc} = 652 \text{ kg/m}^2</math><br/>                     solives : <math>G_s = 26,2 \text{ kg/ml}</math></p> | $G_{pc} = 652 \times 6 = 3912 \text{ kg/ml}$<br>$G_s = 26,2 \times 6/1,6 = 110,96 \text{ kg/ml}$ |
| <b>G=4023,23kg/ml</b>   |  |
| <p><b><u>Surcharges «Q» :</u></b><br/>                     Charge d'exploitation <math>Q=100 \text{ kg/m}^2</math><br/>                     Charge de neige <math>N_0 = 13,04 \text{ kg/m}^2</math></p>                   | $Q = (100+13,04) \times 6 = 678,24 \text{ kg/ml}$  |
| <b>Q= 678,24 kg/ml</b>  |  |

**Combinaison des charges :**

|   |                               |
|---|-------------------------------|
| Charge pondérée : $\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}Q$ | Charge non pondérée : $G + Q$ |
| <b>6373,54 kg/ml</b>                            | <b>4737,6 kg/ml</b>           |

Tableau IV-5 : Détermination des charges des poutres (1<sup>er</sup> cas) niveau terrasse

a) Condition de flèche :

$$f = \frac{4737,6 \times 1000^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times I} \Rightarrow I \geq \frac{47,37 \times 1000^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 14685,64 \text{ cm}^4$$

$$I_x \geq 14685,64 \text{ cm}^4 \longrightarrow \text{IPE 450}$$

| Désignation<br>abrégée | Poids     | Section              | Dimension |         |                      | Caractéristique                   |                                   |                                      |                                      |                      |                      |
|------------------------|-----------|----------------------|-----------|---------|----------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|----------------------|----------------------|
|                        | P<br>Kg/m | A<br>cm <sup>2</sup> | h<br>mm   | b<br>mm | t <sub>f</sub><br>mm | I <sub>x</sub><br>cm <sup>4</sup> | I <sub>y</sub><br>cm <sup>4</sup> | W <sub>pl-x</sub><br>cm <sup>3</sup> | W <sub>pl-y</sub><br>cm <sup>3</sup> | i <sub>x</sub><br>cm | i <sub>y</sub><br>cm |
| <b>IPE 450</b>         | 77,6      | 98,8                 | 450       | 190     | 14,6                 | 33740                             | 1676                              | 1702                                 | 276,4                                | 18,48                | 4,12                 |

Tableau IV-6 : Caractéristiques du profile IPE 450

b) La classe de la section transversale :

**La semelle**

$$b=190\text{mm}$$

$$C=b/2=190/2=95\text{mm}$$

$$t_f=14,6\text{mm}$$

$$C/t_f=6,50 < 10\varepsilon \cong 10 \text{ donc la semelle est de classe 1.}$$

**Ame fléchie**

$$d=378,8\text{mm} \text{ , } t_w=9,4\text{mm}$$

$$d/t_w=40,29 < 72\varepsilon \cong 72 \text{ donc l'âme est de classe 1.}$$

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

c) Condition de cisaillement :

La condition à satisfaire pour vérifier la sécurité:

$$M_{sd} \leq M_{pl,y} \quad \text{Si} \quad V_{sd} \leq 0,5.V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times \left( \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} \quad \text{Avec : } A_v = A - 2.b.t_f + (t_w + 2r).t_f$$

$$G = 4023,23 + 77,6 = 4100,83 \text{ kg/m}$$

$$Q \text{ (pondérée)} = 4/3G + 17/12(p + N_N)$$

Pour une bonde de 6m

$$V_{sd} = 320,73 \text{ KN} < 0,5V_{pl,rd} = 406,30 \text{ KN} \rightarrow \text{Donc c'est vérifié}$$

**d) Condition de résistance :**

$$G = 4089,53 + 77,6 = 4100,83 \text{ kg/m}^2$$

$$Q \text{ (pondérée)} = 4/3 G + 17/12 (p + N_N)$$

Pour une bonde de 6m

$$Q = 6428,61 \text{ kg/m}^2$$

$$M_y = M_{sd} = \frac{q_y \times l^2}{12} = \frac{6428,61 \times (10)^2}{12} = 53571,77 \text{ kg.m}$$

$$M_{ply} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{M_o}} = \frac{35,5 \times 1702}{1,1} = 54928,18 \text{ kg.m}$$

$$M_{sd} = 53571,77 \text{ kg.m} ; M_{ply} = 54928,18 \text{ kg.m} \Rightarrow M_{sd} < M_{ply}$$

Donc c'est vérifié

**2<sup>ème</sup> cas :**

Longueur des poutres.....L= 10,00m

L'entraxe des poutres.....L= 3m

| Chargement   | Charge linéique sur la solive   |
|--|---|
| <p><b>Charges permanentes «G» :</b><br/>                     Poids propre du plancher :<br/> <math>G_{pc} = 652 \text{ kg/m}^2</math><br/>                     solives : <math>G_s = 26,2 \text{ kg/ml}</math></p> | <p><math>G_{pc} = 652 \times 3 = 1956 \text{ kg/ml}</math><br/> <math>G_s = 26,2 \times 3/1,66 = 47,35 \text{ kg/ml}</math></p> |
| <b>G=1986,96kg/ml</b>  |   |
| <p><b>Surcharges «Q» :</b><br/>                     Charge d'exploitation <math>Q = 100 \text{ kg/m}^2</math><br/>                     Charge de neige <math>N_0 = 13,04 \text{ kg/m}^2</math></p>                 | <p><math>Q = (100 + 13,04) \times 3 = 339,12 \text{ kg/ml}</math></p>   |
| <b>Q= 339,12 kg/ml</b>   |   |

**Combinaison des charges :**

|   |                               |
|---|-------------------------------|
| Charge pondérée : $\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}Q$ | Charge non pondérée : $G + Q$ |
| <b>3129,7 kg/ml</b>                             | <b>2326,08 kg/ml</b>          |

Tableau IV-7 : Détermination des charges des poutres (2<sup>ème</sup> cas) niveau terrasse

• **Condition de flèche :**

$$f = \frac{2326,08 \times 1000^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times I} \Rightarrow I \geq \frac{23,26 \times 1000^4 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 1000} = 7211,06 \text{ cm}^4$$

$I_x \geq 7211,06 \text{ cm}^4$   **IPE 360**

| Désignation<br>abrégée | Poids     | Section              | Dimension |         |                      | Caractéristique                   |                                   |                                      |                                      |                      |                      |
|------------------------|-----------|----------------------|-----------|---------|----------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|----------------------|----------------------|
|                        | P<br>Kg/m | A<br>cm <sup>2</sup> | h<br>mm   | b<br>mm | t <sub>f</sub><br>mm | I <sub>x</sub><br>cm <sup>4</sup> | I <sub>y</sub><br>cm <sup>4</sup> | W <sub>pl-x</sub><br>cm <sup>3</sup> | W <sub>pl-y</sub><br>cm <sup>3</sup> | i <sub>x</sub><br>cm | i <sub>y</sub><br>cm |
| <b>IPE 360</b>         | 57,1      | 72,7                 | 360       | 170     | 12,7                 | 16270                             | 1043                              | 1019                                 | 191,1                                | 14,95                | 3,79                 |

Tableau IV-8 : Caractéristiques du profile IPE 360

On va prendre pour les poutres principales des profilés (1<sup>er</sup> cas **IPE 450** et 2<sup>ème</sup> cas **IPE 360**) pour toute la structure, et on fera les vérifications nécessaires.

**IV-3.2 Vérification des poutres en porte à faux :**

Longueur des poutres.....L= 2,40m

L'entraxe des solives.....L= 1,6m

**a) Condition de flèche :**

Pour une poutre en porte à faux :  $f_{\max} = \frac{Q.L^4}{8.EI}$

$$f = \frac{4640,96 \times 240^4}{8 \times 2,1 \times 10^6 \times I} \Rightarrow I \geq \frac{46,41 \times 240^3 \times 250}{8 \times 2,1 \times 10^6} = 9547,2 \text{ cm}^4$$

$I_x \geq 9547,2$   **IPE 330**

| Désignation<br>abrégée | Poids     | Section              | Dimension |         |                      | Caractéristique                   |                                   |                                      |                                      |                      |                      |
|------------------------|-----------|----------------------|-----------|---------|----------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|----------------------|----------------------|
|                        | P<br>Kg/m | A<br>cm <sup>2</sup> | h<br>mm   | b<br>mm | t <sub>f</sub><br>mm | I <sub>x</sub><br>cm <sup>4</sup> | I <sub>y</sub><br>cm <sup>4</sup> | W <sub>pl-x</sub><br>cm <sup>3</sup> | W <sub>pl-y</sub><br>cm <sup>3</sup> | i <sub>x</sub><br>cm | i <sub>y</sub><br>cm |
| <b>IPE 330</b>         | 49,1      | 62,6                 | 330       | 160     | 11,5                 | 11770                             | 788,1                             | 804,3                                | 153,7                                | 13,71                | 3,55                 |

Tableau IV-9 : Caractéristiques du profile IPE 330

**b) La classe de la section transversale :**

**La semelle**

b=160mm

C=b/2=160/2=80mm

t<sub>f</sub>=11,5mm

C/t<sub>f</sub>=6,95<10ε ≅10 donc la semelle est de classe 1.

**Ame fléchie**

d=271mm , t<sub>w</sub>=7,5mm

d/t<sub>w</sub>=36,13<72ε ≅72 donc l'âme est de classe 1

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

**c) Condition de cisaillement :**

La condition à satisfaire pour vérifier la sécurité:

$$M_{sd} \leq M_{pl,y} \quad \text{Si} \quad V_{sd} \leq 0,5.V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2}$$

$$V_{pl.rd} = \frac{A_v \times \left( \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} \quad \text{Avec : } A_v = A - 2.b.t_f + (t_w + 2r).t_f$$

Q (pondérée) = 63,13 kN/m

Pour une bonde de 1,66 m

$V_{sd} = 154 \text{ kN} < 0,5 V_{pl.rd} = 193,78 \text{ kN} \rightarrow$  Donc c'est vérifié

**d) Condition de résistance :**

Q (pondérée) = 6312,94 kg/m

$$M_y = M_{sd} = \frac{q_y \times l^2}{2} = \frac{6312,94 \times (2,4)^2}{2} = 18181,26 \text{ kg.m}$$

$$M_{ply} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{M_o}} = \frac{35,5 \times 804,3}{1,1} = 25956,95 \text{ kg.m}$$

$M_{sd} = 18181,26 \text{ kg.m} ; M_{pl.y} = 25956,95 \text{ kg.} \Rightarrow M_{sd} < M_{pl.y}$

Donc c'est vérifié

**IV-4 Predimensionnement des poteaux :**

Les poteaux sont des éléments verticaux qui transmettent aux fondations tous les efforts extérieurs qui sont appliquée aux bâtiments.

- Efforts verticaux provenant des charges permanentes, de la neige et des surcharges d'exploitation.
- Efforts horizontaux provenant du vent ou du séisme.
- Moments fléchissant résultant des efforts indiqués ci-dessus.

Le type de profilé qui convient le mieux pour les poteaux est le **H** soit **HEA**, **HEB** ou bien **HEM** ces derniers présentes une inertie transversale plus grande ainsi que la largeur des ailes qui facilite l'attache « poutre-solive ».

Les poteaux sont dimensionnés à la flexion composée : d'après les règles CCM 97, ils doivent vérifier :

$$N_{sd} \leq N_{C.Rd} \quad (5.4.4 \text{ CCM97})$$

Ils sont considérés articulés aux (2) extrémité donc  $l_f = l_0$ . On les vérifiera au flambement dans le plan x-x.

Il été retenu des profils HEA dont la résistance au flambement dans le plan x-x est meilleure que celle des profils IPE.

La surface reprise par le poteau central : -----  $S = 10 \times 6 = 60 \text{ m}^2$ .

La surface reprise par le poteau d'angle : -----  $S = 5 \times 3 = 15 \text{ m}^2$ .

La surface reprise par le poteau rive : -----  $S = 10 \times 3 = 30 \text{ m}^2$ .

Charge permanent de plancher terrasse: -----  $G = 652 \text{ Kg/ m}^2$ .

Charge permanent de plancher courant : -----  $G = 505 \text{ Kg/ m}^2$ .

Charge d'acrotère : -----  $G = 172,5 \text{ Kg/ml}$ .

Charge des cloisons extérieures : -----  $G = 145,6 \text{ Kg/ m}^2$

Charge de poutre de chinage et de solive IPE 240 : -----  $G = 30,7 \text{ Kg/m}$ .

Charge de poutre principale IPE 550 : -----  $G = 106 \text{ Kg/m}$ .

Charge d'exploitation terrasse : -----  $Q = 100 \text{ Kg/ m}^2$ .

Charge d'exploitation courant : -----  $Q = 250 \text{ Kg/ m}^2$ .

Charge de neige : -----  $N_0 = 13,04 \text{ Kg/ m}^2$

**Dimensionnement des poteaux de 8<sup>ème</sup> étage :**

$$Q = 1,35 G + 1,5 (q+N_0)$$

$$N_{sd} = 1,35 [(652 \times 60) + 77,6] + 1,5 (100 + 13,04) \times 60$$

$$N_{sd} = 65306,52 \text{ kg} = 653,06 \text{ kN}$$

$$N_{C.Rd} = \frac{\chi \times \beta \times A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\beta = 1 \text{ (Section de classe 1)}$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0,69 \quad \text{Avec : } \phi = 0,5 \cdot (1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2) = 1,013$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_K} \quad ; \quad \lambda = \frac{l_K}{i} \quad ; \quad \lambda_K = 93,9 \times \xi \quad \text{Avec : } \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \quad ; \quad l_k = 0,7 \cdot h_{\text{étage}}$$

$$N_{c.Rd} = 1184,66 \text{ kN} > N_{sd} = 653,06 \text{ kN}$$

On a choisi HEM 100

| étage                      | profilé | Position des poteaux | N <sub>sd</sub> (kN) | N <sub>c,Rd</sub> (kN) |       |
|----------------------------|---------|----------------------|----------------------|------------------------|-------|
| 8 <sup>ème</sup> étage     | HEB 140 | Centrale             | 653,06               | 957,53                 | admis |
|                            | HEB 140 | Angle                | 199,3                | 957,53                 | admis |
|                            | HEB 140 | rive                 | 361,42               | 957,53                 | admis |
| 7 <sup>ème</sup> étage     | HEM 160 | Centrale             | 1310,32              | 2193,57                | admis |
|                            | HEB 140 | Angle                | 394,48               | 957,53                 | admis |
|                            | HEB 160 | rive                 | 718,47               | 1209,16                | admis |
| 6 <sup>ème</sup> étage     | HEM 160 | Centrale             | 1967,58              | 2193,57                | admis |
|                            | HEB 140 | Angle                | 589,66               | 957,53                 | admis |
|                            | HEB 160 | rive                 | 1075,52              | 1209,16                | admis |
| 5 <sup>ème</sup> étage     | HEM 200 | Centrale             | 2624,84              | 3093,3                 | admis |
|                            | HEB 160 | Angle                | 784,84               | 1209,16                | admis |
|                            | HEM 160 | rive                 | 1432,57              | 2193,57                | admis |
| 4 <sup>ème</sup> étage     | HEM 220 | Centrale             | 3282,1               | 3616,16                | admis |
|                            | HEB 160 | Angle                | 980,02               | 1209,16                | admis |
|                            | HEM 160 | rive                 | 1789,62              | 2193,57                | admis |
| 3 <sup>ème</sup> étage     | HEM 240 | Centrale             | 3939,36              | 4831,22                | admis |
|                            | HEM 160 | Angle                | 1175,2               | 2193,57                | admis |
|                            | HEM 180 | rive                 | 2146,67              | 2559,55                | admis |
| 2 <sup>ème</sup> étage     | HEM 240 | Centrale             | 4596,62              | 4831,22                | admis |
|                            | HEM 160 | Angle                | 1370,38              | 2193,57                | admis |
|                            | HEM 200 | rive                 | 2503,72              | 3093,3                 | admis |
| 1 <sup>er</sup> étage      | HEM 260 | Centrale             | 5253,88              | 5669,67                | admis |
|                            | HEM 160 | Angle                | 1565,56              | 2193,57                | admis |
|                            | HEM 220 | rive                 | 2860,77              | 3616,16                | admis |
| RDC                        | HEM 280 | Centrale             | 5911,14              | 6201,52                | admis |
|                            | HEM 160 | Angle                | 1760,74              | 2193,57                | admis |
|                            | HEM 220 | rive                 | 3217,82              | 3616,16                | admis |
| 4 <sup>ème</sup> entre sol | HEM 300 | Centrale             | 6568,4               | 7825,5                 | admis |
|                            | HEM 180 | Angle                | 1955,92              | 2559,55                | admis |
|                            | HEM 240 | rive                 | 3574,87              | 4831,22                | admis |
| 3 <sup>ème</sup> entre sol | HEM 300 | Centrale             | 7225,66              | 7825,5                 | admis |
|                            | HEM 180 | Angle                | 2151,1               | 2559,55                | admis |
|                            | HEM 240 | rive                 | 3931,92              | 4831,22                | admis |
| 2 <sup>ème</sup> entre sol | HEM 360 | Centrale             | 7882,92              | 8230,83                | admis |
|                            | HEM 200 | Angle                | 2346,28              | 3093,3                 | admis |
|                            | HEM 240 | rive                 | 4288,97              | 4831,22                | admis |
| 1 <sup>er</sup> entre sol  | HEM 400 | Centrale             | 8540,18              | 8937,28                | admis |
|                            | HEM 200 | Angle                | 2541,46              | 3093,3                 | admis |
|                            | HEM 260 | rive                 | 4646,02              | 5669,67                | admis |
| 2 <sup>ème</sup> sous-sol  | HEM 450 | Centrale             | 9197,44              | 9741,84                | admis |
|                            | HEM 220 | Angle                | 2736,64              | 3616,16                | admis |
|                            | HEM 260 | rive                 | 5003,07              | 5669,67                | admis |
| 1 <sup>er</sup> sous-sol   | HEM 550 | Centrale             | 9854,7               | 10293,71               | admis |
|                            | HEM 220 | Angle                | 2931,82              | 3616,16                | admis |
|                            | HEM 280 | rive                 | 5360,12              | 6201,52                | admis |

