

**UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA**

**Faculté de Technologie**

**Département de Génie Civil**

**MÉMOIRE DE MASTER EN GÉNIE CIVIL**

**Spécialité : Structures**

**ETUDE D'UN BATIMENT R+15+SS AVEC UNE ANALYSE  
MODALE SPECTRALE ET STATIQUE NON-LINEAIRE**

Réalisé par

**MECHEHED Zakaria**

Promoteur :

**Mr. TEBAAB Abdelaziz**

Co-Promoteur :

**Dr. DERBAL Ismail**

Blida, septembre 2020



## ملخص.

الهدف من هذا العمل هو دراسة المقاومة اللاخطية لبناية مكونة من طابق أرضي، 15 طابقا بالإضافة الى طابق تحت أرضي من الخرسانة المسلحة على مستوى ولاية الجزائر العاصمة، التي تعتبر منطقة ذات نشاط زلزالي مرتفع. لذا، تم القيام بدراسة كاملة للبناية باستعمال البرنامج SAP2000، نتائج التسليح المتحصل عليها من خلال التحليل الديناميكي لأنماط الاهتزاز باستعمال طيف الاستجابة حسب القوانين المستعملة في الجزائر أي "RPA 99 modif 2003" و "BAEL 91 modif 99" استعملت في التصميم اللاخطي للمنشأ باستعمال نفس البرنامج المذكور سابقا. كما تم استخدام التحليل الستاتيكي اللاخطي أو ما يعرف بالتحليل بالدفع المتتالي Pushover Analysis لدراسة المقاومة اللاخطية للمنشأ.

**الكلمات المفتاحية:** بناية بالخرسانة المسلحة، بلاطة مزلعة، Pushover analysis، SAP2000.

## Résumé.

Ce travail a pour but d'étudier la résistance et performance non-linéaire globale d'un bâtiment administratif en R+15+SS en béton armé situé à la wilaya d'Alger, qui est considérée comme une zone à forte activité sismique. Pour se faire, une étude complète a été faite à l'aide du logiciel SAP2000, le ferrailage des éléments résistants obtenu de l'analyse modale spectrale dynamique selon les règlements utilisés en Algérie à savoir les « RPA 99 modif 2003 » et le « BAEL 91 modif 99 » a été utilisé et inséré dans un modèle non-linéaire en utilisant le même logiciel mentionné précédemment. Une analyse statique non-linéaire par poussée progressive aussi connue sous le nom « PUSHOVER » a été utilisée afin d'étudier la performance de la structure dans le domaine non-linéaire.

**Mots clés :** Structure en béton armé, Plancher nervuré, Analyse Pushover, SAP2000.

## Abstract.

This work aims to study the nonlinear overall strength and performance of a reinforced concrete office building made of a ground floor, 15 storeys, and a basement located in the wilaya of Algiers, which is considered as a strong seismic activity area. To do so, a complete structural design was done using SAP2000, the reinforcement results obtained from the linear dynamic response-spectrum modal analysis in accordance with the codes and regulations used in Algeria namely the "RPA 99 modif 2003" and "BAEL 91 modif 99" were inputted in a nonlinear model using the same software mentioned earlier. A static nonlinear PUSHOVER analysis was used in order to study the nonlinear structural performance of the structure.

**Keywords:** Reinforced concrete structure, Ribbed slab, Pushover analysis, SAP2000.

## ***Remerciements.***

*Avant tout, nous sommes reconnaissants envers Allah pour la volonté et la force qu'il nous a conféré pour la réalisation de ce travail.*

*Je souhaite remercier mon promoteur Mr. A.TEBAA pour son soutien, sa disponibilité, son aide et ses précieux conseils au cours de l'élaboration de ce projet. Mais aussi un grand merci à mon co-promoteur Dr. I.DERBAL pour son aide et ses orientations.*

*Je remercie aussi les membres du jury qui prendront le temps de lire et évaluer ce travail.*

*Pour finir, je tiens à exprimer ma reconnaissance envers les enseignants du département de génie civil de l'université de SAAD DAHLEB qui ont contribué à ma formation.*

## *Dédicaces.*

*Je dédie ce travail à :*

*Mes parents, en particulier à ma très chère mère qui a fait tant de sacrifices pour que j'arrive où j'en suis aujourd'hui, qui a toujours été là pour me réconforter et m'accorder son soutien moral, que ce soit dans mes études ou en dehors. Ainsi qu'à mon frère.*

*Mes amis Foued, Abdellatif, Racim et Yousra. Mais aussi mes camarades Mohamed, Imad, Redouane et Chaima pour avoir été une source de motivation durant l'élaboration de ce travail.*

*Pour finir je souhaite aussi remercier tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans mon parcours éducatif et universitaire en particulier.*

**MERCI !**

---

## Liste des figures.

- Figure I.1** : Site de l'ouvrage avec Google MAPS.
- Figure I.2** : Vue en 3D de la structure.
- Figure I.3** : Vue en plan de la structure.
- Figure I.4** : Contraintes–déformations du béton.
- Figure I.5** : Diagramme contrainte–déformation de l'acier à L'ELU.
- Figure II.1** : Coupe transversale du plancher nervuré (cm).
- Figure II.2** : Schéma du poteau central le plus sollicité (mm).
- Figure II.3** : Schéma du poteau d'angle le plus sollicité (mm).
- Figure II.4** : Schéma du poteau de rive le plus sollicité (mm).
- Figure III.1** : Acrotère (cm).
- Figure III.2** : Sollicitations de l'acrotère.
- Figure III.3** : Efforts internes de l'acrotère.
- Figure III.4** : Coupe horizontale de l'acrotère.
- Figure III.5** : Position de l'axe neutre.
- Figure III.6** : Ferrailage de l'acrotère.
- Figure III.7** : Dimensions de la dalle triangulaire (m).
- Figure III.8** : Ferrailage de la dalle triangulaire par ml (cm).
- Figure III.9** : Schéma du panneau le plus sollicité (m).
- Figure III.10** : Plan du plancher nervuré.
- Figure III.11** : Ferrailage des nervures sur appui (cm).
- Figure III.12** : Ferrailage des nervures en travée (cm).
- Figure III.13** : Panneau du plancher nervuré (m).
- Figure III.14** : Ferrailage des dalles du plancher nervuré par ml (cm).
- Figure III.15** : Schéma de l'escalier.
- Figure III.16** : Ferrailage du palier par ml (cm).
- Figure III.17** : Ferrailage des marches (cm).
- Figure IV.1** : Spectre de réponse.
- Figure IV.2** : Modèle initial.
- Figure IV.3** : Modèle final.

---

**Figure V.1** : Ferrailage du poteau SS+RDC (cm).

**Figure V.2** : Ferrailage du poteau 1<sup>er</sup>+2<sup>ème</sup> (cm).

**Figure V.3** : Ferrailage du poteau 3<sup>ème</sup>+4<sup>ème</sup> (cm).

**Figure V.4** : Ferrailage du poteau 5<sup>ème</sup>+6<sup>ème</sup> (cm).

**Figure V.5** : Ferrailage du poteau 7<sup>ème</sup>+8<sup>ème</sup> (cm).

**Figure V.6** : Ferrailage du poteau 9<sup>ème</sup>+10<sup>ème</sup> (cm).

**Figure V.7** : Ferrailage du poteau 11<sup>ème</sup>+12<sup>ème</sup> (cm).

**Figure V.8** : Ferrailage du poteau 13<sup>ème</sup>+14<sup>ème</sup> (cm).

**Figure V.9** : Ferrailage du poteau 15<sup>ème</sup> (cm).

**Figure V.10** : Schéma des arrêts de barres.

**Figure V.11** : Ferrailage des poutres en travée (cm).

**Figure V.12** : Ferrailage des poutres sur appui (cm).

**Figure V.13** : Élément soumis à la flexion composée.

**Figure V.14** : Dimensions en plan d'un mur.

**Figure V.15** : Dimensions en élévation d'un mur.

**Figure V.16** : Niveaux à vérifier.

**Figure V.17** : Maillage d'un voile.

**Figure V.18** : Disposition des armatures verticales dans un voile.

**Figure V.19** : Disposition des voiles.

**Figure V.20** : Ferrailage du voile VX1 selon la méthode des contraintes.

**Figure V.21** : Excentricité de l'effort normal.

**Figure V.20** : Excentricité de l'effort normal.

**Figure V.23** : Coupe horizontale d'âme de voile.

**Figure V.22** : Coupe verticale d'âme de voile.

**Figure V.24** : Schéma d'un mur en béton armé.

**Figure V.25** : Hauteur de la zone critique.

**Figure V.26** : Position de l'axe neutre en fonction des déformations.

**Figure V.27** : Exemples de ferrailage d'éléments de rive en zone critique.

**Figure V.28** : Ferrailage du voile VX1 selon la méthode ACI-318.

**Figure VI.1** : Schéma du radier nervuré.

**Figure VI.2** : Ferrailage de la dalle du radier sur appui par ml (cm).

**Figure VI.3** : Ferrailage de la dalle du radier en travée par ml (cm).

**Figure VI.4** : Ferrailage des nervures sur appui A-A (cm).

**Figure VI.5** : Ferrailage des nervures en travée B-B (cm).

**Figure VI.6** : Coupe longitudinale et arrêts de barres des nervures (cm).

---

**Figure VI.7** : Ferrailage du voile périphérique dans le sens  $x-x$  par ml (cm).

**Figure VI.8** : Ferrailage du voile périphérique dans le sens  $y-y$  par ml (cm).

**Figure VII.1** : Types de chargement et courbe pushover.

**Figure VII.2** : Courbe pushover et niveaux de performance.

**Figure VII.3** : Courbe pushover normalisée.

**Figure VII.4** : Définition des poteaux.

**Figure VII.5** : Définition des rotules des poutres.

**Figure VII.6** : Définition des distances relatives des rotules des poutres.

**Figure VII.7** : Définition des rotules des poteaux.

**Figure VII.8** : Définition des distances relatives des rotules des poteaux.

**Figure VII.9** : Définition des voiles.

**Figure VII.10** : Définition des charges gravitaires non linéaires.

**Figure VII.11** : Définition de la charge pushover dans le sens  $x-x$ .

**Figure VII.12** : Définition de la charge pushover dans le sens  $y-y$ .

**Figure VII.13** : Courbe de capacité dans le sens  $x-x$ .

**Figure VII.14** : Courbe de capacité dans le sens  $y-y$ .

**Figure VII.15** : Point de performance dans le sens  $x-x$ .

**Figure VII.16** : Point de performance dans le sens  $y-y$ .

**Figure VII.17** : Développement des rotules sous « pushover  $x-x$  ».

**Figure VII.18** : Développement des rotules sous « pushover  $y-y$  ».

**Figure VII.19** : index des couleurs de rotules dans SAP2000.

**Figure VII.20** : Développement des rotules à chaque pas de l'analyse « pushover  $x-x$  » de SAP2000.

**Figure VII.21** : Développement des rotules à chaque pas de l'analyse « pushover  $y-y$  » de SAP2000.

**Figure VII.22** : Champ de contraintes verticales développées au niveau des armatures par le chargement « pushover  $x-x$  ».

**Figure VII.23** : Champ de contraintes verticales développées au niveau des armatures par le chargement « pushover  $y-y$  ».

**Figure VII.24** : Dérivation d'énergie dissipée par amortissement.

**Figure VII.25** : Résultats de l'analyse pushover dans le sens  $x-x$ .

**Figure VII.26** : Résultats de l'analyse pushover dans le sens  $y-y$ .

**Figure B.1** : Ferrailage des linteaux LX1 (cm).

**Figure B.2** : Coupe C-C (cm).

**Figure B.3** : Ferrailage des linteaux LX2-3 (cm).

---

**Figure B.4** : Coupe D–D (cm).

**Figure B.5** : Ferrailage des linteaux LY1–2 (cm).

**Figure B.6** : Coupe E–E (cm).

**Figure B.7** : Plan de fondation (m).

**Figure B.8** : Plan de coffrage RDC–5<sup>ème</sup> (m).

**Figure B.9** : Plan de coffrage 6<sup>ème</sup>–terrasse (m).

---

## Liste des tableaux.

- Tableau II.1** : Choix des sections des poutres.
- Tableau II.2** : Dimensionnement des poteaux centraux.
- Tableau II.3** : Dimensionnement des poteaux d'angle.
- Tableau II.4** : Dimensionnement des poteaux de rive.
- Tableau II.5** : Choix final des sections des poteaux.
- Tableau III.1** : Ferrailage de la dalle triangulaire.
- Tableau III.2** : Vérification des contraintes de la dalle triangulaire.
- Tableau III.3** : Calcul des moments de la dalle rectangulaire.
- Tableau III.4** : Ferrailage de la dalle rectangulaire.
- Tableau III.5** : Vérification des contraintes de la dalle rectangulaire.
- Tableau III.6** : Récapitulatif du calcul de flèche de la dalle rectangulaire.
- Tableau III.7** : Ferrailage des nervures.
- Tableau III.8** : Vérification des contraintes des nervures.
- Tableau III.9** : Récapitulatif du calcul de flèche des nervures.
- Tableau III.10** : Calcul des moments de la dalle du plancher nervuré.
- Tableau III.11** : Ferrailage de la dalle du plancher nervuré.
- Tableau III.12** : Vérification des contraintes des dalles du plancher nervuré.
- Tableau III.13** : Ferrailage des marches.
- Tableau III.14** : Vérification des contraintes des marches.
- Tableau III.15** : Ferrailage du pallier.
- Tableau III.16** : Vérification des contraintes du pallier.
- Tableau IV.1** : Facteur de qualité « Q ».
- Tableau IV.2** : Périodes et facteurs de participation massique du modèle initial.
- Tableau IV.3** : Vérifications des déplacements inter-étages du modèle initial.
- Tableau IV.4** : Vérifications de l'effort normal réduit des poteaux rectangulaires.
- Tableau IV.5** : Vérifications de l'effort normal réduit des poteaux carrés.
- Tableau IV.6** : Périodes et facteurs de participation massique du modèle 2.
- Tableau IV.7** : Vérification des déplacements inter étages du modèle 2.

---

**Tableau IV.8** : Périodes et facteurs de participation massique du modèle final.

**Tableau IV.9** : Vérification des déplacements inter-étages du modèle final.

**Tableau IV.10** : Vérification de l'effet P- $\Delta$  selon x-x du modèle final.

**Tableau IV.11** : Vérification de l'effet P- $\Delta$  selon y-y du modèle final.

**Tableau V.1** : contraintes du béton et de l'acier.

**Tableau V.2** : Calcul du ferrailage des poteaux rectangulaires.

**Tableau V.3** : Suite du calcul du ferrailage des poteaux rectangulaires.

**Tableau V.4** : Pourcentage d'armatures minimal.

**Tableau V.5** : Choix d'armatures verticales des poteaux rectangulaires.

**Tableau V.6** : Vérification des contraintes des poteaux rectangulaires ( $N_{max}$ ,  $M_{corr}$ ).

**Tableau V.7** : Vérification des contraintes des poteaux rectangulaires ( $M_{max}$ ,  $N_{corr}$ ).

**Tableau V.8** : Vérification des contraintes de cisaillement des poteaux rectangulaires.

**Tableau V.9** : Espacement des cadres des poteaux rectangulaires.

**Tableau V.10** : Choix d'armatures transversales des poteaux rectangulaires.

**Tableau V.11** : Vérifications des contraintes des poteaux rectangulaires du sous-sol.

**Tableau V.12** : Ferrailage des poutres principales et secondaires.

**Tableau V.13** : Choix d'armatures longitudinales des poutres principales et secondaires.

**Tableau V.14** : Contrainte tangentielle et ferrailage transversal des poutres principales et secondaires.

**Tableau V.15** : Vérification des poutres principales et secondaires à l'ELS.

**Tableau V.16** : Récapitulatif du calcul de flèche des poutres principales et secondaires.

**Tableau V.17** : Valeurs du coefficient « K ».

**Tableau V.18** : Calcul de  $\sigma_{ba}$  et  $\sigma_{bna}$ .

**Tableau V.19** : Sections minimales des aciers verticaux et horizontaux.

**Tableau V.20** : Sections minimales des aciers transversaux.

**Tableau V.21** : Calcul de  $\sigma_{ba}$  et  $\sigma_{bna}$  pour VX1.

**Tableau V.22** : Calcul des armatures verticales pour VX1.

**Tableau V.23** : Valeurs du coefficient « K ».

**Tableau V.24** : Pourcentage minimal des armatures en zone comprimée.

**Tableau V.25** : Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant.

**Tableau V.26** : Calcul du ferrailage des linteaux.

**Tableau VI.1** : Contraintes dans le sol sous le radier.

**Tableau VI.2** : Moments maximaux de la dalle.

**Tableau VI.3** : Calcul du ferrailage de la dalle.

---

**Tableau VI.4** : Vérification des contraintes de la dalle.

**Tableau VI.5** : Calcul du ferrailage des nervures.

**Tableau VI.6** : Vérification des contraintes des nervures.

**Tableau VI.7** : Contrainte tangentielle et ferrailage transversal des nervures.

**Tableau VI.8** : Moments maximaux du voile périphérique.

**Tableau VI.9** : Calcul du ferrailage des voiles périphériques.

**Tableau VI.10** : Vérification des contraintes du voile périphérique.

**Tableau A.1** : Calcul des armatures verticales du voile VX1.

**Tableau A.2** : Calcul des armatures verticales du voile VX2.

**Tableau A.3** : Calcul des armatures verticales du voile VX3.

**Tableau A.4** : Calcul des armatures verticales du voile VX4.

**Tableau A.5** : Calcul des armatures verticales du voile VX5.

**Tableau A.6** : Calcul des armatures verticales du voile VX6 et VX7.

**Tableau A.7** : Calcul des armatures verticales du voile VX8 et VX9.

**Tableau A.8** : Calcul des armatures verticales du voile VY1.

**Tableau A.9** : Calcul des armatures verticales du voile VY2.

**Tableau A.10** : Calcul des armatures verticales du voile VY3.

**Tableau A.11** : Calcul des armatures verticales du voile VY4.

**Tableau A.12** : Calcul des armatures verticales du voile VY5.

**Tableau A.13** : Calcul des armatures verticales du voile VY6.

**Tableau A.14** : Calcul des armatures verticales du voile VY7 et VY8.

**Tableau A.15** : Aciers de couture du voile VX1.

**Tableau A.16** : Aciers de couture du voile VX2.

**Tableau A.17** : Aciers de couture du voile VX3.

**Tableau A.18** : Aciers de couture du voile VX4.

**Tableau A.19** : Aciers de couture du voile VX5.

**Tableau A.20** : Aciers de couture du voile VX6 et VX7.

**Tableau A.21** : Aciers de couture du voile VX8 et VX9.

**Tableau A.22** : Aciers de couture du voile VY1.

**Tableau A.23** : Aciers de couture du voile VY2.

**Tableau A.24** : Aciers de couture du voile VY3.

**Tableau A.25** : Aciers de couture du voile VY4.

**Tableau A.26** : Aciers de couture du voile VY5.

**Tableau A.27** : Aciers de couture du voile VY6.

- 
- Tableau A.28** : Aciers de couture du voile VY7 et VY8.
- Tableau A.29** : Aciers horizontaux des voiles dans le sens X-X.
- Tableau A.30** : Aciers horizontaux des voiles dans le sens Y-Y.
- Tableau A.31** : Calcul du ferrailage du voile VX1.
- Tableau A.32** : Calcul du ferrailage du voile VX2.
- Tableau A.33** : Calcul du ferrailage du voile VX3.
- Tableau A.34** : Calcul du ferrailage du voile VX4.
- Tableau A.35** : Calcul du ferrailage du voile VX5.
- Tableau A.36** : Calcul du ferrailage du voile VX6 et VX7.
- Tableau A.37** : Calcul du ferrailage du voile VX8 et VX9.
- Tableau A.38** : Calcul du ferrailage du voile VY1.
- Tableau A.39** : Calcul du ferrailage du voile VY2.
- Tableau A.40** : Calcul du ferrailage du voile VY3.
- Tableau A.41** : Calcul du ferrailage du voile VY4 et VY5.
- Tableau A.42** : Calcul du ferrailage du voile VY6.
- Tableau A.43** : Calcul du ferrailage du voile VY7 et VY8.

---

## Liste des notations.

### *Lettre latines en majuscule :*

A : Coefficient d'accélération de la zone et le groupe d'usage appropriés.

$A_c$  : Armatures de peau.

$A_D$  : Armatures diagonales des linteaux.

$A_g$  : Section transversale brute du voile.

$A_r$  : Armatures de répartition.

$A_s$  : Section d'acier.

$A_x$  : Section d'armatures dans le sens x-x.

$A_y$  : Section d'armatures dans le sens y-y.

B : Aire totale de la section de béton.

$B_r$  : Section de béton réduite.

$C_p$  : Facteur de force horizontale.

E : Emmarchement des escaliers.

$E_{ij}$  : Module d'élasticité longitudinale instantané du béton.

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

$E_{vj}$  : Module d'élasticité longitudinale différé du béton.

$F_p$  : Force horizontale.

G : Poids propre.

I : Moment d'inertie.

$I_0$  : Moment d'inertie de la section rectangulaire homogène du béton.

$I_{fi}$  : Moment d'inertie fictif instantané.

$I_{fv}$  : Moment d'inertie fictif différé.

K : Coefficient de flambement.

$L_f$  : Longueur de flambement.

$L_x$  : Longueur libre du panneau dans le sens x-x.

$L_y$  : Longueur libre du panneau dans le sens y-y.

$M_0$  : Moment isostatique.

$M_a$  : Moment sur appui.

---

$M_f$  : Moment fictif.  
 $M_i$  : Moment sur appui intermédiaire.  
 $M_R$  : Moment de renversement.  
 $M_S$  : Moment stabilisateur.  
 $M_{ser}$  : Moment fléchissant de service.  
 $M_t$  : Moment en travée.  
 $M_u$  : Moment fléchissant ultime.  
 $M_x$  : Moment de la dalle dans le sens x-x.  
 $M_y$  : Moment de la dalle dans le sens y-y.  
 $N_{ser}$  : Effort normal de service.  
 $N_u$  : Effort normal ultime.  
 $P_n$  : Effort nominal limite de la section transversale du voile.  
 $Q$  : Surcharge d'exploitation.  
 $R$  : Facteur de comportement.  
 $S_t$  : Espacement des armatures transversales.  
 $T_{bz}$  : Largeur des éléments de rives des voiles.  
 $T_{ser}$  : Effort tranchant de service.  
 $\bar{V}$  : Effort tranchant admissible.  
 $W_p$  : Poids de l'acrotère.

***Lettres latines en minuscule :***

$c, c'$  : Enrobage.  
 $c_g$  : Diamètre du plus gros granulat.  
 $d$  : Bras de levier des armatures.  
 $f_{c28}, f'_c$  : Résistance du béton à la compression à 28 jours.  
 $f_{cj}$  : Résistance du béton à la compression à « j » jours.  
 $f_{t28}$  : Résistance du béton à la traction à 28 jours.  
 $f_e, f_y$  : Contrainte limite élastique de l'acier.  
 $f_{tj}$  : Résistance du béton à la traction à « j » jours.  
 $f_{bc}$  : Contrainte du béton.  
 $g$  : Largeur du giron des escaliers.  
 $h_{cr}$  : Hauteur critique du voile.  
 $h_e$  : Hauteur libre d'étage.  
 $h_w$  : Hauteur totale du voile mesurée à partir de la base jusqu'au sommet de la structure.  
 $i$  : Rayon de giration.

---

$j$  : Jours.

$l_R$  : Longueur de recouvrement.

$l_w$  : Longueur du voile en plan.

***Lettres grecques en majuscule :***

$\Delta f_i$  : Flèche totale.

$\Delta L$  : Déformation absolu.

$\Delta_k$  : Déplacement plastique relatif entre étages.

$\Delta_{ek}$  : Déplacement élastique relatif entre étages.

$\Phi$  : Facteur de réduction.

$\emptyset_l$  : Diamètre d'armatures longitudinales.

$\emptyset_t$  : Diamètre d'armatures transversales.

***Lettres grecques en minuscule :***

$\alpha$  : Coefficient de réduction.

$\delta_k$  : Déplacement plastique d'étage.

$\delta_{ek}$  : Déplacement élastique d'étage.

$\varepsilon_{bc}$  : Déformation (raccourcissement) relative du béton.

$\varepsilon_{es}$  : L'abscisse limite de la droite d'élasticité de l'acier.

$\varepsilon_s$  : Déformation (allongement) relative de l'acier.

$\eta$  : Coefficient d'équivalence.

$\lambda, \lambda_g$  : Elancement de l'élément.

$\mu$  : Moment réduit.

$\theta$  : Coefficient qui tient compte la durée de l'application des charges.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton.

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier.

$\rho_b$  : Poids volumique du béton.

$\sigma_{bc}$  : Contrainte du béton.

$\overline{\sigma}_{bc}$  : Contrainte limite de service du béton.

$\sigma_{ba}$  : Contrainte de compression du béton armé des voiles.

$\sigma_{bna}$  : Contrainte de compression du béton non armé des voiles.

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier.

$\sigma_{ser}$  : Contrainte de compression du béton à l'ELS.

$\overline{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.

$\sigma_u$  : Contrainte de compression du béton à l'ELU.

---

$\tau_u$  : Contrainte tangentielle du béton.

$\overline{\tau_u}$  : Contrainte tangentielle admissible du béton.

$\nu$  : Coefficient de Poisson.