Tableau IV-10 : Vérification des profilés des poteaux

## CHAPITRE V

### ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

#### V-1 Predimensionnement des escaliers :

Les escaliers sont constitués en charpente métallique :

Pour le dimensionnement des marches (g : giron) et contre marches (h), on utilise la formule de **BLONDEL**.

$$59\text{cm} \leq (g+2h) \leq 66\text{cm}$$

h : varie de 14cm à 20cm

g : varie de 22cm à 30cm

Donc :

Hauteur d'étage .....  $h_e = 4,5 \text{ m}$

Giron .....  $g = 30 \text{ cm}$

$$\text{On a : } 59\text{cm} = (30 + 2h) = 66\text{cm}$$

$$14,5\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$$

Pour  $h=18\text{cm}$  on a 11 marches par volée

**La longueur de la ligne de foulée sera :**

$$L = g (n-1) = 30(11-1)$$

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

**L'inclinaison de la pailasse :**

$$\text{tg} \alpha = \frac{180}{300} \rightarrow \alpha = 33,96^\circ$$

**La longueur de la pailasse :**

$$L = \frac{180}{\sin \alpha} = 3,21\text{m}$$

➤ **Dimensionnement des éléments porteur :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Volée : } G = 125 \text{ daN/} \\ \text{Palier: } G = 285 \text{ daN} \\ \text{Charge d'exploitation : } Q = 250 \text{ daN/m} \end{array} \right.$$

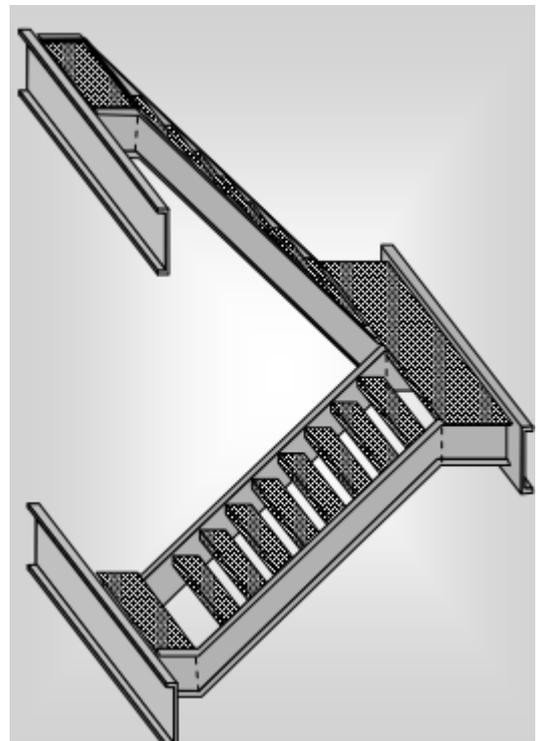


Figure V-1 : Escaliers en charpente métallique

**a) Cornière de marche :**

On modélise la marche comme une poutre simplement appuyée.

$$Q = (G + q) g = (125 + 250) \times 0,3$$

$$Q = 112,5 \text{ kg/ml}$$

$$g = 30 \text{ cm} = 0,3 \text{ m}$$

Le pré dimensionnement se fait à partir de

la condition de flèche suivante :

$$f_{\max} \leq \bar{f} \Rightarrow f_{\max} = \frac{5 \cdot Q \cdot L^4}{384 EI} \leq \frac{l}{250}$$

$$I \geq \frac{5 \times 1,12 \times 120^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 3 \text{ cm}^4$$

On adopte pour une cornière à ailes égales L 40 x 40 x 4

$$I_x = 4,47 \text{ cm}^4$$

$$P = 2,42 \text{ kg}$$

**Vérification :**

$$\sigma_f \leq \sigma_e = 2400 \text{ kg/m}^2$$

$$P = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35(125 \times 0,3 + 2,42) + 1,5(250 \times 0,3) = 166,4 \text{ kg/ml}$$

$$\sigma_f = \frac{M_{\max}}{w_x} = \frac{q l^2}{8 W_x}$$

$$\frac{1,66 (120)^2}{8,155} = 1927,77 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_e = 2400 \text{ kg/m}^2 \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

**b) Limon UPN (poutre) :**

$$q_1 = \frac{1,6}{2} (125 + 250) = 300 \text{ Kg/ml}$$

$$q_2 = \frac{1,6}{2} (285 + 250) = 428 \text{ Kg/ml}$$

On vérifie selon le critère de

déformation la flèche :

$$L = 270 \text{ cm}$$

$$P = 428 \text{ kg/ml}$$

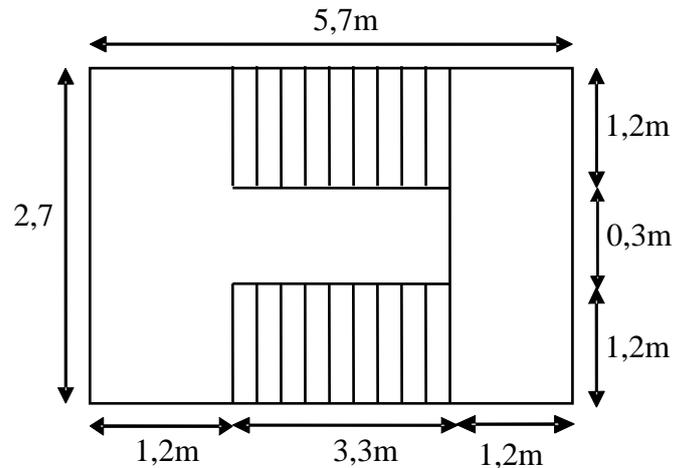


Figure V-2 : disposition et dimension des éléments des escalier

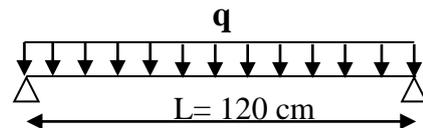


Figure V-3 : Les charges sur la cornière

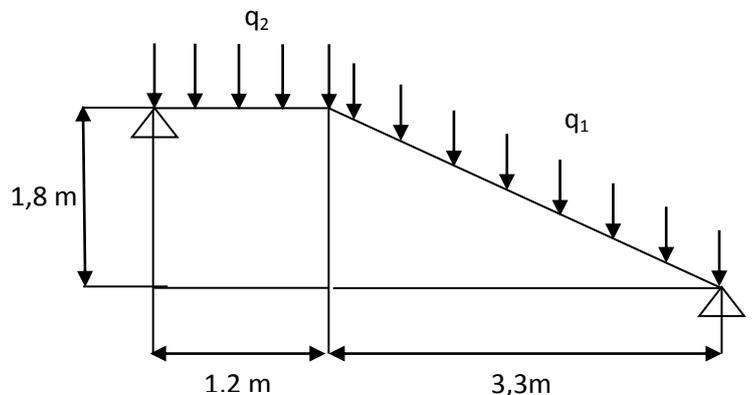


Figure V-4 : Charges appliqués sur 1 limon

$$I \geq \frac{5 \times 4,28 \times 270^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 130 \text{ cm}^4$$

On optera pour le limon le profilé **UPN 120**. ( $I_x = 364 \text{ cm}^4$ )

$$q_1 = \frac{1,6}{2} (1,35 \cdot 125 + 1,5 \cdot 250) = 435 \text{ kg/ml}$$

$$q_2 = \frac{1,6}{2} (1,35 \cdot 285 + 1,5 \cdot 250) = 607,8 \text{ kg/ml}$$

**La charge équivalente :**

$$L_1 = 330 \text{ cm} ; L_2 = 120 \text{ cm}$$

$$q_{\text{équi}} = (q_1 L_1 + q_2 L_2) / (L_1 + L_2) \Rightarrow q_{\text{équi}} = 481,08 \text{ kg/ml}$$

**La condition de résistance :**

$$\sigma_f \leq \sigma_e = 2400 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_f = \frac{M_{\text{max}}}{W_x} = \frac{q l^2}{8 W_x}$$

$$\frac{4,81 (270)^2}{8 \cdot 72,6} = 603,73 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_e = 2400 \text{ kg/m}^2 \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

➤ **Prédimensionnement de la poutre palière :**

La charge offerte à la poutre palière est due aux deux demis de volées et le cloison ci-dessus plus le palier

$$G_{\text{cloison}} = 145,6 \text{ kg/m}^2$$

$$G_{\text{volée}} = 125 \text{ kg/m}^2$$

$$G_{\text{palier}} = 285 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 1,35 (609) + 1,5 (250) = 1197,15 \text{ kg/m}^2$$

$$\frac{5 \times Q \times L^4}{384 EI} \leq \frac{L}{250}$$

$$I_x \geq \frac{5 \times Q \times L^3 \times 250}{384 \times E} = 365,21 \text{ cm}^4$$

La poutre palière est de profilée IPE140

### V-1 Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est considéré comme une console verticale encastrée au niveau du plancher terrasse et calculée à la flexion composée sous l'effet d'un effort normal et un moment fléchissant.

➤ **Calcul de charge :**

Poids propre (effort normal) :

$$N = [0,1 * 0,6 + (0,08*0,15) + (0,02/2 * 0,15 )]*25*1$$

$$= 1,84 \text{ KN/ml}$$

$$N = 1,35 * G = 1,35 * 1,84 = 2,5 \text{ KN/ml}$$

➤ **Surcharge:**

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

$$Q_u = 1,5 * 1 = 1,5 \text{ KN/ml}$$

➤ **Le moment M :**

$$M = Q_u * 0,6 = 1,5 * 0,6 = 0,9 \text{ KN}$$

➤ **Calcul de l'excentricité :**

$$e_o = M/N = 0,9/2,5 = 0,36 \text{ m}$$

$$e_1 = ht / 6 = 0,017 \text{ m}$$

$e_o > e_1 \rightarrow$  la section est partiellement comprimée .

➤ **Calcul du ferrailage :**

$$\text{Moment de fictif : } M_f = N * f + M$$

Avec :

N : effort normal

f : distance entre le point d'application (N) excentré aux armatures tendues.

$$f = e + (d - ht / 2 ) = 0,36 + [ ( 0,10 - 0,02 ) - 0,10/2 ]$$

$$f = 0,39 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } M_f = (2,5 * 0,39) + 0,9 = 1,9 \text{ KNm}$$

➤ **Calcul des armatures:**

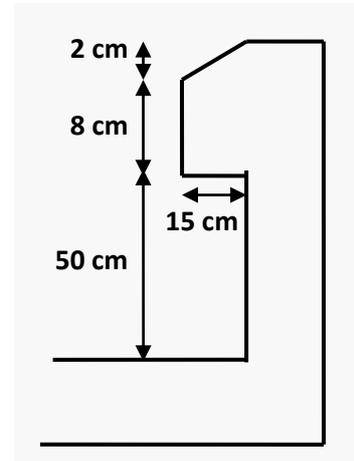


Figure V-5 : Les distances de l'acrotère

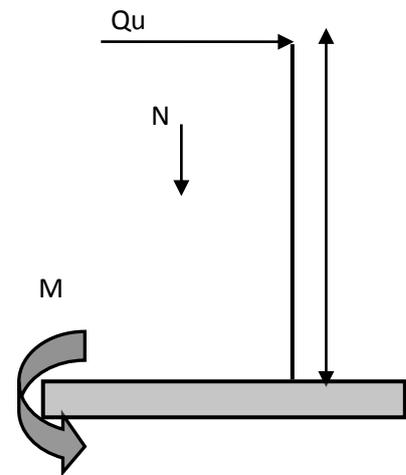


Figure V-6 : charges appliquées sur l'acrotère

$$\mu = \frac{M.f}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 MPa$$

Et :  $d = 10 - 2 = 8 \text{ cm}$  et  $b = 1 \text{ m}$

$$\mu = \frac{1,9 \times 0,001}{1 \times (0,08)^2 \times 14,2} = 0,0206$$

$$\alpha = [1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu})] = 0,026$$

$$y = \alpha \cdot d = 0,026 \cdot 0,08 = 0,0021$$

Calcul de Z

$$Z = d - 0,4y = 0,08 - 0,4 \cdot 0,0021 = 0,079 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M.f}{Al \times \sigma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 MPa$$

$$A_1 = \frac{1,9 \times 0,001}{0,079 \times 0,0001 \times 348} = 0,69 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,69 - \frac{2500 \times 0,001}{0,079 \times 0,0001 \times 348} = 0,62 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On remarque que la section qu'on a adoptée est faible alors on calcul la section minimale :

$$A_{\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 4 \text{ cm}^2 / \text{m} \times (\text{périmètre}) \\ 0,2 \times (B/100) \end{array} \right. \Rightarrow A_{\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 4 \text{ cm}^2 / \text{m} \times (1 + 0,1)^2 \\ 0,2 \times 10 \times 100 / 100 \end{array} \right.$$

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

On T8 ,  $A = 2,01 \text{ cm}^2$  , espacement = 25cm

**Armature de réparation :**

$$A_r = 1/3 \cdot A \rightarrow A_r = 1/3 \cdot 2,01$$

$$A_r = 0,67 \text{ cm}^2$$

3T8 = 1,13 , épaisseur = 25cm

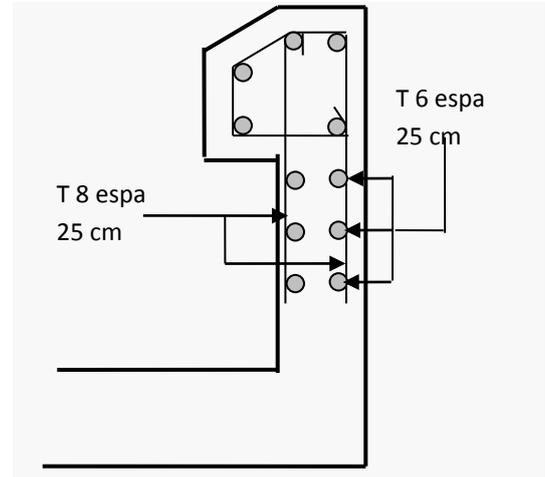


Figure V-7 : Espacement entre les armatures de l'acrotère

# CHAPITRE VI

## ETUDE DE PLANCHER

### Introduction :

Les structures de planchers sont constituées d'ossatures plus lourdes, recevant des platelages de forte inertie, nécessaires pour reprendre de fortes charges (surcharges d'exploitations, de bureaux,...) pouvant atteindre plusieurs tonnes au m<sup>2</sup>.

Les ossatures de planchers sont constituées de poutres croisées, les solives (support de platelage) portant sur des poutres maîtresses, qu'elles-mêmes portées sur des poteaux.

Bien entendu qu'il y a divers types de planchers, parmi eux on se base sur un plancher dit mixte (acier/béton), et le plus répandu dans les constructions Métalliques.

### VI-1 Calcul de plancher mixte :

#### VI-1.1 Inertie de montage poutre/dalle :

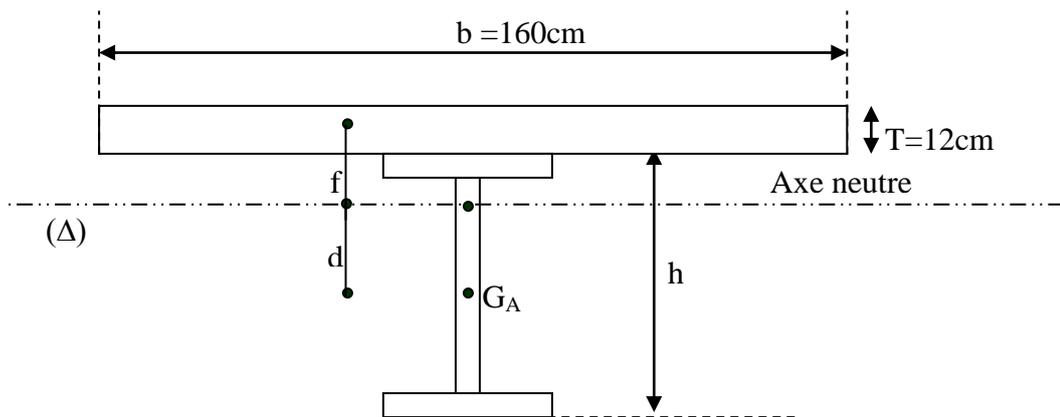


Figure VI-1 : montage poutre /dalle

#### a) Section mixte :

$$S = A + \frac{B}{n} \quad \text{Avec : } B = b \times t$$

A : la section d'acier

B : la section de béton

n : le coefficient d'équivalence acier/ béton

$$\left. \begin{array}{l} \text{IPE220} \rightarrow A=33,4\text{cm}^2 \\ B = 1992 \text{ cm}^2 \\ n = 15 \end{array} \right\} \Rightarrow S=166,2 \text{ cm}^2$$

**b) Le moment d'inertie :**

$$d = \frac{bt}{n} \times \frac{t+h}{2S} = \frac{160 \times 12}{15} \times \frac{12+22}{2 \times 166,2} \Rightarrow d=13,58\text{cm}$$

d : la position de l'axe neutre( $\Delta$ ) de la section mixte par rapport à  $G_A$ , centre de gravité de la poutre d'acier

$$V = \frac{h}{2} + d = 11 + 13,58 \Rightarrow V=24,58\text{cm}$$

$$V' = (h+t) - V = 34 - 24,58 \Rightarrow V' = 9,42\text{cm}$$

$$I = I_A + Ad^2 + \frac{bt^3}{12n} + \frac{bt}{n} \left( \frac{t+h}{2} - d \right)^2$$

$$I = 2772 + 33,4 \times (13,58)^2 + \frac{160 \times 12^3}{12 \times 15} + \frac{160 \times 22}{15} \left( \frac{12+22}{2} - 13,58 \right)^2$$

$$I=13372,79\text{cm}^4$$

**VI-1.2 Calcul du (M) :**

M : moment fléchissant maximal dans la section mixte

$$M = 1,35(1,35(G + N) + 1,5Q) \frac{L^2}{8}$$

$$M = 1,35 \times 851,31 \times (6^2/8) \Rightarrow M = 5171,71\text{kg.m}$$

**VI-1.3 Calcul des contraintes de flexion :**

**a. Dans la poutre d'acier :**

**Contraintes de traction :**

L'axe neutre est situé dans la dalle de compression donc la section d'acier est totalement tendue.

$$\sigma_a = \frac{M \times V}{I} = \frac{517171 \times 24,58}{13372,79} \Rightarrow \sigma_a = -950,59\text{daN/cm}^2$$

**b. Dans la dalle en béton :**

**Compression de la fibre supérieure :**

$$\sigma'_{b2} = \frac{M}{n \times I} V' = \frac{517171}{15 \times 13372,79} \times 9,42 \Rightarrow \sigma'_{b2} = 24,28\text{daN/cm}^2$$

**Traction de la fibre inférieure :**

$$\sigma'_{bl} = \frac{M}{n \times I} (V' - t) = \frac{517171}{15 \times 13372,79} \times (9,42 - 12) \Rightarrow \sigma'_{bl} = -6,65 \text{ kg / cm}^2$$

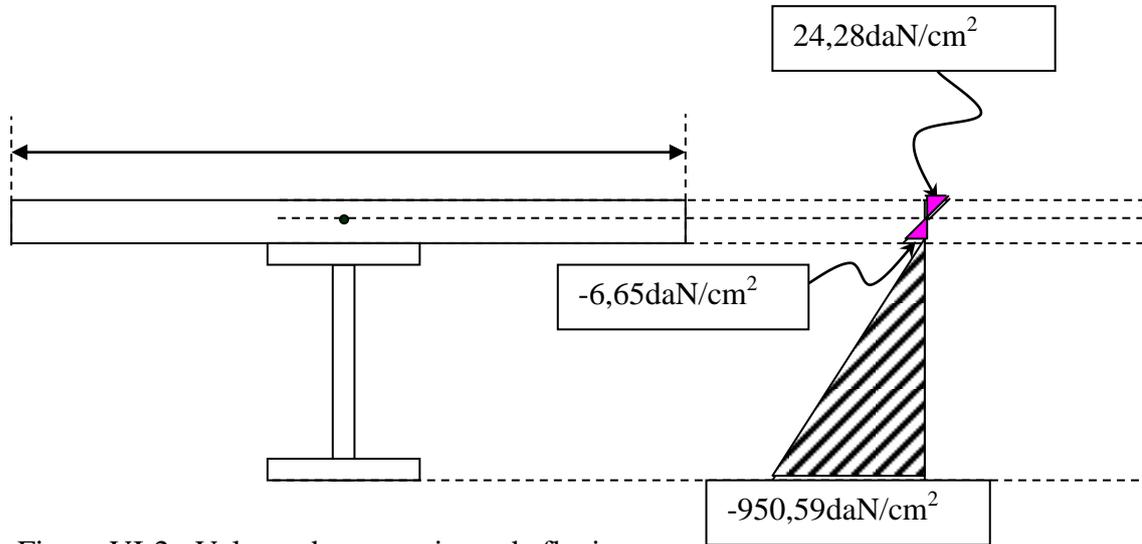


Figure VI-2 : Valeurs des contraintes de flexion

**VI-1.4 L'effort tranchant :**

$$V_{sd} = 1,35 \left( \frac{4}{3} \times 505 + \frac{3}{2} \times 113,04 \right) \frac{6}{2} \Rightarrow V_{sd} = 3413,71 \text{ kg/m}$$

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd} \quad (\text{Art 5.4.6 CCM97})$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \times \gamma M_0}$$

$A_v$  : l'aire de cisaillement

$$A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f \Rightarrow A_v = 1591,08$$

$$V_{pl.Rd} = 29646,06 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 3413,71 \leq V_{pl.Rd} = 29646,06$$

$$\tau = \frac{V_{sd}}{a \times h}$$

$V_{sd}$  : L'effort tranchant calculé précédemment

h: hauteur totale d'une section de la solive (IPE220 classe A)=220mm

a : l'épaisseur de l'âme =5,9mm

$$\tau = \frac{34,13 \times 10^3}{5,9 \times 220} = 26,29 \text{MPa} \leq 0,6 f_y = 213 \text{MPa}$$

**Condition de la flèche :**

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \times l^4}{EI}$$

$$q = 505 + 113,04 = 618,04 \text{daN/m}^2 \text{ (la charge non pondérée)}$$

$$E = 2,1 \cdot 10^6 \text{ daN/cm}^2$$

$$I = 13372,79 \text{cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{6,18 \times 600^4}{2,1 \times 10^6 \times 13372,79}$$

$$f = 0,37 \text{cm} < \frac{l}{250} = 2,4 \quad \text{Donc la condition de flèche est vérifiée.}$$

**VI-1.5 Contraintes additionnelles de retrait :**

$$\beta = \frac{h+t}{2} = 17 \text{cm}$$

$$\text{IPE220} \rightarrow A = 26,2 \text{cm}^2 \quad ; \quad I_A = 2772 \text{cm}^4$$

$$\alpha = \frac{I_A}{A \times \beta} \Rightarrow \alpha = \frac{2772}{26,2 \times 17} = 6,22 \text{cm}$$

$$y_1 = \frac{h}{2} + \alpha = 17,22 \text{cm}$$

$$y_2 = y_1 + t = 29,22 \text{cm}$$

$$K = \frac{M}{I} = \frac{517171}{13372,79} = 38,67 \text{daN/cm}^3$$

$$E_a \times \varepsilon = 2,1 \times 10^6 \times 2 \times 10^{-4} \Rightarrow E_a \times \varepsilon = 420 \text{daN/cm}^2$$

D'où les valeurs des contraintes :

$$\sigma_a = K(h - y_1) = 38,67(22 - 17,22) \Rightarrow \sigma_a = 184,84 \text{daN/cm}^2$$

$$\sigma'_a = K y_1 = 38,67 \times 17,22 \Rightarrow \sigma'_a = 665,9 \text{daN/cm}^2$$

$$\sigma'_{b1} = \frac{1}{n}(E_a \varepsilon - K y_1) \Rightarrow \sigma'_{b1} = -16,39 \text{daN/cm}^2$$

$$\sigma'_{b2} = \frac{1}{n}(E_a \varepsilon - K y_2) \Rightarrow \sigma'_{b2} = -47,33 \text{daN/cm}^2$$

**Les contraintes finales :**

$$\sigma_a = 184,84 - 950,59 = -765,75 < 2750 \text{ daN} / \text{cm}^2$$

$$\sigma'_a = 665,9 < 2750 \text{ daN} / \text{cm}^2$$

$$\sigma'_{b1} = -16,39 - 6,65 = -23,04 < 120 \text{ daN} / \text{cm}^2$$

$$\sigma'_{b2} = -47,33 + 24,28 = -23,05 < 120 \text{ daN} / \text{cm}^2$$

**VI-2 Etude des connecteurs :**

**VI-2.1 Définition :**

Les connecteurs sont des éléments qui assurent la liaison entre la dalle de compression et l'acier.

En d'autre terme ils sont destinés pour résister au glissement de la dalle en limitant les déplacements relatifs de l'acier et du béton à une valeur suffisamment faible.

**VI-2.2 Choix des connecteurs :**

Les connecteurs sont généralement réalisés par des corniers ou bien des UPN ou parfois des goujons pour cette étude le choix a été porté sur des connecteurs souples en profilés, car les connecteurs rigides sont moins pratiques a cause qu'il peuvent introduises des risques de ruptures au niveau du béton.

**VI-2.3 Notation :**

$h_c$  : la hauteur du connecteur.

$d$  : l'espacement entre deux connecteurs successives.

$h_b$  : l'épaisseur de la dalle.

$e_c$  : l'épaisseur de l'âme

$S$  : effort tangentiel par unité de longueur

$\overline{G_{adm}}$  : L'effort de glissement admissible

$G_C$  : L'effort appliqué sur le connecteur

$b$  : largeur d'une bonde de la dalle collaborant

$h$  : la distance entre le centre de gravité de la poutre d'acier et la fibre supérieur de la dalle collaborante

$X$  : la distance entre l'axe neutre a la fibre supérieure de la dalle collaborant

$A$  : aire de la section de la poutre en acier

B : aire de la section de béton seul

S' : moment statique de la section rendue homogène

I<sub>1</sub> : moment d'inertie de la section réduite rendue homogène

d<sub>0</sub> : distance entre le centre de gravité de la section d'acier et la section de béton

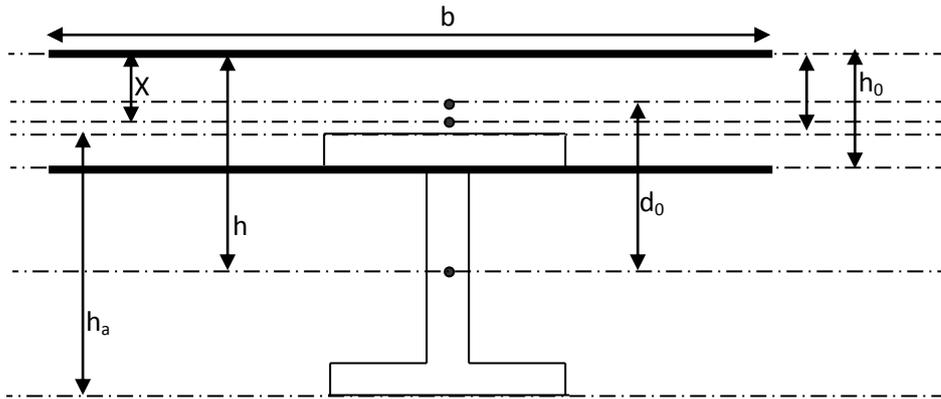


Figure VI-3 : Coupe type de la dalle

#### VI-2.4 Calcul des connecteurs :

$$0,25\text{cm} \leq e_c \leq 2,0\text{cm}$$

$$h_c \geq 9\sqrt{e_c}$$

$$d \leq 10h_b$$

$$d \leq 10 \times 12 = 120\text{cm}$$

$$h_c = h_b - 2\text{cm}$$

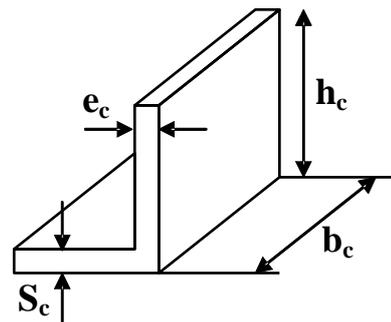


Figure VI-4 : épaisseurs des connecteurs

On prend  $h_c = h_b = 12 - 2 = 10\text{cm}$

Les deux centimètres c'est pour tenir compte de l'enrobage des connecteurs dans le béton de la dalle.

On utilise les connecteurs de type **L100x100x8** qui à des caractéristique suivantes :

- hauteur du connecteur  $h_c=10\text{cm}$
- largeur du connecteur  $b_c=10\text{cm}$
- épaisseur de l'âme  $e_c=0,8\text{cm}$

#### VI-2.5 Vérification des conditions :

Le connecteur assure un ancrage efficace dans la dalle si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$h_c \geq 9\sqrt{e_c} \rightarrow 10\text{cm} > 9\sqrt{0,8} = 8,04\text{cm} \quad \text{C.V}$$

$$0,25 \leq e_c \leq 2\text{cm} \rightarrow 0,3 \leq 0,8 \leq 2 \quad \text{C.V}$$

**Calcul de la distance entre les connecteurs :**

On a dit antérieurement que la distance ne doit pas dépasser les 10fois l'épaisseur de la dalle de béton ( $d \leq 10h_b$ ) plus qu'on doit vérifier la relation suivante ( $G_C \leq \overline{G_{adm}}$ )

$$\overline{G_{adm}} = 40(e_c + 2\sqrt{e_c})\sqrt{b_c \delta_{28}}$$

$$\overline{G_{adm}} = 5894,40 \text{ daN}$$

$$G_C = S.d$$

$$S = \frac{T \times S'}{I_1}$$

$$T = \frac{q \times l}{2} = \frac{9,50 \times 600}{2} = 2850 \text{ daN}$$

$$S' = \frac{b.X^2}{2}$$

$$X = \frac{2 \times h}{1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times b \times h}{n \times A}}}$$

$$h_0 = 12 \text{ cm}$$

$$d_0 = \left(\frac{h_0}{2} - e\right) + \frac{h_a}{2} = \left(\frac{12}{2} - 0,92\right) + \frac{22}{2} \Rightarrow d_0 = 16,08 \text{ cm}$$

$$h = d_0 + \frac{h_0}{2} = 22,08 \text{ cm}$$

$$X = \frac{2 \times 22,08}{1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 160 \times 22,08}{15 \times 33,4}}} = 8,91 \Rightarrow X = 8,91 \text{ cm}$$

$$S' = \frac{b.X^2}{2} = \frac{160 \times (8,91)^2}{2} \Rightarrow S' = 6589,21 \text{ cm}^3$$

$$I_1 = nI_a + nA(h - X)^2 + \frac{b \times X^3}{3} = 15 \times 2772 + 15 \times 33,4(22,08 - 8,91)^2 + \frac{160 \times 8,91^3}{3}$$

$$I_1 = 132870,70 \text{ cm}^4$$

$$S = \frac{T \times S'}{I_1} = \frac{2850 \times 6589,21}{132870,70} = 141,33 \text{ daN/cm}$$

$$S.d \leq G_{adm} \Rightarrow d \leq \frac{G_{adm}}{S}$$

$$\Rightarrow d \leq 41,7 \text{ cm}$$

On prend :  $d = 40 \text{ cm}$

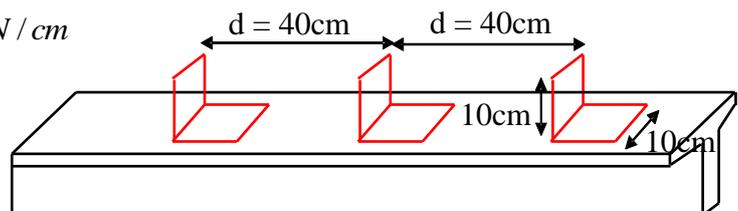


Figure VI-5 : positionnement des connecteurs

## CHAPITRE VII

# ETUDE SISMIQUE ET ANALYSE DYNAMIQUE

Le séisme est un phénomène naturel qui affecte la surface de la terre, il Produit des dégâts destructifs au niveau des constructions et par conséquent les vies humaines. Et donc notre but est de remédier à ce phénomène par la conception adéquate de l'ouvrage de façon à ce qu'il résiste et présente un degré de protection acceptable aux vies humains et aux biens matériels.

D'après le RPA la détermination de la réponse d'une structure et son dimensionnement peuvent se faire par trois méthodes de calcul.

- ❖ Méthode statique équivalente
- ❖ Méthode d'analyse spectrale
- ❖ Méthode d'analyse dynamique par accélérographe

### VII-1 Critères de classification par le RPA 99/2003 :

#### VII-1-1 Classification des zones sismiques :

Le territoire national est divisé en quatre (4) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune.

- **ZONE 0** : sismicité négligeable.
- **ZONE I** : sismicité faible.
- **ZONE IIa et IIb** : sismicité moyenne.
- **ZONE III** : sismicité élevée.

#### VII-1-2 Classification de l'ouvrage:

Pour notre cas, et d'après la carte et le tableau cité précédemment :

Alger se situe dans une zone de sismicité élevée '**ZONE III**'.

La classification des ouvrages se fait aussi sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- **Groupe 1A** : ouvrages d'importance vitale.
- **Groupe 1B** : ouvrages de grande importance.
- **Groupe 2** : ouvrages courant ou d'importance moyenne.

- **Groupe 3** : ouvrages de faible importance.

Notre ouvrage étant un bâtiment à usage de bureaux et Parkings de stationnement, il sera classé en '**Groupe 2**'.

## **VII-2 Choix de la méthode de calcul :**

Pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente il faut que :

Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, article 3.5 (RPA 99 version 2003) avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I, II et à 30m en zones III.(Article 4.1.2 (RPA 99 version 2003)

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable selon l'article 4.1.2 (Zone III et groupe d'usage 2 notre structure dépasse 30 mètre).

### **Conclusion :**

Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale du fait que notre bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le RPA99 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente ( $H=64\text{ m} > 30\text{m}$ ).

## **VII-3 Méthode d'analyse modale spectrale :**

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

### **VII-3.1 Modélisation :**

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces d'inerties sismiques.

La modélisation se base essentiellement sur quatre critères propres à la structure et au site d'implantation :

La régularité en plan.

La rigidité ou non des planchers.

Le nombre de degrés de liberté des masses concentrées.

La déformabilité du sol de fondation.