---

# Sommaire.

<b>Introduction.</b> .....	1
<b>Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux.</b> .....	2
I.1. Introduction .....	2
I.2. Présentation de l'ouvrage.....	2
I.2.1. Caractéristiques géométriques .....	2
I.2.2. Classification du bâtiment selon l’RPA 99 version 2003 .....	2
I.2.3. Plancher .....	3
I.2.4. Escalier .....	3
I.2.5. Maçonnerie .....	3
I.2.6. Ossature .....	3
I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux .....	3
I.3.1. Béton .....	3
I.3.1.1. Composition du béton.....	3
I.3.1.2. Résistance du béton .....	3
I.3.1.2.1. Résistance du béton à la compression.....	3
I.3.1.2.2. Résistance du béton à la traction.....	4
I.3.1.3. Module d'élasticité longitudinale .....	4
I.3.1.3.1. Module d'élasticité instantané « $E_{ij}$ » .....	4
I.3.1.3.2. Module d'élasticité différé « $E_{vj}$ » .....	4
I.3.1.4. Coefficient de poisson .....	4
I.3.1.5. Poids volumique .....	4
I.3.1.6. Les contraintes limites de calcul.....	4
I.3.1.6.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U) .....	4
I.3.1.6.2. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S).....	5
I.3.2. Aciers .....	5
I.3.2.1. Les limites élastiques .....	5
I.3.2.2. Module d'élasticité des aciers .....	5
I.3.2.3. Les contraintes limites de calcul.....	6
I.3.2.3.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U) .....	6
I.3.2.3.2. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S).....	6
I.3.2.4. Le coefficient d'équivalence.....	7
I.4. Hypothèses de calcul.....	7

---

<b>Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments Et évaluation des charges</b> .....	9
II.1. Introduction.....	9
II.2. Pré-dimensionnement Des Planchers .....	9
II.2.1. Planchers en dalle pleine .....	9
II.2.2. Planchers nervurés :.....	9
II.3. Evaluation Des Charges.....	10
II.3.1. Charges Permanentes.....	10
II.3.1.1. Plancher Terrasse Inaccessible.....	10
II.3.1.2. Plancher Etage Courant .....	10
II.3.2. Surcharge D’exploitation.....	10
II.3.3. Maçonnerie .....	10
II.3.4. Acrotère .....	10
II.4. Pré-dimensionnement des poutres et des poteaux .....	11
II.4.1. Pré-dimensionnement des poutres .....	11
II.4.1.1. Poutre principale (sens longitudinal).....	11
II.4.1.2. Poutre secondaire (sens transversal).....	11
II.4.1.3. Poutre de chaînage (noyau).....	11
II.4.2. Pré-dimensionnement des poteaux .....	12
II.4.2.1. Poteau central.....	14
II.4.2.2. Poteau d’angle.....	15
II.4.2.3. Poteau de rive.....	17
<b>Chapitre III : Calcul des éléments secondaires</b> .....	19
III.1. Acrotère .....	19
III.1.1. Introduction .....	19
III.1.2. Evaluation des charges.....	19
III.1.2.1. Charges verticales .....	19
III.1.2.2. Charges horizontales .....	19
III.1.3. Calcul des efforts .....	20
III.1.4. Ferrailage de l’acrotère .....	20
III.1.5. Vérifications .....	21
III.1.5.1. Armatures de répartition.....	21
III.1.5.2. Contraintes.....	21
III.1.5.2.1. Contrainte du béton .....	22
III.1.5.2.2. Contrainte de l’acier .....	22
III.1.5.3. Effort tranchant .....	22
III.2. Planchers.....	23
III.2.1. Planchers dalle pleine .....	23
III.2.1.1. Dalle triangulaire .....	23
III.2.1.1.1. Principe de la méthode des lignes de rupture <sup>[20]</sup> .....	23

---

III.2.1.1.2. Hypothèses de calcul .....	23
III.2.1.1.3. Évaluation des charges .....	24
III.2.1.1.4. Combinaison des charges.....	24
III.2.1.1.5. Calcul des efforts internes.....	24
III.2.1.1.5.a. Travail extérieur.....	24
III.2.1.1.5.b. Travail intérieur .....	24
III.2.1.1.6. Ferrailage de la dalle triangulaire .....	25
III.2.1.1.7. Vérifications.....	25
III.2.1.1.7.a. Condition de non fragilité.....	25
III.2.1.1.7.b. Espacement .....	25
III.2.1.1.7.c. Effort tranchant.....	25
III.2.1.1.7.d. Contraintes .....	26
III.2.1.2. Dalle rectangulaire .....	26
III.2.1.2.1. Évaluation des charges .....	26
III.2.1.2.2. Combinaison des charges.....	26
III.2.1.2.3. Calcul des efforts internes.....	26
III.2.1.2.4. Ferrailage de la dalle rectangulaire.....	27
III.2.1.2.5. Vérifications.....	27
III.2.1.2.5.a. Condition de non fragilité.....	27
III.2.1.2.5.b. Espacement .....	27
III.2.1.2.5.c. Effort tranchant.....	28
III.2.1.2.5.d. Contraintes .....	28
III.2.1.2.5.e. Flèche.....	28
III.2.2. Planchers nervurés.....	29
III.2.2.1. Hypothèses de calcul.....	29
III.2.2.2. Evaluation des charges .....	29
III.2.2.2.1. Charges permanentes .....	29
III.2.2.2.2. Surcharges d'exploitation .....	30
III.2.2.3. Etude des nervures .....	30
III.2.2.3.1. Calcul des efforts.....	30
III.2.2.3.2. Ferrailage des nervures .....	30
III.2.2.3.3. Vérifications.....	30
III.2.2.3.3.a. Condition de non fragilité.....	30
III.2.2.3.3.b. Espacement .....	31
III.2.2.3.3.c. Effort tranchant.....	31
III.2.2.3.3.d. Contraintes .....	31
III.2.2.3.3.e. Flèche.....	31
III.2.2.4. Etude des dalles .....	33
III.2.2.4.1. Évaluation des charges .....	33

---

III.2.2.4.2. Combinaison des charges.....	33
III.2.2.4.3. Calcul des efforts internes.....	33
III.2.2.4.4. Ferrailage de la dalle rectangulaire.....	33
III.2.2.4.5. Vérifications.....	34
III.2.2.4.5.a. Condition de non fragilité.....	34
III.2.2.4.5.b. Espacement .....	34
III.2.2.4.5.c. Effort tranchant.....	34
III.2.2.4.5.d. Contraintes .....	34
III.2.2.4.5.e. Flèche.....	35
III.3. les escaliers .....	35
III.3.1. Relation de Blondel .....	35
III.3.2. Calcul des escaliers.....	35
III.3.3. Evaluation des charges.....	36
III.3.3.1. Charges permanentes .....	36
III.3.3.2. Surcharges d'exploitation.....	36
III.3.4. Combinaison de charges .....	36
III.3.5. Calcul des marches .....	36
III.3.5.1. Calcul des efforts internes .....	36
III.3.5.2. Ferrailage des marches .....	37
III.3.5.3. Vérifications .....	37
III.3.5.3.1. Condition de non fragilité.....	37
III.3.5.3.2. Effort tranchant .....	37
III.3.5.3.3. Contraintes .....	37
III.3.5.3.4. Flèche .....	37
III.3.6. Calcul du palier.....	37
III.3.6.1. Calcul des efforts internes .....	38
III.3.6.2. Ferrailage du palier .....	38
III.3.6.3. Vérifications .....	38
III.3.6.3.1. Condition de non fragilité.....	38
III.3.6.3.2. Espacement .....	38
III.3.6.3.3. Effort tranchant .....	38
III.3.6.3.4. Contraintes .....	38
III.3.6.3.5. Flèche .....	39
<b>Chapitre IV : Etude sismique.....</b>	<b>40</b>
IV.1. Introduction.....	40
IV.2. Caractéristique dynamiques propres .....	40
IV.3. Modélisation de la structure.....	41
IV.3.1. Introduction.....	41
IV.3.2. Modélisation de la rigidité .....	41

---

IV.3.2.1. Les éléments de portique.....	41
IV.3.2.2. Les voiles .....	41
IV.3.2.3. Le Diaphragme .....	41
IV.3.2.4. Conception du contreventement vertical.....	41
IV.3.2.5. Connectivité Sol/Structure .....	41
IV.3.3. Modélisation de la masse.....	41
IV.4. Etude sismique.....	42
IV.4.1. Introduction.....	42
IV.4.2. Choix de la méthode de calcul .....	42
IV.4.2.1. La méthode statique équivalente .....	42
IV.4.2.1.1. Principe.....	42
IV.4.2.1.2. Conditions d'applications .....	42
IV.4.2.2. La méthode modale spectrale .....	43
IV.4.2.2.1. Principe.....	43
IV.4.2.2.2. Analyse spectrale .....	43
IV.4.3. Effort tranchant à la base .....	44
IV.4.3.1. Calcul de l'effort tranchant à la base par la méthode statique équivalente .....	44
IV.4.4. Estimation de la période fondamentale de la structure « T » .....	44
IV.4.5. Vérification des déplacements inter étage.....	45
IV.5. Résultats de l'analyse dynamique du modèle initial .....	46
IV.5.1. Modèle initial .....	46
IV.5.1.1. Caractéristiques dynamique propres du modèle initial .....	46
IV.5.1.2. Constatations .....	47
IV.5.1.3. Résultantes des forces sismiques .....	47
IV.5.1.4. Vérification des déplacements inter étage.....	47
IV.5.1.5. Vérification spécifique aux sollicitations normales .....	47
IV.5.1.5.1. Poteaux rectangulaires.....	48
IV.5.1.5.2. Poteaux carrés .....	48
IV.5.2. Model initial avec la vérification de l'effort normal réduit.....	49
IV.5.2.1. Caractéristiques dynamique propres du modèle avec la vérification de l'effort normal réduit.....	49
IV.5.2.2. Constatations .....	49
IV.5.2.3. Résultantes des forces sismiques .....	49
IV.5.2.4. Vérification des déplacements inter étage :.....	50
IV.5.3. Modèle final .....	50
IV.5.3.1. Caractéristiques dynamique propres du modèle final .....	51
IV.5.3.2. Constatations .....	51
IV.5.3.3. Résultantes des forces sismiques .....	51
IV.5.3.4. Vérification des déplacements inter étage.....	52
IV.6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre) .....	52

---

IV.7. Justification du choix du coefficient de comportement .....	53
IV.7.1. Pourcentage de l'effort horizontal repris par le noyau.....	54
IV.7.2. Pourcentage des efforts repris par les voiles .....	54
IV.8. Conclusion .....	54
<b>Chapitre V : Ferrailage des éléments principaux.</b> .....	<b>55</b>
V.1. Introduction.....	55
V.2. Ferrailage des poteaux .....	55
V.2.1. Introduction .....	55
V.2.2. Combinaisons d'actions .....	55
V.2.3. Recommandations du « BAEL91 modif 99 » .....	56
V.2.4. Recommandations des « RPA 99 modif 2003 » .....	56
V.2.5. Méthode de calcul.....	56
V.2.6. Choix des armatures.....	59
V.2.7. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service.....	60
V.2.8. Vérification de la contrainte de cisaillement .....	61
V.2.9. Ferrailage transversal des poteaux .....	62
V.2.10. Longueur de recouvrement.....	64
V.2.11. Ferrailage des poteaux du sous-sol .....	64
V.2.11.1 Calcul du ferrailage.....	64
V.2.11.2.Ferrailage transversal .....	65
V.3. Ferrailage des poutres .....	66
V.3.1. Introduction .....	66
V.3.2. Les combinaisons d'actions.....	66
V.3.3. Recommandations des règlements .....	66
V.3.4. Calcul du ferrailage.....	67
V.3.5. Vérifications .....	67
V.3.5.1. Condition de non-fragilité .....	67
V.3.5.2. Espacement.....	67
V.3.5.3. Effort tranchant .....	68
V.3.5.4. Contraintes à l'E.L.S.....	68
V.3.5.5. Flèche .....	68
V.3.6. Arrêt des barres.....	69
V.3.7. Armatures de peau .....	70
V.4. Ferrailage des voiles .....	70
V.4.1. Introduction .....	70
V.4.2. Ferrailage des voiles par la méthode des contraintes .....	71
V.4.2.1. Introduction .....	71
V.4.2.2. Justifications sous sollicitations normales .....	71
V.4.2.2.1 Conditions d'application.....	71

---

V.4.2.2.2. Longueur de flambement (murs non raidi latéralement) .....	72
V.4.2.2.3. Efforts de compression en ELU .....	72
V.4.2.2.4. Sections à vérifier .....	73
V.4.2.2.5. Aciers minimaux .....	73
V.4.2.2.6. Cisaillement .....	74
V.4.2.3. ferrailage des trumeaux .....	74
V.4.2.3.1. Introduction.....	74
V.4.2.3.2. Méthode simplifiée basée sur les contraintes (aciers verticaux) .....	74
V.4.2.3.2.a. Aciers verticaux. ....	74
V.4.2.3.2.b. Aciers horizontaux.....	75
V.4.2.3.3. Exigences des RPA99 modif 2003 .....	76
V.4.2.3.3.a. Aciers verticaux .....	76
V.4.2.3.3.b. Aciers horizontaux.....	76
V.4.2.3.3.c. Règles communes .....	76
V.4.2.4. Exemple de calcul (voile VX1) par la méthode des contraintes .....	77
V.4.2.4.1. Contraintes limites.....	77
V.4.2.4.2. Armatures de traction .....	78
V.4.2.4.3. Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture) .....	78
V.4.2.4.4. Aciers horizontaux.....	78
V.4.3. Ferrailage des voiles par la Méthode réglementaire ACI 318 .....	79
V.4.3.1. Introduction .....	79
V.4.3.2. Justification de la stabilité et la résistance à la compression (flambement).....	79
V.4.3.3. Justification de la résistance vis-à-vis de l'effort normal .....	80
V.4.3.4. Justification de la résistance vis-à-vis de l'effort tranchant.....	80
V.4.3.5. Calcul des armatures de tractions dans le voile ou trumeau .....	81
V.4.3.6. Disposition constructives pour la ductilité local des murs élancés .....	82
V.4.3.7. Dimensionnement des éléments de rives d'un voile .....	83
V.4.3.7.1. Disposition constructives et pourcentage minimal dans les éléments de rives	84
V.4.3.7.2. Armatures transversales dans la zone de confinement .....	84
V.4.3.8. Exemple de calcul détaillé pour le Voile "VX1" .....	85
V.4.3.8.1. Vérification de la stabilité du voile au flambement.....	85
V.4.3.8.2. Vérification de la résistance vis-à-vis de l'effort tranchant .....	85
V.4.3.8.2.a. Armatures d'âme nécessaires .....	86
V.4.3.8.2.b. Vérification Selon les « RPA 99 modif 2003 » .....	86
V.4.3.8.3. Calcul des armatures nécessaires à la flexion composée .....	86
V.4.3.8.3.a. Limitation de l'effort normal de compression de calcul.....	87
V.4.3.8.3.b. Armature de résistance à la flexion composée .....	87
V.4.3.8.4. Dimensionnement des éléments de rives ou de bord.....	87
V.4.3.8.4.a. Armatures transversales dans la zone de confinement .....	87

---

V.4.4. Ferrailage des voiles du sous-sol .....	88
V.4.5. Ferrailage des linteaux .....	88
V.4.5.1. Premier cas .....	88
V.4.5.1.1. Aciers Longitudinaux .....	88
V.4.5.1.2. Aciers Transversaux .....	88
V.4.5.1.2.a. linteaux longs.....	89
V.4.5.1.2.b. Linteaux courts .....	89
V.4.5.2. Deuxième cas.....	89
V.4.5.3. Ferrailage minimal .....	89
V.4.5.3.1. Armatures longitudinales $A_l$ et $A_l'$ .....	89
V.4.5.3.2. Armatures transversales $A_t$ .....	89
V.4.5.3.3. Armatures de peau $A_c$ .....	89
V.4.5.3.4. Armatures diagonales $A_D$ .....	90
V.4.5.4. Exemple de calcul du linteau LX1 .....	90
V.4.5.5. Ferrailage des linteaux restants.....	90
<b>Chapitre VI : Etude des fondations.</b> .....	<b>91</b>
VI.1. Introduction.....	91
VI.2. Caractéristiques du sol.....	91
VI.3. Choix des fondations .....	91
VI.4. Dimensionnement du radier .....	92
VI.4.1. Epaisseur de la dalle .....	92
VI.4.2. Hauteur de la nervure.....	92
VI.4.2.1. Condition forfaitaire.....	92
VI.4.2.2. Condition de rigidité .....	92
VI.4.2.3. Condition de flèche.....	92
VI.4.2.4. Conclusion.....	93
VI.4.3. Caractéristiques géométriques du radier .....	93
VI.5. Vérifications du radier .....	93
VI.5.1. Stabilité.....	93
VI.5.1.1. Méthode forfaitaire .....	93
VI.5.1.2. Méthode des « RPA 99 modif 2003 ».....	94
VI.5.2. Contraintes .....	94
VI.5.2.1. Sollicitations du premier genre.....	94
VI.5.2.2. Sollicitations du second genre .....	94
VI.6. Ferrailage du radier .....	94
VI.6.1. Ferrailage de la dalle.....	95
VI.6.1.1. Evaluation des charges .....	95
VI.6.1.2. Calcul des efforts internes .....	95

---

VI.6.1.3. Calcul du ferrailage de la dalle .....	95
VI.6.1.4. Vérifications .....	96
VI.6.1.4.1. Condition de non fragilité .....	96
VI.6.1.4.2. Espacement .....	96
VI.6.1.4.3. Effort tranchant .....	96
VI.6.1.4.4. Contraintes .....	96
VI.6.2. Ferrailage des nervures .....	97
VI.6.2.1. Calcul des efforts internes .....	97
VI.6.2.2. Calcul du ferrailage des nervures .....	98
VI.6.2.3. Vérifications .....	98
VI.6.2.3.1. Condition de non fragilité .....	98
VI.6.2.3.2. Espacement .....	98
VI.6.2.3.3. Effort tranchant .....	98
VI.6.2.3.4. Contraintes .....	98
VI.6.2.4. Armatures transversales .....	99
VI.6.2.5. Armatures de peau .....	99
VI.7. Voile périphérique.....	100
VI.7.1. Introduction.....	100
VI.7.2. Dimensions et exigences.....	100
VI.7.3. Evaluation des charges.....	100
VI.7.4. Calcul des efforts internes.....	100
VI.7.5. Calcul du ferrailage des voiles périphériques .....	101
VI.7.6. Vérifications .....	101
VI.7.6.1. Condition de non-fragilité .....	101
VI.7.6.2. Espacement.....	101
VI.7.6.3. Effort tranchant.....	102
VI.7.6.4. Contraintes .....	102
<b>Chapitre VII : Analyse statique non linéaire (Pushover).....</b>	<b>103</b>
VII.1. Définition de la méthode .....	103
VII.2. Etapes de la méthode pushover.....	103
VII.3. But de l'analyse Pushover .....	104
VII.4. Procédure de la méthode du spectre de capacité.....	104
VII.4.1. Courbe de capacité .....	105
VII.4.2. Courbe de demande (déplacement) .....	105
VII.4.3. Conversion de la courbe de capacité en spectre de capacité.....	105
VII.4.4. Point de performance.....	105
VII.5. Niveaux de performance .....	106

---

VII.6. Définition des paramètres non linéaires de la structure .....	107
VII.6.1. Eléments poteaux et poutres .....	107
VII.6.2. Eléments voiles .....	109
VII.6.3. Charge de poussée progressive « Pushover » .....	110
VII.6.3.1. Charge gravitaire non linéaire .....	110
VII.6.3.2. Charges horizontales « pushover » .....	111
VII.7. Résultats de l'analyse non linéaire.....	112
VII.7.1. Amortissement de la structure.....	116
VII.8. Conclusion.....	118
<b>Conclusion générale.</b> .....	119
<b>Annexe A : Calcul du ferrailage des voiles.</b> .....	120
<b>Annexe B : Plans du projet.</b> .....	137

---

## Introduction.

Le calcul de structures ne cesse d'évoluer depuis toujours, le rythme d'évolution durant les dernières décennies voir siècles ne fait qu'accélérer, l'objectif étant de construire des ouvrages résistants et durables, et avec l'abondance de ces derniers l'économie joue alors un rôle capital dans la conception. Les ingénieurs s'intéresse donc beaucoup à la résistance des structures et leur sécurité, c'est pour cela qu'il est plus fréquent que les études soient limitées au domaine élastique seulement, cependant, une partie non négligeable de la résistance globale de la structure dans le domaine post-élastique ou plastique n'est pas prise en considération. Etudier les structures dans ce domaine-là permet non seulement d'avoir une meilleure idée sur leur comportement et leur performance mais aussi de construire des structures plus économiques.

Dans cette étude, nous allons faire la conception d'un bâtiment R+15+SS à usage administratif implanté à El Hamma, Alger, classé en zone III selon les règles parasismiques algériennes (RPA 99 modif 2003), mais aussi étudier son comportement et sa performance en domaine post-élastique en utilisant la méthode statique non-linéaire par poussée progressive aussi connue sous le nom « Pushover ».

Le 1<sup>er</sup> chapitre sera consacré à la description globale de l'ouvrage ainsi que des matériaux utilisés. Un pré-dimensionnement préliminaire des éléments constituant le bâtiment sera fait dans le 2<sup>ème</sup> chapitre.

Le 4<sup>ème</sup> chapitre est dédié à l'analyse sismique avec la méthode modale spectrale afin de déterminer les principaux modes de vibration qui dominent la structure.

L'étude des éléments secondaires de la structure (planchers, escaliers, acrotère) sera détaillée dans le 3<sup>ème</sup> chapitre, et dans le 5<sup>ème</sup> chapitre pour les éléments principaux (poutres, poteaux, voiles).

Le 6<sup>ème</sup> chapitre quant à lui sera consacré à l'étude des fondations de structure. Et pour finir, on étudiera le comportement de la structure dans le domaine post-élastique non-linéaire dans le dernier chapitre avec la méthode « Pushover ».

# Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux.

## I.1. Introduction

L'ouvrage étudié est un bâtiment à usage administratif (RDC+15+1SS) implanté à El Hamma wilaya d'Alger, cette région est classée comme une zone de forte sismicité (III) selon les règles parasismiques Algériennes (RPA 99 modif 2003).

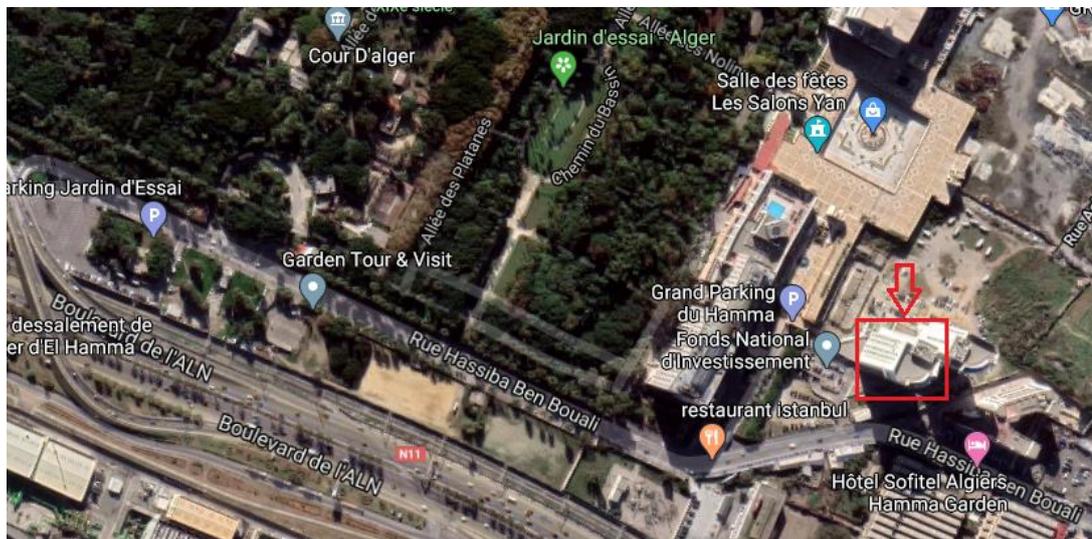


Figure I.1 : Site de l'ouvrage avec Google MAPS.

## I.2. Présentation de l'ouvrage

Le bâtiment se compose d'un RDC+15 étages à usage administratif et d'un sous-sol à usage de stockage et de parking.

### I.2.1. Caractéristiques géométriques

#### Dimensions en élévation :

- Hauteur totale du bâtiment : 63 m
- Hauteur du rez-de-chaussée : 3.6 m
- Hauteur de l'étage : 3.6 m
- Hauteur du sous-sol : 4.2 m

#### Dimensions en plan :

- Longueur totale en plan : 33,6 m
- Largeur totale en plan : 28,55 m

### I.2.2. Classification du bâtiment selon les RPA 99 modif 2003

Le bâtiment est un ouvrage **de grande importance** classé dans le groupe **1.b**.

Car c'est un bâtiment administratif de plus de 48 m de hauteur et qui reçoit du public pouvant accueillir simultanément plus de 300 personnes.

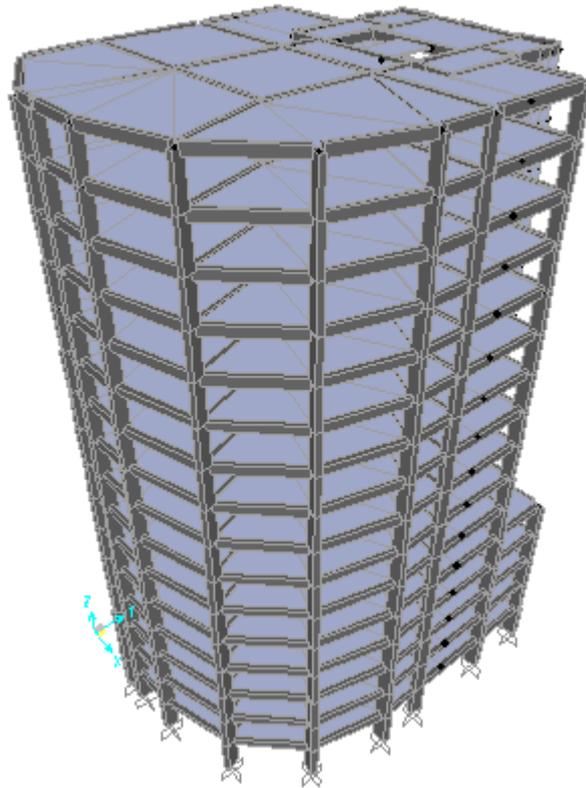


Figure I.2 : Vue en 3D de la structure.

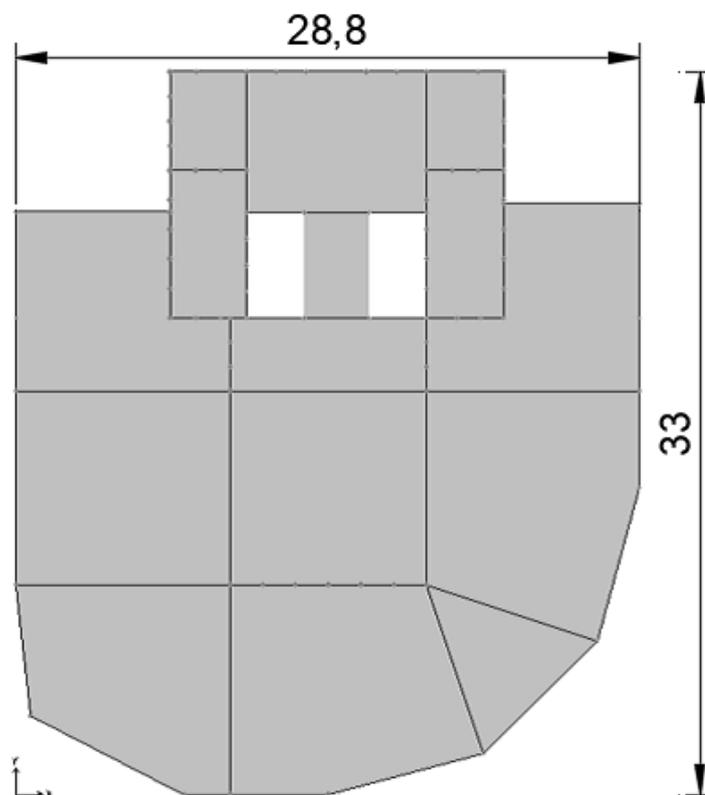


Figure I.3 : Vue en plan de la structure.

### I.2.3. Plancher

Les panneaux des planchers sont relativement grands, on opte donc pour un plancher nervuré dans deux sens pour les panneaux larges plus ou moins réguliers, et un plancher en dalle pleine pour les panneaux irréguliers.

### I.2.4. Escalier

La structure comporte seulement des escaliers à double quart tournant.

### I.2.5. Maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en brique creuse.

Les murs extérieurs sont constitués d'une double paroi en brique creuse de 10 cm d'épaisseur séparée par une lame d'air de 10 cm d'épaisseur.

### I.2.6. Ossature

Le bâtiment est constitué de portiques et d'un noyau en béton armé, d'après les « **RPA 99 modif 2003** », le système de contreventement du bâtiment est un système de « contreventement par noyau en béton armé » (**type 3**).

## I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé « **BAEL 91 modifié 99** » et tous les règlements applicables en Algérie « **RPA 99 modif 2003** » et « **CBA93** ».

### I.3.1. Béton

#### I.3.1.1. Composition du béton

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certaines qualités à savoir :

- Une résistance mécanique élevée.
- Un retrait minimum.
- Une bonne tenue dans le temps.

#### I.3.1.2. Résistance du béton

##### I.3.1.2.1. Résistance du béton à la compression

D'un point de vue technique un béton est défini par la valeur caractéristique requise (ou spécifiée) de sa résistance à la compression à 28 jours d'âge, notée  $f_{c28}$ . Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques de 16cm de diamètre et de 32 cm de hauteur <sup>[5]</sup>.

-Pour des résistances  $f_{c28} \leq 40$  MPa <sup>[3]</sup> :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83 \times j} \times f_{c28} & \text{si } 28 \text{ jour} < j < 60 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1,1 \times f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{cases}$$

Pour notre étude on a :  $f_{c28} = 35$  MPa

##### I.3.1.2.2. Résistance du béton à la traction

La résistance caractéristique à la traction d'un béton à j jours, notée  $f_{ij}$ , est définie par <sup>[3]</sup> :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj} \quad \text{si } f_{cj} < 60 \text{ MPa}$$

Pour  $f_{c28} = 35$  MPa on trouve :  $f_{i28} = 2,7$  MPa.

### I.3.1.3. Module d'élasticité longitudinale

Aussi connu sous le nom de module de « Young » ou module de « déformation longitudinal », il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

#### I.3.1.3.1. Module d'élasticité instantané « $E_{ij}$ »

Il est mesuré à partir de la courbe ( $\sigma - \varepsilon$ ) d'un test de courte durée, il représente le module d'élasticité sous chargement temporaire ou de courte durée (inférieur à 24h) <sup>[3]</sup>.

$$E_{ij} = 11000 (f_{c28})^{1/3}$$

#### I.3.1.3.2. Module d'élasticité différé « $E_{vj}$ »

Il est mesuré à partir de la courbe contrainte– déformation ( $\sigma - \varepsilon$ ) d'un test de longue durée, il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire <sup>[3]</sup>.

$$E_{vj} = 3700 (f_{c28})^{1/3}$$

$$\text{Pour notre cas : } f_{cj} = f_{c28} = 35 \text{ MPa} \rightarrow E = \begin{cases} E_{i28} = 35981,73 \text{ MPa} \\ E_{v28} = 12102,94 \text{ MPa} \end{cases}$$

### I.3.1.4. Coefficient de Poisson

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale <sup>[12]</sup>.

- E.L.U :  $\nu = 0,0$  calcul des sollicitations
- E.L.S :  $\nu = 0,2$  calcul des déformations

### I.3.1.5. Poids volumique

On adopte la valeur  $\gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$

### I.3.1.6. Les contraintes limites de calcul

#### I.3.1.6.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U)

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà du quelle il y a ruine de l'ouvrage <sup>[4]</sup>.

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

Avec :

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité.

Tel que :

$\gamma_b = 1,5$  cas des situations durables ou transitoires

$$f_{bc} = 19,83 \text{ MPa}$$

$\gamma_b = 1,15$  cas des situations accidentelles

$$f_{bc} = 30,43 \text{ MPa}$$

$\theta$  : Coefficient qui tient compte la durée de l'application des charges:

$\theta = 1$  si la durée > 24h

$\theta = 0,9$  si la durée > 1h et < 24h

$\theta = 0,85$  pour les chargements de courte durée.

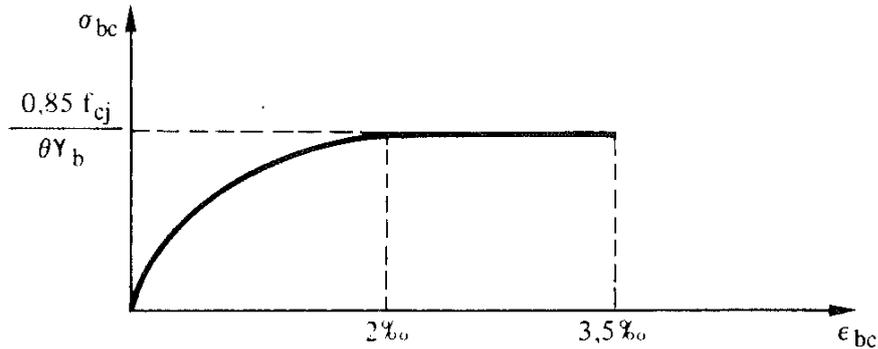


Figure I.4 : Contraintes-déformations du béton <sup>[3]</sup>.

### I.3.1.6.2. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S)

L'état limite de service correspond aux critères dont le non respect empêche les éléments d'être exploités dans des conditions satisfaisantes ou compromet leur durabilité. On distingue <sup>[4]</sup> :

- L'état limite de service vis à vis de la compression de béton.
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

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

$f_{c28} = 35 \text{ MPa}$  on trouve :  $\overline{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MPa}$

### I.3.2. Aciers

L'acier est un alliage de Fer et de Carbone en faible pourcentage, il est caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression. Ce qui en fait la solution idéale pour compenser la faible résistance du béton à la traction, son rôle est donc de reprendre les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

- Ronds lisses (R.L) : FeE24
- Barres à haute adhérences (HA) : FeE50

#### I.3.2.1. Les limites élastiques

- Les ronds lisses (R.L) : FeE24 ( $f_e = 235 \text{ MPa}$ )
- Barres à haute adhérence (HA) :  $f_e = 500 \text{ MPa}$ .

#### I.3.2.2. Module d'élasticité des aciers

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale. Il sera pris égal à :  
 $E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$

#### I.3.2.3. Les contraintes limites de calcul

##### I.3.2.3.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U)

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant :

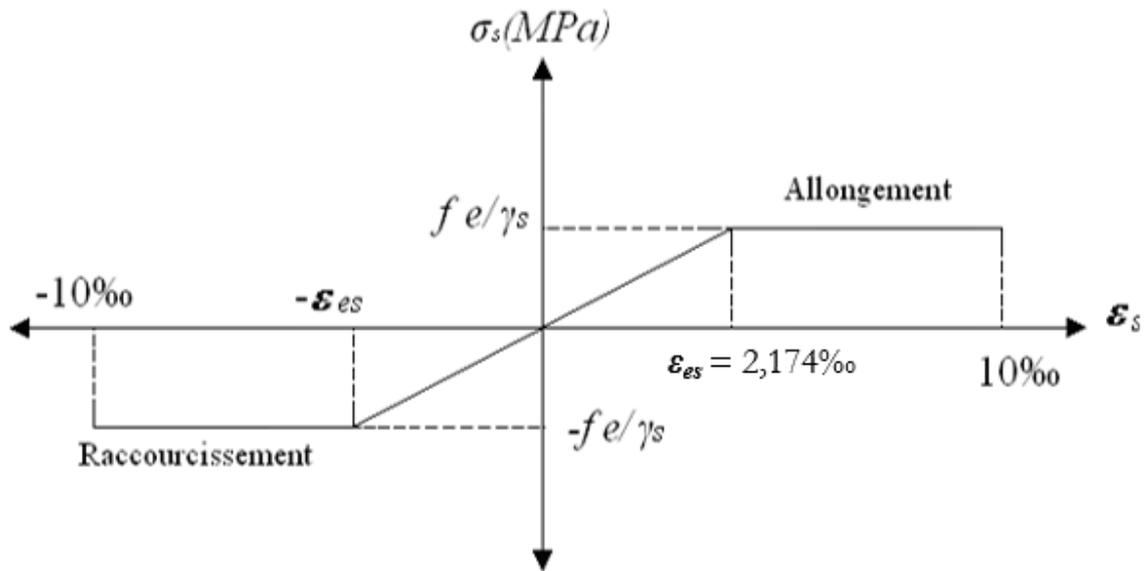


Figure I.5 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier à L'ELU <sup>[3]</sup>.

$f_e$  : Contrainte limite élastique. Avec :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$\epsilon_s$  : Déformation (allongement) relative :  $\epsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

L'abscisse limite de la droite d'élasticité vaut :  $\epsilon_{es} = \frac{f_e}{E_s \times \gamma_s}$

Pour les aciers FeE500 on a :  $\epsilon_{es} = \frac{500}{1,15 \times 200000} = 2,174 \text{ ‰}$

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier.

$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{situations durables ou transitoires} \\ 1,00 & \text{situations accidentelles} \end{cases}$

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier. :  $-\epsilon_s \leq \epsilon_{es} \rightarrow \sigma_s = E_s \times \epsilon_s$   
 $-\epsilon_{es} \leq \epsilon_s \leq 10\text{‰} \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

### I.3.2.3.2. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S)

C'est l'état où on fait les vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriées <sup>[1]</sup> :

Fissuration peu nuisible : Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable :  $\sigma_s = \xi = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \text{Max} (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}) \right\}$

Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_s = 0,8 \times \xi$

$\eta$  : Coefficient de fissuration qui dépend de type d'acier

- $\eta = 1,00$  pour les aciers ronds lisse.
- $\eta = 1,60$  pour les aciers à haute adhérence.
- $\eta = 1,30$  pour les aciers à haute adhérence < 6 mm.

### I.3.2.4. Le coefficient d'équivalence

Le coefficient d'équivalence noté «  $\eta$  » est le rapport de :  $\frac{E_s}{E_b} = 15$

$\eta$  : Coefficient d'équivalence.

$E_s$  : Module de déformation de l'acier.

$E_b$  : Module de déformation du béton.

La contrainte de calcul, notée «  $\sigma_s$  » et qui est définie par la relation :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

#### **I.4. Hypothèses de calcul**

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le digramme contrainte–déformation du béton est celui défini en § I.3.1.6.1.
- Le digramme contrainte–déformation de l'acier est celui défini en § I.3.2.3.1.
- Les positions que peut prendre le diagramme des déformations d'une section droite passent au moins par l'un des trois pivots.

## Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments Et évaluation des charges.

### II.1. Introduction

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure : poutres, poteaux et autres, passe par un dimensionnement préliminaire, appelé pré-dimensionnement.

Pour cela nous devons évaluer les charges revenant à chaque élément porteur, à tous les niveaux jusqu'à la fondation.

### II.2. Pré-dimensionnement Des Planchers

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan.

Dans notre structure nous avons deux types de planchers

- Planchers en dalle pleine.
- Planchers nervurés.

#### II.2.1. Planchers en dalle pleine

##### Planchers en dalle pleine :

Les planchers sont constitués de dalles en béton armé. Pour le Pré-dimensionnement de la hauteur de cette dernière on utilise la formule empirique suivante :  $\frac{L_x}{50} < h < \frac{L_x}{30}$

Avec :

h : Epaisseur de la dalle.

$L_x$  : La petite portée dans le sens x-x du plus grand panneau.

On a :  $L_x = 600\text{cm}$  alors  $12\text{ cm} < h < 20\text{ cm}$

On adopte donc une épaisseur de **17 cm** pour les dalles du noyau ainsi que les dalles triangulaires.

#### II.2.2. Planchers nervurés :

Pour les planchers nervurés, nous avons optés pour un espacement entre nervures de 2m avec les dimensions suivantes :

- Epaisseur de la dalle  $e = 13\text{ cm}$ .
- Hauteur de la nervure  $h = 50\text{ cm}$ .
- Largeur de la nervure  $b = 20\text{ cm}$ .

**NB** : Afin de faciliter les calculs, et du moment que la dalle et les nervures sont constitués du même matériau, le poids propre du système dalle + nervures est équivalent à une dalle en béton armé de 17 cm d'épaisseur.

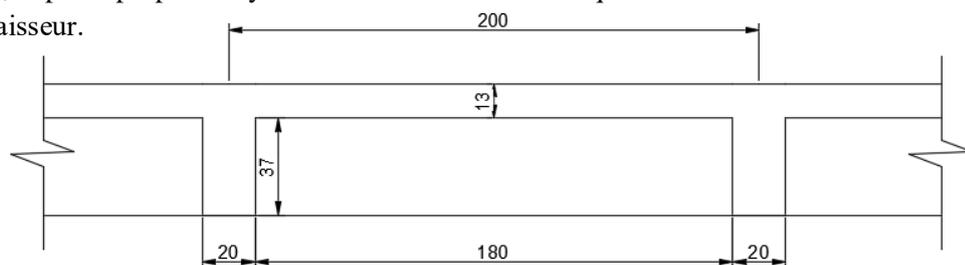


Figure II.1 : Coupe transversale du plancher nervuré (cm).

### II.3. Evaluation Des Charges

Cette étape consiste à évaluer les charges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

#### II.3.1. Charges Permanentes

##### II.3.1.1. Plancher Terrasse Inaccessible

- Gravillon de protection (e = 5 cm ; $\rho = 17 \text{ kN/m}^3$ )	0,85 kN/m <sup>2</sup>
- Etanchéité multicouches (e = 2 cm ; $\rho = 6 \text{ kN/m}^3$ )	0,12 kN/m <sup>2</sup>
- Forme de pente ( $e_{\text{moy}} = 15 \text{ cm}$ ; $\rho = 22 \text{ kN/m}^3$ )	3,30 kN/m <sup>2</sup>
- Isolation thermique (e = 4 cm ; $\rho = 4 \text{ kN/m}^3$ )	0,16 kN/m <sup>2</sup>
- Dalle pleine (ep = 17 cm)	4,25 kN/m <sup>2</sup>
- Enduit en plâtre (e = 2 cm ; $\rho = 10 \text{ kN/m}^3$ )	<u>0,20 kN/m<sup>2</sup></u>
	<b>G = 8,88 kN/m<sup>2</sup></b>

##### II.3.1.2. Plancher Etage Courant

- Carrelage (e = 2 cm ; $\rho = 0,2 \text{ kN/m}^2$ )	0,40 kN/m <sup>2</sup>
- Mortier de pose (e = 2 cm ; $\rho = 20 \text{ kN/m}^3$ )	0,40 kN/m <sup>2</sup>
- Lit de sable (e = 3 cm ; $\rho = 19 \text{ kN/m}^3$ )	0,57 kN/m <sup>2</sup>
- Plancher dalle pleine (ep = 17 cm)	4,25 kN/m <sup>2</sup>
- Enduit en plâtre (e = 2 cm ; $\rho = 10 \text{ kN/m}^3$ )	<u>0,20 kN/m<sup>2</sup></u>
	<b>G = 5,82 kN/m<sup>2</sup></b>

#### II.3.2. Surcharge D'exploitation

Acrotère :	Q = 1 kN/m <sup>2</sup>
Plancher terrasse inaccessible :	Q = 1.5 kN/m <sup>2</sup>
Plancher étage courant :	Q = 2,5 kN/m <sup>2</sup>

#### II.3.3. Maçonnerie

##### Murs extérieurs

- Enduit en ciment (e = 2cm ; $\rho = 18 \text{ kN/m}^3$ )	0,36 kN/m <sup>2</sup>
- Brique creuse (e = 10 cm)	0,90 kN/m <sup>2</sup>
- Lambe d'air (e = 10 cm)	0,00 kN/m <sup>2</sup>
- Brique creuse (e = 10 cm)	0,90 kN/m <sup>2</sup>
- Enduit au plâtre (e = 2 cm ; $\rho = 10 \text{ kN/m}^3$ )	<u>0,20 kN/m<sup>2</sup></u>
	<b>G = 2,36 kN/m<sup>2</sup></b>

#### II.3.4. Acrotère

Le poids propre de l'acrotère pour 1ml est de :  $G = \rho \times S$

S : La surface transversale totale de l'acrotère.

$\rho$  : Le poids volumique tel que  $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$ .

$$S = (0,10 \times 0,60) + (0,08 \times 0,10) + 0,10 \times \frac{0,02}{2} = 0,069 \text{ m}^2$$

$$G_{\text{acr}} = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ kN/ml}$$

## II.4. Pré-dimensionnement des poutres et des poteaux

### II.4.1. Pré-dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leurs pré-dimensionnement sont basé sur les trois étapes suivantes :

- Détermination des dimensions (h,b) à partir de formules empiriques.
- Vérification des conditions imposées sur (h,b) selon le « **RPA 99 modif 2003** ».
- Vérification de la rigidité.

**Selon les formules empiriques :**

La hauteur h de la poutre doit être :  $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

La largeur b de la poutre doit être :  $0,3 \times h \leq b \leq 0,7 \times h$

Avec : L : Portée de la poutre

h : Hauteur de la poutre

b : Largeur de la poutre

**Selon RPA 99 modif 2003 :**

On doit respecter les conditions suivantes :

- La hauteur h de la poutre doit être :  $h \geq 30$  cm
- La largeur b de la poutre doit être :  $b \geq 20$  cm
- Le rapport hauteur largeur doit être :  $\frac{h}{b} \leq 4$

#### II.4.1.1. Poutre principale (sens longitudinal)

**Selon les formules empiriques :**

$$\frac{800}{15} \leq h \leq \frac{800}{10} \quad \rightarrow \text{on prend } h = 80 \text{ cm}$$

$$0,3 \times 80 \leq b \leq 0,7 \times 80 \quad \rightarrow \text{on prend } b = 40 \text{ cm}$$

**Vérification selon « RPA 99 modif 2003 » :**

$$h > 30 \text{ cm}$$

Vérifiée.

$$b > 20 \text{ cm}$$

Vérifiée.

$$\frac{h}{b} = 2 \leq 4$$

Vérifiée.

#### II.4.1.2. Poutre secondaire (sens transversal)

**Selon les formules empiriques :**

$$\frac{800}{15} \leq h \leq \frac{800}{10} \quad \rightarrow \text{on prend } h = 80 \text{ cm}$$

$$0,3 \times 80 \leq b \leq 0,7 \times 80 \quad \rightarrow \text{on prend } b = 40 \text{ cm}$$

**Vérification selon « RPA 99 modif 2003 » :**

$$h > 30 \text{ cm}$$

Vérifiée.

$$b > 20 \text{ cm}$$

Vérifiée.

$$\frac{h}{b} = 2 \leq 4$$

Vérifiée.

#### II.4.1.3. Poutre de chaînage (noyau)

**Selon les formules empiriques :**  $\frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10} \quad \rightarrow \text{on prend } h = 45 \text{ cm}$

$$0,3 \times 45 \leq b \leq 0,7 \times 45 \quad \rightarrow \text{on prend } b = 30 \text{ cm}$$

**Vérification selon « RPA 99 modif 2003 » :**

$$h > 30 \text{ cm}$$

Vérifiée.

$$b > 20 \text{ cm}$$

Vérifiée.

$$\frac{h}{b} = 2 \leq 4$$

Vérifiée.

Choix final des poutres :

Tableau II.1 : Choix des sections des poutres.

Type de poutre	Dimensions (cm <sup>2</sup> )
Poutre principale	40 × 80
Poutre secondaire	40 × 80
Poutre de chaînage	30 × 45

#### II.4.2. Pré-dimensionnement des poteaux

##### Principe

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités. Pour se faire, on calculera les surfaces de plancher reprises par chaque poteau, le poteau reprenant la plus grande surface donnera les charges les plus importantes.

##### Procédure de pré-dimensionnement

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- Les poteaux sont calculés aux états limites ultimes (ELU) en compression simple.
- la section obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par « **RPA 99 modif 2003** ».
- Vérification des sections à l'ELS selon le « **BAEL 91 modif 99** ».

##### Dimensionnement des poteaux

##### Poteaux rectangulaires ou carrés

Le pré-dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression selon la formule suivante <sup>[1]</sup> :  $N_u \leq \alpha \times \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$

Avec :

$\gamma_b$ : Coefficient de sécurité du béton, tel que :

$\gamma_b = 1,5$  situation durable ou transitoire.

$\gamma_b = 1,15$  situation accidentelle.

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier, tel que :

$\gamma_b = 1,15$  situation durable ou transitoire

$\gamma_b = 1$  situation accidentelle.

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

G : Poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré.

Q : Surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau.

$\alpha$  : Coefficient de réduction destiné à tenir compte à la fois des efforts du second ordre et de l'excentricité additionnelle

Si plus de la moitié des charges sont appliquées après 90 jours, le coefficient  $\alpha$  prend les valeurs suivantes :

$$\text{Soit : } \begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{\beta} & \text{Pour } \lambda < 50 \end{cases}$$

$$\text{Soit : } \begin{cases} \beta = 1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \\ \alpha = 0,6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 = \frac{0,85}{\beta} \\ \beta = \frac{0,85}{1500} \times \lambda^2 \end{cases} \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

$\lambda$  : L'élancement du poteau considéré  $\lambda = \frac{L_f}{i}$ , on prend  $L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times h_e$  (poteau est à ses extrémités, soit encastrement dans un massif de fondation, soit lié à des poutres de plancher).

**Remarque :** Il est préférable de prendre  $\lambda \leq 35$

a : Dimension de la section du béton du poteau.

$L_f$  : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration de la section du béton seul, avec :  $i_{\min} = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : Moment d'inertie de la section du béton par rapport à son centre de gravité et perpendiculairement au plan de flambement.

$A_s$  : Section d'acier minimale.

$f_{c28}$  : Contrainte de compression du béton à 28 jours :  $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$

$f_e$  : Contrainte limite élastique des aciers :  $f_e = 500 \text{ MPa}$

B : Aire totale de la section du poteau ( $B = a \times b$ )

$B_r$  : Section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie tel que :

$$B_r = (a - 2 \text{ cm}) \times (b - 2 \text{ cm})$$

Avec :  $B = a \times b \text{ (cm}^2\text{)}$

Poteaux rectangulaires :  $b = 3 \times a$

Poteaux carrés :  $b = a$

a, b : dimension de la section du béton du poteau

Il faut s'assurer que :  $0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que :  $\frac{A_s}{B} = 1\%$

On tire de l'équation de  $N_u$  la valeur de  $B_r$  telle que :  $B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]}$   $\rightarrow B_r \geq 0,047 \cdot N_u$

**Le minimum requis par le « RPA99 modif 2003 »**

D'après l'article 7.4.1, pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum :

**Poteau rectangulaire ou carré**

-  $\text{Min (b, h)} \geq 30 \text{ cm}$

-  $\text{Min (b, h)} \geq \frac{h_e}{20}$

-  $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$

**Vérification de la section trouvée à l'ELS**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{1,15 \times B} \leq \overline{\sigma}_{\text{ser}} = 0,6 \times f_{c28}$$

Avec :

$N_{\text{ser}}$  : Effort normal à l'ELS tel que  $N_{\text{ser}} = G + Q$

G : Poids propre des éléments qui sollicitent le poteau étudié, son poids propre non compris.

Q : Surcharge d'exploitation.

B : Section de béton du poteau.

$A_s$  : Section des armatures ( $A_s = 1\% B$ ).

$\eta$  : Coefficient d'équivalence  $\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$

$\sigma_{\text{ser}}$  : Contrainte de compression à l'ELS.

En remplaçant dans l'équation ci-dessus les différents termes par leurs valeurs on obtient :

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{1,15 \times B} \leq \overline{\sigma}_{\text{ser}} = 0,6 \times 35 = 21 \text{ MPa}$$

**Remarque :**

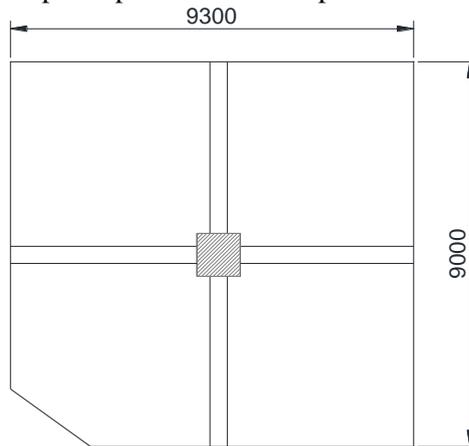
D'après l'article 7.4.1 dans le « **RPA 99 modif 2003** » :

- Les poteaux de rives et d'angle doivent avoir des sections comparables à celles des poteaux centraux, pour leur conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques.
- Pour tenir compte du poids de poteau on va majorer de 10% les charges permanentes venant du plancher, poutres et chaînages.

**II.4.2.1. Poteau central**

Soit  $S_{PC}$  la surface reprise par le poteau central le plus sollicité :

$S_{PC} = 81,93 \text{ m}^2$



**Figure II.2 :** Schéma du poteau central le plus sollicité (mm).

**Détermination des charges**

**Charge permanente**

Poids revenant à la terrasse :

Plancher nervuré :

- Poids des planchers terrasse :  $G_{PT} = 8,88 \times 82 = 728,16 \text{ kN}$
  - Poids des poutres longitudinales sens (x - x) :  $G_{PP} = 0,4 \times 0,63 \times 25 \times 9,3 = 58,6 \text{ kN}$
  - Poids des poutres transversales sens (y - y) :  $G_{PS} = 0,4 \times 0,63 \times 25 \times 9 = 56,7 \text{ kN}$
- $G_{T1} = 803,46 \text{ kN}$**

Poids revenant au 15<sup>ème</sup> étage :

Plancher nervuré :

- Poids des planchers courants :  $G_{PC} = 5,82 \times 82 = 477,24 \text{ kN}$
  - Poids des poutres longitudinales sens (x - x) :  $G_{PP} = 0,4 \times 0,63 \times 25 \times 8 = 58,6 \text{ kN}$
  - Poids des poutres transversales sens (y - y) :  $G_{PS} = 0,4 \times 0,63 \times 25 \times 8 = 56,7 \text{ kN}$
- $G_{15}^{ème} = 592,54 \text{ kN}$**

**Charge d'exploitation**

Surcharge d'exploitation revenante au plancher terrasse :

$Q_T = S_{PC} \times Q_{T.ina} = 82 \times 1,5 = 123 \text{ kN}$

Surcharge d'exploitation revenante au 15<sup>ème</sup> étage :

$Q_{15}^{ème} = S_{PC} \times Q_{PC} = 82 \times 2,5 = \mathbf{205 \text{ kN}}$   
 $Q_{14}^{ème} = S_{PC} \times Q_{PC} = 82 \times 2,5 \times 0,90 = \mathbf{184,5 \text{ kN}}$   
 $Q_{13}^{ème} = S_{PC} \times Q_{PC} = 82 \times 2,5 \times 0,80 = \mathbf{164 \text{ kN}}$   
 $Q_{12}^{ème} = S_{PC} \times Q_{PC} = 82 \times 2,5 \times 0,70 = \mathbf{145,6 \text{ kN}}$   
 $Q_{11}^{ème} = S_{PC} \times Q_{PC} = 82 \times 2,5 \times 0,60 = \mathbf{123 \text{ kN}}$   
 $Q_{10}^{ème} = S_{PC} \times Q_{PC} = 82 \times 2,5 \times 0,50 = \mathbf{102,5 \text{ kN}}$

$Q_{RDC} = S_{PC} \times Q_{PC} = 82 \times 2,5 \times 0,50 = \mathbf{102,5 \text{ kN}}$

Tableau II.2 : Dimensionnement des poteaux centraux.

Niv	G (kN)	Q (kN)	N <sub>u</sub> (kN)	Br (cm <sup>2</sup> )	A (cm)	Min RPA (cm <sup>2</sup> )	a×b (cm <sup>2</sup> )	N <sub>ser</sub> (kN)	σ <sub>ser</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	obs
15	883,81	123	1377,6	647,49	27,4	30×30	55×55	1006,8	2,89	21	Vér
14	1535,6	328	2565,2	1205,6	36,7	30×30	60×60	1863,6	4,50	21	Vér
13	2187,4	512,5	3721,7	1749,2	43,8	30×30	60×60	2699,9	6,52	21	Vér
12	2839,2	676,5	4847,8	2278,4	49,7	30×30	65×65	3515,7	7,24	21	Vér
11	3491	820	5942,8	2793,1	54,9	30×30	65×65	4311	8,87	21	Vér
10	4142,8	943	7007,3	3293,4	59,4	30×30	70×70	5085,8	9,03	21	Vér
9	4794,6	1045,5	8040,9	3779,2	63,5	30×30	70×70	5840,1	10,36	21	Vér
8	5446,4	1148	9074,6	4265,1	67,3	30×30	75×75	6594,4	10,19	21	Vér
7	6098,2	1250,5	10108,3	4750,9	70,9	30×30	75×75	7348,7	11,36	21	Vér
6	6750	1353	11141,9	5236,7	74,4	30×30	80×80	8103	11,00	21	Vér
5	7401,7	1455,5	12175,6	5722,5	77,6	30×30	80×80	8857,3	12,03	21	Vér
4	8053,5	1558	13209,3	6208,4	80,8	30×30	85×85	9611,5	11,568	21	Vér
3	8705,3	1660,5	14243	6694,2	83,8	30×30	85×85	10365,8	12,48	21	Vér
2	9357,1	1763	15276,6	7180,0	86,7	30×30	90×90	11120,1	11,94	21	Vér
1	10009	1865,5	16310,3	7665,8	89,6	30×30	90×90	11874,4	12,75	21	Vér
RDC	10661	1968	17344	8151,7	92,3	30×30	95×95	12628,7	12,17	21	Vér
SS	11313	2070,5	18377,6	8637,5	94,9	30×30	95×95	13383	12,89	21	Vér

II.4.2.2. Poteau d'angle

Soit S<sub>PA</sub> la surface reprise par le poteau d'angle le plus sollicité :

S<sub>PA</sub> = 21,07 m<sup>2</sup>

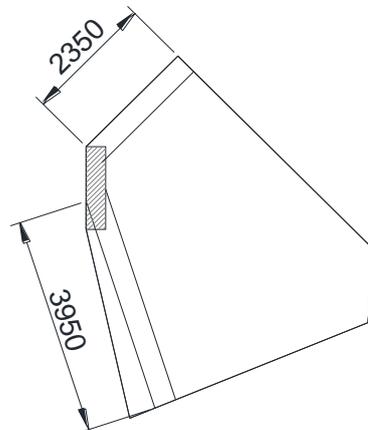


Figure II.3 : Schéma du poteau d'angle le plus sollicité (mm).