### **VII-3.2 Spectre de réponse de calcul :**

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

$$S_a/g \begin{cases} 1,25.A(1 + \frac{T}{T_1}(2,5h + \frac{Q}{R} - 1)) & 0 < T < T_1 \\ 1,25.A(2,5h)(\frac{Q}{R}) & T_1 < T < T_2 \\ 1,25.A(2,5h)(\frac{Q}{R})(\frac{T_2}{T})^{2/3} & T_2 < T < 3,0s \\ 1,25.A(2,5h)(\frac{Q}{R})(\frac{T_2}{3})^{2/3}(\frac{3}{T})^{5/3} & T > 3,0s \end{cases}$$

- **A** : Coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1)
- **h** : Facteur de correction d'amortissement  $h = \sqrt{7/(2 + \mathcal{X})}$
- **\mathcal{X}** : Pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2)
- **R** : coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3)
- **T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub>** : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7)
- **Q** : facteur de qualité (tableau 4.4)

#### Coefficient d'accélération de zone (A) :

Donné par un tableau (4.1) dans le RPA en fonction de la zone sismique et le groupe du bâtiment.

Dans notre cas on est en Zone III ; groupe2. donc : A=0.25

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

$$\eta = \sqrt{7/2 + \mathcal{X}} \geq 0,7 \quad \text{formule (4.3 RPA 99 / version 2003)}$$

$\mathcal{X}(\%)$  : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. Nous avons un portique en acier avec remplissage dense

D'après le tableau (4.2 RPA 99 / version 2003)  $\rightarrow \mathcal{X} = 5\%$

$$\eta = 1$$

#### Les périodes (T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub>) :

$$T_1 = 0,15 \text{ sec} \quad (4.7 \text{ RPA 99 / version 2003})$$

$$T_2 = 0,50 \text{ sec} \quad (\text{pour un site meuble S3})$$

#### Coefficient de comportement global de la structure (R) : (tab.4.3) :

Pour le sens longitudinal (sens X) la structure est contreventée par palées triangulées en X

R = 4

Pour le sens transversal (sens Y) la structure est contreventée par palées triangulées en V

R = 3. On prend : R = 3

**Q : facteur de qualité :**

$Q = 1 + \sum P_q$  formule (4.4 RPA 99 / version 2003).

Le tableau suivant donne les valeurs de pénalité P :

| Critère q  | P <sub>q</sub> |             |
|--|----------------|-------------|
| 1. Conditions minimales sur les files de contreventement | 0              | Observé     |
| 2. Redondance en plan                                    | 0,05           | Non observé |
| 3. Régularité en plan                                    | 0.05           | Non observé |
| 4. Régularité en élévation                               | 0.05           | Non observé |
| 5. Contrôle de la qualité des matériaux                  | 0,05           | Non observé |
| 6. Contrôle de la qualité de l'exécution                 | 0,1            | Non observé |
| $\sum P_q$   | 0,3            | Q=1,30      |

Tableau VII-1 : Les valeurs de pénalité P

#### **VII-4 Modélisation de la structure étudiée :**

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux. etc.), dans les éléments structuraux, le code de calcul par éléments finis SAP2000 est utilisé.

##### **VII-4.1 Etapes de la modélisation de la structure sous SAP2000 :**

- 1) opter pour un système d'unités (Kg.m).
- 2) définition de la géométrie de base.
- 3) définition des matériaux.
- 4) définition des sections.
- 5) définition de l'élément dalle.
- 6) ajouter différents groupes pour faciliter la localisation des éléments.
- 7) définition des charges à appliquer.
- 8) introduction du spectre de réponse à appliquer.
- 9) définition des combinaisons de charges et qui sont les suivantes

$$C1 : G + Q$$

$$C2 : 1,35 G + 1,5Q$$

$$C3 : G + Q + Ex$$

$$C4 : G + Q + Ey$$

$$C5 : 0,8 G + Ex$$

$$C6 : 0,8 G + Ey$$

$$C7 : G + Q + 1,2Ex.$$

$$C8 : G + Q + 1,2Ey.$$

10) affecter à chaque élément les sections déjà prédéfinies.

11) ajouter un diaphragme à chaque plancher.

12) Définir les conditions aux limites :

- a) Pour les fondations en choisissant un type d'appui.
- b) Pour les palées de stabilités en ajoutant des articulations et en rigidifiant les zones qui doivent l'être selon la conception choisie au départ.

13) lancer l'analyse.

14) ouvrir le fichier résultat dont l'extension est **.OUT** afin de vérifier les déplacements, la période de la structure, le taux de participation de la masse pour voir si le nombre de modes choisis est suffisant.

15) visualisation des efforts trouvés (**M, N, T**) et du taux de travail des sections.

#### **VII-4.2 Analyse modale :**

L'analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des effets maximaux d'un séisme.

Sur une structure, elle est caractérisée par une sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse.

Pour le comportement global, celui-ci peut être considéré comme la somme des contributions des différents modes.

Ce type d'analyse peut être appliqué à tous types de structure avec des résultats plus exacts et souvent satisfaisants à condition d'avoir fait une bonne modélisation.

Il est caractérisé par les données suivantes :

- Groupe d'usage : **groupe2**
- Pourcentage d'amortissement critique : **x = 5 %**.
- Facteur de qualité : **Q = 1,30**

- Zone de sismicité : **zone III.**
- Classification du site : **S3.**
- Pour le coefficient de comportement R, le choix est porté sur ossature contreventée par palées triangulaire en V : **R=3.**

La longueur de l'intervalle temporel définissant le spectre de réponse doit comprendre les périodes des (12) premiers modes considérés dans le calcul de la réponse. Une fois le spectre de réponse injecté dans le fichier de données, la réponse sismique est obtenu sous différentes combinaisons de charges (G, Q et E).

Le spectre de réponse obtenu est représenté sur la figure suivante :

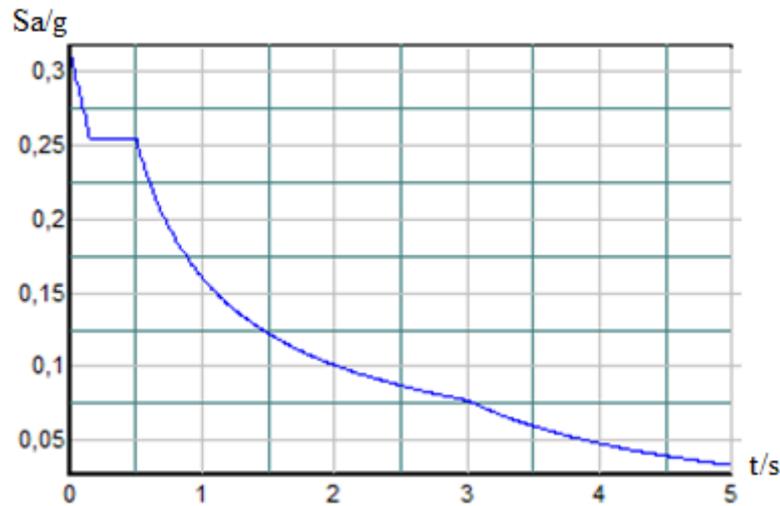


Figure VII-1 : Spectre de réponse d'accélération

**Tableau des périodes et facteurs de participation modale :**

| Mode | Period  | UX       | UY        |
|------|---------|----------|-----------|
| 1    | 2,43852 | 58,61296 | -7,536515 |
| 2    | 2,15672 | -7,75791 | -61,47854 |
| 3    | 1,40549 | 9,837962 | 1,67822   |
| 4    | 0,80854 | 28,20159 | -5,46652  |
| 5    | 0,73232 | 3,414848 | 31,84732  |
| 6    | 0,49176 | 9,074618 | -0,410792 |
| 7    | 0,43803 | -8,90062 | 0,082581  |
| 8    | 0,37856 | -0,48955 | -17,9809  |
| 9    | 0,34918 | 19,9616  | -0,793691 |
| 10   | 0,31318 | -2,88452 | -1,906001 |
| 11   | 0,29067 | -0,88223 | -1,785724 |
| 12   | 0,2862  | 1,203704 | 0,381533  |

Tableau VII-2 : Périodes et facteurs de participation modale

On remarque d'après le tableau précédent que la participation de la masse atteint les 90% dans le 10<sup>ème</sup> mode avec une participation de masse égale à 92,80% dans le sens  $-x$ - (sens contreventer par des palées de stabilité) et de 93,93% dans le sens  $-y$ - (sens de portique auto stable).

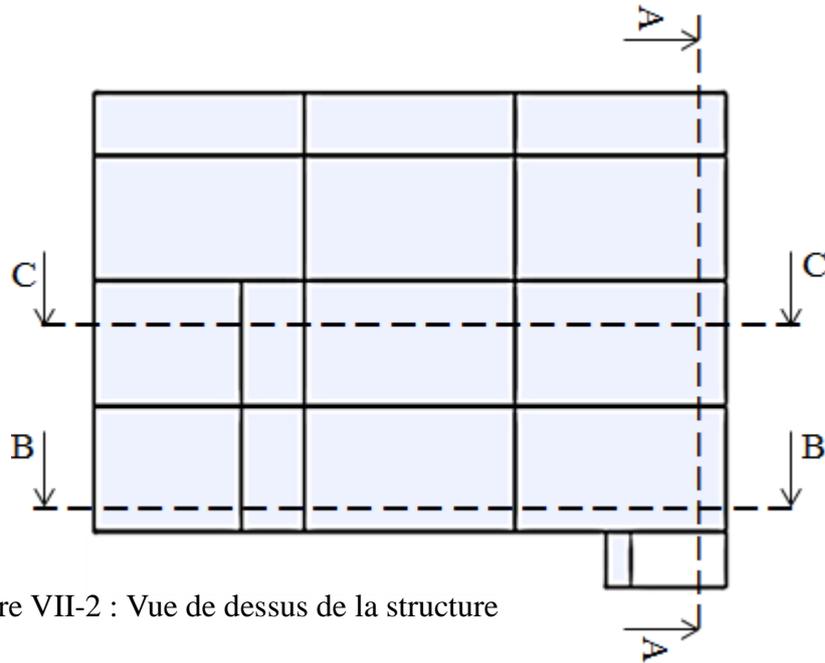


Figure VII-2 : Vue de dessus de la structure

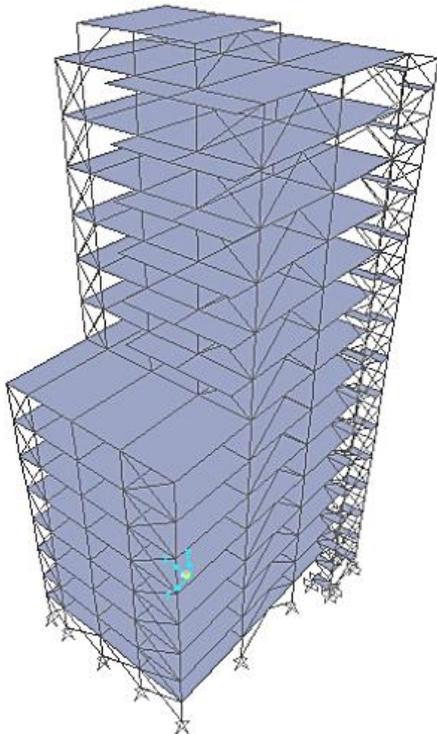


Figure VII-3 : Vue en 3D de la structure

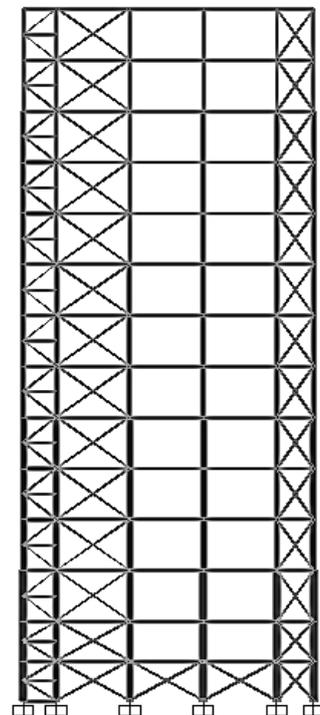


Figure VII-4 : Coupe A-A

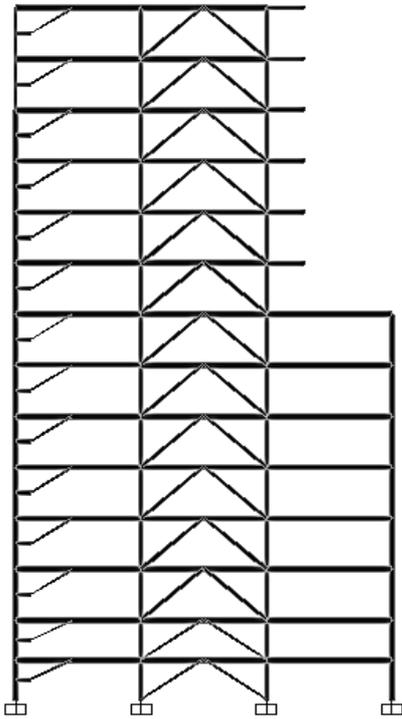


Figure VII-5 : Coupe B-B

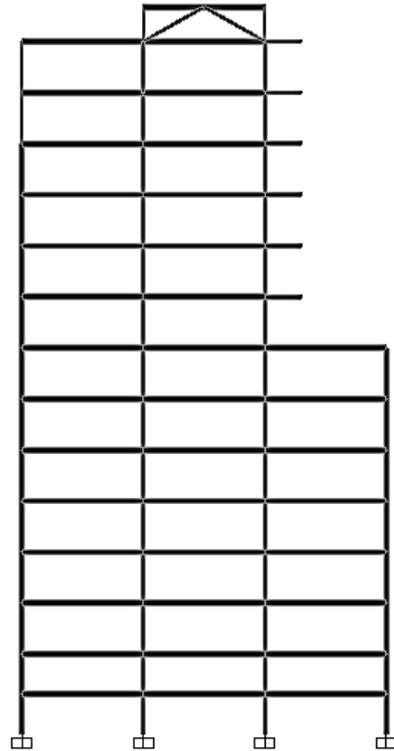


Figure VII-6 : Coupe C-C

Les dimensions des éléments porteurs prises dans les calculs sont les suivantes :

| ELEMENTS  | SECTIONS |
|---|----------|
| Poteaux portique des 2 s/sol                    | HEM 550  |
| Poteaux portique du 1er au 3ème entre sol       | HEM 450  |
| Poteaux portique du 4ème entre sol au 1er étage | HEM 360  |
| Poteaux portique du 2ème au 4ème étage          | HEM 280  |
| Poteaux portique du 5ème au 7ème étage          | HEM 200  |
| Poteaux portique de 8ème étage                  | HEM 160  |
| Poutres porteuses                               | IPE 450  |
| Solives pour plancher                           | IPE 220  |
| Chainages                                       | IPE 220  |
| Stabilités en X                                 | L 150×18 |
| Stabilités en V                                 | L 200×24 |
| Epaisseur moyenne de la dalle                   | 12 cm    |

Tableau VII-3 : Les dimensions des éléments porteurs

## VII-5 Vérification de la structure :

Après le lancement de l'analyse, SAP2000 fournit la possibilité d'avoir un ratio demande/capacité des sections, ce qui permettra d'optimiser au maximum notre structure.

Comme première constatation nous pouvons dire que certaines sections passent tandis que d'autres doivent être changées vu qu'elles sont sous dimensionnées, cela nous amène à travailler d'une façon itérative jusqu'à l'obtention des ratios voulus.

### VII-5.1 Vérifications de la structure selon le RPA99/V2003 :

#### VII-5.1.1 Vérification de la force sismique à la base :

D'après l'article du RPA99/2003 (4.3.6) « La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Soit :

$$V_t > 0.8 V$$

Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont comme suit :

Effort sismique dans le sens X,  $V_t = 445416,8 \text{ kg}$

Effort sismique dans le sens Y,  $V_t = 537471,7 \text{ kg}$

Valeurs de  $V_t$  dans le cas le plus défavorable sous (G+Q+E).

#### Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale  $V$  est donnée par la formule suivante : 
$$V_x = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

- **A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 (RPA 99)

Zone III ; groupe 2.  $\Rightarrow A=0.25$

- **D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale ( $T$ )

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s. \end{cases} \quad \text{formule (4.2)}$$

$T_2$  : période caractéristique, associée à la catégorie du site, donnée par le tableau 4.7 (RPA)

Site : S3 (meuble)  $\Rightarrow T_2 = 0.5 \text{ sec}$

$\eta$  : est donné par la formule suivante :  $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7$       formule (4.3)

$\zeta$  (%) : pourcentage d'amortissement critique est donné par le tableau 4.2 (RPA)

Mixte portiques  $\Rightarrow \zeta = 5 \%$

$$\Rightarrow \eta = 1$$

T : période fondamentale de la structure qui peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La méthode empirique à utiliser selon les cas est la suivante :  $T = C_t \cdot h_n^{3/4}$

$h_n$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$h = 64$  m.

$C_t$  : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

Il est donné par le tableau 4.6 (RPA 99)

On a un contreventement assuré par palées triangulées:  $C_t = 0,085$ .

D'où :  $T = 0,085 \times (64)^{3/4} = 1,92$  sec

Pour ce type de contreventement, on peut également utiliser la formule :  $T = \frac{0,09 \times hn}{\sqrt{D}}$

D : la dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

$$T_x = \frac{0,09 \times 64}{\sqrt{21}} = 1,25s \quad \Rightarrow \quad T = 1,25 \text{ sec}$$

$$T_y = \frac{0,09 \times 64}{\sqrt{30}} = 1,05s \quad \Rightarrow \quad T = 1,05 \text{ sec}$$

L'article (4.2.4) stipule de prendre la valeur la plus petite entre les deux pour chaque direction de calcul considérée :

$$\text{Donc : } D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3s \quad (T_2 = 0,5\text{sec})$$

$$D_x = 2,5 \times 1 \times (0,5 / 1,25)^{2/3} = 1,35$$

$$D_y = 2,5 \times 1 \times (0,5 / 1,05)^{2/3} = 1,52$$

**R** : Coefficient de comportement global de la structure: (tab.4.3)

On a pris : **R = 3** (R prend la valeur la plus petite, RPA p.28).