Détermination des charges

Charge permanente

Poids de l'acrotère :

G<sub>acrotère</sub> = 1,725 × (2,35+3,95) = 10,87 kN

Poids revenant à la terrasse :

Plancher nervuré :

- Poids des planchers terrasse : G<sub>PT</sub> = 8,88×21,07=187,1 kN
  - Poids des poutres longitudinales sens (x - x) : G<sub>PP</sub> = 0,4×0,63×25×3,95 = 24,88 kN
  - Poids des poutres transversales sens (y - y) : G<sub>PS</sub> = 0,4×0,63×25×2,35=14,81 kN
- G<sub>TI</sub> = 226,79 kN**

Poids revenant au 15<sup>ème</sup> étage :

Plancher nervuré :

- Poids des planchers courants :  $G_{PC} = 5,82 \times 21,07 = 122,63 \text{ kN}$
  - Poids des poutres longitudinales sens (x - x) :  $G_{PP} = 0,4 \times 0,63 \times 25 \times 3,95 = 24,88 \text{ kN}$
  - Poids des poutres transversales sens (y - y) :  $G_{PS} = 0,4 \times 0,63 \times 25 \times 2,35 = 14,81 \text{ kN}$
- $G_{15}^{ème} = 162,32 \text{ kN}$**

**Charge d'exploitation**

Surcharge d'exploitation revenante au plancher terrasse :

$$Q_T = S_{PA} \times Q_{T.ina} = 21,07 \times 1,5 = 31,61 \text{ kN}$$

Surcharge d'exploitation revenante au 15<sup>ème</sup> étage :

$$Q_{15}^{ème} = S_{PA} \times Q_{PC} = 21,07 \times 2,5 = \mathbf{52,68 \text{ kN}}$$

$$Q_{14}^{ème} = S_{PA} \times Q_{PC} = 21,07 \times 2,5 \times 0,90 = \mathbf{47,41 \text{ kN}}$$

$$Q_{13}^{ème} = S_{PA} \times Q_{PC} = 21,07 \times 2,5 \times 0,80 = \mathbf{42,14 \text{ kN}}$$

$$Q_{12}^{ème} = S_{PA} \times Q_{PC} = 21,07 \times 2,5 \times 0,70 = \mathbf{36,88 \text{ kN}}$$

$$Q_{11}^{ème} = S_{PA} \times Q_{PC} = 21,07 \times 2,5 \times 0,60 = \mathbf{31,61 \text{ kN}}$$

$$Q_{10}^{ème} = S_{PA} \times Q_{PC} = 21,07 \times 2,5 \times 0,50 = \mathbf{26,34 \text{ kN}}$$

.

.

.

$$Q_{RDC} = S_{PA} \times Q_{PC} = 21,07 \times 2,5 \times 0,50 = \mathbf{26,34 \text{ kN}}$$

**Tableau II.3 : Dimensionnement des poteaux d'angle.**

Niv	G (kN)	Q (kN)	N <sub>u</sub> (kN)	Br (cm <sup>2</sup> )	A (cm)	Min RPA (cm <sup>2</sup> )	a×b (cm <sup>2</sup> )	Nser (kN)	σ <sub>ser</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	obs
15	261,43	37,90	409,8	196,7	10,1	30×30	30×90	299,3	0,96	21	Vér
14	439,99	90,58	729,9	350,3	12,8	30×30	30×90	530,6	1,71	21	Vér
13	618,55	138	1042	500,2	14,9	30×30	30×90	756,6	2,44	21	Vér
12	797,12	180,1	1346,3	646,2	16,7	30×30	30×90	977,3	3,15	21	Vér
11	975,68	217,0	1642,7	788,5	18,2	30×30	30×90	1192,7	3,84	21	Vér
10	1154,2	248,6	1931,2	927	19,6	30×30	30×90	1402,9	4,52	21	Vér
9	1332,8	275	2211,7	1061,6	20,8	30×30	30×90	1607,8	5,18	21	Vér
8	1511,4	301,3	2492,3	1196,3	22	30×30	30×90	1812,7	5,84	21	Vér
7	1689,9	327,6	2772,9	1331	23,1	30×30	30×90	2017,6	6,50	21	Vér
6	1868,5	354	3053,4	1465,6	24,1	30×30	30×90	2222,5	7,16	21	Vér
5	2047,1	380,3	3334	1600,3	25,1	30×30	30×90	2427,4	7,82	21	Vér
4	2225,6	406,7	3614,6	1735	26	30×30	30×90	2632,3	8,48	21	Vér
3	2404,2	433,0	3895,2	1869,7	27	30×30	30×90	2837,2	9,14	21	Vér
2	2582,7	459,3	4175,7	2004,3	27,8	30×30	30×90	3042,1	9,80	21	Vér
1	2761,3	485,7	4456,3	2139,0	28,7	30×30	30×90	3247	10,46	21	Vér
RDC	2939,9	512,0	4736,8	2273,7	29,5	30×30	30×90	3451,9	11,12	21	Vér
SS	3118,4	538,4	5017,4	2408,4	30,3	30×30	30×90	3656,8	11,78	21	Vér

### II.4.2.3. Poteau de rive

Soit  $S_{PR}$  la surface reprise par le poteau de rive le plus sollicité :

$$S_{PR} = 39,38 \text{ m}^2$$

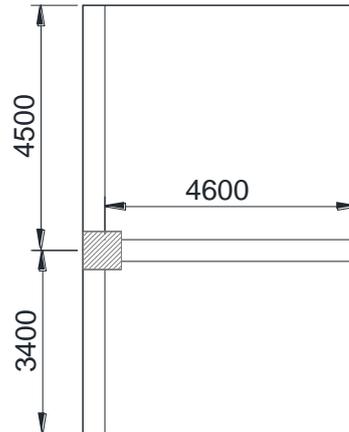


Figure II.4 : Schéma du poteau de rive le plus sollicité (mm).

#### Détermination des charges

##### Charge permanente

Poids de l'acrotère :

$$G_{\text{acrotère}} = 1,725 \times (4,5+3,4) = 13,63 \text{ kN}$$

Poids revenant à la terrasse :

Plancher nervuré :

- Poids des planchers terrasse :  $G_{PT} = 8,88 \times 39,38 = 349,69 \text{ kN}$
  - Poids des poutres longitudinales sens (x - x) :  $G_{PP} = 0,4 \times 0,63 \times 25 \times 4,6 = 28,98 \text{ kN}$
  - Poids des poutres transversales sens (y - y) :  $G_{PS} = 0,4 \times 0,63 \times 25 \times 7,9 = 49,77 \text{ kN}$
- $G_{T1} = 428,44 \text{ kN}$**

Poids revenant au 15<sup>ème</sup> étage :

Plancher nervuré :

- Poids des planchers courants :  $G_{PC} = 5,82 \times 39,38 = 229,19 \text{ kN}$
  - Poids des poutres longitudinales sens (x - x) :  $G_{PP} = 0,4 \times 0,63 \times 25 \times 4,6 = 28,98 \text{ kN}$
  - Poids des poutres transversales sens (y - y) :  $G_{PS} = 0,4 \times 0,63 \times 25 \times 7,9 = 49,77 \text{ kN}$
- $G_{15}^{\text{ème}} = 307,94 \text{ kN}$**

##### Charge d'exploitation

Surcharge d'exploitation de l'acrotère :

$$Q_{\text{acrotère}} = 1 \times 7,9 = 7,9 \text{ kN}$$

$$Q_T = S_{PR} \times Q_{T.ina} = 39,38 \times 1,5 = 59,07 \text{ kN}$$

Surcharge d'exploitation revenante au 15<sup>ème</sup> étage :

$$Q_{15}^{\text{ème}} = S_{PR} \times Q_{PC} = 39,38 \times 2,5 = \mathbf{98,45 \text{ kN}}$$

$$Q_{14}^{\text{ème}} = S_{PR} \times Q_{PC} = 39,38 \times 2,5 \times 0,90 = \mathbf{88,61 \text{ kN}}$$

$$Q_{13}^{\text{ème}} = S_{PR} \times Q_{PC} = 39,38 \times 2,5 \times 0,80 = \mathbf{78,76 \text{ kN}}$$

$$Q_{12}^{\text{ème}} = S_{PR} \times Q_{PC} = 39,38 \times 2,5 \times 0,70 = \mathbf{68,92 \text{ kN}}$$

$$Q_{11}^{\text{ème}} = S_{PR} \times Q_{PC} = 39,38 \times 2,5 \times 0,60 = \mathbf{59,07 \text{ kN}}$$

$$Q_{10}^{\text{ème}} = S_{PR} \times Q_{PC} = 39,38 \times 2,5 \times 0,50 = \mathbf{49,23 \text{ kN}}$$

.

.

.

$$Q_{RDC} = S_{PR} \times Q_{PC} = 39,38 \times 2,5 \times 0,50 = \mathbf{49,23 \text{ kN}}$$

Tableau II.4 : Dimensionnement des poteaux de rive.

Niv	G (kN)	Q (kN)	N <sub>u</sub> (kN)	Br (cm <sup>2</sup> )	A (cm)	Min RPA (cm <sup>2</sup> )	a×b (cm <sup>2</sup> )	N <sub>ser</sub> (kN)	σ <sub>ser</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	obs
15	484,91	66,97	755,1	362,4	13	30×30	35×95	551,9	1,44	21	Vér
14	823,65	165,42	1360	652,8	16,7	30×30	35×100	989,1	2,46	21	Vér
13	1162,4	254,02	1950,3	936,1	19,7	30×30	35×100	1416,4	3,52	21	Vér
12	1501,1	332,78	2525,7	1212,3	22,1	30×30	35×105	1833,9	4,34	21	Vér
11	1839,9	401,7	3086,4	1481,4	24,2	30×30	35×105	2241,6	5,30	21	Vér
10	2178,6	460,77	3632,2	1743,5	26,1	30×30	35×110	2639,4	5,96	21	Vér
9	2517,3	510	4163,4	1998,4	27,8	30×30	35×110	3027,3	6,84	21	Vér
8	2856,1	559,22	4694,5	2253,4	29,4	30×30	35×115	3415,3	7,38	21	Vér
7	3194,8	608,44	5225,6	2508,3	30,9	30×30	35×115	3803,2	8,22	21	Vér
6	3533,5	657,67	5756,8	2763,2	32,3	30×30	40×120	4191,2	7,59	21	Vér
5	3872,3	706,89	6287,9	3018,2	33,7	30×30	40×120	4579,2	8,3	21	Vér
4	4211	756,12	6819	3273,1	35,3	30×30	40×125	4967,1	8,64	21	Vér
3	4549,7	805,34	7350,1	3528,1	36,3	30×30	40×125	5355,1	9,313	21	Vér
2	4888,5	854,57	7881,3	3783,0	37,5	30×30	40×130	5743	9,60	21	Vér
1	5227,2	903,79	8412,4	4037,9	38,7	30×30	40×130	6131	10,25	21	Vér
RDC	5565,9	953,02	8943,5	4292,9	39,8	30×30	45×135	6518,9	9,33	21	Vér
SS	5904,7	1002,2	9474,7	4547,8	40,9	30×30	45×135	6906,9	9,87	21	Vér

Dimensions finales des poteaux :

Tableau II.5 : Choix final des sections des poteaux.

Niveau	Poteaux rectangulaires (cm <sup>2</sup> )	Poteaux carrés (cm <sup>2</sup> )
15 <sup>ème</sup>	35×95	55×55
14 <sup>ème</sup>	35×100	60×60
13 <sup>ème</sup>	35×100	60×60
12 <sup>ème</sup>	35×105	65×65
11 <sup>ème</sup>	35×105	65×65
10 <sup>ème</sup>	35×110	70×70
9 <sup>ème</sup>	35×110	70×70
8 <sup>ème</sup>	35×115	75×75
7 <sup>ème</sup>	35×115	75×75
6 <sup>ème</sup>	40×120	80×80
5 <sup>ème</sup>	40×120	80×80
4 <sup>ème</sup>	40×125	85×85
3 <sup>ème</sup>	40×125	85×85
2 <sup>ème</sup>	40×130	90×90
1 <sup>er</sup>	40×130	90×90
RDC	45×135	95×95
Sous-sol	45×135	95×95

## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.

### III.1. Acrotère

#### III.1.1. Introduction

L'acrotère est un élément secondaire qui a pour rôle d'assurer la sécurité des usagers au niveau de la terrasse, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse, d'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante  $Q = 1 \text{ kN/ml}$ .

Le calcul se fait pour une bande de 1 ml de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur :  $b = 100 \text{ cm}$
- Hauteur :  $H = 60 \text{ cm}$
- Epaisseur :  $e = 10 \text{ cm}$

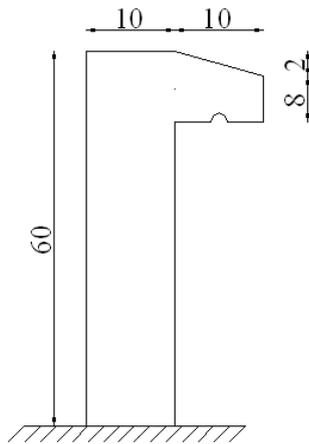


Figure III.1 : Acrotère (cm).

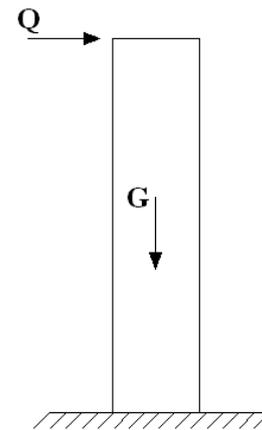


Figure III.2 : Sollicitations de l'acrotère.

#### III.1.2. Evaluation des charges

##### III.1.2.1. Charges verticales

La surface de l'acrotère :  $S = 0,069 \text{ m}^2$

- Poids propre de l'acrotère
- Revêtement :

$$25 \times 0,069 = 1,725 \text{ kN/ml}$$

$$\frac{14 \times 0,02 \times (2 \times 0,6 + 0,1)}{1} = 0,364 \text{ kN/ml}$$

$$\mathbf{G = 2,09 \text{ kN/ml}}$$

##### III.1.2.2. Charges horizontales

$$Q = 1,00 \text{ kN/ml}$$

L'action des forces horizontales : ( $F_p$ )

L'action des forces horizontales est donnée par :  $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$  [2]

Avec :

A : Coefficient d'accélération de la zone et le groupe d'usage appropriés  
groupe 2. → [A = 0,3]

C<sub>p</sub> : Facteur de force horizontale. → [C<sub>p</sub> = 0,8].

W<sub>p</sub> : Poids de l'acrotère. → W<sub>p</sub> = 2,09 kN.

$$F_p = 4 \times 0,3 \times 0,8 \times 2,09 = 2,006 \text{ kN/ml}$$

$$Q_h = \text{Max} (1,5 \times Q ; F_p) = \text{Max} (1,5 \times 1 ; 2,006) = 2,006 \text{ kN/ml}$$

Alors pour une bande de 1m de largeur :

$$G = 2,09 \text{ kN}$$

$$Q_h = 2,006 \text{ kN}$$

### III.1.3. Calcul des efforts

Pour une bande de 1m de largeur :

**E.L.U :**

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 2,09 \times 1 = 2,82 \text{ kN}$$

$$M_u = 1,5 \times Q_h \times h = 1,5 \times 2,006 \times 0,6 = 1,805 \text{ kN.m}$$

$$T_u = 1,5 \times Q_h = 3,01 \text{ kN}$$

**E.L.S :**

$$N_{ser} = G = 2,09 \text{ kN}$$

$$M_{ser} = Q_h \times h = 2,006 \times 0,6 = 1,204 \text{ kN.m}$$

$$T_{ser} = Q_h = 2,006 \text{ kN}$$

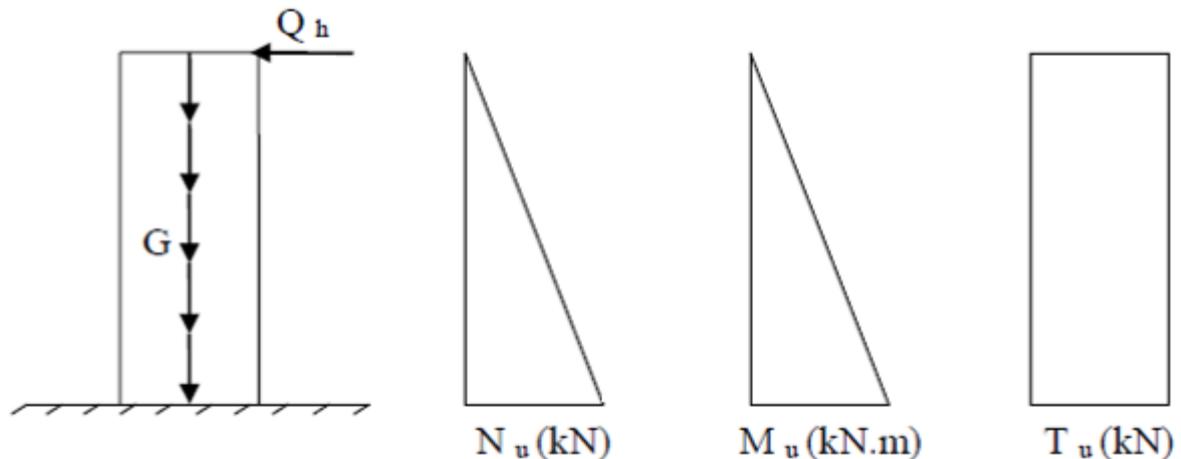


Figure III.3 : Efforts internes de l'acrotère.

### III.1.4. Ferrailage de l'acrotère

$$h = 10 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; f_{c28} = 35 \text{ MPa} ; \sigma_{bc} = 19,83 \text{ MPa} ; c = c' = 2 \text{ cm} ; f_e = 500 \text{ MPa}.$$

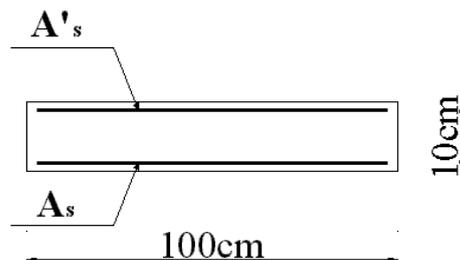


Figure III.4 : Coupe horizontale de l'acrotère.

**Calcul de l'excentricité <sup>[4]</sup> :**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,805}{2,82} = 64 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

$$e_0 > \frac{h}{2} - c' \rightarrow \text{Section partiellement comprimée (SPC).}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la l'acrotère.

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif  $M_f$ .

**Calcul du moment fictif «  $M_f$  » <sup>[4]</sup> :**

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_f = 1,805 + 2,85 \times (0,05 - 0,02)$$

$$\text{D'où : } M_f = 1,89 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1,89 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 19,83} = 0,015$$

$$\mu = 0,015 < \mu_r = 0,392 \rightarrow A_s' = 0 \quad (\text{Les armatures comprimées ne sont nécessaires})$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,015}) \rightarrow \alpha = 0,019$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 8 \times (1 - 0,4 \times 0,019) \rightarrow Z = 7,94 \text{ cm}$$

$$\mu < 0,186 \rightarrow \varepsilon_s = 10\% \text{ d'où } \sigma_s = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_f}{Z \times \sigma_s} = \frac{1,89 \times 10^6}{79,4 \times 435} \rightarrow A_s = 54,72 \text{ mm}^2$$

$$\text{D'où : } A_1 = A_s'$$

$$\text{et } A_2 = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} = 54,72 - \frac{2,85 \times 10^3}{435} = 48,17 \text{ mm}^2$$

$$\text{On obtient : } A_1 = 0$$

$$A_2 = 0,48 \text{ cm}^2$$

**III.1.5. Vérifications**

Il faut vérifier  $A_s$  avec la section minimale imposée par la règle du millièème et par la règle de non fragilité <sup>[1]</sup> :

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Avec :

$$f_{t28} = 2,7 \text{ MPa} ; f_e = 500 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 8 \text{ cm.}$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \{ 1 \text{ cm}^2 ; 0,99 \text{ cm}^2 \}$$

On opte pour un choix de **5T6** avec  $A_s = 1,41 \text{ cm}^2$  et un espacement  $e = 20 \text{ cm}$ .

**III.1.5.1. Armatures de répartition**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \rightarrow 0,352 \leq A_r \leq 0,705 \text{ cm}^2$$

La section choisie est  $A_r = 4T6 = 1,13 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

**III.1.5.2. Contraintes**

La fissuration est préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1,204}{2,09} = 57,6 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

$$e_0 = 57,6 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c' = 3 \text{ cm} \rightarrow \text{Section Partiellement Comprimée (SPC).}$$

On doit vérifier le béton et l'acier.

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$C = e - \frac{h}{2} = 57,6 - 5 = 52,6 \text{ cm}$$

D'après le « **BAEL 91 modif 99** », on doit résoudre l'équation suivant :

$$Y_c^3 + PY_c + q = 0 \dots\dots\dots (*)$$

Y<sub>c</sub> : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

Avec :

$$P = -3 \times C^2 + \frac{90 \times A_1}{b} (C + c_1) + \frac{90 \times A_2}{b} (C + d)$$

$$q = 2 \times C^3 + \frac{90 \times A_1}{b} (C + c_1)^2 + \frac{90 \times A_2}{b} (C + d)^2$$

D'où :

$$P = -8154,09 \text{ cm}^2$$

$$q = 282619,84 \text{ cm}^3$$

D'où l'équation (\*) devient :

$$Y_c^3 - 8154,09 \times Y_c + 282619,84 = 0$$

La solution de l'équation est donnée par le « **BAEL 91 modif 99** » :

$$\Delta = q^2 + 4 \times \left(\frac{P}{3}\right)^3 = -4,458 \times 10^8 \text{ cm}^6 < 0$$

D'où :

$$\varphi = \text{Arccos} \left[ \frac{q}{2} \left( \frac{-P}{3} \right)^{\frac{-3}{2}} \right] = \text{Arccos} (0,997) = 0,077$$

$$Y_c = -2 \sqrt{\frac{-P}{3}} \cos \left[ \frac{2\pi}{3} + \frac{\varphi}{3} \right] = 54,34 \text{ cm}$$

$$Y_1 = Y_c - C = 54,34 - 52,6 = 1,74 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie :

$$I_{GI} = \frac{1}{3} \times b \times h^3 + \eta \times (A_1 \times c_1 + A_2 \times d) - S \times v_1^2 = 9771,53 \text{ cm}^4$$

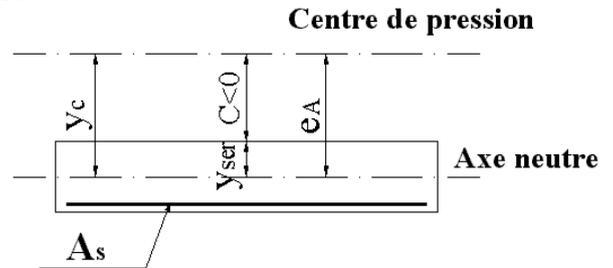


Figure III.5 : Position de l'axe neutre.

### III.1.5.2.1. Contrainte du béton

$$\sigma_{bc \text{ max}} = \frac{N_{ser} \times Y_1}{\frac{b \times Y_1^2}{2} + 15 \times A_1 \times (Y_1 - c_1) - 15 \times A_2 \times (d - Y_1)} = 2,7 \text{ MPa} < 0,6 \times f_{c28} = 21 \text{ MPa} \quad \text{Vérfiée.}$$

### III.1.5.2.2. Contrainte de l'acier

On a une fissuration préjudiciable [4] :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \text{Max} (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}) \right\}$$

$$\eta = 1,6 \text{ (Acier HA)}$$

$$\sigma_{s1} = 15 \times \sigma_{bc \text{ max}} \frac{Y_1 - c_1}{Y_1} = -6,05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s2} = 15 \times \sigma_{bc \text{ max}} \frac{d - Y_1}{Y_1} = 145,71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s2} = 145 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} 500 ; \text{Max} (0,5 \times 500 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,7}) \right\} = 250 \text{ MPa} \quad \text{Vérfiée.}$$

### III.1.5.3. Effort tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante [1] :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \{ 0,1 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPa} \} = 3,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{3,01 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,038 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,5 \text{ MPa} \quad \text{Vérfiée.}$$

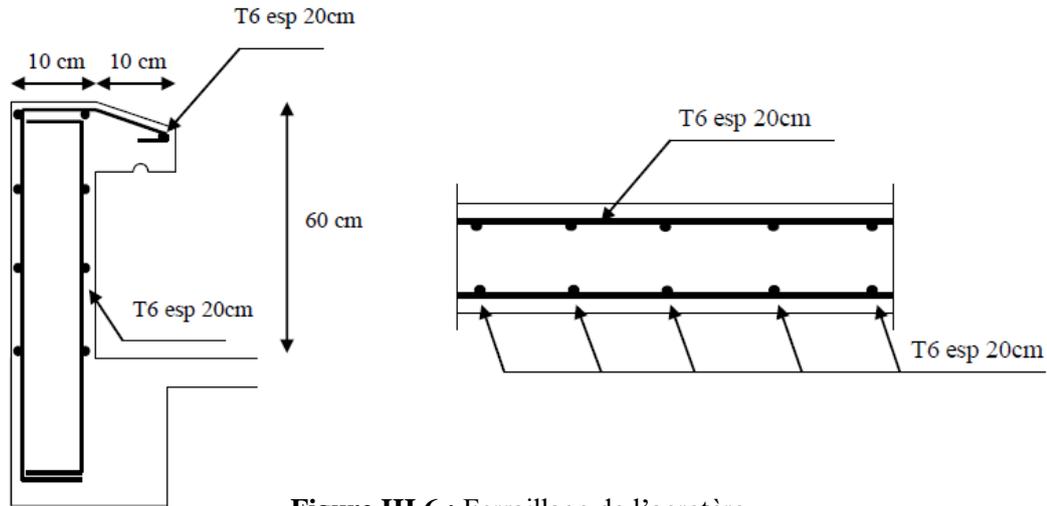


Figure III.6 : Ferrailage de l'acrotère.

## III.2. Planchers

### III.2.1. Planchers dalle pleine

Les dalles pleines sont des éléments plans dont la dimension hors plan (épaisseur) est relativement faible par rapport aux dimensions en plan (longueur, largeur), chargés perpendiculairement à leur plan moyen reposant sur deux ou plusieurs appuis, ou bien sur un seul dans le cas des dalles pleines en porte à faux (console).

Dans notre structure, nous avons deux types de dalles pleines :

- Dalles pleines de forme triangulaire reposant sur trois appuis (méthode des lignes de rupture).
- Dalles pleines de forme rectangulaire reposant sur quatre appuis (méthode forfaitaire).

#### III.2.1.1. Dalle triangulaire

##### III.2.1.1.1. Principe de la méthode des lignes de rupture <sup>[20]</sup>

Cette méthode consiste à déterminer un ou plusieurs mécanismes de rupture d'un panneau de dalle qui soient cinématiquement admissibles.

La création des mécanismes de rupture se produit par plastification des aciers c'est-à-dire dès que l'allongement de l'acier entraîne alors une fissuration du béton et donc une rotule.

Le panneau de dalle est ainsi transformé en un ensemble de plaques supposées indéformables. Ces plaques vont pivoter autour des lignes d'appui sous l'effet de leur chargement.

Il existe a priori plusieurs mécanismes de rupture pour un même schéma de dalle.

On doit rechercher parmi tous les mécanismes possibles, celui qui, pour une charge extérieure donnée  $p$ , donne le moment fléchissant le plus fort.

A partir de ce mécanisme de rupture, on peut calculer les armatures de la dalle en utilisant le principe de la conservation de l'énergie.