**Q** : facteur de qualité : **Q = 1,3**

**W** : poids de la structure

W est égal à la somme des poids  $W_i$  de tous les niveaux.

$$W = \sum W_i \text{ avec : } W_i = W_{Gi} + b W_{Qi} \quad \text{formule (4.5)}$$

G : poids du aux charges permanentes est à celles des équipements fixes solidaires de la structure.

Q : charge d'exploitation.

$b$  : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Dans notre cas :  $b = 0.30$  (tab.4.5)

Donc à chaque niveau :  $W_i = W_{Gi} + 0,3 W_{Qi}$

| Niveau         | S (m <sup>2</sup> ) | W <sub>Gi</sub> (KN) | W <sub>Qi</sub> (KN) | 0,3×W <sub>Qi</sub> | W <sub>i</sub> (KN) |
|----------------|---------------------|----------------------|----------------------|---------------------|---------------------|
| 1er s/sol      | 645,39              | 3427,0209            | 1613,475             | 484,0425            | 3911,0634           |
| 2ème s/sol     | 645,39              | 3427,0209            | 1613,475             | 484,0425            | 3911,0634           |
| 1er entre sol  | 645,39              | 3427,0209            | 1613,475             | 484,0425            | 3911,0634           |
| 2ème entre sol | 645,39              | 3427,0209            | 1613,475             | 484,0425            | 3911,0634           |
| 3ème entre sol | 645,39              | 3427,0209            | 1613,475             | 484,0425            | 3911,0634           |
| 4ème entre sol | 645,39              | 3427,0209            | 1613,475             | 484,0425            | 3911,0634           |
| RDC            | 645,39              | 3427,0209            | 1613,475             | 484,0425            | 3911,0634           |
| 1er étage      | 645,39              | 3735,7209            | 1613,475             | 484,0425            | 4219,7634           |
| 2ème étage     | 471,39              | 2503,0809            | 1178,475             | 353,5425            | 2856,6234           |
| 3ème étage     | 471,39              | 2503,0809            | 1178,475             | 353,5425            | 2856,6234           |
| 4ème étage     | 471,39              | 2503,0809            | 1178,475             | 353,5425            | 2856,6234           |
| 5ème étage     | 471,39              | 2503,0809            | 1178,475             | 353,5425            | 2856,6234           |
| 6ème étage     | 471,39              | 2503,0809            | 1178,475             | 353,5425            | 2856,6234           |
| 7ème étage     | 471,39              | 3019,6242            | 1178,475             | 353,5425            | 3373,1667           |
| 8ème étage     | 120                 | 813,6                | 120                  | 36                  | 849,6               |

Tableau VII-4 : Calcul des surfaces et Le poids de chaque niveau

Poids totale du bâtiment :  $W = 5010309,09 \text{ kg} = 5010,30 \text{ t}$

$$V_x = \frac{0,25 \times 1,35 \times 1,3}{4} \times 5010,30 = 549,56t = 549567,28kg$$

$$V_y = \frac{0,25 \times 1,52 \times 1,3}{3} \times 5010,30 = 618,77t = 618772,05kg$$

D'où :

|        | Vt (kg)  | V (kg)    | 80% V     | 0.8V < Vt |
|--------|----------|-----------|-----------|-----------|
| Sens X | 445416,8 | 549567,28 | 439653,82 | vérifie   |
| Sens Y | 537471,7 | 618772,05 | 495017,64 | vérifie   |

Tableau VII-5 : Résultante des forces sismiques à la base

**VII-5.1.2 La période :**

Selon l'article 4.2.4.4 La valeur de **T** calculée à partir du logiciel **SAP2000** ne doit pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques (**T = 1,92s**) appropriées de plus de 30%. On a la période fondamentale de la structure, obtenue par SAP2000 est de **T = 2,43sec**. cette période est jugée acceptable comparée à celle obtenue par le RPA 99 qui est :

$$T + T \times 30\% = 1,92 + (1,92 \times 0.3) = 2,50 \text{ sec}$$

**VII-5.1.3 Les déplacements :**

Le déplacement horizontal à chaque niveau 'k' est calculé de la manière suivante: **dk= R.dek**

Avec R : coefficient de comportement égal à 3.

dek = déplacement dû aux forces sismiques Fi.

Le déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 est égal à  $\Delta_k = dk - dk -1$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent doivent satisfaire à l'article (5.10), c'est à dire que ces derniers ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage. C'est à dire que ces déplacements sont limités à la valeur : Hétage/100  
 Pour notre cas nous avons des hauteurs d'étages qui sont de 4,5m, 3,5m et 3m, donc le déplacement relatif doit être inférieur à 4,5cm, 3,5cm et 3cm.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

| Niveau                     | Sens longitudinal (x) |                 |                 | Sens transversal (y) |                 |                 |                         |
|----------------------------|-----------------------|-----------------|-----------------|----------------------|-----------------|-----------------|-------------------------|
|                            | $\delta_{ek}$ (cm)    | $\delta_k$ (cm) | $\Delta_k$ (cm) | $\delta_{ek}$ (cm)   | $\delta_k$ (cm) | $\Delta_k$ (cm) | 1% h <sub>ét</sub> (cm) |
| 1 <sup>er</sup> s/sol      | 0,47                  | 1,41            | 1,41            | 0,93                 | 2,79            | 2,79            | < 3,5                   |
| 2 <sup>ème</sup> s/sol     | 1,09                  | 3,27            | 1,86            | 1,9                  | 5,7             | 2,91            | < 3,5                   |
| 1 <sup>er</sup> entre sol  | 2,06                  | 6,18            | 2,91            | 3,36                 | 10,08           | 4,38            | < 4,5                   |
| 2 <sup>ème</sup> entre sol | 3,21                  | 9,63            | 3,45            | 4,8                  | 14,4            | 4,32            | < 4,5                   |
| 3 <sup>ème</sup> entre sol | 4,5                   | 13,5            | 3,87            | 6,2                  | 18,6            | 4,2             | < 4,5                   |
| 4 <sup>ème</sup> entre sol | 5,87                  | 17,61           | 4,11            | 7,44                 | 22,32           | 3,72            | < 4,5                   |
| RDC                        | 7,32                  | 21,96           | 4,35            | 8,7                  | 26,1            | 3,78            | < 4,5                   |
| 1 <sup>er</sup> étage      | 8,79                  | 26,37           | 4,41            | 10,08                | 30,24           | 4,14            | < 4,5                   |
| 2 <sup>ème</sup> étage     | 10,17                 | 30,51           | 4,14            | 11,35                | 34,05           | 3,81            | < 4,5                   |
| 3 <sup>ème</sup> étage     | 11,6                  | 34,8            | 4,29            | 12,61                | 37,83           | 3,78            | < 4,5                   |
| 4 <sup>ème</sup> étage     | 13,05                 | 39,15           | 4,35            | 14,06                | 42,18           | 4,35            | < 4,5                   |
| 5 <sup>ème</sup> étage     | 14,53                 | 43,59           | 4,44            | 15,48                | 46,44           | 4,26            | < 4,5                   |
| 6 <sup>ème</sup> étage     | 16                    | 48              | 4,41            | 16,86                | 50,58           | 4,14            | < 4,5                   |
| 7 <sup>ème</sup> étage     | 17,44                 | 52,32           | 4,32            | 18,21                | 54,63           | 4,05            | < 4,5                   |
| 8 <sup>ème</sup> étage     | 18,4                  | 55,2            | 2,88            | 19,06                | 57,18           | 2,55            | < 3                     |

Tableau VII-6 : Déplacements inter étages dans les deux Sens

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, alors la condition de l'art 5.10 du RPA version 2003 est vérifiée.

**VII-5.1.4 Justification vis à vis de l'effet P- d :**

L'excentricité des charges verticales résultant des déplacements relatifs des étages provoque dans les murs et les poteaux des efforts axiaux additionnelle. Ce phénomène est appelé « effet P- d ».

D'après l'article du RPA (5.9) Les effets du 2° ordre (ou effet P-. d) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \cdot \Delta_k / V_k \cdot h_k < 0,10$$

**P<sub>k</sub>**: poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k »

**V<sub>k</sub>** : effort tranchant d'étage au niveau "k"

**Δ<sub>k</sub>** : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » (résultat SAP2000)

**h<sub>k</sub>** : hauteur de l'étage « k »

| Niveau                     | P <sub>k</sub> (kg) | h <sub>k</sub> (cm) | Sens longitudinal (x) |                     |         | Sens transversal (y) |                     |         |
|----------------------------|---------------------|---------------------|-----------------------|---------------------|---------|----------------------|---------------------|---------|
|                            |                     |                     | Δ <sub>k</sub> (cm)   | V <sub>x</sub> (kg) | θ       | Δ <sub>k</sub> (cm)  | V <sub>y</sub> (kg) | θ       |
| 1 <sup>er</sup> s/sol      | 391106,34           | 350                 | 1,41                  | 428994,76           | 0,00367 | 2,79                 | 644021,77           | 0,00484 |
| 2 <sup>ème</sup> s/sol     | 391106,34           | 350                 | 1,86                  | 428994,76           | 0,00484 | 2,91                 | 644021,77           | 0,00504 |
| 1 <sup>er</sup> entre sol  | 391106,34           | 450                 | 2,91                  | 428994,76           | 0,00589 | 4,38                 | 644021,77           | 0,00591 |
| 2 <sup>ème</sup> entre sol | 391106,34           | 450                 | 3,45                  | 428994,76           | 0,00698 | 4,32                 | 644021,77           | 0,00582 |
| 3 <sup>ème</sup> entre sol | 391106,34           | 450                 | 3,87                  | 428994,76           | 0,00784 | 4,2                  | 644021,77           | 0,00566 |
| 4 <sup>ème</sup> entre sol | 391106,34           | 450                 | 4,11                  | 428994,76           | 0,00832 | 3,72                 | 644021,77           | 0,00502 |
| RDC                        | 391106,34           | 450                 | 4,35                  | 428994,76           | 0,00881 | 3,78                 | 644021,77           | 0,0051  |
| 1 <sup>er</sup> étage      | 421976,34           | 450                 | 4,41                  | 462855,29           | 0,00893 | 4,14                 | 694854,37           | 0,00558 |
| 2 <sup>ème</sup> étage     | 285662,34           | 450                 | 4,14                  | 313335,87           | 0,00838 | 3,81                 | 470390,65           | 0,00514 |
| 3 <sup>ème</sup> étage     | 285662,34           | 450                 | 4,29                  | 313335,87           | 0,00869 | 3,78                 | 470390,65           | 0,0051  |
| 4 <sup>ème</sup> étage     | 285662,34           | 450                 | 4,35                  | 313335,87           | 0,00881 | 4,35                 | 470390,65           | 0,00587 |
| 5 <sup>ème</sup> étage     | 285662,34           | 450                 | 4,44                  | 313335,87           | 0,00899 | 4,26                 | 470390,65           | 0,00574 |
| 6 <sup>ème</sup> étage     | 285662,34           | 450                 | 4,41                  | 313335,87           | 0,00893 | 4,14                 | 470390,65           | 0,00558 |
| 7 <sup>ème</sup> étage     | 337316,67           | 450                 | 4,32                  | 369994,22           | 0,00875 | 4,05                 | 555448,11           | 0,00546 |
| 8 <sup>ème</sup> étage     | 84960               | 300                 | 2,88                  | 93190,5             | 0,00875 | 2,55                 | 139900,8            | 0,00516 |

Tableau VII-7 : Effets du second ordre dans les deux sens

D'après les résultats obtenus pour les deux sens considérés et selon les prescriptions du code parasismique RPA 99 :  $\theta < 0.10$  **l'effet du second ordre est négligé**

## CHAPITRE VIII

# VERIFICATION DE L'OSSATURE

### **Introduction :**

Le calcul d'une structure exige que sous toutes les combinaisons d'actions possibles définies réglementairement, la stabilité statique soit assurée

- Tant globalement, au niveau de la structure.
- Qu'individuellement au niveau de chaque élément.

Les actions développent diverses sollicitations, qui génèrent des contraintes au sein du matériau et des déformations des éléments.

Il s'agit donc, afin de garantir le degré de sécurité souhaité de vérifier que les contraintes et les déformations restent en dessous des limites admissibles.

Et pour cela on va étudier dans ce chapitre deux types de comportement caractéristiques, dénommés phénomènes d'instabilité qui sont :

#### **❖ 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.

#### **❖ Déversement :**

Ce phénomène d'instabilité élastique se produit, d'une façon générale, lorsqu'une poutre fléchie présente une faible inertie transversale et a la torsion. La partie supérieure de la poutre, comprimée, flambe latéralement et il existe une valeur critique du moment de flexion (selon le plan de la 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.

### **VIII-1 Vérification des poteaux :**

Pour la vérification du portique, on va prendre en considération l'effet de la rigidité et les différents chargements qui sollicitent de manière variable à chaque portique, donc avec ces raisons et d'autre, on va faire l'étude de portique qui contient le poteau et la poutre la plus sollicitée.

**Poteau intermédiaire HEM 550 :**

| DESIGNATION<br>Abrégée | Poids     | Section              | Dimension |         |                      | Caractéristique                   |                                   |                                      |                                      |                      |                      |
|------------------------|-----------|----------------------|-----------|---------|----------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|----------------------|----------------------|
|                        | P<br>Kg/m | A<br>cm <sup>2</sup> | h<br>mm   | b<br>mm | t <sub>f</sub><br>mm | I <sub>x</sub><br>cm <sup>4</sup> | I <sub>y</sub><br>cm <sup>4</sup> | W <sub>pl-x</sub><br>cm <sup>3</sup> | W <sub>pl-y</sub><br>cm <sup>3</sup> | i <sub>x</sub><br>cm | i <sub>y</sub><br>cm |
| <b>HEM 550</b>         | 278       | 354,4                | 572       | 306     | 40                   | 198000                            | 19160                             | 6923                                 | 1252                                 | 23,64                | 7,35                 |

Tableau VIII-1 : Caractéristiques du profile HEM 550

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel SAP2000 :

$$G+Q+1.2Ey \Rightarrow \begin{cases} N_{sd} = 7364 \text{ KN} \\ M_{sd} = 128,29 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**VIII-1.1 Classe de la section transversale :**

**a) Âme comprimée :**

$$\frac{d}{t_w} \leq 33\xi \quad \text{avec: } \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\frac{438}{21} \leq 33\sqrt{\frac{235}{355}} \Rightarrow 20,85 \leq 26,84 \rightarrow \text{L'âme est de Classe I}$$

**b) Semelle comprimée :**

$$\frac{b/2}{t_f} \leq 10\xi \Rightarrow \frac{153}{40} \leq 10\sqrt{\frac{235}{355}} \Rightarrow 3,82 \leq 8,13 \rightarrow \text{L'âme est de Classe I}$$

Donc la section est de Classe I.

**VIII-1.2 Condition de résistance :**

$$\left(\frac{M_{sd}}{M_{pl.Rd}}\right) + \left(\frac{N_{sd}}{N_{pl.Rd}}\right)^2 \leq 1$$

$$M_{pl.Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{6923000 \times 355}{1,1} = 2334,24 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{35440 \times 355}{1,1} = 11437,45 \text{ KN.m}$$

$$\left(\frac{128,29}{2334,24}\right) + \left(\frac{7364}{11437,45}\right)^2 = 0,47 \text{ KN.m} < 1 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**VIII-1.3 Résistance au flambement :**

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$N_{b,Rd}$  : Résistance au flambement

$\beta_A = 1$  pour les sections de classe I

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad (\text{Coefficient de réduction}) \quad (5.5.1.2 \text{ CCM97})$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_K} \Rightarrow \begin{cases} \lambda = l_K / i = 0,7 \times 4500 / 7,35 = 428,57 \\ \lambda_K = 93,9 \times \xi = 93,9 \times 0,81 = 76,4 \end{cases} \Rightarrow \bar{\lambda} = 0,56$$

$$\Phi = 0,5 \cdot (1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2) \quad (5.5.1.2 \text{ CCM97})$$

$$\begin{cases} h/b = 572/306 = 1,8 > 1,2 \\ t_f = 40\text{mm} \leq 40\text{mm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \text{Axe (y - y): courbe a} \rightarrow \alpha = 0,21 \\ \text{Axe (z - z): courbe b} \rightarrow \alpha = 0,34 \end{cases}$$

On prend  $\alpha = 0,34$

Donc :  $\Phi = 0,72$

Coefficient de réduction :  $\chi = 0,85$

$$N_{b,Rd} = 9754,35\text{KN} > N_{sd} = 7364\text{KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**VIII-2 Vérification des poutres principales IPE 450 :**

| DESIGNATION<br>Abrégée | Poids     | Section<br>A<br>cm <sup>2</sup> | Dimension |         |                      | Caractéristique                   |                                   |                                      |                                      |                      |                      |
|------------------------|-----------|---------------------------------|-----------|---------|----------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|----------------------|----------------------|
|                        | P<br>Kg/m |                                 | h<br>mm   | b<br>mm | t <sub>f</sub><br>mm | I <sub>x</sub><br>cm <sup>4</sup> | I <sub>y</sub><br>cm <sup>4</sup> | W <sub>pl-x</sub><br>cm <sup>3</sup> | W <sub>pl-y</sub><br>cm <sup>3</sup> | i <sub>x</sub><br>cm | i <sub>y</sub><br>cm |
| <b>IPE 450</b>         | 77,6      | 98,8                            | 450       | 190     | 14,6                 | 33740                             | 1676                              | 1702                                 | 276,4                                | 18,48                | 4,12                 |

Tableau VIII-2 : Caractéristiques du profile IPE 450

$$1,35G+1,5Q+1,5W_1 \Rightarrow \begin{cases} M_{sd} = 249,66\text{KN.m} \\ V_{sd} = 81,57\text{KN} \end{cases}$$

**VIII-2.1 Classe de la section transversale :**

a) Âme comprimée :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\xi \quad \text{avec : } \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\frac{378,8}{9,4} \leq 72\sqrt{\frac{235}{355}} \Rightarrow 40,29 \leq 58,58 \rightarrow \text{L'âme est de Classe I}$$

b) Semelle comprimée :

$$\frac{b/2}{t_f} \leq 10\xi \Rightarrow \frac{95}{14,6} \leq 10\sqrt{\frac{235}{355}} \Rightarrow 6,50 \leq 8,13 \rightarrow \text{L'âme est de Classe I}$$

Donc la section est de Classe I.