##### III.2.1.1.2. Hypothèses de calcul <sup>[20]</sup>

Les lignes de rupture, fixées par le calculateur, répondent aux règles suivantes :

- Les lignes de rupture délimitent des surfaces planes. Celles-ci restent planes après rupture.
- Les intersections des plaques sont donc droites → les lignes de rupture sont des droites.
- Les plaques pivotent autour des lignes d'appui et des lignes de rupture.
- Les lignes de rupture passent par les intersections de 2 lignes d'appui.
- Lorsque 2 lignes d'appui sont parallèles, la ligne de rupture leur est parallèle (on se ramène à la règle précédente étant donné que des lignes parallèles ont leur intersection à l'infini).

**III.2.1.1.3. Évaluation des charges**

- Charge permanente :  $G = 8,9 \text{ kN/m}^2$
- Charge d'exploitation :  $Q = 1,50 \text{ KkN/m}^2$

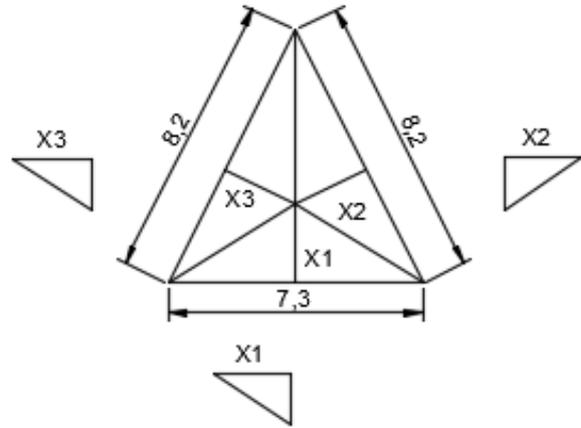
**III.2.1.1.4. Combinaison des charges**

**E.L.U** :  $P_u = 1,35G + 1,5Q = 14,27 \text{ kN/m}^2$

**E.L.S** :  $P_{ser} = G + Q = 10,4 \text{ kN/m}^2$

**III.2.1.1.5. Calcul des efforts internes**

- $x_1 = 2,3 \text{ m}$
- $x_2 = 2,25 \text{ m}$
- $x_3 = 2,25 \text{ m}$



**Figure III.7 :** Dimensions de la dalle triangulaire (m).

**III.2.1.1.5.a. Travail extérieur** <sup>[20]</sup>

$$\tau_{ext} = \sum P_u \times S \times \delta_G$$

Avec :

$P_u$  : Charge répartie sur la dalle.

$S$  : Surface de la dalle.

$\delta_G$  : Déplacement du centre de gravité de la surface « S ».

On a :

$$S_1 = \frac{7,3 \times 2,3}{2} = 8,395 \text{ m}^2 \quad \text{et} \quad \delta_{G1} = \frac{1}{3} \quad \rightarrow \quad \tau_{ext1} = P_u \times (8,395 \times \frac{1}{3}) = 2,789 \times P$$

$$S_2 = \frac{8,2 \times 2,25}{2} = 9,225 \text{ m}^2 \quad \text{et} \quad \delta_{G2} = \frac{1}{3} \quad \rightarrow \quad \tau_{ext2} = P_u \times (9,225 \times \frac{1}{3}) = 3,075 \times P$$

$$S_3 = \frac{8,2 \times 2,25}{2} = 9,225 \text{ m}^2 \quad \text{et} \quad \delta_{G3} = \frac{1}{3} \quad \rightarrow \quad \tau_{ext3} = P_u \times (9,225 \times \frac{1}{3}) = 3,075 \times P$$

$$\tau_{ext} = 8,948 \times P$$

**III.2.1.1.5.b. Travail intérieur** <sup>[20]</sup>

Pour une partie de dalle le travail des forces internes est égal au produit du moment de plastification par la rotation de la partie de dalle autour de son axe et par la projection de la ligne de rupture (**L.R**) sur l'axe de rotation.

$$\tau_{int} = \sum m \times \omega \times a + \sum m' \times \omega \times a$$

Avec :

$a$  : Projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation.

On a :

$$\omega_1 = \frac{1}{2,3} = 0,435 \quad \tau_{int1} = (m+m') \times 0,435 \times 7,3 = 3,176 \times (m+m')$$

$$\omega_2 = \frac{1}{2,25} = 0,444 \quad \tau_{int2} = (m+m') \times 0,444 \times 8,2 = 3,641 \times (m+m')$$

$$\omega_3 = \frac{1}{2,25} = 0,444 \quad \tau_{int3} = (m+m') \times 0,444 \times 8,2 = 3,641 \times (m+m')$$

$$\tau_{int} = 10,458 \times (m+m')$$

Pour une dalle transformée en mécanisme :  $\tau_{int} = \tau_{ext}$

$$10,458 \times (m+m') = 8,948 \times P \rightarrow m+m' = \frac{8,948P}{10,458} \rightarrow m+m' = 0,856 \times P$$

On suppose que :  $m' = 0,5 \times m$

On obtient :  $m = 0,571 \times P$

À l'ELU on a :  $P_u = 14,27 \text{ kN/m}^2$

On trouve :  $\begin{cases} m = 8,15 \text{ kN.m} \\ m' = 4,07 \text{ kN.m} \end{cases}$   
 À l'ELS on a :  $P_{ser} = 10,4 \text{ kN/m}^2$   
 On trouve :  $\begin{cases} m = 5,94 \text{ kN.m} \\ m' = 2,97 \text{ kN.m} \end{cases}$

**III.2.1.1.6. Ferrailage de la dalle triangulaire**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m.  
 $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$  ;  $f_{t28} = 2.7 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_{bc} = 19,83 \text{ MPa}$  ;  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $h = 17 \text{ cm}$  ;  $c = c' = 3 \text{ cm}$  ;  
 $d = 14 \text{ cm}$  ;  $f_e = 500 \text{ MPa}$   
 Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau III.1 : Ferrailage de la dalle triangulaire.**

	$M_u$ (kN.m)	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	$Z$ (cm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix
<b>Travée</b>	8,15	0,021	Oui	0	0,021	13,9	1,35	1.74	<b>6T8=3,02</b>
<b>Appuis</b>	5,94	0,015	Oui	0	0,015	13.9	0.98	1.74	<b>6T8=3,02</b>

**III.2.1.1.7. Vérifications**

**III.2.1.1.7.a. Condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_s^{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,74 \text{ cm}^2$$

En travée :  $A_s = 3,02 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 1,74 \text{ cm}^2$  Vérifiée.

Sur appui :  $A_s = 3,02 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 1,74 \text{ cm}^2$  Vérifiée.

**III.2.1.1.7.b. Espacement**

**En Travée :**

$$\text{Sens x-x : esp} = \frac{100}{6} = 16,67 \text{ cm}$$

On prend esp = 15 cm < Min (3h ; 33 cm) = Min (51 cm ; 33 cm) = 33 cm Vérifiée.

$$\text{Sens y-y : esp} = \frac{100}{6} = 16,67 \text{ cm}$$

On prend esp = 15 cm < Min (4h ; 45 cm) = Min (68 cm ; 33 cm) = 33 cm Vérifiée.

**Sur Appuis :**

$$\text{Sens x-x \& y-y : esp} = \frac{100}{6} = 16,67 \text{ cm}$$

On prend esp = 15 cm < Min (4h ; 45 cm) = Min (68 cm ; 33 cm) = 33 cm Vérifiée.

**III.2.1.1.7.c. Effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{d} \leq \bar{\tau}_u = 0,047 \times f_{c28} = 1,75 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$T_x = \frac{P_u \times L_x \times L_y}{2L_x + L_y} = \frac{14,27 \times 7,3 \times 8,2}{2 \times 7,3 + 8,2} = 37,47 \text{ kN/ml}$$

$$T_y = \frac{P_u \times L_x}{3} = \frac{14,27 \times 7,3}{3} = 34,72 \text{ kN/ml}$$

$$T_u^{max} = \text{Max} \{T_x ; T_y\} = T_x = 37,47 \text{ kN/ml}$$

$$\tau_u = \frac{37,47}{140} = 0,268 \text{ MPa} < 1,75 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée} \rightarrow \text{ferrailage d'âme non nécessaire.}$$

**III.2.1.1.7.d. Contraintes**

$$\sigma_{bc \max} = \frac{M_{ser}}{I} \times y < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \eta \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \overline{\sigma}_s = \xi = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \text{Max} (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}) \right\}$$

« y » étant la solution de l'équation suivante :

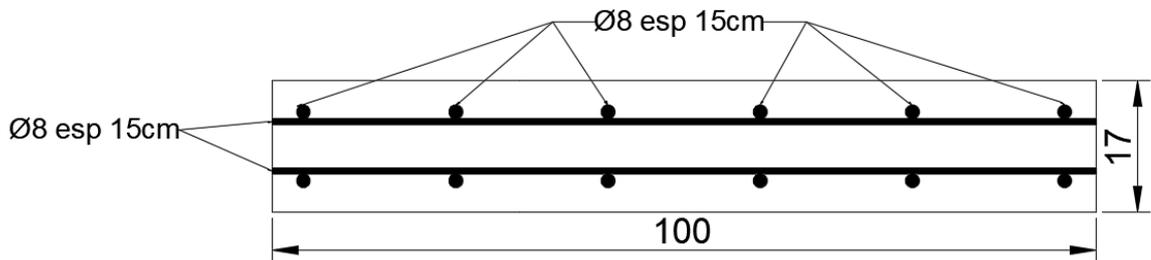
$$b \times y^2 + 30 \times (A_s + A'_s) \times y - 30 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Moment d'inertie : } I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A_s \times (d - y)^2 + 15 \times A'_s \times (y - c')^2$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau III.2 : Vérification des contraintes de la dalle triangulaire.**

	$M_{ser}$ (kN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$
<b>Travée</b>	5,94	3,02	4,93	6375,4	2,91	Vérifiée	152,03	Vérifiée
<b>Appuis</b>	2,97	3,02	4,93	6375,4	1,45	Vérifiée	76,01	Vérifiée



**Figure III.8 : Ferrailage de la dalle triangulaire par ml (cm).**

**III.2.1.2. Dalle rectangulaire**

**III.2.1.2.1. Évaluation des charges**

- Charge permanente :  $G = 8,9 \text{ kN/m}^2$
- Charge d'exploitation :  $Q = 1.50 \text{ kN/m}^2$

**III.2.1.2.2. Combinaison des charges**

**E.L.U :**  $P_u = 1,35G + 1,5Q = 14,27 \text{ kN/m}^2$   
**E.L.S :**  $P_{ser} = G + Q = 10,4 \text{ kN/m}^2$

**III.2.1.2.3. Calcul des efforts internes**

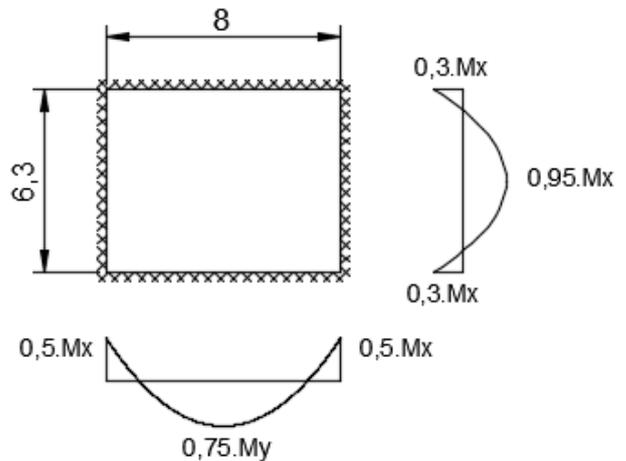
$L_x = 6,3 \text{ m}$   
 $L_y = 8 \text{ m}$   
 $\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{6,3}{8} = 0,79$

**À l'ELU :**

$M_x = \mu_x \times P_u \times L_x^2$   
 $M_x = 0,0573 \times 14,27 \times 6,3^2 = 32,45 \text{ kN.m/ml}$   
 $M_y = \mu_y \times M_x$   
 $M_y = 0,5786 \times 32,45 = 18,77 \text{ kN.m/ml}$

**À l'ELS :**

$M_x = \mu_x \times P_{ser} \times L_x^2$   
 $M_x = 0,0639 \times 10,4 \times 6,3^2 = 26,38 \text{ kN.m/ml}$   
 $M_y = \mu_y \times M_x$   
 $M_y = 0,6978 \times 26,38 = 18,41 \text{ kN.m/ml}$



**Figure III.9 : Schéma du panneau le plus sollicité (m).**



**III.2.1.2.5.c. Effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{d} \leq \overline{\tau}_u = 0,047 \times f_{c28} = 1,75 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{P_u \times L_x \times L_y}{2L_x + L_y} = \frac{14,27 \times 6,3 \times 8}{2 \times 6,3 + 8} = 34,91 \text{ kN/ml}$$

$$T_y = \frac{P_u \times L_x}{3} = \frac{14,27 \times 6,3}{3} = 29,97 \text{ kN/ml}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max} \{T_x; T_y\} = T_x = 34,91 \text{ kN/ml}$$

$$\tau_u = \frac{34,91}{140} = 0,249 \text{ MPa} < 1,75 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée} \rightarrow \text{ferrailage d'âme non nécessaire.}$$

**III.2.1.2.5.d. Contraintes**

$$\sigma_{bc \text{ max}} = \frac{M_{ser}}{I} \times y < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \eta \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \overline{\sigma}_s = \xi = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \text{Max} (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}) \right\}$$

« y » étant la solution de l'équation suivante :

$$b \times y^2 + 30 \times (A_s + A'_s) \times y - 30 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Moment d'inertie : } I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A_s \times (d - y)^2 + 15 \times A'_s \times (y - c')^2$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau III.5 :** Vérification des contraintes de la dalle rectangulaire.

	Sens	M <sub>ser</sub> (kN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub>	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> ≤ σ̄ <sub>s</sub>
<b>Travée</b>	x-x	25,06	9,05	4,76	15404	7,74	Vérifiée	225,59	Vérifiée
	y-y	15,65	5,50	3,92	10450	5,87	Vérifiée	226,50	Vérifiée
<b>Appuis</b>	x-x	7,91	4,71	3,13	9232,1	3,12	Vérifiée	133,04	Vérifiée
	y-y	13,19	4,71	3,69	9218,2	3,16	Vérifiée	132,73	Vérifiée

**III.2.1.2.5.e. Flèche**

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les deux conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément <sup>[1]</sup> :

$$\frac{h}{L_x} = \frac{17}{630} = 0,027 \geq \frac{M_t}{20 \times M_x} = \frac{25,06}{20 \times 26,38} = 0,047$$

Non vérifiée.

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{6,79}{100 \times 14} = 0,00485 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{500} = 0,004$$

Non vérifiée.

Les deux conditions ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_i = f_{gv} - f_{j_i} + f_{p_i} - f_{g_i} \leq \overline{f} \quad [1]$$

f<sub>gv</sub> : Flèche de longue durée due à l'ensemble des charges permanentes.

f<sub>g<sub>i</sub></sub> : Flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes.

f<sub>j<sub>i</sub></sub> : Flèche instantanée due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (nulle).

f<sub>p<sub>i</sub></sub> : Flèche instantanée due à l'ensemble des charges (G+Q).

**Remarque :**

La flèche est calculée sur la petite portée (L<sub>x</sub>)

-Moment d'inerte de la section rectangulaire homogène I<sub>0</sub> :

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

-Calcul des moments d'inerte fictifs :

$$I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu}$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\rho \times \left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right)} \quad : \text{Coefficient pour la déformation instantanée}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\rho \times \left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right)} \quad : \text{Coefficient pour la déformation différée}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} \quad : \text{Pourcentage des armateurs}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$$

$\sigma_s$  : Contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré  $\sigma_s$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau III.6** : Récapitulatif du calcul de flèche de la dalle rectangulaire.

$M_{ser}$ (kN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho$	$\sigma_s$ (MPa)	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\mu$	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fi}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fv}$ (cm <sup>4</sup> )
25,06	13,76	$8,09 \times 10^{-3}$	225,59	3,37	1,33	0,53	175575,52	69320,22	113281,2

### Calcul de la flèche instantanée due à l'ensemble des charges (G+Q).

$$f_{pi} = \frac{M \times L_x^2}{10 \times E_{ij} \times I_{fi}} = \frac{25,06 \times 10^6 \times 6300^2}{10 \times 35981,7 \times 69320,22 \times 10^4} = 3,99 \text{ mm}$$

### Calcul de la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes.

$$f_{gi} = \frac{M \times L_x^2}{10 \times E_{ij} \times I_{fi}} = \frac{21,44 \times 10^6 \times 6300^2}{10 \times 35981,7 \times 69320,22 \times 10^4} = 3,41 \text{ mm}$$

### Calcul de la flèche de longue durée due à l'ensemble des charges permanentes.

$$f_{gv} = \frac{M \times L_x^2}{10 \times E_{iv} \times I_{fv}} = \frac{21,44 \times 10^6 \times 6300^2}{10 \times 11994 \times 113281,2 \times 10^4} = 6,26 \text{ mm}$$

$$\Delta f_i = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} = 6,26 + 3,99 - 3,41 = 3,43 \text{ mm} < \bar{f} = 5 + \frac{L_x}{1000} = 11,3 \text{ mm}$$

D'où la flèche est vérifiée.

## III.2.2. Planchers nervurés

Les dimensions des panneaux de la structure sont assez grandes, un plancher en dalle pleine serait synonyme de grande épaisseur et de ferrailage important, c'est pour cela que les planchers nervurés représentent une bonne solution pour les planchers de grandes travées.

### III.2.2.1. Hypothèses de calcul

- On suppose que les nervures travaillent comme des poutres continues appuyées sur les poutres principales et secondaires.
- Les panneaux délimités par les nervures travaillent comme des dalles pleines continues appuyées sur les nervures.

### III.2.2.2. Evaluation des charges

#### III.2.2.2.1. Charges permanentes

Les dimensions sont les suivantes :

Épaisseur de la dalle :	$e = 13 \text{ cm}$
Hauteur de la nervure :	$h_{ner} = 50 \text{ cm}$
Largeur de la nervure :	$b_{ner} = 20 \text{ cm}$

**Dalle (terrasse)**

- Gravieron de protection (e = 5 cm ; ρ = 17 kN/m <sup>3</sup> )	0,85 kN/m <sup>2</sup>
- Etanchéité multicouches (e = 2 cm ; ρ = 6 kN/m <sup>3</sup> )	0,12 kN/m <sup>2</sup>
- Forme de pente (e <sub>moy</sub> = 15 cm ; ρ = 22 kN/m <sup>3</sup> )	3,30 kN/m <sup>2</sup>
- Isolation thermique (e = 4 cm ; ρ = 4 kN/m <sup>3</sup> )	0,16 kN/m <sup>2</sup>
- Dalle pleine (ep = 13 cm)	3,25 kN/m <sup>2</sup>
- Enduit en plâtre (e = 2 cm ; ρ = 10 kN/m <sup>3</sup> )	<u>0,20 kN/m<sup>2</sup></u>
	<b>G = 7,88 kN/m<sup>2</sup></b>

**III.2.2.2.2. Surcharges d’exploitation**

Charge d’exploitation : **Q = 1.50 kN/m<sup>2</sup>**

**III.2.2.3. Etude des nervures**

**III.2.2.3.1. Calcul des efforts**

Vu la complexité du chargement et du nombre de travées important le calcul des efforts internes sera fait numériquement à l’aide du logiciel de calcul de structures **SAP2000**.

**En travée :**

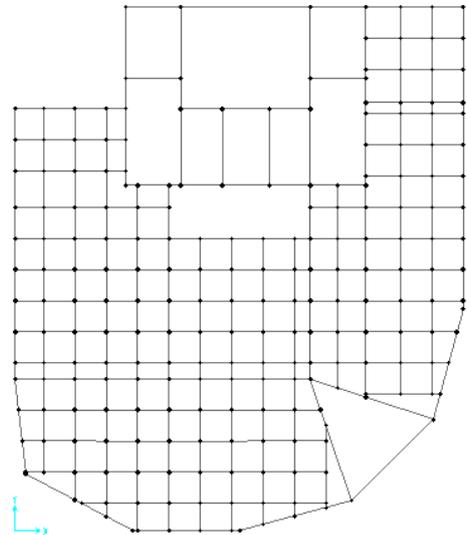
<b>E.L.U :</b>	$M_u = 110 \text{ kN.m}$
<b>E.L.S :</b>	$M_{ser} = 80,4 \text{ kN.m}$

**Sur appui :**

<b>E.L.U :</b>	$M_u = 105 \text{ kN.m}$
<b>E.L.S :</b>	$M_{ser} = 76,5 \text{ kN.m}$

**Effort tranchant :**

<b>ELU :</b>	$T_u = 97,9 \text{ kN}$
<b>E.L.S :</b>	$T_{ser} = 71,5 \text{ kN}$



**Figure III.10 :** Plan du plancher nervuré.

**III.2.2.3.2. Ferrailage des nervures**

$b = 20 \text{ cm} ; h = 50 \text{ cm} ; d = 45 \text{ cm} ; f_e = 500 \text{ MPa} ; f_{c28} = 35 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,7 \text{ MPa} ; f_e = 500 \text{ MPa}$ .

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III.7 :** Ferrailage des nervures.

	$M_u$ (kN.m)	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A_s'$ (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	$Z$ (cm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix
<b>Travée</b>	110	0,137	Oui	0	0,185	41,7	9,24	1,12	6T14
<b>Appuis</b>	105	0,131	Oui	0	0,176	41,8	6,16	1,12	6T14

**III.2.2.3.3. Vérifications**

**III.2.2.3.3.a. Condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_s^{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,12 \text{ cm}^2$$

En travée :  $A_{travée} = 9,24 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 1,12 \text{ cm}^2$  Vérifiée.

Sur appui :  $A_{appui} = 9,24 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 1,12 \text{ cm}^2$  Vérifiée.

### III.2.2.3.3.b. Espacement

#### En Travée :

$$\text{Horizontalement : } e_h = \frac{20-2 \times 4-2 \times 1,4}{1} = 9,2 \text{ cm}$$

On prend :  $e_h = 9 \text{ cm} > \text{Max}(\emptyset ; 1,5 \times c_g) = \text{Max}(1,4 \text{ cm} ; 3,75 \text{ cm}) = 3,75 \text{ cm}$  Vérifiée.

$$\text{Verticalement : } e_v > \text{Max}(\emptyset ; c_g) = \text{Max}(1,4 \text{ cm} ; 2,5 \text{ cm}) = 2,5 \text{ cm}$$

On prend :  $e_v = 4 \text{ cm} > 2,5 \text{ cm}$  Vérifiée.

#### Sur Appuis :

$$\text{Horizontalement : } e_h = \frac{20-2 \times 4-2 \times 1,4}{1} = 9,2 \text{ cm}$$

On prend :  $e_h = 9 \text{ cm} > \text{Max}(\emptyset ; 1,5 \times c_g) = \text{Max}(1,4 \text{ cm} ; 3,75 \text{ cm}) = 3,75 \text{ cm}$  Vérifiée.

$$\text{Verticalement : } e_v > \text{Max}(\emptyset ; c_g) = \text{Max}(1,4 \text{ cm} ; 2,5 \text{ cm}) = 2,5 \text{ cm}$$

On prend :  $e_v = 4 \text{ cm} > 2,5 \text{ cm}$  Vérifiée.

### III.2.2.3.3.c. Effort tranchant

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\{0,1 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\} = 3,5 \text{ MPa}$$

$$T_u = 97,7 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{97,7 \times 10^3}{200 \times 450} = 1,09 \text{ MPa} < 3,5 \text{ MPa}$$

Vérifiée.

### III.2.2.3.3.d. Contraintes

$$\sigma_{bc \text{ max}} = \frac{M_{ser}}{I} \times y < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \eta \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \text{Max} (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}) \right\}$$

« y » étant la solution de l'équation suivante :

$$b \times y^2 + 30 \times (A_s + A'_s) \times y - 30 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Moment d'inertie : } I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A_s \times (d - y)^2 + 15 \times A'_s \times (y - c')^2$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau III.8 :** Vérification des contraintes des nervures.

	$M_{ser}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
<b>Travée</b>	80,4	9,24	16,22	130214,4	10,01	Vérifiée	238,8	Vérifiée
<b>Appuis</b>	76,5	9,24	16,22	130214,4	9,52	Vérifiée	227,22	Vérifiée

### III.2.2.3.3.e. Flèche

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_i = f_{g_v} - f_{j_i} + f_{p_i} - f_{g_i} \leq \bar{f}$$

$f_{g_v}$  : Flèche de longue durée due à l'ensemble des charges permanentes.

$f_{g_i}$  : Flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes.

$f_{j_i}$  : Flèche instantanée due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (nulle).

$f_{p_i}$  : Flèche instantanée due à l'ensemble des charges (G+Q).

#### Remarque :

La flèche est calculée sur la petite portée ( $L_x$ ).

-Moment d'inerte de la section rectangulaire homogène  $I_0$  :

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

-Calcul des moments d'inerte fictifs

$$I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu}$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\rho \times \left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right)} : \text{Coefficient pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\rho \times \left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right)} : \text{Coefficient pour la déformation différée.}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$$

$\sigma_s$  : Contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré.

**Tableau III.9** : Récapitulatif du calcul de flèche des nervures.

$M_{ser}$ (kN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	$\rho$	$\sigma_s$ (MPa)	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\mu$	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fi}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fv}$ (cm <sup>4</sup> )
80,4	9,24	0,011	238,8	2,45	0,98	0,64	935119,01	399249,7	630843,63

**Calcul de la flèche instantanée due à l'ensemble des charges (G+Q).**

$$f_{pi} = \frac{M \times L_x^2}{10 \times E_{ij} \times I_{fi}} = \frac{80,4 \times 10^6 \times 9000^2}{10 \times 35981,7 \times 399249,7 \times 10^4} = 4,53 \text{ mm}$$

**Calcul de la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes.**

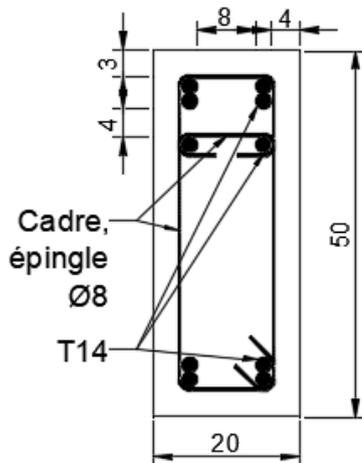
$$f_{gi} = \frac{M \times L_x^2}{10 \times E_{ij} \times I_{fi}} = \frac{70,3 \times 10^6 \times 9000^2}{10 \times 35981,7 \times 399249,7 \times 10^4} = 3,96 \text{ mm}$$

**Calcul de la flèche de longue durée due à l'ensemble des charges permanentes.**

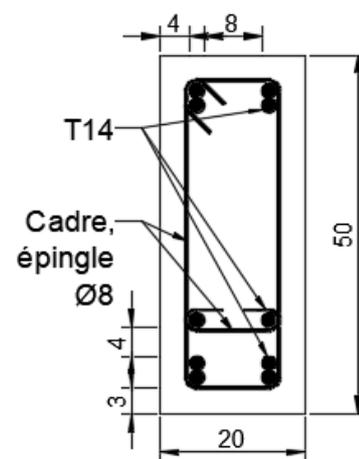
$$f_{gv} = \frac{M \times L_x^2}{10 \times E_{iv} \times I_{fv}} = \frac{70,3 \times 10^6 \times 9000^2}{10 \times 11994 \times 630843,63 \times 10^4} = 7,53 \text{ mm}$$

$$\Delta f_i = f_{gv} - f_{gi} + f_{pi} - f_{gi} = 6,7 - 3,27 + 3,74 - 3,27 = 3,43 \text{ mm} < \bar{f} = 5 + \frac{L}{1000} = 14 \text{ mm}$$

Par conséquent la flèche est vérifiée.



**Figure III.11** : Ferrailage des nervures sur appui (cm).



**Figure III.12** : Ferrailage des nervures en travée (cm).

III.2.2.4. Etude des dalles

Les dalles sont calculées comme une succession de panneaux carrés de 2 m de coté.