VIII-2.2 Vérification de la flèche :

$$\delta \leq \delta_{\max}$$

$$\delta = 11,87 \text{ mm (calculé par SAP2000)}$$

$$\delta_{\max} = l/200 = 10/200 = 50\text{mm} \geq \delta = 11,87\text{mm} \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

VIII-2.3 Condition de résistance :

$$V_{pl.Rd} = A_v \times \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f = 5082\text{mm}^2$$

D'où :

$$V_{pl.Rd} = 5082 \times \frac{355 / \sqrt{3}}{1,1} = 946,9\text{KN}$$

$$V_{sd} = 81,57\text{KN} < 50\% V_{pl.Rd}$$

Donc : on ne tient pas de l'effet de l'effort tranchant dans la vérification

$$M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$$

$$M_{pl.Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1702000 \times 355}{1,1} = 549,28\text{KN.m}$$

$$M_{sd} = 249,66\text{KN.m} \leq M_{pl.Rd} = 549,28\text{KN.m} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VIII-2.4 Résistance de la poutre au déversement :

$$M_{b.Rd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times W_{pl.y} \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (\text{Moment résistant de déversement})$$

$\beta_A = 1$  pour les sections de classe I

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\varphi_{LT} + (\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^{-2})^{0,5}} \quad (\text{Facteur de réduction pour le déversement})$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_w}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L \times \left( \frac{W_{pl,y}^2}{I_z \cdot I_w} \right)^{0,25}}{C_1^{0,5} \times \left( \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_w} \right)^{0,25}}$$

$C_1 = 0,712$  (facteur dépendant de conditions de charge et d'encastrement)

$$G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)} = \frac{21.10^6}{2 \times (1 + 0,3)} = 8,07.10^6 \text{ N/cm}^2$$

$$I_t = 66,87 \text{ cm}^4$$

$$I_w = 791.10^{-3} \text{ cm}^6$$

$$I_z = 1676 \text{ cm}^4$$

D'où :  $\lambda_{LT} = 12,6$

$$\lambda_1 = 93,9. \varepsilon = 76,4 \rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 0,16$$

$$\varphi_{LT} = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^{-2} \right] = 0,51 \quad \text{Avec : } (\alpha = 0,21)$$

On obtient :  $\chi_{lt} = 1,005$

$M_{b,Rd} = 549,28 \text{ KN.m} > M_{sd} = 249,66 \text{ KN.m} \rightarrow$  Condition vérifiée.

### VIII-3 Vérification des solives en porte à faux IPE 330 :

| DESIGNATION<br>Abrégée | Poids     | Section              | Dimension |         |                      | Caractéristique                   |                                   |                                      |                                      |                      |                      |
|------------------------|-----------|----------------------|-----------|---------|----------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|----------------------|----------------------|
|                        | P<br>Kg/m | A<br>cm <sup>2</sup> | h<br>mm   | b<br>mm | t <sub>f</sub><br>mm | I <sub>x</sub><br>cm <sup>4</sup> | I <sub>y</sub><br>cm <sup>4</sup> | W <sub>pl-x</sub><br>cm <sup>3</sup> | W <sub>pl-y</sub><br>cm <sup>3</sup> | i <sub>x</sub><br>cm | i <sub>y</sub><br>cm |
| <b>IPE 330</b>         | 49,1      | 62,6                 | 330       | 160     | 11,5                 | 11770                             | 788,1                             | 804,3                                | 153,7                                | 13,71                | 3,55                 |

Tableau VIII-3 : Caractéristiques du profile IPE 330

$$1,35G+1,5Q+1,5W_1 \Rightarrow \begin{cases} M_{sd} = 127,35 \text{ KN.m} \\ V_{sd} = 33,70 \text{ KN} \end{cases}$$

**VIII-3.1 Classe de la section transversale :**

**a) Âme comprimée :**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\xi \quad \text{avec : } \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\frac{271}{7,5} \leq 72\sqrt{\frac{235}{355}} \Rightarrow 36,13 \leq 58,58 \rightarrow \text{L'âme est de Classe I}$$

**b) Semelle comprimée :**

$$\frac{b/2}{t_f} \leq 10\xi \Rightarrow \frac{80}{11,5} \leq 10\sqrt{\frac{235}{355}} \Rightarrow 6,95 \leq 8,13 \rightarrow \text{L'âme est de Classe I}$$

Donc la section est de Classe I.

**VIII-3.2 Vérification de la flèche :**

$$\delta \leq \delta_{\max}$$

$$\delta = 3,28 \text{ mm (calculé par SAP2000)}$$

$$\delta_{\max} = l/200 = 3/200 = 15 \text{ mm} \geq \delta = 3,28 \text{ mm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**VIII-3.3 Condition de résistance :**

$$V_{pl.Rd} = A_v \times \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f = 3080,25 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = 3080,25 \times \frac{355 / \sqrt{3}}{1,1} = 573,93 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 33,70 \text{ KN} < 50\% V_{pl.Rd}$$

Donc : on ne tient pas de l'effet de l'effort tranchant dans la vérification

$$M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$$

$$M_{pl.Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{804300 \times 355}{1,1} = 259,57 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 127,35 \text{ KN.m} \leq M_{pl.Rd} = 259,57 \text{ KN.m} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**VIII-3.4 Résistance de la poutre au déversement :**

$$M_{b.Rd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (\text{Moment résistant de déversement})$$

$\beta_A = 1$  pour les sections de classe I

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\varphi_{LT} + (\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^{-2})^{0,5}} \quad (\text{Facteur de réduction pour le déversement})$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_w}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L \times \left( \frac{W_{pl,y}^2}{I_z \cdot I_w} \right)^{0,25}}{C_1^{0,5} \times \left( \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_w} \right)^{0,25}}$$

$$C_1 = 0,712$$

$$G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)} = \frac{21.10^6}{2 \times (1 + 0,3)} = 8,07.10^6 \text{ N/cm}^2$$

$$I_t = 28,15 \text{ cm}^4$$

$$I_w = 199,1.10^{-3} \text{ cm}^6$$

$$I_z = 788,1 \text{ cm}^4$$

D'où :  $\lambda_{LT} = 10,73$

$$\lambda_1 = 93,9. \varepsilon = 76,4 \rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 0,13$$

$$\varphi_{LT} = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^{-2} \right] = 0,50 \quad \text{Avec : } (\alpha = 0,21)$$

On obtient :  $\chi_{lt} = 1,017$

$$M_{b.Rd} = 263,98 \text{ KN.m} > M_{sd} = 127,35 \text{ KN.m} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**VIII-4 Vérification des diagonales de contreventement:**

Les types des palées triangulées utilisés dans cette étude et qui sont autorisées par le règlement parasismique algérienne RPA99/2003 sont :

**VIII-4.1 Les palées en X :**

Dans ce type de palée, il est admis de considérer que seules les barres tendues, pour un sens donné de l'action sismique, interviennent avec efficacité dans la résistance dissipative de l'ossature. (RPA99/2003 art 8.4.1)

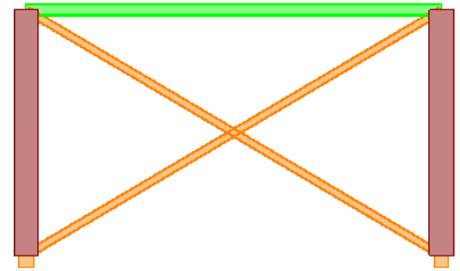


Figure VIII-1 : stabilité en X

| DESIGNATION<br>abrégée | Poids     | Section              | Dimension |         |         | Caractéristique                   |                                   |                                   |                                   |                      |                      |
|------------------------|-----------|----------------------|-----------|---------|---------|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|----------------------|----------------------|
|                        | P<br>Kg/m | A<br>cm <sup>2</sup> | h<br>mm   | b<br>mm | a<br>mm | I <sub>x</sub><br>cm <sup>4</sup> | I <sub>y</sub><br>cm <sup>4</sup> | W <sub>x</sub><br>cm <sup>3</sup> | W <sub>y</sub><br>cm <sup>3</sup> | i <sub>x</sub><br>cm | i <sub>y</sub><br>cm |
| <b>L 180x18</b>        | 48,6      | 61,9                 | 180       | 18      | 18      | 1866                              | 1866                              | 144,7                             | 144,7                             | 5,49                 | 5,49                 |

Tableau VIII-4 : Caractéristiques des cornières L180x18

**a) Vérification à la traction :**

Longueur d'une barre :

$$l = \sqrt{6^2 + (4,5)^2} = 7,5m$$

L'effort normal de traction de la barre la plus sollicitée qui est celle de niveau 1<sup>er</sup> entre sol

$$N = N_{sd} = 658,491 \text{ KN}$$

$$N_{pl} = A \times \frac{f_y}{\gamma_M} = 61,9 \times \frac{35,5}{1,1} = 1997,7 \text{ KN}$$

$$658,491 \text{ KN} < 1997,7 \text{ KN} \Rightarrow N < N_{pl} \Rightarrow \text{Donc le profilée résiste à l'effort de traction}$$

**b) Vérification à la compression :**

On doit vérifier la condition suivante :  $N = N_R = \chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M_0}$

$$\beta_A = 1 \text{ (Section de classe 1)}$$

D'après le tableau de choix de la courbe (tab 5.5.3 CCM97)  $\Rightarrow$  courbe C  $\Rightarrow \chi = 0,4$

$$N = 0,4 \cdot 1 \cdot 61,9 \cdot 35,5 / 1,1 = 799,07 \text{ KN} > N_{sd} = 658,491 \text{ KN}$$

$\Rightarrow$  Donc notre profilée résiste à l'effort de compression.

**VIII-4.2 Les palées en V :**

Dans ce type de palée, le point d'intersection des diagonales se trouve sur la barre horizontale.

la résistance à l'action sismique est fournie par la participation conjointe des barres tendue et des barres comprimées. (RPA99/2003 art 8.4.2)

Le comportement dissipatif global de ce type de palée est de moindre efficacité.

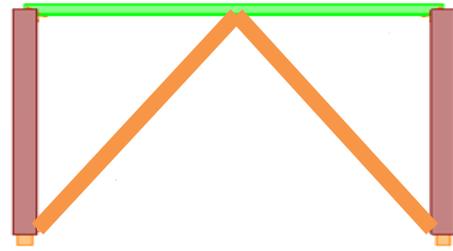


Figure VIII-2 : stabilité en Y

| DESIGNATION<br>abrégée | Poids     | Section              | Dimension |         |         | Caractéristique                   |                                   |                                   |                                   |                      |                      |
|------------------------|-----------|----------------------|-----------|---------|---------|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|----------------------|----------------------|
|                        | P<br>Kg/m | A<br>cm <sup>2</sup> | h<br>mm   | b<br>mm | a<br>mm | I <sub>x</sub><br>cm <sup>4</sup> | I <sub>y</sub><br>cm <sup>4</sup> | W <sub>x</sub><br>cm <sup>3</sup> | W <sub>y</sub><br>cm <sup>3</sup> | i <sub>x</sub><br>cm | i <sub>y</sub><br>cm |
| <b>L 200x24</b>        | 71,1      | 91,0                 | 200       | 24      | 18      | 3331                              | 3331                              | 235,2                             | 235,2                             | 6,06                 | 6,06                 |

Tableau VIII-5 : Caractéristiques des cornières L200x24

**a) Vérification a la traction :**

L'effort normal de traction de la barre la plus sollicitée qui est celle de niveau 1<sup>er</sup> entre sol

$$N = N_{sd} = 1545,815 \text{ KN}$$

$$N_{pt} = A \times \frac{f_y}{\gamma M} = 91 \times \frac{35,5}{1,1} = 2936,8 \text{ KN}$$

$$1545,815 \text{ KN} < 2936,8 \text{ KN} \Rightarrow N < N_{pt} \Rightarrow \text{Donc le profilée résiste à l'effort de traction}$$

**b) Vérification à la compression :**

On doit vérifier la condition suivante :  $N = N_R = \chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y / \gamma M_0$

$$\beta_A = 1 \text{ (Section de classe 1)}$$

D'après le tableau de choix de la courbe (tab 5.5.3 CCM97)  $\Rightarrow$  courbe C  $\Rightarrow \chi = 0,55$

$$N = 0,55 \cdot 1 \cdot 91 \cdot 35,5 / 1,1 = 1615,25 \text{ KN} > N_{sd} = 1545,815 \text{ KN}$$

$\Rightarrow$  Donc notre profilée résiste à l'effort de compression.

## CHAPITRE IX

### ETUDE DES ASSEMBLAGE

#### Introduction :

La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique, une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction, Les ossatures ne présentent généralement pas de redondances importantes et les assemblages constituent donc de point de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels ; En cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est en cause .

- Les assemblages sont des ensembles constitués de plusieurs composants.
- Les abouts des éléments structurels liaisonnés.
- Les pièces accessoires de liaison
- Les organes de fixation proprement dits assurant la solidarisation effective entre les composants en présence

#### IX-1 Fonctionnement des assemblages :

Les principaux modes d'assemblages sont :

##### a) 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 site, pour le cas le choix a été porté sur le boulon de haute résistance (HR) il comprend une vis à tige filetée, une tête hexagonale ou carrée et un écrou en acier à très haute résistance :

| Classe                        | 4.6 | 4.8 | 5.6 | 5.8 | 6.6 | 6.8 | 8.8 | 10.9 |
|-------------------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|------|
| $f_{yb}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 240 | 320 | 300 | 400 | 360 | 480 | 640 | 900  |
| $f_{ub}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 400 | 400 | 500 | 500 | 600 | 600 | 800 | 1000 |

Tableau IX-1 : Caractéristiques des boulons

##### b) Le soudage

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela a 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 pièce de métal à assembler .

**c) Fonctionnement par adhérence :**

Dans ce cas, la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage, le collage, le boulonnage par boulons HR.

• **Coefficients partiels de sécurité : (chap.6.1.2 –eurocode3)**

- Résistance des boulons au cisaillement :  $\gamma_{MB} = 1,25$

- Résistance des boulons à traction :  $\gamma_{MB} = 1,50$

• **Coefficient de frottement : (art.6.5.8.3 (1))**

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

**IX-2 Rôle des assemblages :**

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la réparation des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion.

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

- ✓ Soit bout à bout (éclissage, rabotages).
- ✓ 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 :
  - a) Les assemblages articulés, qui transmettent uniquement les efforts normaux et les efforts tranchants.
  - b) Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.