III.2.2.4.1. Évaluation des charges

- Charge permanente :  $G = 7,9 \text{ kN/m}^2$
- Charge d'exploitation :  $Q = 1.50 \text{ kN/m}^2$

III.2.2.4.2. Combinaison des charges

E.L.U :  $P_u = 1,35G + 1,5Q = 12,92 \text{ kN/m}^2$

E.L.S :  $P_{ser} = G + Q = 9,4 \text{ kN/m}^2$

III.2.2.4.3. Calcul des efforts internes

$L_x = 2 \text{ m}$

$L_y = 2 \text{ m}$

$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2}{2} = 1$

À l'ELU :

$M_x = \mu_x \times P_u \times L_x^2$

$M_x = 0,036 \times 12,92 \times 2^2 = 1,86 \text{ kN.m/ml}$

$M_y = \mu_y \times M_x$

$M_y = 1 \times 1,86 = 1,86 \text{ kN.m/ml}$

À l'ELS :

$M_x = \mu_x \times P_{ser} \times L_x^2$

$M_x = 0,044 \times 9,4 \times 2^2 = 1,65 \text{ kN.m/ml}$

$M_y = \mu_y \times M_x$

$M_y = 1 \times 1,65 = 1,65 \text{ kN.m/ml}$

Pour les moments sur appui et en travée on a :

- Travée de rive :
  - Appui de rive  $\rightarrow M_a = 0,3 \times M_x$
  - Appui intermédiaire  $\rightarrow M_i = 0,5 \times M_x$
  - Travée de rive  $\rightarrow M_t = 0,85 \times M$
- Travée intermédiaire :
  - Appui d'extrémité  $\rightarrow M_i = 0,5 \times M_x$
  - Travée intermédiaire  $\rightarrow M_t = 0,75 \times M$
- Travée unique :
  - Travée  $\rightarrow M_t = 0,95 \times M$
  - Appui  $\rightarrow M_a = 0,3 \times M$

Tableau III.10 : Calcul des moments de la dalle du plancher nervuré.

	ELU		ELS	
	M <sub>t</sub> (kN.m)	M <sub>a</sub> (kN.m)	M <sub>t</sub> (kN.m)	M <sub>a</sub> (kN.m)
Sens x-x	1,77	0,93	1,57	0,83
Sens y-y	1,77	0,93	1,57	0,83

III.2.2.4.4. Ferrailage de la dalle rectangulaire

$b = 100 \text{ cm}$  ;  $h = 13 \text{ cm}$  ;  $d = 10 \text{ cm}$  ;  $f_e = 500 \text{ MPa}$  ;  $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$  ;  $f_{t28} = 2,7 \text{ MPa}$  ;  $f_e = 500 \text{ MPa}$ .

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

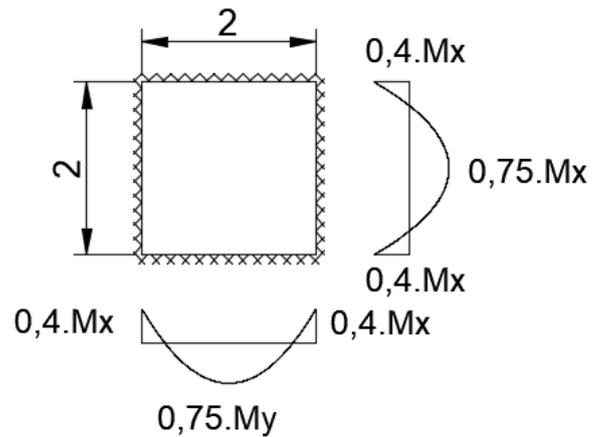


Figure III.13 : Panneau du plancher nervuré (m).

Tableau III.11 : Ferrailage de la dalle du plancher nervuré.

	Sens	M <sub>u</sub> (kN.m)	μ	μ < μ <sub>R</sub>	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	α	Z (cm)	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	Esp
Travée	x-x	1,77	0,009	Oui	0	0,011	9,96	0,4	1,24	TS Ø <sub>6</sub>	15cm
	y-y	1,77	0,009	Oui	0	0,011	9,96	0,4	1,24	TS Ø <sub>6</sub>	15cm
Appuis	x-x	0,93	0,005	Oui	0	0,006	9,98	0,21	1,24	TS Ø <sub>6</sub>	15cm
	y-y	0,93	0,005	Oui	0	0,006	9,98	0,21	1,24	TS Ø <sub>6</sub>	15cm

**III.2.2.4.5. Vérifications**

**III.2.2.4.5.a. Condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_s^{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,24 \text{ cm}^2$$

En travée :  $A_y = 1,7 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 1,24 \text{ cm}^2$  Vérifiée.

Sur appui :  $A_x = 1,7 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 1,24 \text{ cm}^2$  Vérifiée.

**III.2.2.4.5.b. Espacement**

**En Travée :**

Sens x-x :  $esp = \frac{100}{6} = 16,67 \text{ cm}$

On prend  $esp = 15 \text{ cm} < \text{Min}(3h ; 33 \text{ cm}) = \text{Min}(39 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$  Vérifiée.

Sens y-y :  $esp = \frac{100}{6} = 16,67 \text{ cm}$

On prend  $esp = 15 \text{ cm} < \text{Min}(4h ; 45 \text{ cm}) = \text{Min}(52 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$  Vérifiée.

**Sur Appuis :**

Sens x-x. & y-y :  $esp = \frac{100}{6} = 16,67 \text{ cm}$

On prend  $esp = 15 \text{ cm} < \text{Min}(3h ; 33 \text{ cm}) = \text{Min}(52 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$  Vérifiée.

**III.2.2.4.5.c. Effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{d} \leq \bar{\tau}_u = 0,047 \times f_{c28} = 1,75 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{P_u \times L_x \times L_y}{2L_x + L_y} = \frac{12,92 \times 2 \times 2}{2 \times 2 + 2} = 8,61 \text{ kN/ml}$$

$$T_y = \frac{P_u \times L_x}{3} = \frac{12,92 \times 2}{3} = 8,61 \text{ kN/ml}$$

$$T_u^{max} = \text{Max} \{ T_x ; T_y \} = T_x = 8,61 \text{ kN/ml}$$

$$\tau_u = \frac{8,61}{100} = 0,086 \text{ MPa} < 1,75 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée} \rightarrow \text{ferrailage d'âme non nécessaire.}$$

**III.2.2.4.5.d. Contraintes**

$$\sigma_{bc \text{ max}} = \frac{M_{ser}}{I} \times y < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \eta \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \text{Max} (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}) \right\}$$

« y » étant la solution de l'équation suivante :

$$b \times y^2 + 30 \times (A_s + A'_s) \times y - 30 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Moment d'inertie : } I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A_s \times (d - y)^2 + 15 \times A'_s \times (y - c')^2$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.12 :** Vérification des contraintes des dalles du plancher nervuré.

	Sens	M <sub>ser</sub> (kN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub>	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> ≤ σ̄ <sub>s</sub>
<b>Travée</b>	x-x	1,57	1,7	2,11	1920,7	1,73	Vérifiée	96,68	Vérifiée
	y-y	1,57	1,7	2,11	1920,7	1,73	Vérifiée	96,68	Vérifiée
<b>Appuis</b>	x-x	0,83	1,7	2,11	1920,7	0,91	Vérifiée	51,11	Vérifiée
	y-y	0,83	1,7	2,11	1920,7	0,91	Vérifiée	51,11	Vérifiée

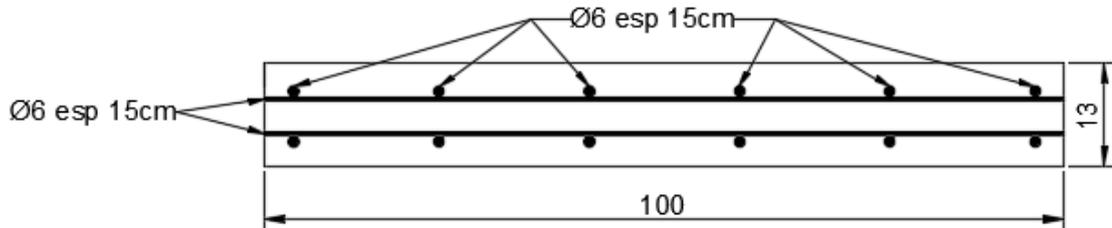
**III.2.2.4.5.e. Flèche**

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les deux conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément <sup>[1]</sup>:

$$\frac{h}{L_x} = \frac{13}{200} = 0,065 \geq \frac{M_t}{20 \times M_x} = \frac{1,77}{20 \times 1,86} = 0,047 \quad \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{1,7}{100 \times 10} = 0,0017 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{500} = 0,004 \quad \text{Vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées, il n'est donc pas nécessaire de vérifier la flèche.



**Figure III.14 :** Ferrailage des dalles du plancher nervuré par ml (cm).

**III.3. les escaliers**

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de marches. Ils permettent l'accès aux différents niveaux d'un bâtiment.

Un escalier est déterminé par :

- La montée (hauteur à gravir) H ;
- L'embranchement (largeur utile) E ;
- Son giron g ;
- Sa hauteur de marche h;

Hauteur de marche (valeur moyenne) :

$$13 \text{ cm} \leq h \leq 17 \text{ cm} ; \text{ Alors on prend } h = 16 \text{ cm,}$$

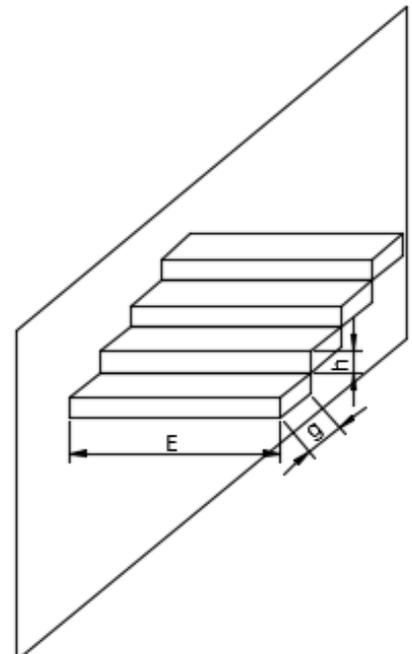
**III.3.1. Relation de Blondel**

Un escalier se montera sans fatigue s'il respecte la relation de Blondel :

$$2h + g = 59 \text{ à } 66 \text{ cm.}$$

On prend :  $g = 30 \text{ cm}$   
 $h = 16 \text{ cm.}$

$$30 + 16 \times 2 = 62 \text{ cm} \quad \text{Vérifiée.}$$



**Figure III.15 :** Schéma de l'escalier.

**III.3.2. Calcul des escaliers**

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre console uniformément chargée encastree dans les voiles.

Tous les étages du bâtiment ont la même hauteur. Un calcul commun suffit.

Hauteur d'étage :  $h_e = 360 \text{ cm}$ .

- Hauteur de gravir :  $H1 = H2 = 180 \text{ cm}$
- Hauteur des marches :  $h = 16 \text{ cm}$
- Nombre de contre marches :  $n = \frac{H}{h} = 11 \text{ marches.}$
- Giron :  $g = 30 \text{ cm} \rightarrow L = g \times (n - 1) = 30 \times (11 - 1) \rightarrow L = 300 \text{ cm}$
- Inclinaison :  $\text{tg } \alpha = \frac{H}{h} = \frac{176}{300} \rightarrow \alpha = 30,4^\circ$

### III.3.3. Evaluation des charges

#### III.3.3.1. Charges permanentes

##### Palier

- Carrelage ( $e = 2 \text{ cm}$  ;  $\rho = 0,2 \text{ kN/m}^3$ ) 0,40  $\text{kN/m}^2$
  - Mortier de pose ( $e = 2 \text{ cm}$  ;  $\rho = 20 \text{ kN/m}^3$ ) 0,40  $\text{kN/m}^2$
  - Lit de sable ( $e = 3 \text{ cm}$  ;  $\rho = 19 \text{ kN/m}^3$ ) 0,57  $\text{kN/m}^2$
  - Poids propre du pallier ( $ep = 16 \text{ cm}$ ) 4,00  $\text{kN/m}^2$
  - Enduit en plâtre ( $e = 2 \text{ cm}$  ;  $\rho = 10 \text{ kN/m}^3$ ) 0,20  $\text{kN/m}^2$
- G = 5,57  $\text{kN/m}^2$**

##### Paillasse

- Carrelage ( $e = 2 \text{ cm}$  ;  $\rho = 0,2 \text{ kN/m}^3$ ) 0,40  $\text{kN/m}^2$
  - Mortier de pose ( $e = 2 \text{ cm}$  ;  $\rho = 20 \text{ kN/m}^3$ ) 0,40  $\text{kN/m}^2$
  - Lit de sable ( $e = 3 \text{ cm}$  ;  $\rho = 19 \text{ kN/m}^3$ ) 0,57  $\text{kN/m}^2$
  - Poids propre de la marche ( $ep = 16 \text{ cm}$ ) 4,00  $\text{kN/m}^2$
  - Enduit en plâtre ( $e = 2 \text{ cm}$  ;  $\rho = 10 \text{ kN/m}^3$ ) 0,20  $\text{kN/m}^2$
- G = 5,57  $\text{kN/m}^2$**

#### III.3.3.2. Surcharges d'exploitation

Pallier + marches : **Q<sub>1</sub> = 2,50  $\text{kN/m}^2$**

#### III.3.4. Combinaison de charges

##### Pallier :

$$\text{E.L.U} : P_u = 1,35G + 1,5Q = 11,27 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{E.L.S} : P_{\text{ser}} = G + Q = 8,07 \text{ kN/m}^2$$

##### Paillasse :

$$\text{E.L.U} : P_u = 1,35G + 1,5Q = 11,27 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{E.L.S} : P_{\text{ser}} = G + Q = 8,07 \text{ kN/m}^2$$

#### III.3.5. Calcul des marches

Les marches seront calculées comme des poutres de 30 cm de largeur et 16 cm de hauteur travaillant en console encadrée dans les voiles.

##### III.3.5.1. Calcul des efforts internes

$$L = 1,6 \text{ m}$$

À l'ELU :

$$M_u = \frac{P_u \times b \times L^2}{2} = \frac{11,27 \times 0,3 \times 1,6^2}{2} = 4,33 \text{ kN.m}$$

À l'ELS :

$$M_{\text{ser}} = \frac{P_{\text{ser}} \times b \times L^2}{2} = \frac{8,07 \times 0,3 \times 1,6^2}{2} = 3,1 \text{ kN.m}$$

**III.3.5.2. Ferrailage des marches**

$b = 30 \text{ cm} ; h = 16 \text{ cm} ; d = 13 \text{ cm} ; f_e = 500 \text{ MPa} ; f_{c28} = 35 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,7 \text{ MPa} ; f_e = 500 \text{ MPa}$ .  
Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III.13 : Ferrailage des marches.**

$M_u$ (kN.m)	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A_s'$ (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	Z(cm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_t$
4,33	0,043	Oui	0	0,055	127	0,78	0,48	3T8	3T8

**III.3.5.3. Vérifications**

**III.3.5.3.1. Condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_s^{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,48 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1,51 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 0,48 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérfiée.}$$

**III.3.5.3.2. Effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \{0,1 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\} = 3,5 \text{ MPa}$$

$$T_u = P_u \times b \times L = 14,27 \times 0,3 \times 1,6 = 6,85 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{6,85 \times 10^3}{300 \times 130} = 0,176 \text{ MPa} < 3,5 \text{ MPa} \quad \text{Vérfiée.}$$

**III.3.5.3.3. Contraintes**

$$\sigma_{bc \text{ max}} = \frac{M_{ser}}{I} \times y < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \eta \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \text{Max} (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}) \right\}$$

« y » étant la solution de l'équation suivante :

$$b \times y^2 + 30 \times (A_s + A'_s) \times y - 30 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Moment d'inertie : } I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A_s \times (d - y)^2 + 15 \times A'_s \times (y - c')^2$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau III.14 : Vérification des contraintes des marches.**

$M_{ser}$ (kN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
3,1	1,51	2,28	3009,7	2,34	Vérfiée	165,67	Vérfiée

**III.3.5.3.4. Flèche**

$$f = \frac{P_{ser} \times 0,3 \times L^4}{8 \times E_{vj} \times I} = \frac{8,07 \times 0,3 \times 1600^4}{8 \times 11994 \times \frac{300 \times 160^3}{12}} = 1,61 \text{ mm} \leq \bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{1600}{250} = 6,4 \text{ mm}$$

La flèche est donc vérifiée.

**III.3.6. Calcul du palier**

Les paliers seront calculés comme des poutres de bandes égales à 1 m de largeur et 16 cm de hauteur travaillant en console encastrée dans les voiles et poutres de chaînage.

**III.3.6.1. Calcul des efforts internes**

$$L = 1,6 \text{ m}$$

À l'ELU :

$$M_u = \frac{P_u \times L^2}{2} = \frac{11,27 \times 1,6^2}{2} = 14,43 \text{ kN.m}$$

À l'ELS :

$$M_{ser} = \frac{P_{ser} \times L^2}{2} = \frac{8,07 \times 1,6^2}{2} = 10,33 \text{ kN.m}$$

**III.3.6.2. Ferrailage du pallier**

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 16 \text{ cm} ; d = 13 \text{ cm} ; f_e = 500 \text{ MPa} ; f_{c28} = 35 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,7 \text{ MPa} ; f_e = 500 \text{ MPa}.$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III.15 : Ferrailage du pallier.**

$M_u$ (kN.m)	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A_s'$ (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	Z (cm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix
14,43	0,043	Oui	0	0,055	12,7	2,61	1,61	6T8

**III.3.6.3. Vérifications****III.3.6.3.1. Condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_s^{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,61 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3,02 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 1,61 \text{ cm}^2$$

Vérifiée.

**III.3.6.3.2. Espacement**

$$\text{Sens x-x : } esp = \frac{100}{6} = 16,67 \text{ cm}$$

$$\text{On prend } esp = 15 \text{ cm} < \text{Min}(3h ; 33 \text{ cm}) = \text{Min}(39 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Vérifiée.

$$\text{Sens y-y : } esp = \frac{100}{6} = 16,67 \text{ cm}$$

$$\text{On prend } esp = 15 \text{ cm} < \text{Min}(4h ; 45 \text{ cm}) = \text{Min}(52 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Vérifiée.

**III.3.6.3.3. Effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\{0,1 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\} = 3,5 \text{ MPa}$$

$$T_u = P_u \times L = 14,27 \times 1,6 = 22,83 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{22,83 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,176 \text{ MPa} < 3,5 \text{ MPa}$$

Vérifiée.

**III.3.6.3.4. Contraintes**

$$\sigma_{bc \text{ max}} = \frac{M_{ser}}{I} \times y < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \eta \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \text{Max} (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}) \right\}$$

« y » étant la solution de l'équation suivante :

$$b \times y^2 + 30 \times (A_s + A_s') \times y - 30 \times (d \times A_s + d' \times A_s') = 0$$

$$\text{Moment d'inertie : } I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A_s \times (d - y)^2 + 15 \times A_s' \times (y - c')$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

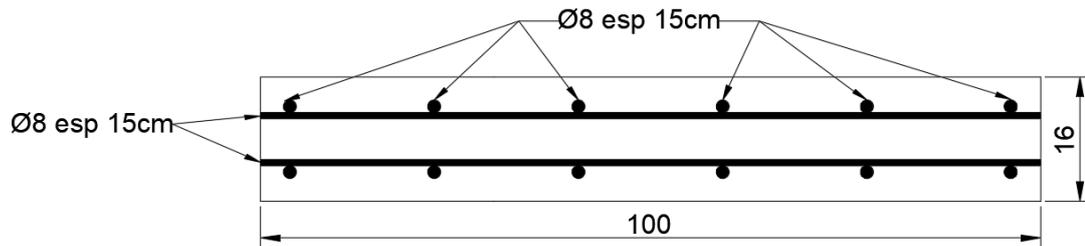
**Tableau III.16** : Vérification des contraintes du palier.

$M_{ser}$ (kN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$Y$ (cm <sup>2</sup> )	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$
10,33	4,71	3,54	7821,9	4,68	vérifié	187,26	vérifié

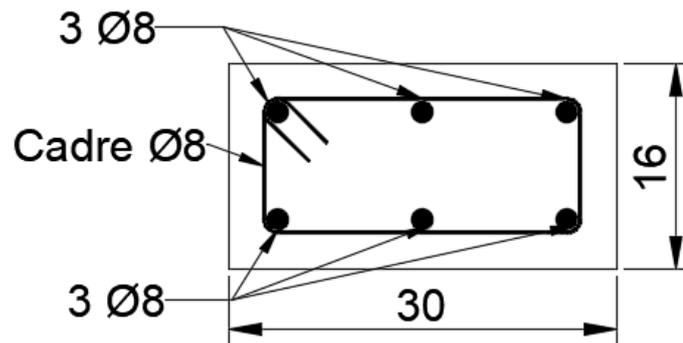
### III.3.6.3.5. Flèche

$$f = \frac{P_{ser} \times L^3}{8 \times E_{vj} \times I} = \frac{8,07 \times 1600^4}{8 \times 11994 \times \frac{1000 \times 160^3}{12}} = 1,61 \text{ mm} \leq \bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{1600}{250} = 6,4 \text{ mm}$$

La flèche est donc vérifiée.



**Figure III.16** : Ferrailage du palier par ml (cm).



**Figure III.17** : Ferrailage des marches (cm).

## Chapitre IV : Etude sismique.

### IV.1. Introduction

Le séisme est l'un des risques naturels majeurs les plus dangereux et qui causent le plus de dégâts, ce phénomène se produit à cause du mouvement des plaques tectoniques.

Du moment que ce phénomène est imprévisible, la rigueur lors des analyses sismiques est cruciale pour assurer la sécurité et la longévité des structures, afin d'éviter la ruine en cas de séisme.

### IV.2. Caractéristique dynamiques propres

Une structure idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle puisse vibrer indéfiniment tant qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie. Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non forcé, l'équation d'un tel système est donnée par <sup>[20]</sup> :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = \{0\} \quad (1)$$

Avec :

[M] : Matrice de masse de la structure.

[K] : Matrice de rigidité de la structure.

{ $\ddot{x}$ } : Vecteur des accélérations.

{ $x$ } : Vecteur des déplacements.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \quad (2)$$

Avec :

{ $A$ } : Vecteur des amplitudes.

$\omega$  : Fréquence de vibration.

$\varphi$  : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

$$\{x(t)\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \quad (3)$$

En substituant les équations (2) et (3) dans l'équation (1) ; on aura :

$$([K] - \omega^2 [M]) \{A\} \sin(\omega t + \varphi) = 0 \quad \dots(4)$$

Cette équation doit être vérifiée quel que soit le temps (t), ce qui donne :

$$([K] - \omega^2 [M]) \{A\} \quad (5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnus « Ai ». Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice s'annule c'est à dire :

$$\Delta_\omega = |[K] - \omega^2 [M]| = \quad (6)$$

L'expression ci-dessus est appelée «Equation caractéristique ».

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (n) en ( $\omega^2$ ). Les (n) solutions ( $\omega_1^2$  ;  $\omega_2^2$  ; ... ;  $\omega_n^2$ ) sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de vibrations possibles. Le **1<sup>er</sup> mode** vibratoire correspond à  $\omega_1$  et il est appelé mode fondamental ( $\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$ )

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre { $A$ }<sub>i</sub> ou forme modale (**modal shape**).

### IV.3. Modélisation de la structure

#### IV.3.1. Introduction

Vu la complexité de l'analyse, il est nécessaire d'établir un modèle numérique représentant la structure, ce dernier est introduit dans un logiciel de calcul dynamique afin de déterminer les modes propre de vibration ainsi que les efforts sismique. Parmi les méthodes de modélisation existantes il y a la méthode des éléments finis qui est utilisé par la majorité des logiciels de calcul. Pour cette étude, on utilisera le logiciel SAP2000.

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de DDL fini qui décrit le phénomène étudié d'une manière aussi fiable que possible, ce modèle doit refléter avec une bonne précision le comportement et les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement).

#### IV.3.2. Modélisation de la rigidité

On suppose que la structure a « p » nœuds et total n DDL numérotés de 1 à n, on considère six DDL par nœud, on aura donc :  $n = 6 \times p$ .

##### IV.3.2.1. Les éléments de portique

Les poteaux et poutres de la structure ont été modélisés par des éléments barre (frame éléments) à deux nœuds possédant chacun 6 degré de liberté (trois translations, trois rotations).

- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différent niveaux (niveau i et niveau i+1).

##### IV.3.2.2. Les voiles

Les voiles ont été modélisés par des éléments plaque (Shell éléments) à 04 nœuds.

##### IV.3.2.3. Le Diaphragme

Les surfaces planes telles que les planchers sont assumés infiniment rigides dans leurs plans et ne peuvent se déformer qu'hors plan.

##### IV.3.2.4. Conception du contreventement vertical

Pour une bonne conception parasismique il faudra :

- Disposer les éléments de contreventement d'une manière symétrique dans chaque direction afin de limiter la torsion d'ensemble.
- Eloigner les éléments verticaux parallèles afin de disposer d'un grand bras de levier du couple résistant à la torsion.
- Maximiser la largeur des éléments verticaux afin de diminuer la déformabilité horizontale.
- Superposer les éléments verticaux, afin de créer des consoles verticales de section constante ou élargies vers le bas.

##### IV.3.2.5. Connectivité Sol/Structure

Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6 DDL bloqués).

#### IV.3.3. Modélisation de la masse

- La masse est calculée par l'équation  $(G + \beta \times Q)$  <sup>[2]</sup>.
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres avec les dalles pleine est prise égale à celle du béton armé.
- La masse des planchers a été répartie pour chaque poutre porteuse.

- La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie sur les poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).
- En choisissant l'option (Mass source / From loads), le SAP2000 calcule automatiquement les masses des planchers et la masse totale de la structure à partir des charges permanentes et d'exploitation sollicitant la structure.
- Tel que :  $\beta = 0,2$  (**bâtiment d'habitation, service**).

## IV.4. Etude sismique

### IV.4.1. Introduction

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis-à-vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme.

### IV.4.2. Choix de la méthode de calcul

En Algérie, la conception parasismique est régularisée par les « **RPA 99 modif 2003** ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul de la réponse sismique :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale.
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Le choix de la méthode de calcul et la maîtrise de la modélisation de la structure doivent donc avoir pour objectif une approche aussi fidèle que possible du comportement réel de l'ouvrage considéré, compte tenu non seulement du type d'ossature, mais aussi des caractéristiques du matériau constitutif.

#### IV.4.2.1. La méthode statique équivalente

##### IV.4.2.1.1. Principe

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

##### IV.4.2.1.2. Conditions d'applications

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont <sup>[2]</sup> :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait les conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65 m en zones 'I' et 'II' et à 30m en zones 'III'.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en haut.

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas du bâtiment étudié (car la structure **est irrégulière en plan** avec une hauteur supérieure à **10 m**), nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique.

**IV.4.2.2. La méthode modale spectrale**

La méthode d’analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n’est pas applicable. Tel que le nôtre.

**IV.4.2.2.1. Principe**

Les maximums des efforts engendrés par les forces sismiques dans chaque mode sont représentés par un spectre de calcul, puis sont combiné afin d’obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes soit aux moins égale à **90%**.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l’influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (**K**) à retenir doit être tel que :  $K > 3 \times \sqrt{N} = 12$  et  $T_k < 0.20$  sec ... (4-14) [2]

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et  $T_k$  la période du mode K.

**IV.4.2.2.2. Analyse spectrale**

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse. Toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d’une structure à une accélération dynamique est fonction de l’amortissement ( $\zeta$ ) et de la pulsation ( $\omega$ ).

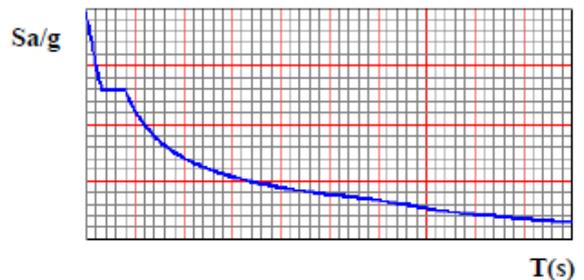
Donc pour des accélérogrammes données si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (**T**), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est appelé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d’une structure.

L’action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant [2] :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{R} \right)^{\frac{2}{3}} \left( \frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

Représentation graphique du spectre de réponse. Avec :

- g : Accélération de la pesanteur.
- A : Coefficient d’accélération de zone.
- $\eta$  : Facteur de correction d’amortissement.
- R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.
- T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.
- Q : Facteur de qualité.



**Figure IV.1** : Spectre de réponse.

### IV.4.3. Effort tranchant à la base

La résultante des forces sismiques à la base (l'effort tranchant à la base) «  $E_{x/y}$  » ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente «  $V_{x/y}$  » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée [2].

Si  $V_t < 0,8V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (**forces, déplacements, moments,.....**) en les multipliant fois le rapport :  $\frac{0,8V}{V_t}$ .

#### IV.4.3.1. Calcul de l'effort tranchant à la base par la méthode statique équivalente

La force sismique totale «  $V$  » appliquée à la base de la structure, doit être calculée dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad [2]$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone : 0,30 pour : - Groupe d'usage : 1.b.  
- Zone sismique : III.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen. Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement «  $\eta$  » et de la période fondamentale de la structure «  $T$  ».

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

$T_1, T_2$  : Période caractéristique associée à la catégorie du site (**tableau 4.7** [2]).

Catégorie **S3** site meuble.

$T_1 = 0,15$

$T_2 = 0,50$

$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$

Pour  $\xi = 7\% \rightarrow \eta = 0,8819$

#### IV.4.4. Estimation de la période fondamentale de la structure « $T$ »

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

- Les formules empiriques à utiliser [2] :

$$T = (T = C_T \times h_N^{3/4}, T = 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}})$$

$C_T$  : Coefficient en fonction du système de contreventement du type de remplissage

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$C_T = 0,05$

$h_N = 57,6$  m

D : Est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré :

-  $D_x = 28,55$  m.

-  $D_y = 33,6$  m.

$T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,05 \times (57,6)^{0,75} = 1,045$  sec dans les deux directions.

- Suivant la direction (x - x)  $T_x = 0,09 \times \frac{57,6}{\sqrt{28,55}} = 0,97$  sec

- Suivant la direction (y - y)  $T_y = 0,09 \times \frac{57,6}{\sqrt{33,6}} = 0,89$  sec

Sens (x-x) :  $T_x = (1,05 ; 0,97) = 0,97 \text{ sec}$

Sens (y-y) :  $T_y = (1,05 ; 0,89) = 0,89 \text{ sec}$

Calcul de D :

$$D_x = 2,5\eta\left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,8819 \times \left(\frac{0,5}{0,97}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,41 \text{ sec}$$

$$D_y = 2,5\eta\left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,8819 \times \left(\frac{0,5}{0,89}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,50 \text{ sec}$$

R : Coefficient de comportement.

Les systèmes structuraux sont classifiés en attribuant à chacun un facteur appelé « coefficient de comportement R » selon le système de contreventement. Ce coefficient reflète la ductilité des structures.

R = 3,5 (Structure contreventée par un noyau) (**tableau 4.3** <sup>[2]</sup>).

Q : Facteur de qualité.

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité de contrôle de la construction.

La valeur de Q déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

$P_q$  : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non ".

Sa valeur est donnée par le **tableau 4.4** <sup>[2]</sup>.

**Tableau IV.1** : Facteur de qualité « Q ».

Critère q	suivant x		suivant y	
	Observé	Pénalité	Observé	Pénalité
1-Condition minimale sur les files de contreventement	non	0,05	non	0,05
2-Redondances en plan	non	0,05	non	0,05
3-Régularité en plan	non	0,05	non	0,05
4-Régularité en élévation	oui	0	oui	0
5-Contrôle de la qualité des matériaux	oui	0	oui	0
6-Contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0	oui	0
<b>Total</b>		<b>0,15</b>		<b>0,15</b>

Facteur de qualité  $Q = 1 + \sum_1^6 P_q = 1,15$

$$V_x = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0,3 \times 1,41 \times 1,15}{3,5} \times W = 0,139 \times W$$

$$V_y = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0,3 \times 1,50 \times 1,15}{3,5} \times W = 0,147 \times W$$

#### IV.4.5. Vérification des déplacements inter étage

L'une des principales vérifications concerne les déplacements latéraux entre étages, Par conséquent, l'inégalité ci-dessous doit être vérifiée (l'article 5.10 <sup>[2]</sup>) :

$$\Delta_k^x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_k^y \leq \bar{\Delta}$$

Avec :  $\bar{\Delta} = 0,01 \times h_e$

Où :  $h_e$  représente la hauteur de l'étage.

Avec :

$$\delta_k^x = R_{r_x} \times \delta_{ek}^x \quad \text{et} \quad \delta_k^y = R_{r_y} \times \delta_{ek}^y$$

$$\Delta_k^x = \delta_k^x - \delta_{k-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_k^y = \delta_k^y - \delta_{k-1}^y$$



### IV.5.1.2. Constatations

L'analyse dynamique de la structure donne les résultats suivants :

- Une période fondamentale :  $T = 1,19597$  s.
- $K > 3 \times \sqrt{16} = 12$  et  $T_{12} = 0.1267$  sec  $< 0.20$  sec (4-14) <sup>[2]</sup>
- Le **1<sup>er</sup> mode** est un mode de translation parallèlement à  $x-x$ .
- Le **2<sup>ème</sup> mode** est un mode de translation parallèlement à  $y-y$ .
- Le **3<sup>ème</sup> mode** est un mode de rotation.

### IV.5.1.3. Résultantes des forces sismiques

$W = 152809,295$  kN

On aura donc :

$$V^x = 0,139 \times 152809,295 = 21240,5 \text{ kN} \quad \rightarrow 0,8 \times V_x = 0,8 \times 21240,5 = 16992,4 \text{ kN}$$

$$V^y = 0,147 \times 152809,295 = 22463 \text{ kN} \quad \rightarrow 0,8 \times V_y = 0,8 \times 22463 = 17970,4 \text{ kN}$$

Les résultantes des forces horizontales à la base de la structure sous sollicitations sismiques :

$$F_1 = V_t^x = 16593,486 \text{ kN} \quad \rightarrow r_x = 1,02$$

$$F_2 = V_t^y = 21476,019 \text{ kN} \quad \rightarrow r_y = 1$$

Afin de vérifier le critère de l'article 4.3.6 <sup>[2]</sup>, on multiplie le spectre de réponse pour le sens  $x-x$  par le coefficient  $r_x = 1,02$ .

### IV.5.1.4. Vérification des déplacements inter étage

Tableau IV.3 : Vérifications des déplacements inter-étages du modèle initial.

	U1 (cm)	U2 (cm)	$\delta_k^x$ (cm)	$\delta_k^y$ (cm)	$\Delta_k^x$ (cm)	$\Delta_k^y$ (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Observation	
<b>RDC</b>	0,34	0,14	1,21	0,48	1,21	0,48	3,60	Vérifiée	Vérifiée
<b>1</b>	0,92	0,35	3,22	1,23	2,01	0,75	3,60	Vérifiée	Vérifiée
<b>2</b>	1,59	0,59	5,56	2,06	2,34	0,84	3,60	Vérifiée	Vérifiée
<b>3</b>	2,32	0,84	8,12	2,95	2,56	0,89	3,60	Vérifiée	Vérifiée
<b>4</b>	3,08	1,10	10,79	3,86	2,67	0,91	3,60	Vérifiée	Vérifiée
<b>5</b>	3,87	1,37	13,54	4,81	2,76	0,94	3,60	Vérifiée	Vérifiée
<b>6</b>	4,66	1,66	16,31	5,80	2,77	0,99	3,60	Vérifiée	Vérifiée
<b>7</b>	5,46	1,97	19,11	6,88	2,80	1,08	3,60	Vérifiée	Vérifiée
<b>8</b>	6,24	2,30	21,84	8,04	2,73	1,16	3,60	Vérifiée	Vérifiée
<b>9</b>	7,00	2,67	24,49	9,33	2,65	1,29	3,60	Vérifiée	Vérifiée
<b>10</b>	7,72	3,04	27,01	10,65	2,52	1,31	3,60	Vérifiée	Vérifiée
<b>11</b>	8,40	3,42	29,40	11,96	2,39	1,32	3,60	Vérifiée	Vérifiée
<b>12</b>	9,03	3,79	31,62	13,27	2,22	1,31	3,60	Vérifiée	Vérifiée
<b>13</b>	9,62	4,16	33,67	14,57	2,04	1,29	3,60	Vérifiée	Vérifiée
<b>14</b>	10,15	4,53	35,51	15,84	1,84	1,27	3,60	Vérifiée	Vérifiée
<b>15</b>	10,62	4,88	37,16	17,08	1,65	1,24	3,60	Vérifiée	Vérifiée

Les déplacements latéraux inter-étages sont vérifiés.

### IV.5.1.5. Vérification spécifique aux sollicitations normales

Afin d'éviter la rupture sous sollicitations dues au séisme, les RPA exigent que l'effort normal de compression sous combinaison sismique soit limitée comme suit <sup>[2]</sup> :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,30$$

Avec :

- $N_d$  : L'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton sous sollicitation sismique (G+Q+E).
- $B_c$  : L'aire (section brute) de cette dernière
- $f_{c28}$  : La résistance caractéristique du béton à 28 jours (35 MPa).

#### IV.5.1.5.1. Poteaux rectangulaires

Tableau IV.4 : Vérifications de l'effort normal réduit des poteaux rectangulaires.

Niveaux	$N_d$ (KN)	h (mm)	b (mm)		Obs	h (cm)	b (cm)		Obs
N15	536,437	1050	350	0,04	<i>ok</i>	950	450	0,04	<i>ok</i>
N14	999,395	1050	400	0,07	<i>ok</i>	1000	500	0,06	<i>ok</i>
N13	1482,99	1050	400	0,10	<i>ok</i>	1000	500	0,08	<i>ok</i>
N12	1976,37	1100	400	0,13	<i>ok</i>	1050	500	0,11	<i>ok</i>
N11	2490,02	1100	400	0,16	<i>ok</i>	1050	500	0,14	<i>ok</i>
N10	3019,7	1150	400	0,19	<i>ok</i>	1100	550	0,14	<i>ok</i>
N9	3556,95	1150	400	0,22	<i>ok</i>	1100	550	0,17	<i>ok</i>
N8	4104,56	1200	400	0,24	<i>ok</i>	1150	550	0,19	<i>ok</i>
N7	4658,3	1200	400	0,28	<i>ok</i>	1150	550	0,21	<i>ok</i>
N6	5223,08	1200	450	0,28	<i>ok</i>	1200	600	0,21	<i>ok</i>
N5	5790,11	1200	450	0,31	<i>non acceptable</i>	1200	600	0,23	<i>ok</i>
N4	6360,37	1250	450	0,32	<i>non acceptable</i>	1250	600	0,24	<i>ok</i>
N3	6929,53	1250	450	0,35	<i>non acceptable</i>	1250	600	0,26	<i>ok</i>
N2	7501,67	1300	450	0,37	<i>non acceptable</i>	1300	650	0,25	<i>ok</i>
N1	8095,77	1300	450	0,40	<i>non acceptable</i>	1300	650	0,27	<i>ok</i>
R,D,C	9181,26	1350	450	0,43	<i>non acceptable</i>	1350	650	0,30	<i>ok</i>

#### IV.5.1.5.2. Poteaux carrés

Tableau IV.5 : Vérifications de l'effort normal réduit des poteaux carrés.

Niveaux	$N_d$ (KN)	h (mm)	b (mm)		Obs	h (cm)	b (cm)		Obs
N15	1185	550	550	0,11	<i>ok</i>	1000	1000	0,03	<i>ok</i>
N14	2611,5	600	600	0,21	<i>ok</i>	1050	1050	0,07	<i>ok</i>
N13	3827,12	600	600	0,30	<i>non acceptable</i>	1050	1050	0,10	<i>ok</i>
N12	5056,15	650	650	0,34	<i>non acceptable</i>	1100	1100	0,12	<i>ok</i>
N11	6291,3	650	650	0,43	<i>non acceptable</i>	1100	1100	0,15	<i>ok</i>
N10	7539,38	700	700	0,44	<i>non acceptable</i>	1150	1150	0,16	<i>ok</i>
N9	8792,51	700	700	0,51	<i>non acceptable</i>	1150	1150	0,19	<i>ok</i>
N8	10057,8	750	750	0,51	<i>non acceptable</i>	1200	1200	0,20	<i>ok</i>
N7	11326,2	750	750	0,58	<i>non acceptable</i>	1200	1200	0,22	<i>ok</i>
N6	12604,4	800	800	0,56	<i>non acceptable</i>	1250	1250	0,23	<i>ok</i>
N5	13883,2	800	800	0,62	<i>non acceptable</i>	1250	1250	0,25	<i>ok</i>
N4	15169,2	850	850	0,60	<i>non acceptable</i>	1300	1300	0,26	<i>ok</i>
N3	16452,8	850	850	0,65	<i>non acceptable</i>	1300	1300	0,28	<i>ok</i>
N2	17740,8	900	900	0,63	<i>non acceptable</i>	1350	1350	0,28	<i>ok</i>
N1	19023,7	900	900	0,67	<i>non acceptable</i>	1350	1350	0,30	<i>ok</i>
R,D,C	20327,9	950	950	0,64	<i>non acceptable</i>	1400	1400	0,30	<i>ok</i>

### IV.5.2. Model initial avec la vérification de l'effort normal réduit

#### IV.5.2.1. Caractéristiques dynamique propres du modèle avec la vérification de l'effort normal réduit

Tableau IV.6 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle 2.

Modes	Périodes (s)	U <sub>x</sub>	U <sub>y</sub>	U <sub>z</sub>	Σ U <sub>x</sub>	Σ U <sub>y</sub>	Σ U <sub>z</sub>
Mode 1	1,1883	0,61	0,000789	1,249E-08	0,61	0,00079	1,25E-08
Mode 2	0,760072	0,0005623	0,67	0,000404	0,61	0,67	0,000404
Mode 3	0,457446	0,03404	0,00000147	4,616E-09	0,65	0,67	0,000404
Mode 4	0,347917	0,18	0,00004909	1,877E-07	0,83	0,67	0,000404
Mode 5	0,200435	0,00000506	0,2	0,004187	0,83	0,87	0,004591
Mode 6	0,189798	0,02538	0,0009259	0,00000483	0,85	0,87	0,004596
Mode 7	0,151734	0,0002372	0,0003623	0,19	0,85	0,87	0,19
Mode 8	0,139614	0,04907	0,0000553	0,00000522	0,9	0,87	0,19
Mode 9	0,13821	0,003195	0,00000441	0,06726	0,9	0,87	0,26
Mode 10	0,132395	0,0003697	0,00007985	0,14	0,9	0,87	0,4
Mode 11	0,126604	0,0002176	0,00001197	0,02063	0,9	0,87	0,42
Mode 12	0,124446	0,01086	0,00003931	0,006833	0,92	0,87	0,43
Mode 13	0,123466	0,004667	0,00000117	0,005061	0,92	0,87	0,43
Mode 14	0,120239	0,0001949	0,00001074	0,00000705	0,92	0,87	0,43
Mode 15	0,105056	2,134E-07	0,00001629	0,02345	0,92	0,87	0,45

#### IV.5.2.2. Constatations

L'analyse dynamique de la structure donne les résultats suivants :

- Une période fondamentale : **T = 1,1883 s.**
- $K > 3 \times \sqrt{16} = 12$  et  $T_{12} = 0.1244 \text{ sec} < 0.20 \text{ sec}$  (4-14) <sup>[2]</sup>
- Le **1<sup>er</sup> mode** est un mode de translation parallèlement à **x-x**.
- Le **2<sup>ème</sup> mode** est un mode de translation parallèlement à **y-y**.
- Le **3<sup>ème</sup> mode** est un mode de rotation.

#### IV.5.2.3. Résultantes des forces sismiques

$$W = 157863,695 \text{ kN}$$

On aura donc :

$$V^x = 0,139 \times 157863,695 = 21943 \text{ kN} \quad \rightarrow 0,8 \times V_x = 0,8 \times 21943 = 17554,4 \text{ kN}$$

$$V^y = 0,147 \times 157863,695 = 23207 \text{ kN} \quad \rightarrow 0,8 \times V_y = 0,8 \times 23207 = 18565,6 \text{ kN}$$

Les résultantes des forces horizontales à la base de la structure sous sollicitations sismiques :

$$F_1 = V_t^x = 17489,964 \text{ kN} \quad \rightarrow r_x = 1,004$$

$$F_2 = V_t^y = 23622,977 \text{ kN} \quad \rightarrow r_y = 1$$

On multiplie le spectre dans le sens x-x fois 1,004.

IV.5.2.4. Vérification des déplacements inter étage :

Tableau IV.7 : Vérification des déplacements inter étages du modèle 2.

	U1 (cm)	U2 (cm)	$\delta_k^x$ (cm)	$\delta_k^y$ (cm)	$\Delta_k^x$ (cm)	$\Delta_k^y$ (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Observation	
<b>RDC</b>	0,29	0,11	1,00	0,39	1,00	0,39	3,60	Vérifiée	Vérifiée
<b>1<sup>er</sup></b>	0,81	0,31	2,84	1,07	1,84	0,68	3,60	Vérifiée	Vérifiée
<b>2<sup>ème</sup></b>	1,44	0,53	5,05	1,85	2,21	0,78	3,60	Vérifiée	Vérifiée
<b>3<sup>ème</sup></b>	2,14	0,77	7,50	2,69	2,45	0,84	3,60	Vérifiée	Vérifiée
<b>4<sup>ème</sup></b>	2,87	1,02	10,06	3,56	2,56	0,87	3,60	Vérifiée	Vérifiée
<b>5<sup>ème</sup></b>	3,63	1,28	12,70	4,46	2,64	0,90	3,60	Vérifiée	Vérifiée
<b>6<sup>ème</sup></b>	4,38	1,54	15,34	5,40	2,64	0,94	3,60	Vérifiée	Vérifiée
<b>7<sup>ème</sup></b>	5,14	1,83	17,99	6,42	2,65	1,01	3,60	Vérifiée	Vérifiée
<b>8<sup>ème</sup></b>	5,88	2,15	20,57	7,51	2,58	1,10	3,60	Vérifiée	Vérifiée
<b>9<sup>ème</sup></b>	6,59	2,48	23,07	8,69	2,50	1,18	3,60	Vérifiée	Vérifiée
<b>10<sup>ème</sup></b>	7,27	2,82	25,44	9,87	2,37	1,18	3,60	Vérifiée	Vérifiée
<b>11<sup>ème</sup></b>	7,92	3,16	27,71	11,06	2,27	1,19	3,60	Vérifiée	Vérifiée
<b>12<sup>ème</sup></b>	8,51	3,49	29,80	12,23	2,09	1,17	3,60	Vérifiée	Vérifiée
<b>13<sup>ème</sup></b>	9,06	3,82	31,71	13,38	1,92	1,15	3,60	Vérifiée	Vérifiée
<b>14<sup>ème</sup></b>	9,55	4,14	33,43	14,51	1,71	1,12	3,60	Vérifiée	Vérifiée
<b>15<sup>ème</sup></b>	9,98	4,46	34,93	15,60	1,50	1,09	3,60	Vérifiée	Vérifiée

IV.5.3. Modèle final

La structure comporte le voile périphérique plus les voiles de contreventement (**e = 20 cm**).

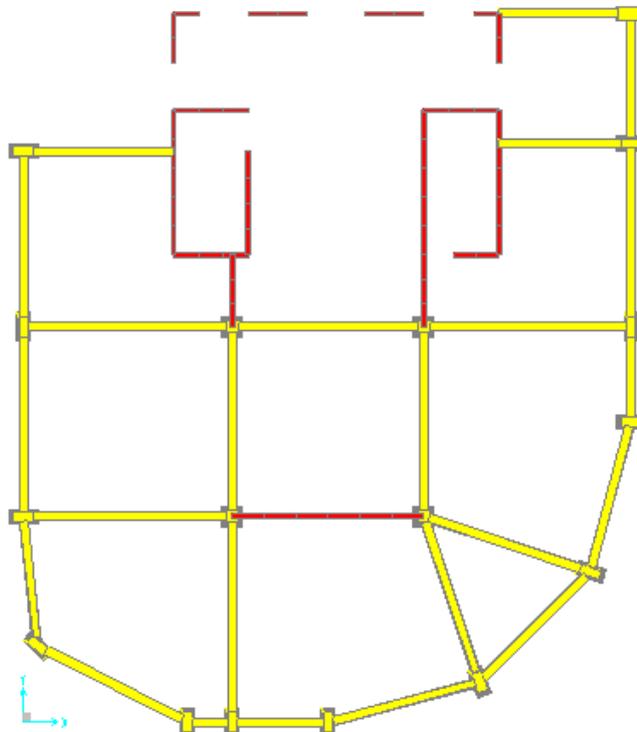


Figure IV.3 : Modèle final.

### IV.5.3.1. Caractéristiques dynamique propres du modèle final

Tableau IV.8 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle final.

Modes	Périodes (s)	U <sub>x</sub>	U <sub>y</sub>	U <sub>z</sub>	Σ U <sub>x</sub>	Σ U <sub>y</sub>	Σ U <sub>z</sub>
Mode 1	1,20208	0,6699	0,0010	0,0000076	0,6699	0,0010	0,000008
Mode 2	0,977581	0,00088	0,66993	0,00026	0,67078	0,671	0,00026
Mode 3	0,871953	0,0072	0,00017	7,033E-07	0,67798	0,6711	0,00026
Mode 4	0,331436	0,16762	0,00023	0,00003789	0,84559	0,6714	0,0003
Mode 5	0,273539	0,00339	0,00329	0,00004084	0,84899	0,6747	0,00034
Mode 6	0,262662	0,0000471	0,17856	0,0018	0,84903	0,8532	0,00214
Mode 7	0,159422	0,0599	0,0000906	0,00119	0,90893	0,8533	0,00333
Mode 8	0,146176	0,00038	0,00023	0,3834	0,90931	0,8535	0,38673
Mode 9	0,143876	0,00326	0,00017	0,00134	0,91257	0,8537	0,38807
Mode 10	0,14108	0,00014	0,0000076	0,02116	0,91271	0,8537	0,40923
Mode 11	0,129388	0,00019	0,0000864	0,10062	0,9129	0,8538	0,50985
Mode 12	0,126271	5,999E-09	0,0000222	0,03008	0,9129	0,8538	0,53992
Mode 13	0,125151	0,0000853	0,05954	0,00261	0,91299	0,9134	0,54253
Mode 14	0,124675	0,0000172	0,0000788	0,0292	0,91301	0,9134	0,57173
Mode 15	0,121809	0,0000936	0,000029	0,0009	0,9131	0,9135	0,57263

### IV.5.3.2. Constatations

L'analyse dynamique de la structure donne les résultats suivants :

- Une période fondamentale : **T = 1,20208 s.**
- $\Sigma U_x > 0,90$  et  $\Sigma U_y > 0,90 \rightarrow 13^{\text{ème}}$  mode.
- Le **1<sup>er</sup> mode** est un mode de translation parallèlement à **x-x**.
- Le **2<sup>ème</sup> mode** est un mode de translation parallèlement à **y-y**.
- Le **3<sup>ème</sup> mode** est un mode de rotation.

### IV.5.3.3. Résultantes des forces sismiques

$$W = 150649,169 \text{ kN}$$

On aura donc :

$$V^x = 0,139 \times 150649,169 = 20940,2 \text{ kN} \quad \rightarrow 0,8 \times V_x = 0,8 \times 20940,2 = 16752,16 \text{ kN}$$

$$V^y = 0,147 \times 150649,169 = 22145,4 \text{ kN} \quad \rightarrow 0,8 \times V_x = 0,8 \times 22145,4 = 17716,32 \text{ kN}$$

Les résultantes des forces horizontales à la base de la structure sous sollicitations sismiques :

$$F_1 = V_t^x = 17056,855 \text{ kN} \quad \rightarrow r_x = 1$$

$$F_2 = V_t^y = 19217,618 \text{ kN} \quad \rightarrow r_y = 1$$

**IV.5.3.4. Vérification des déplacements inter étage**

**Tableau IV.9 :** Vérification des déplacements inter-étages du modèle final.

	U1 (cm)	U2 (cm)	$\delta_k^x$ (cm)	$\delta_k^y$ (cm)	$\Delta_k^x$ (cm)	$\Delta_k^y$ (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Observation	
<b>RDC</b>	0,17	0,11	0,58	0,39	0,58	0,39	3,60	Vérifiée	Vérifiée
<b>1<sup>er</sup></b>	0,46	0,32	1,63	1,13	1,04	0,73	3,60	Vérifiée	Vérifiée
<b>2<sup>ème</sup></b>	0,85	0,59	2,98	2,08	1,35	0,95	3,60	Vérifiée	Vérifiée
<b>3<sup>ème</sup></b>	1,32	0,92	4,61	3,21	1,63	1,13	3,60	Vérifiée	Vérifiée
<b>4<sup>ème</sup></b>	1,84	1,28	6,45	4,47	1,84	1,26	3,60	Vérifiée	Vérifiée
<b>5<sup>ème</sup></b>	2,42	1,67	8,47	5,84	2,02	1,37	3,60	Vérifiée	Vérifiée
<b>6<sup>ème</sup></b>	3,03	2,08	10,61	7,28	2,13	1,44	3,60	Vérifiée	Vérifiée
<b>7<sup>ème</sup></b>	3,67	2,51	12,85	8,78	2,25	1,50	3,60	Vérifiée	Vérifiée
<b>8<sup>ème</sup></b>	4,33	2,96	15,14	10,36	2,29	1,58	3,60	Vérifiée	Vérifiée
<b>9<sup>ème</sup></b>	4,99	3,42	17,46	11,97	2,32	1,61	3,60	Vérifiée	Vérifiée
<b>10<sup>ème</sup></b>	5,65	3,88	19,76	13,59	2,30	1,61	3,60	Vérifiée	Vérifiée
<b>11<sup>ème</sup></b>	6,30	4,34	22,05	15,19	2,29	1,60	3,60	Vérifiée	Vérifiée
<b>12<sup>ème</sup></b>	6,94	4,79	24,28	16,76	2,23	1,57	3,60	Vérifiée	Vérifiée
<b>13<sup>ème</sup></b>	7,56	5,23	26,45	18,29	2,16	1,53	3,60	Vérifiée	Vérifiée
<b>14<sup>ème</sup></b>	8,15	5,65	28,52	19,78	2,08	1,49	3,60	Vérifiée	Vérifiée
<b>15<sup>ème</sup></b>	8,72	6,07	30,52	21,23	2,00	1,45	3,60	Vérifiée	Vérifiée

**IV.6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre)**

L'effet du second ordre représente le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

Les effets du **2<sup>e</sup> ordre** (ou **effet P-Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux <sup>[2]</sup> :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0,10$$

Avec :

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau K :

$$P_k = Q = 1 + \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}).$$

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau K.

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau K-1.

$H_k$  : Hauteur d'étage K.

Tableau IV.10 : Vérification de l'effet P- $\Delta$  selon x-x du modèle final.

Etages	$h_k$ (m)	$\Delta_k^x$ (cm)	$V_k^{x-x}$ (kN)	$P_k$ (kN)	$\theta_k^{x-x}$	Obs
RDC	3,6	0,58	17057	150649	0,014	Vérifiée
1 <sup>er</sup>	3,6	1,04	16924	140699	0,024	Vérifiée
2 <sup>ème</sup>	3,6	1,35	16584	130820	0,030	Vérifiée
3 <sup>ème</sup>	3,6	1,63	16050	120940	0,034	Vérifiée
4 <sup>ème</sup>	3,6	1,84	15380	111204	0,037	Vérifiée
5 <sup>ème</sup>	3,6	2,02	14634	101467	0,039	Vérifiée
6 <sup>ème</sup>	3,6	2,13	13876	92230	0,039	Vérifiée
7 <sup>ème</sup>	3,6	2,25	13085	82993	0,040	Vérifiée
8 <sup>ème</sup>	3,6	2,29	12250	73878	0,038	Vérifiée
9 <sup>ème</sup>	3,6	2,32	11361	64763	0,037	Vérifiée
10 <sup>ème</sup>	3,6	2,30	10414	55704	0,034	Vérifiée
11 <sup>ème</sup>	3,6	2,29	9394	46644	0,032	Vérifiée
12 <sup>ème</sup>	3,6	2,23	8247	37696	0,028	Vérifiée
13 <sup>ème</sup>	3,6	2,16	6877	28748	0,025	Vérifiée
14 <sup>ème</sup>	3,6	2,08	5175	19849	0,022	Vérifiée
15 <sup>ème</sup>	3,6	2,00	3061	10950	0,020	Vérifiée

Tableau IV.11 : Vérification de l'effet P- $\Delta$  selon y-y du modèle final.