### IX-3 Calcul des assemblages :

#### Assemblage Poteau-Poutre par platine d'extrémité :

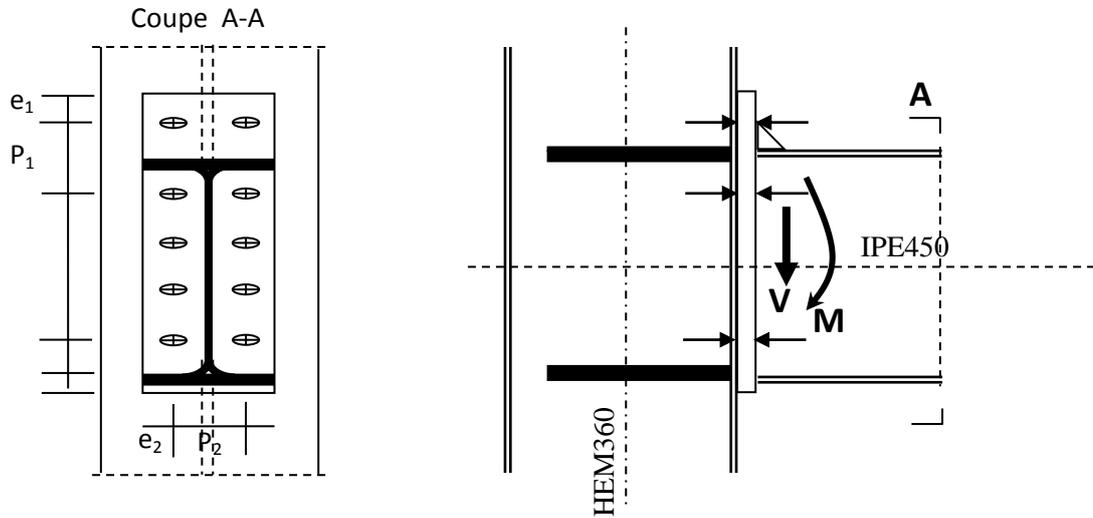


Figure IX-1 : Assemblage Poteau-Poutre par platine

L'assemblage fait par platine d'extrémité entre une poutre (IPE450) et un poteau (HEM 360).

$$V_{sd} = 22,679 \text{ KN} \quad N_{sd} = 682,785 \text{ KN} \quad M_{sd} = 81,857 \text{ KN.m}$$

#### IX-1.1 Soudure de la platine :

On pose : Epaisseur de la platine :  $e_p = 20\text{mm}$

Cordon de soudure :  $a = 10\text{mm}$

- **Soudure de la semelle tendue :**

$$N_d = (M_{sd} / h) + N_{sd} = (81,857 \cdot 10^3 / 450) + 682,785 = 864,69\text{KN}$$

$$R_s = (0,7 \times a \sqrt{2} \times l \times f_y) / \gamma_{M0} = (0,7 \times 10 \sqrt{2} \times (190,2) \times 355) / 1,1 = 1214,03\text{KN}$$

$$N_d = 864,69\text{KN} < R_s = 1214,03\text{KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Soudure de l'âme :**

$$R_s = (0,7 \times a \sqrt{2} \times l \times f_y) / \gamma_{M0} = (0,7 \times 10 \sqrt{2} \times (261) \times 355) / 1,1 = 833,85\text{KN}$$

$$V_{sd} = 22,679\text{KN} < R_s = 833,85\text{KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

#### IX-1.2 Pré dimensionnement des boulons :

Soit des boulons de  $\phi 14$  de classe 10.9 :

- **Positionnements des trous pour les boulons de  $\phi 14$  de classe 10.9 :**

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t \quad \text{avec : } d_0 = \Phi + 2 = 16\text{mm}$$

$$1,2 \cdot 16 \leq e_1 \leq 12 \cdot 14,6 \Rightarrow 19,2 \leq e_1 \leq 175,2 \rightarrow \text{on prend : } e_1 = 60\text{mm}$$

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq 12t$$

$$24 \leq e_2 \leq 175,2 \rightarrow \text{on prend : } e_2 = 50\text{mm}$$

$$P_1 = 110\text{mm} ; P_2 = 90\text{mm}$$

$$d_1 = 170\text{mm}$$

$$d_2 = 280\text{mm}$$

$$d_3 = 390\text{mm}$$

$$d_4 = 500\text{mm}$$

• **Détermination de diamètre des boulons :**

$$F_p = 0,7 f_{ub} \times A_s \quad \text{Euro3 (art.6.5.8.2 (1))}$$

$$M_{sd} = 34,696 \text{ KN.m} = 34696 \text{ KN.mm}$$

$$N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2}$$

$$\sum d_i^2 = 170^2 + 280^2 + 390^2 + 500^2 = 509400 \text{mm}^2$$

$$N_1 = \frac{81857 \times 170}{509400} = 27,31 \text{KN}$$

$$N_2 = \frac{81857 \times 280}{509400} = 44,99 \text{KN}$$

$$N_3 = \frac{81857 \times 390}{509400} = 62,67 \text{KN}$$

$$N_4 = \frac{81857 \times 500}{509400} = 80,34 \text{KN}$$

Boulons les plus chargés sont les boulons de la ligne

1<sup>er</sup> niveau (N<sub>4</sub>).

$$\text{Il faut vérifier : } N_4 \leq n.F_p \Rightarrow N_4 \leq 2 \times 0,7 f_{ub} \times A_s$$

n : nombre de boulons par rangée (n=2)

Les boulons utilisés sont des boulons M14 de classe 10.9  $f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$  (Euro3; 3.3.2.1)

$$A_s \geq \frac{N_4}{n \cdot 0,7 f_{ub}} = \frac{80,34}{2 \times 0,7 \times 1} = 57,96 \text{KN}$$

Soit des boulons HR 10.9 de diamètre

$$\Phi = 14 \text{ mm} (A_s = 115 \text{ mm}^2).$$

$$N_4 = 2F_p = 2 (0,7 \times A_s \times f_{ub}) = 2 \times (0,7 \times 115 \times 100) = 161 \text{ KN}.$$

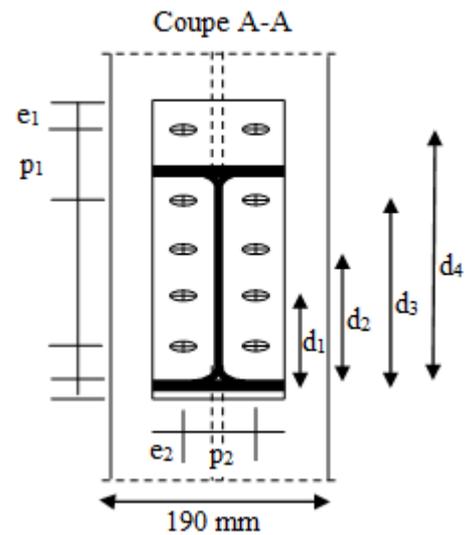


Figure IX-2 : Distances entre les boulons

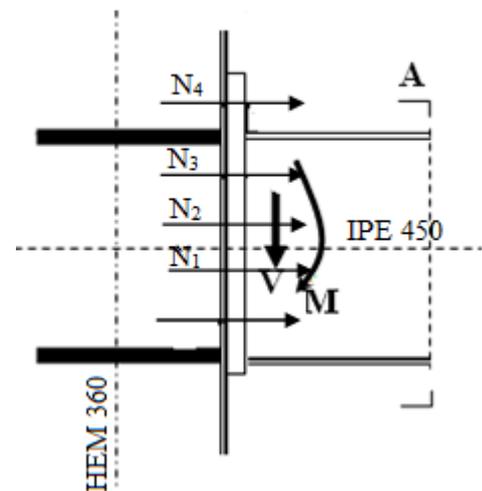


Figure IX-3 : Efforts sollicités sur les boulons

- **Moment résistant de l'assemblage :**

$$M_r = \frac{N_4 \times \sum d_i^2}{d_4} = \frac{161 \times 509400}{500} = 164026,8 \text{KN.mm}$$

$$M_r = 164026,8 \text{KN.mm} > M_{sd} = 81857 \text{KN.mm}$$

→ Condition vérifiée

- **Calcul des boulons sollicités au cisaillement:**

$$V_1 = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{22,679}{10} = 2,83 \text{KN}$$

$$V_R = 0,4 \times f_{ub} \times A_s$$

$$V_R = 0,4 \times 1 \times 115 = 46 \text{KN} > V_1 = 2,83 \text{KN}$$

→ Condition vérifiée

- **Calcul des boulons sollicités en traction:**

$$T_R = 0,8 \times f_{ub} \times A_s = 0,8 \times 1000 \times 115 = 92 \text{KN}$$

$$M_R = 2 \cdot T_R (0,39 + 0,28) = 123,28 \text{KN.m}$$

$$M_R = 123,28 \text{KN.m} > M_{sd} = 81857 \text{KN.m} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la pression diamétrale :**

$$\frac{L_R}{\gamma_{M0}} > V_1$$

$$L_R = 2,4 \cdot f_u \times d \times t = 2,4 \cdot 355 \times 14 \times 14,6 = 174,14 \text{KN}$$

$$L_R / \gamma_{M0} = 174,14 / 1,1 = 158,3 \text{KN} > V_1 = 2,83 \text{KN}$$

### IX-1.3 Les pieds de poteaux :

- **Dimensionnement de la plaque d'assise :**

C'est un plat en acier rectangulaire soudure

à la base du poteau par un cordon de soudure

appliquée sur le contour de la section du profile

constituant le poteau.

- **Cordons de soudure :**

$$\text{Semelle : } a_s = 0,7 \times t_f = 0,7 \times 40 = 28 \text{mm} \rightarrow \text{on prend : } a_s = 30 \text{mm}$$

$$\text{Ame : } a_a = 0,7 \times t_w = 0,7 \times 21 = 14,7 \text{mm} \rightarrow \text{on prend : } a_a = 20 \text{mm}$$

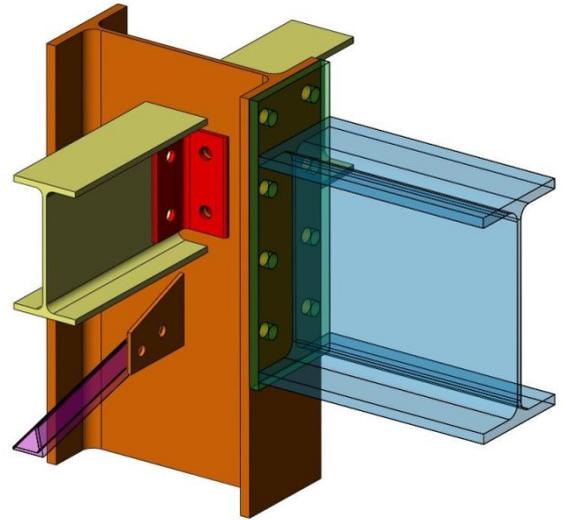


Figure IX-4 : Liaison poteau-poutre

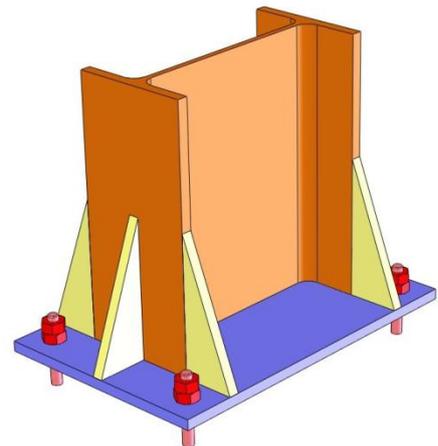


Figure IX-5 : Assemblage des pieds de poteau

• **Surface de la platine :**

$$a \geq 395 + (2 \times 30) = 455 \text{ mm}$$

On prend :  $a = 495 \text{ mm}$

$$b \geq 308 + (2 \times 30) = 368 \text{ mm}$$

On prend :  $b = 408 \text{ mm}$

On doit vérifier que :

$$\sigma = (N/a.b) \Rightarrow 682,785 / 2019,60 = 33,80 \text{ daN/cm}^2$$

Béton dosé a  $350 \text{ Kg/m}^3$  de ciment :  $\sigma_b = 80 \text{ daN/cm}^2$

$$\sigma = 33,80 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_b = 80 \text{ daN/cm}^2$$

• **Epaisseur de la platine :**

$$t \geq u \sqrt{\frac{3\sigma}{\sigma_e}} = 50 \sqrt{\frac{3 \times 33,80}{24}} = 10,27 \text{ mm}$$

On prend :  $t = 15 \text{ mm}$

**IX-1.4 Diamètre des tiges d'ancrage :**

$$N_a = 0,1 \cdot \left(1 + \frac{7g_c}{1000}\right) \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)} (l_1 + 6,4r + 3,5l_2) \leq \frac{N}{8}$$

$N$  : l'effort de soulèvement dû aux efforts sismiques sous la combinaison  $G+Q+1.2E$ .

$g_c$  : dosage en ciment du béton

$$g_c = 350 \text{ Kg/m}^3 ; r = 3\phi ; l_2 = 2\phi ; l_1 = 20\phi$$

$$\text{d'où : } 15,82\phi^2 - 56,30\phi - 7036,7 \geq 0$$

On choisit alors 8 tiges d'un diamètre  $\phi 30$ .

➤ **Condition d'équilibre du (B.A.E.L) :**

$$\frac{N}{8} \leq F_A \quad \text{Ou : } F_A = \pi \cdot T_{su} \cdot \phi \cdot l_1$$

$$T_{su} = 0,6 \cdot \phi_s^2 \cdot f_{ij} = 0,6 \cdot 1^2 \cdot 2,4 = 1,44 \text{ MPa}$$

$\phi_s$  : coefficient de scellement droit, pour les rend lisse ( $\phi_s = 1$ ).

$$F_A = 81430,08 \text{ daN} > N/8 = 8534,8 \text{ daN}$$

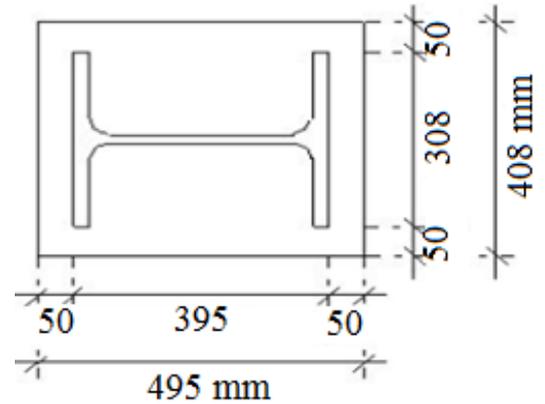


Figure IX-6 : Dimensions de la platine

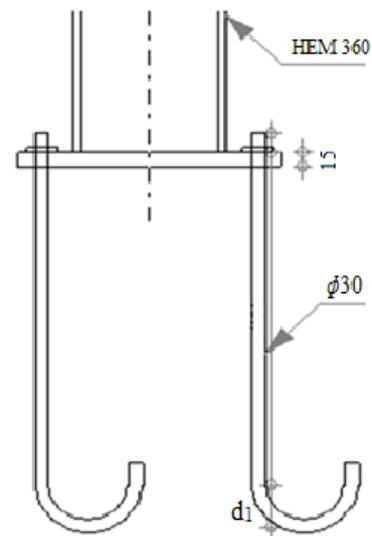


Figure IX-7 : Dimensions tiges d'ancrage

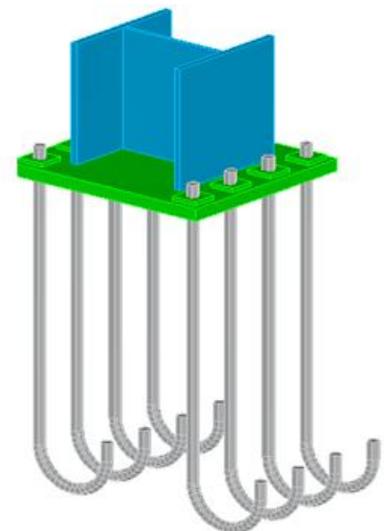


Figure IX-8 : positionnement des tiges d'ancrage

# CHAPITRE X

## ETUDE DES FONDATIONS

### X-1 Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Ces fondations transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

### X-2 Choix du type de fondation:

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égale à 3 bar, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle filante.
- Radier évidé.
- Radier général.

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.

Nous proposons en premier cas des semelles filantes pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à **50%** de la surface totale du bâtiment

$$(S_{\text{Semelle}} / S_{\text{Bâtiment}} < 50\%)$$

La surface de la semelle est donnée par :

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 3 \text{ bars} = 30 \text{ t} / \text{m}^2$$

$$N_{\text{ser}} = 8210,32 \text{t} \quad (\text{d'après SAP 2000}) \quad \text{D'où : } S = 273,67 \text{ m}^2$$

### X-3 Vérification du chevauchement :

On a : la Surface totale du bâtiment :  $S_b = 645,39 \text{ m}^2$

Faisant le rapport  $S_s / S_b$ , on déduit :

La surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles, pour cela j'ai opté pour un radier général comme type de fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont:

- L'augmentation de la surface de la semelle, minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

### X-4 Etude du radier:

Un radier est une dalle plane, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations du bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage. Telle que  $h_1$  la hauteur de la nervure, et  $h_2$  la hauteur de la dalle.

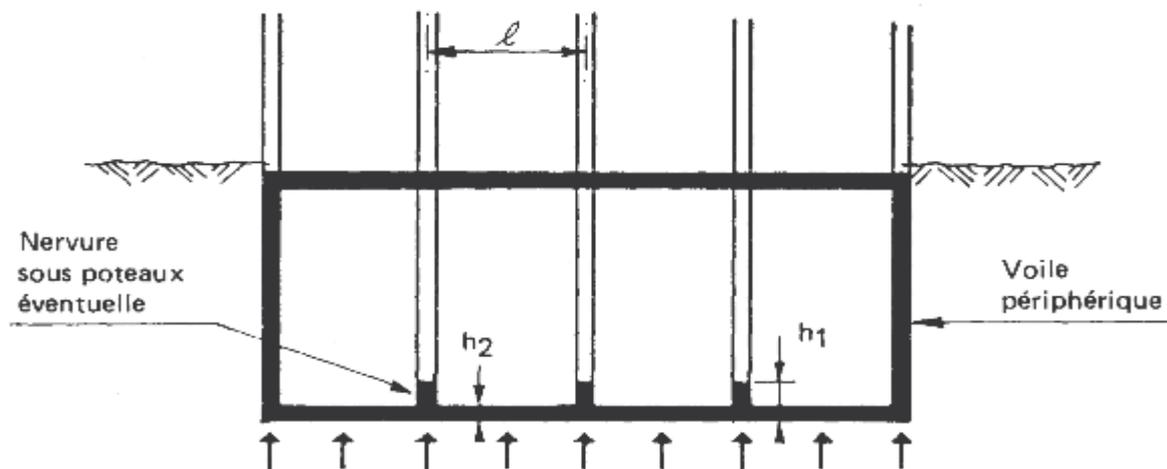


Figure X-1 : Schéma du radier nervuré

#### X-4.1 Pré dimensionnement du radier :

Le pré dimensionnement nécessite les vérifications suivantes :

##### a) Condition forfaitaire :

La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h \geq \frac{L_{\max}}{20} \Rightarrow h_1 \geq \frac{1000}{20} = 50 \text{ cm}$$

**La nervure :**

La nervure du radier doit avoir une hauteur h égale à :

$$h_2 \geq \frac{1000}{10} = 100 \text{ cm}$$

**b) Condition de longueur d'élasticité**

$$L_e = \sqrt{\frac{4 \cdot EI}{K \cdot b}} > \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

$L_e$  : Longueur élastique

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface.  $K = 40 \text{ MPa}$

$L_{\max}$  : La distance maximale entre deux voiles successifs

De la condition précédente, nous tirons h :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{K}{E}}$$

$I$  : Inertie de la section du radier ( $b = 1 \text{ m}$ )

$E$  : Le module de Young

Pour un chargement de long durée ;  $E = 10818,86 \text{ MPa}$ , donc :

$$h_3 \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 10}{3,14}\right)^4 \times \frac{40}{10818,86}} = 1,82 \text{ m}$$

D'après les résultats trouvés, L'épaisseur du radier est :

$$h_{\text{rad}} = h_2 = 1 \text{ m}$$

**c) Calcul de la surface du radier :**

ELU :  $N_u = 10340,95 \text{ t}$

$$S_1 \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{10340,95}{30} = 344,7 \text{ m}^2$$

ELS :  $N_s = 8210,32 \text{ t}$

$$S_2 \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{8210,32}{30} = 273,67 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 645,39 \text{ m}^2 > \text{Max}(S_1; S_2) = 344,7 \text{ m}^2$$

Donc on ajoute au radier un débord minimal de largeur  $L_d$

Avec :  $L_d \geq \left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) \rightarrow$  on prend :  $L_d = 50 \text{ cm}$

$$D'où : S_r = S + L_d \times 2 \times (X+Y) = 645,39 + [0,5 \times 2 (30+21)] = 696,39 \text{ m}^2$$

$S_r$  : Surface de radier.

$S$  : Surface totale de bâtiment.

$X$  : Longueur de bâtiment.

$Y$  : Largeur de bâtiment.

$$\text{Donc la surface de radier est : } S_r = 696,39 \text{ m}^2$$

#### X-4.2 Vérifications :

##### X-4.2.1 Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq 0.07 f_{cj} / \gamma_b \quad \text{Avec : } V_u = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$\text{Donc : } \tau_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2} \times \frac{1}{b \times 0.9h} \leq 0.07 \cdot f_{cj}$$

D'où :

$V_u$  : valeur de calcul de l'effort tranchant à l'ELU

$b$  : désigne la largeur.

$\gamma_b$  : 1.15

$d$  : 0.9 h

$b$  : 1m.

$L_{\max}$  : la plus grande portée de la dalle = 10 m.

On obtient :  $\tau_u = 0,16 \leq 0,05 \cdot f_{cj} = 1,25 \text{ MPa} \rightarrow$  Condition vérifiée

##### X-4.2.2 Vérification de l'effort de sous pression :

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$G \geq \alpha \times S_{rad} \times \gamma_w \times Z = 1,5 \times 696,39 \times 10 \times 2,3 = 24025,45 \text{ KN}$$

$G$  : Poids total du bâtiment à la base du radier

$\alpha$  : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement ( $\alpha = 1,5$ )

$\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau ( $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ )

$Z$  : Hauteur de la partie immergée ( $h = 2,3 \text{ m}$ )

$G_T = 103409,5 \text{ KN} > 24025,45 \text{ KN} \Rightarrow$  Pas de risque de soulèvement de la structure.

### X-4.2.3 Vérification au poinçonnement : (Art A.5.2 4 BAEL91)

On doit vérifier :

$$N_u \leq \frac{0,07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

- **Vérification pour les poteaux :**

Avec :  $\mu_c = (a + b + 2h) \cdot 2 = (0,572 + 0,306 + (2 \times 1)) \cdot 2 = 5,75 \text{ m}$

L ; b : Dimensions du poteau le plus sollicité

$\mu_c$  : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier

$N_u$  : Charge de poteau à l'E.L.U ( $N_u = 5623,70 \text{ KN}$ )

h : Épaisseur totale du radier

$$\bar{N}_u = \frac{0,07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 5,75 \times 1 \times 25000}{1,5} = 6708,33 \text{ KN}$$

$N_u = 5623,70 \text{ KN} < \bar{N}_u = 6708,33 \text{ KN} \rightarrow$  Condition vérifiée

### X-4.3 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, donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL91. La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé et émergés en eau douce.

#### X-4.3.1 Méthode de calcul :

Les panneaux seront calculés comme des dalles appuyées sur 4 cotés et chargées par la contrainte du sol en tenant compte des ventilations de moments selon les conditions composées par le BAEL91.

- Dans le sens de grande portée :  $M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$
- Dans le sens de petite portée :  $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Tel que :

$\mu_x, \mu_y$  sont des coefficients fonction de  $\alpha = l_x / l_y$  et  $\nu$  ( prend 0 à l'ELS, 0,2 à l'ELU )

(Cours béton armé BAEL 91).

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis

- Moment en travée :  $M_{tx} = 0,75 \cdot M_x$  ;  $M_{ty} = 0,75 \cdot M_y$
- Moment sur appuis :  $M_{ax} = 0,5 \cdot M_x$  ;  $M_{ay} = 0,5 \cdot M_y$

$$\text{ELU} : q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{103409,5}{696,39} = 148,5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS} : q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{82103,2}{696,39} = 117,9 \text{ KN/m}^2$$

On a pour le panneau le plus sollicité :

- A ELU :  $\nu = 0$

| $l_x$ | $l_y$ | $l_x/l_y$ | Sens x  |               |                  |                  | Sens y  |               |                  |                  |
|-------|-------|-----------|---------|---------------|------------------|------------------|---------|---------------|------------------|------------------|
|       |       |           | $\mu_x$ | $M_x$<br>KN.m | $M_{tx}$<br>KN.m | $M_{ax}$<br>KN.m | $\mu_y$ | $M_y$<br>KN.m | $M_{ty}$<br>KN.m | $M_{ay}$<br>KN.m |
| 6     | 10    | 0,6       | 0,077   | 411,64        | 308,73           | 205,82           | 0,337   | 138,72        | 104,04           | 69,36            |

Tableau X-1: calcul des efforts à L'ELU

- A ELS :  $\nu = 0.2$

| $l_x$ | $l_y$ | $l_x/l_y$ | Sens x  |               |                  |                  | Sens y  |               |                  |                  |
|-------|-------|-----------|---------|---------------|------------------|------------------|---------|---------------|------------------|------------------|
|       |       |           | $\mu_x$ | $M_x$<br>KN.m | $M_{tx}$<br>KN.m | $M_{ax}$<br>KN.m | $\mu_y$ | $M_y$<br>KN.m | $M_{ty}$<br>KN.m | $M_{ay}$<br>KN.m |
| 6     | 10    | 0,6       | 0,062   | 263,15        | 197,36           | 131,57           | 0,59    | 155,26        | 116,44           | 77,63            |

Tableau X-2: calcul des efforts à L'ELS

les valeurs de  $\mu_x$ ,  $\mu_y$  sont tirés du tableau (voir annexe).

Suite à l'analyse des deux tableaux précédents le panneau travaille dans les deux sens.

**a) Calcul des sections d'armatures :**

$b = 100\text{cm}$  ;  $h = 100\text{cm}$  ;  $d = 0,9.h = 90\text{cm}$

$$\text{En appuis : } \mu_b = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} \quad , \quad A_s = \frac{M_{ua}}{(Z \times d \times f_e / \gamma_s)}$$

$$\text{En travée : } \mu_b = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bc}} \quad , \quad A_s = \frac{M_{ut}}{(Z \times d \times f_e / \gamma_s)}$$

Avec :  $f_{bc} = 14,16$  ;  $f_e = 400\text{KN/m}^2$  ;  $\gamma_s = 1,15$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_b}) \quad ; \quad Z = d (1 - 0,4 \cdot \alpha)$$

$$A_{s(\min)} = \max \left\{ 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} ; \frac{bd}{1000} \right\} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28}$$

**Le ferrailage à L'ELU :**

|   | sens x    |           | sens y    |           |
|---|-----------|-----------|-----------|-----------|
|   | Sur appui | En travée | Sur appui | En travée |
| $M_u$ (MN,m)                              | 0,205     | 0,308     | 0,069     | 0,104     |
| $\mu_b$                                   | 0,017     | 0,026     | 0,006     | 0,009     |
| $\alpha$                                  | 0,021     | 0,033     | 0,007     | 0,011     |
| Z (m)                                     | 0,892     | 0,888     | 0,897     | 0,896     |
| As (cm <sup>2</sup> /ml)                  | 7,33      | 11,07     | 2,45      | 3,70      |
| As <sub>(min)</sub> (cm <sup>2</sup> /ml) | 12,07     | 12,07     | 12,07     | 12,07     |
| choix (armature)                          | 7HA16     | 7HA16     | 7HA16     | 7HA16     |
| As <sub>choix</sub> (cm <sup>2</sup> /ml) | 14,07     | 14,07     | 14,07     | 14,07     |

Tableau X-3 : Ferrailage du radier a L'ELU

**Le ferrailage à L'ELS :**

|   | sens x    |           | sens y    |           |
|---|-----------|-----------|-----------|-----------|
|   | Sur appui | En travée | Sur appui | En travée |
| $M_u$ (MN,m)                              | 0,131     | 0,197     | 0,077     | 0,116     |
| $\mu_b$                                   | 0,011     | 0,017     | 0,006     | 0,010     |
| $\alpha$                                  | 0,013     | 0,021     | 0,007     | 0,012     |
| Z (m)                                     | 0,895     | 0,892     | 0,897     | 0,895     |
| As (cm <sup>2</sup> /ml)                  | 4,67      | 7,05      | 2,74      | 4,13      |
| As <sub>(min)</sub> (cm <sup>2</sup> /ml) | 12,07     | 12,07     | 12,07     | 12,07     |
| choix (armature)                          | 7HA16     | 7HA16     | 7HA16     | 7HA16     |
| As <sub>choix</sub> (cm <sup>2</sup> /ml) | 14,07     | 14,07     | 14,07     | 14,07     |

Tableau X-4 : Ferrailage du radier a L'ELS

**Versificatrice la contrainte tangentielle :**

$$\tau_u = V_u / bd < \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec : } V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 74,25t$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.1f_{c28}, 4MPa) = 2,5MPa > \tau_u = 0,82Mpa \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Les armatures transversales :**

**Espacement :**

D'après le BAEL l'espacement des armatures transversales ne doit pas dépasser les valeurs :

$$S_t \leq \min \{15\Phi_L; 40cm, a + 10cm\} = \{15.1,6; 40cm; 30,6 + 10cm\}$$

$$S_t \leq 24cm \Rightarrow S_t = 20cm$$

$\Phi_L$  : Le plus petit diamètre d'armature longitudinale

a : le plus petit côté des dimensions transversales du poteau

**X-4.3.2 Etude du débord du radier :**

Le débord du radier est assimilé a une console de longueur 50cm, le calcul de ferrailage sera pour une bande de largeur de 1m.

**a. Ferrailage du débord :**

$$b = 1m ; h = 1m ; d = 0,9m ; l = 0,5m$$

$$q_u = 148,5KN/m^2$$

$$q_{ser} = 117,9KN/m^2$$

$$f_{bc} = 14,16MPa$$

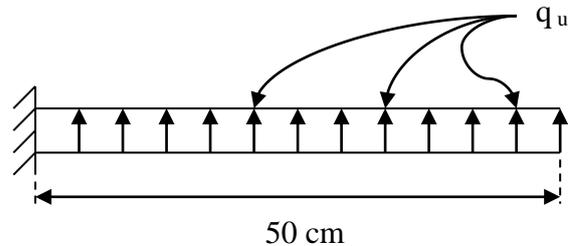


Figure X-2: poussée des terres sur le débord

• **Calcul à l'ELU :**

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{2} = 18,56KN.m$$

| $M_u$ (MN.m) | $\mu_b$ | $\alpha$ | Z (m) | $A_s$ (cm <sup>2</sup> ) |
|--------------|---------|----------|-------|--------------------------|
| 0,018        | 0,0015  | 0,0018   | 0,899 | 0,5                      |

Tableau X-5 : Ferrailage du débord à L'ELU

• **Calcul à l'ELS :**

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{2} = 14,73KN.m$$

| $M_u$ (MN.m) | $\mu_b$ | $\alpha$ | Z (m) | $A_s$ (cm <sup>2</sup> ) |
|--------------|---------|----------|-------|--------------------------|
| 0,014        | 0,0012  | 0,0015   | 0,899 | 0,5                      |

Tableau X-6 : Ferrailage du débord à L'ELS

**b. Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{s_{min}}$$

$$\text{Tel que : } A_{s_{min}} = 0,23.b.d.f_{tj}/f_e \Rightarrow A_{s_{min}} = 10,86\text{cm}^2$$

$$A_s = \max (A_{s_{min}} ; A_{s_{ult}} ; A_{s_{ser}}) = 10,86\text{cm}^2$$

Choix des barres du débord : 6HA16 ( $A_s = 12,06\text{cm}^2$ )

**X-4.3.3 Les croquets de ferrailage :**

**1. Croquet de ferrailage de la table :**

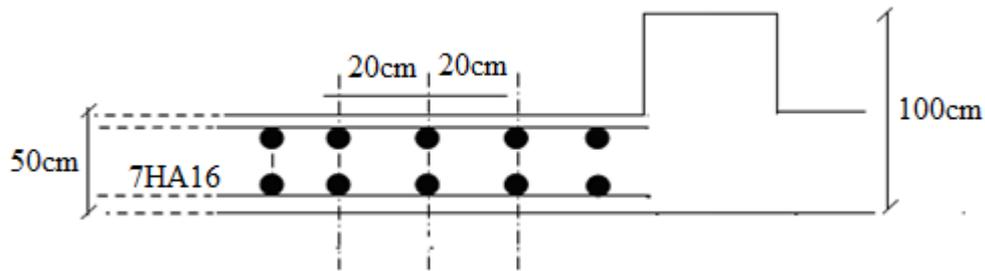


Figure X-3 : Ferrailage de la table

**2. Croquet de ferrailage de la nervure :**

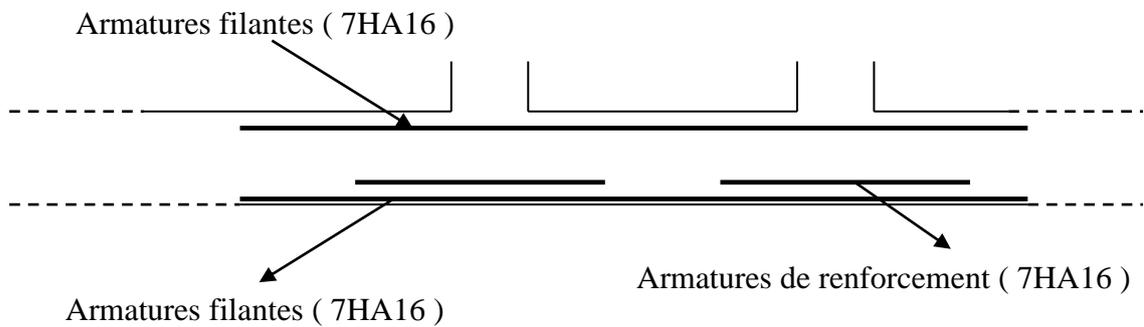


Figure X-4 : Coupe longitudinale de la nervure

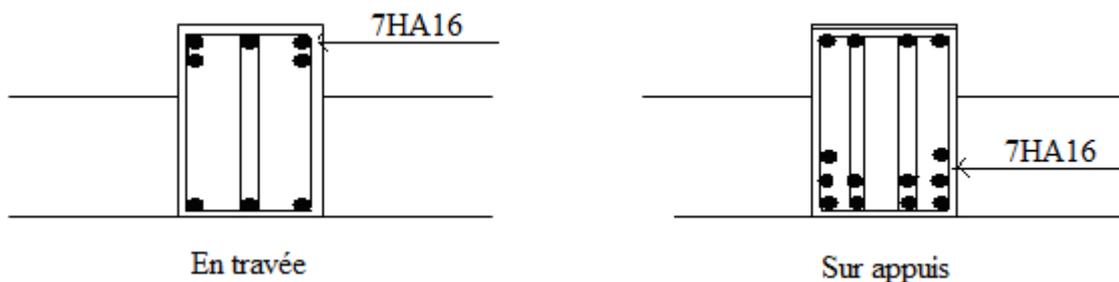


Figure X-5 : Coupe transversale de la nervure

# CONCLUSION

Le présent projet s'est effectué à base de deux critères, à savoir la résistance des éléments porteurs d'un bâtiment et la stabilité de sa forme vis-à-vis des différentes sollicitations pour assurer la sécurité des usagers et l'adaptation des solutions économiques.

L'étude de ce projet est notre première vraie épreuve avant de s'insérer dans la vie active, ceci nous a permis d'améliorer nos connaissances des problèmes de la conception et l'étude des ossatures en charpente métallique ainsi que d'élargir nos connaissances dans le domaine pratique.

Grâce à ce projet de fin d'étude, nous avons appris à utiliser le logiciel de calcul SAP2000 et l'AutoCAD pour les dessins, ainsi que l'application des règlements telle que le CCM97 et RPA99 (version 2003).

Après avoir étudié ce projet, on a constaté non seulement à savoir :

- ❖ Confronté nos études théoriques à la pratique de l'entreprise et simultanément et dans la mesure du possible de commencer à exercer notre premières responsabilités d'encadrement.
- ❖ Enrichir nos connaissances dans le domaine de la charpente métalliques.
- ❖ Comprendre que notre action doit s'orienter principalement vers les tâches qui nous permettront de retirer le maximum de bénéfice technique et humain de cette expérience professionnelle.

Nous avons aussi pris conscience que l'élaboration d'un projet ne se base pas que sur des calculs théorique mais sur la concordance avec le côté pratique et la nécessité d'une expérience acquise du terrain.

La réalisation d'une construction métallique exige la participation de plusieurs intervenants dans différente niveaux.

En fin, nous souhaitons que ce modeste travail apportera un plus à notre département et servira pour les promotions à venir.

# Bibliographie

- Charges permanentes et charges d'exploitation. D.T.R-B.C-2.2.
- Béton armé aux états limites " BAEL91 ".
- Règlement neige et vent " RNV99 ".
- Règles de conception et de calcul des structures en acier " CCM97 ".
- Règlement parasismiques algérien " RPA99.v2003 ".