Etages	$h_k$ (m)	$\Delta_k^y$ (cm)	$V_k^{y-y}$ (kN)	$P_k$ (kN)	$\theta_k^{y-y}$	Obs
RDC	3,6	0,39	19218	150649	0,009	Vérifiée
1 <sup>er</sup>	3,6	0,73	19075	140699	0,015	Vérifiée
2 <sup>ème</sup>	3,6	0,95	18718	130820	0,019	Vérifiée
3 <sup>ème</sup>	3,6	1,13	18160	120940	0,021	Vérifiée
4 <sup>ème</sup>	3,6	1,26	17453	111204	0,022	Vérifiée
5 <sup>ème</sup>	3,6	1,37	16654	101467	0,023	Vérifiée
6 <sup>ème</sup>	3,6	1,44	15824	92230	0,023	Vérifiée
7 <sup>ème</sup>	3,6	1,50	14936	82993	0,023	Vérifiée
8 <sup>ème</sup>	3,6	1,58	13980	73878	0,023	Vérifiée
9 <sup>ème</sup>	3,6	1,61	12945	64763	0,022	Vérifiée
10 <sup>ème</sup>	3,6	1,61	11825	55704	0,021	Vérifiée
11 <sup>ème</sup>	3,6	1,60	10604	46644	0,020	Vérifiée
12 <sup>ème</sup>	3,6	1,57	9234	37696	0,018	Vérifiée
13 <sup>ème</sup>	3,6	1,53	7627	28748	0,016	Vérifiée
14 <sup>ème</sup>	3,6	1,49	5686	19849	0,014	Vérifiée
15 <sup>ème</sup>	3,6	1,45	3336	10950	0,013	Vérifiée

Les résultats obtenus vérifient les conditions  $\theta_x < 0,1$  et  $\theta_y < 0,1$ , par conséquent les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligés.

#### IV.7. Justification du choix du coefficient de comportement

Le système de la structure est celui des « structures contreventées entièrement par un noyau en béton armé » (système 3). Il faudrait donc que le noyau de la structure reprenne près de 100% de l'effort horizontal [2].

### IV.7.1. Pourcentage de l'effort horizontal repris par le noyau

$$\begin{aligned} \text{Sens } x-x : \quad V_x(\text{total}) &= 17056,855 \text{ kN} \\ V_x(\text{noyau}) &= 6084,817 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\frac{V_x(\text{noyau})}{V_x(\text{total})} = \frac{6084,817}{17056,855} = 35,67 \%$$

$$\begin{aligned} \text{Sens } y-y : \quad V_y(\text{total}) &= 19217,618 \text{ kN} \\ V_y(\text{noyau}) &= 16497,73 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\frac{V_y(\text{noyau})}{V_y(\text{total})} = \frac{16497,73}{19217,618} = 85,85 \%$$

Ainsi la condition du système 3 n'est pas vérifiée.

La structure bascule dans le système 2 avec  $R = 3,5$ .

L'intégralité des calculs restent inchangé du moment que le coefficient de comportement est le même pour les deux systèmes.

### IV.7.2. Pourcentage des efforts repris par les voiles

$$\begin{aligned} \text{Sens } x-x : \quad V_x(\text{total}) &= 17056,855 \text{ kN} \\ V_x(\text{voiles}) &= 14148,876 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\frac{V_x(\text{voiles})}{V_x(\text{total})} = \frac{14148,876}{17056,855} = 82,95 \%$$

$$\begin{aligned} \text{Sens } y-y : \quad V_y(\text{total}) &= 19217,618 \text{ kN} \\ V_y(\text{voiles}) &= 16853,369 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\frac{V_y(\text{voiles})}{V_y(\text{total})} = \frac{16853,369}{19217,618} = 87,7 \%$$

Les voiles reprennent plus de 80% des efforts horizontaux dans les deux directions.

$$\begin{aligned} \text{Charge verticale :} \quad P(\text{total}) &= 150649,169 \text{ kN} \\ P(\text{voiles}) &= 92238,951 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\frac{P(\text{voiles})}{P(\text{total})} = \frac{92238,951}{150649,169} = 61,23 \% > 20 \%$$

Vérifiée.

### IV.8. Conclusion

- Le modèle final vérifie les conditions imposées par « **RPA 99 modif 2003** ».
- Relâcher le noyau de la structure en créant des ouvertures et ajouter des voiles dans la partie opposée de la structure a engendré une baisse des efforts internes dans les poteaux situés dans cette partie.
- Les effets du second ordre sont négligeables.
- Le système de contreventement dont la structure vérifie les conditions est le système 2 (structure contreventée par des voiles porteurs en béton armé).
- L'excentricité du noyau engendre des efforts importants dans les poteaux de la partie opposée, d'où la nécessité de l'ajout de voiles cette dernière.

## Chapitre V : Ferrailage des éléments principaux.

### V.1. Introduction

Le ferrailage des éléments principaux sera fait conformément aux « **BAEL 91 modif 99** » et « **RPA 99 modif 2003** ».

Les éléments principaux calculés dans ce chapitre sont :

- Poteaux.
- Poutres.
- Voiles.

### V.2. Ferrailage des poteaux

#### V.2.1. Introduction

Les poteaux sont des éléments verticaux assurant la continuité et la transmission des charges des planchers/poutres jusqu'aux fondations.

Les poteaux sont soumis à une flexion composée due à un effort normal « **N** » (chargements verticaux), qui génère un moment à cause de son excentricité, ajouté à cela un moment fléchissant « **M** » dans les deux plans longitudinaux (forces horizontales).

Une section soumise à la flexion composée peut être à la fois soit :

- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).
- Section partiellement comprimée (SPC).

Les sections d'armatures sont obtenues aux états limites de résistance sous les sollicitations les plus défavorables selon les situations suivantes :

**Tableau V.1** : contraintes du béton et de l'acier.

Situation	Béton			Acier		
	$\gamma_b$	$f_{c28}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\gamma_s$	$f_e$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Durable	1,5	35	19,83	1,15	500	434,78
Accidentelle	1,15		30,43	1		500

#### V.2.2. Combinaisons d'actions

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

Situation durable <sup>[1]</sup> :

- ELU 1.35G+1.5Q
- ELS G+Q

Situation accidentelle <sup>[2]</sup> :

- Combinaison 1 G+Q±E
- Combinaison 2 0.8G±E

Avec : G : Charges permanentes.

Q : Surcharge d'exploitation.

E : Action du séisme.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

- $N_{\max}^{\text{compression}}, M^{\text{correspondant}}$ .
- $N_{\min} \approx 0, M_{\max}^{\text{correspondant}}$ .
- $N_{\max}^{\text{Traction}}, M^{\text{correspondant}}$ .
- $M_{\max}, N^{\text{correspondant}}$ .

### V.2.3. Recommandations du « BAEL91 modif 99 »

La section  $A_s$  des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

$$A_s = \text{Max} \begin{cases} A_s = 4 \times U \text{ (U: périmètre en mètre avec } A_s \text{ en cm}^2\text{)} \\ 0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\% \end{cases}$$

B : Section brute du béton.

### V.2.4. Recommandations des « RPA 99 modif 2003 »

Pour les poteaux d'une structure en zone sismique III :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence (H.A), droites et sans crochet.
- Le pourcentage d'armature dans chaque section :

$$0,9 \leq \frac{A_s}{B} \leq 4\% \quad \text{Zone courante (Z.C).}$$

$$0,9 \leq \frac{A_s}{B} \leq 6\% \quad \text{Zone de recouvrement (Z.R).}$$

Avec :  $A_s$  : La section d'acier.

B : La section brute du béton.

- Le diamètre minimal est de  $\emptyset_1 = 12 \text{ mm}$ .
- Une longueur de recouvrement minimale de  $l_R = 50 \times \emptyset_1$ .
- L'espacement entre barres longitudinales dans une face des poteaux ne doit pas dépasser 20 cm et ne doit pas être inférieur à 3,75 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'intérieur des zones nodales.
- Pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs « h' » à prendre en compte pour chaque barre est définie comme suit :

$$h' = \text{Max} \left( \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

- $h_e$  : La hauteur d'étage.
- $b_1$  et  $h_1$  : Dimensions du poteau.

### V.2.5. Méthode de calcul

- On divise les poteaux de notre bâtiment en chaque section afin qu'on puisse vérifier si on aura un gain d'armature ou on généralise le ferrailage si la différence d'armature est petite.
- On fait le calcul pour le poteau le plus sollicité avec la combinaison la plus défavorable et on généralise le ferrailage pour les sections similaires seulement si la différence d'armature n'est pas trop élevée.
- Le calcul du ferrailage est obtenu par le logiciel **SOCOTEC**.

Tableau V.2 : Calcul du ferrailage des poteaux rectangulaires.

Niveau (b×h) cm <sup>2</sup>	Cas	Côté (b)			Côté (h)		
		Efforts (kN, kN.m)	Situation	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Efforts (kN, kN.m)	Situation	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>RDC</b> <b>(65×135)</b>	N <sub>max</sub> <sup>-</sup>	10293,524	S.D.T	0	10293,524	S.D.T	0
	M <sup>corr</sup>	36,0736			47,0606		
	N <sub>min</sub>	69,064 <sup>(+)</sup>	S.A	19,14	69,064	S.A	11,12
	M <sup>corr</sup>	1106,328			297,3033		
	N <sub>max</sub> <sup>+</sup>	430,271	S.A	<b>21,31</b>	486,411	S.A	12,21
	M <sup>corr</sup>	1008,86			196,4719		
	M <sub>max</sub>	1393,725	S.A	0	532,4498	S.A	<b>23,4</b>
N <sup>corr</sup>	4310,13 <sup>(-)</sup>	430,251 <sup>(+)</sup>					
<b>1<sup>er</sup>+2<sup>ème</sup></b> <b>(65×130)</b>	N <sub>max</sub> <sup>-</sup>	9576,596	S.D.T	0	9576,596	S.D.T	0
	M <sup>corr</sup>	35,5987			107,7546		
	N <sub>min</sub>	135,579 <sup>(+)</sup>	S.A	<b>10,45</b>	135,579 <sup>(+)</sup>	S.A	8,67
	M <sup>corr</sup>	524,3349			206,4378		
	N <sub>max</sub> <sup>+</sup>	301,298	S.A	6,94	301,298	S.A	14,5
	M <sup>corr</sup>	214,3782			319,696		
	M <sub>max</sub>	534,7624	S.A	7,63	427,0566	S.A	<b>17,75</b>
N <sup>corr</sup>	141,591 <sup>(-)</sup>	253,978 <sup>(+)</sup>					
<b>3<sup>ème</sup>+4<sup>ème</sup></b> <b>(60×125)</b>	N <sub>max</sub> <sup>-</sup>	8201,33	S.D.T	0	8201,33	S.D.T	0
	M <sup>corr</sup>	33,0959			84,203		
	N <sub>min</sub>	0,554	S.A	<b>4,6</b>	0,554	S.A	5,6
	M <sup>corr</sup>	270,8681			147,4214		
	N <sub>max</sub> <sup>+</sup>	167,761	S.A	3,22	167,761	S.A	<b>5,75</b>
	M <sup>corr</sup>	86,34			102		
	M <sub>max</sub>	499,3861	S.A	0	612,1112	S.A	1,43
N <sup>corr</sup>	2615,83 <sup>(-)</sup>	2132,58 <sup>(-)</sup>					
<b>5<sup>ème</sup>+6<sup>ème</sup></b> <b>(60×120)</b>	N <sub>max</sub> <sup>-</sup>	6876,381	S.D.T	0	6876,381	S.D.T	0
	M <sup>corr</sup>	31,3935			83,8587		
	N <sub>min</sub>	249,941 <sup>(-)</sup>	S.A	0	249,941 <sup>(-)</sup>	S.A	3,41
	M <sup>corr</sup>	82,7874			162,5392		
	N <sub>max</sub> <sup>+</sup>	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
	M <sup>corr</sup>	N/A			N/A		
	M <sub>max</sub>	485,3528	S.A	0	730,6797	S.A	<b>9,01</b>
N <sup>corr</sup>	2707,85 <sup>(-)</sup>	1893,36 <sup>(-)</sup>					
<b>7<sup>ème</sup>+8<sup>ème</sup></b> <b>(55×115)</b>	N <sub>max</sub> <sup>-</sup>	5584,889	S.D.T	0	5584,889	S.D.T	0
	M <sup>corr</sup>	30,2576			75,7771		
	N <sub>min</sub>	183,995 <sup>(-)</sup>	S.A	<b>0,8</b>	183,995 <sup>(-)</sup>	S.A	4,71
	M <sup>corr</sup>	146,8582			161,0353		
	N <sub>max</sub> <sup>+</sup>	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
	M <sup>corr</sup>	N/A			N/A		
	M <sub>max</sub>	588,9424	S.A	0	735,8565	S.A	<b>16,24</b>
N <sup>corr</sup>	1968,17 <sup>(-)</sup>	1549,15 <sup>(-)</sup>					

Tableau V.3 : Suite du calcul du ferrailage des poteaux rectangulaires.

Niveau (b×h) cm <sup>2</sup>	Cas	Côté (b)			Côté (h)		
		Efforts (kN, kN.m)	Situation	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Efforts (kN, kN.m)	Situation	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>9<sup>ème</sup>+10<sup>ème</sup></b> <b>(55×110)</b>	N <sub>max</sub> <sup>-</sup>	4332,445	S.D.T	0	4332,445	S.D.T	0
	M <sup>corr</sup>	28,953			76,6174		
	N <sub>min</sub>	156,587 <sup>(-)</sup>	S.A	<b>1,56</b>	156,587 <sup>(-)</sup>	S.A	5,53
	M <sup>corr</sup>	165,4334			172,925		
	N <sub>max</sub> <sup>+</sup>	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
	M <sup>corr</sup>	N/A			N/A		
	M <sub>max</sub>	601,3148	S.A	0	726,3576	S.A	<b>18,73</b>
	N <sup>corr</sup>	1500,27 <sup>(-)</sup>			1278,56 <sup>(-)</sup>		
<b>11<sup>ème</sup>+12<sup>ème</sup></b> <b>(50×105)</b>	N <sub>max</sub> <sup>-</sup>	3104,127	S.D.T	0	3104,127	S.D.T	0
	M <sup>corr</sup>	25,7503			68,0853		
	N <sub>min</sub>	127,283 <sup>(-)</sup>	S.A	<b>1,91</b>	127,283 <sup>(-)</sup>	S.A	5,53
	M <sup>corr</sup>	158,676			147,7307		
	N <sub>max</sub> <sup>+</sup>	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
	M <sup>corr</sup>	N/A			N/A		
	M <sub>max</sub>	545,2746	S.A	0,84	605,702	S.A	<b>20,13</b>
	N <sup>corr</sup>	1033,51 <sup>(-)</sup>			936,281 <sup>(-)</sup>		
<b>13<sup>ème</sup>+14<sup>ème</sup></b> <b>(50×100)</b>	N <sub>max</sub> <sup>-</sup>	1900,63	S.D.T	0	1900,63	S.D.T	0
	M <sup>corr</sup>	23,1947			70,9627		
	N <sub>min</sub>	81,879 <sup>(-)</sup>	S.A	1,98	81,879 <sup>(-)</sup>	S.A	5,52
	M <sup>corr</sup>	131,9468			137,0082		
	N <sub>max</sub> <sup>+</sup>	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
	M <sup>corr</sup>	N/A			N/A		
	M <sub>max</sub>	506,2562	S.A	<b>2,96</b>	562,6026	S.A	<b>19,92</b>
	N <sup>corr</sup>	797,474 <sup>(-)</sup>			743,07 <sup>(-)</sup>		
<b>15<sup>ème</sup></b> <b>(45×95)</b>	N <sub>max</sub> <sup>-</sup>	712,171	S.D.T	0	712,171	S.D.T	0
	M <sup>corr</sup>	19,8088			83,238		
	N <sub>min</sub>	26,012 <sup>(-)</sup>	S.A	<b>5,76</b>	26,012 <sup>(-)</sup>	S.A	11,28
	M <sup>corr</sup>	262,0265			213,5539		
	N <sub>max</sub> <sup>+</sup>	37,91	S.A	5,3	37,91	S.A	<b>12,84</b>
	M <sup>corr</sup>	213,4598			229,3879		
	M <sub>max</sub>	653,13	S.A	0,29	450,543	S.A	11,89
	N <sup>corr</sup>	306,057 <sup>(-)</sup>			307,905 <sup>(-)</sup>		

**NB :** Le signe (+) signifie que l'effort est un effort de traction.  
Le signe (-) signifie que l'effort est un effort de compression.

Tableau V.4 : Pourcentage d'armatures minimal.

Niveau (b×h) cm <sup>2</sup>	A <sub>s min</sub> BAEL (cm <sup>2</sup> )		A <sub>s min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s max</sub>	
	4×U	0,2%B	0,9%B	Z.C = 4%B	Z.R = 6%B
RDC (65×135)	16	17,55	78,98	351	526,5
1 <sup>er</sup> +2 <sup>ème</sup> (65×130)	15,6	16,9	76,05	338	507
3 <sup>ème</sup> +4 <sup>ème</sup> (60×125)	14,8	15	67,5	300	450
5 <sup>ème</sup> +6 <sup>ème</sup> (60×120)	14,4	14,4	64,8	288	432
7 <sup>ème</sup> +8 <sup>ème</sup> (55×115)	13,6	12,65	56,93	253	379,5
9 <sup>ème</sup> +10 <sup>ème</sup> (55×110)	13,2	12,1	54,45	242	363
11 <sup>ème</sup> +12 <sup>ème</sup> (50×105)	12,4	10,5	47,25	210	315
13 <sup>ème</sup> +14 <sup>ème</sup> (50×100)	12	10	45	200	300
15 <sup>ème</sup> (45×95)	11,2	8,55	38,48	171	256,5

V.2.6. Choix des armatures

Tableau V.5 : Choix d'armatures verticales des poteaux rectangulaires.

Niveau (b×h) cm <sup>2</sup>	A <sub>s cal</sub> (cm <sup>2</sup> )		A <sub>s min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix d'armatures		A <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )		Choix total	A <sub>s tot</sub> (cm <sup>2</sup> )
				Coté (b)	Coté (h)	Coté (b)	Coté (h)		
RDC (65×135)	21,3	23,4	78,98	8T20	10T20	25,1	31,4	28T20	87,92
1 <sup>er</sup> +2 <sup>ème</sup> (65×130)	10,5	17,8	76,05	8T20	10T20	25,1	31,4	28T20	87,92
3 <sup>ème</sup> +4 <sup>ème</sup> (60×125)	4,6	5,75	67,5	5T20	9T20	15,7	28,3	24T20	75,36
5 <sup>ème</sup> +6 <sup>ème</sup> (60×120)	0	9,01	64,8	5T20	9T20	15,7	28,3	24T20	75,36
7 <sup>ème</sup> +8 <sup>ème</sup> (55×115)	0,8	16,2	56,93	5T20	2T20+ 7T16	15,7	20,4	10T20+14 T16	59,57
9 <sup>ème</sup> +10 <sup>ème</sup> (55×110)	1,56	18,7	54,45	5T20	2T20+ 7T16	15,7	20,4	10T20+14 T16	59,57
11 <sup>ème</sup> +12 <sup>ème</sup> (50×105)	1,91	20,1	47,25	4T20	2T20+ 7T16	12,6	20,4	8T20+ 14T16	53,28
13 <sup>ème</sup> +14 <sup>ème</sup> (50×100)	2,96	19,9	45	4T20	2T20+ 7T16	12,6	20,4	8T20+ 14T16	53,28
15 <sup>ème</sup> (45×95)	5,76	12,8	38,48	4T16	9T16	8,04	18,1	20T16	40,21

**V.2.7. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service**

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous ( $M_{ser}, N_{ser}$ ), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

Béton :  $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$

Acier : - Fissuration peu nuisible : Pas de vérification.

- Fissuration préjudiciable :  $\overline{\sigma}_s = \xi = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \text{Max} (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}) \right\}$

- Fissuration très préjudiciable :  $\overline{\sigma}_s = 0,8 \times \xi$

Avec :  $\eta = 1,6$  pour les aciers H.A.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc  $\sigma_s = 250$  MPa.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

**Tableau V.6 :** Vérification des contraintes des poteaux rectangulaires ( $N_{max}, M_{corr}$ ).

Niveau (b×h) cm <sup>2</sup>	Coté (b)					Coté (h)					obs		
	Efforts internes (kN,kN,m)		Cas	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	Efforts internes (kN,kN,m)		Cas	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$		$\overline{\sigma}_s$	$\overline{\sigma}_{bc}$
<b>RDC</b> <b>(65×135)</b>	$N_{max}$	7478	SEC	122	8,1	$N_{max}$	7478	SEC	119	8	250	21	Ok
	$M_{corr}$	26,06				$M_{corr}$	34						
<b>1<sup>er</sup>+2<sup>ème</sup></b> <b>(65×130)</b>	$N_{max}$	6957	SEC	117	7,8	$N_{max}$	6957	SEC	119	8,1	250	21	Ok
	$M_{corr}$	25,68				$M_{corr}$	77,8						
<b>3<sup>ème</sup>+4<sup>ème</sup></b> <b>(60×125)</b>	$N_{max}$	5958	SEC	114	7,6	$N_{max}$	5958	SEC	115	7,8	250	21	Ok
	$M_{corr}$	23,88				$M_{corr}$	60,8						
<b>5<sup>ème</sup>+6<sup>ème</sup></b> <b>(60×120)</b>	$N_{max}$	4996	SEC	100	6,7	$N_{max}$	4996	SEC	101	6,9	250	21	Ok
	$M_{corr}$	22,65				$M_{corr}$	60,5						
<b>7<sup>ème</sup>+8<sup>ème</sup></b> <b>(55×115)</b>	$N_{max}$	4058	SEC	92	6,1	$N_{max}$	4058	SEC	97	6,7	250	21	Ok
	$M_{corr}$	21,84				$M_{corr}$	54,6						
<b>9<sup>ème</sup>+10<sup>ème</sup></b> <b>(55×110)</b>	$N_{max}$	3149	SEC	75	5	$N_{max}$	3149	SEC	80	5,6	250	21	Ok
	$M_{corr}$	20,9				$M_{corr}$	55,2						
<b>11<sup>ème</sup>+12<sup>ème</sup></b> <b>(50×105)</b>	$N_{max}$	2257	SEC	62	4,2	$N_{max}$	2257	SEC	68	4,8	250	21	Ok
	$M_{corr}$	18,6				$M_{corr}$	49						
<b>13<sup>ème</sup>+14<sup>ème</sup></b> <b>(50×100)</b>	$N_{max}$	1384	SEC	41	2,8	$N_{max}$	1384	SEC	48	3,5	250	21	Ok
	$M_{corr}$	16,7				$M_{corr}$	51,1						
<b>15<sup>ème</sup></b> <b>(45×95)</b>	$N_{max}$	522	SEC	20	1,3	$N_{max}$	522	SEC	34	2,8	250	21	Ok
	$M_{corr}$	14,3				$M_{corr}$	60,3						

**NB :** les valeurs des contraintes sont en **MPa**.

Tableau V.7 : Vérification des contraintes des poteaux rectangulaires ( $M_{max}$ ,  $N_{corr}$ ).

Niveau (b×h) cm <sup>2</sup>	Coté (b)				Coté (h)								
	Efforts (kN,m)		Cas	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	Efforts		Cas	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\overline{\sigma}_s$	$\overline{\sigma}_{bc}$	obs
<b>RDC</b> <b>(65×135)</b>	$M_{max}$	72	SEC	111	7,4	$M_{max}$	37,7	SEC	90	6,1	250	21	Ok
	$N_{corr}$	6650				$N_{corr}$	5479						
<b>1<sup>er</sup>+2<sup>ème</sup></b> <b>(65×130)</b>	$M_{max}$	87,1	SEC	101	6,8	$M_{max}$	86,2	SEC	104	7,1	250	21	Ok
	$N_{corr}$	5761				$N_{corr}$	5820						
<b>3<sup>ème</sup>+4<sup>ème</sup></b> <b>(60×125)</b>	$M_{max}$	50,9	SEC	96	6,4	$M_{max}$	108	SEC	103	7,1	250	21	Ok
	$N_{corr}$	4898				$N_{corr}$	4950						
<b>5<sup>ème</sup>+6<sup>ème</sup></b> <b>(60×120)</b>	$M_{max}$	95,18	SEC	87	5,9	$M_{max}$	132	SEC	94	6,6	250	21	Ok
	$N_{corr}$	4053				$N_{corr}$	4103						
<b>7<sup>ème</sup>+8<sup>ème</sup></b> <b>(55×115)</b>	$M_{max}$	95,22	SEC	80	5,4	$M_{max}$	141	SEC	94	6,8	250	21	Ok
	$N_{corr}$	3229				$N_{corr}$	3273						
<b>9<sup>ème</sup>+10<sup>ème</sup></b> <b>(55×110)</b>	$M_{max}$	104,2	SEC	56	3,8	$M_{max}$	158	SEC	83	6,1	250	21	Ok
	$N_{corr}$	1964				$N_{corr}$	2460						
<b>11<sup>ème</sup>+12<sup>ème</sup></b> <b>(50×105)</b>	$M_{max}$	106	SEC	48	3,3	$M_{max}$	152	SEC	74	5,8	250	21	Ok
	$N_{corr}$	1313				$N_{corr}$	1658						
<b>13<sup>ème</sup>+14<sup>ème</sup></b> <b>(50×100)</b>	$M_{max}$	106,6	SEC	42	2,9	$M_{max}$	157	SPC	62	5,4	250	21	Ok
	$N_{corr}$	991,6				$N_{corr}$	867						
<b>15<sup>ème</sup></b> <b>(45×95)</b>	$M_{max}$	227,7	SPC	115	5,7	$M_{max}$	145	SPC	117	6,8	250	21	Ok
	$N_{corr}$	443,4				$N_{corr}$	473						

**V.2.8. Vérification de la contrainte de cisaillement**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \overline{\tau}_u = \text{Min} \{0,1 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\} = 3,5 \text{ MPa}$$

Avec :

- $T_u$  : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.
- $b$  : Largeur de la section du poteau.
- $d$  : Hauteur utile de la section du poteau.
- $\tau_u$  : Contrainte de cisaillement.
- $\overline{\tau}_u$  : Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte  $\overline{\tau}_u$  doit être limitée aux valeurs suivantes :

**Selon le « BAEL91 modif 99 » :**

$$\overline{\tau}_u = \text{Min} \{0,13 \times f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\}$$

Fissuration peu nuisible.

$$\overline{\tau}_u = \text{Min} \{0,1 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\}$$

Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

**Selon le « RPA99 modif 2003 » :**

$$\tau_u = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\rho_d = 0,075$$

si l'élanement  $\lambda_g \geq 5$

$$\rho_d = 0,040$$

si l'élanement  $\lambda_g < 5$

Avec :

- $\lambda_g$  : L'élanement du poteau  $\lambda_g = \frac{L_f}{a}$
- $L_f$  : Longueur de flambement.
- $a$  : Coté du poteau dans le sens de calcul.



- $\lambda_g$  : L'élanement géométrique.  
L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :
- $S_t \leq 10\text{cm}$  Zone nodale (**zone III**).
- $S_t \leq \text{Min} \left( \frac{b}{2} ; \frac{h}{2} ; 10\phi_1 \right)$  Zone courante (**zone III**).

Le pourcentage d'armatures transversales maximal  $\frac{A_t}{S_t \times b}$  est donné par :

0,3% si l'élanement  $\lambda_g \geq 5$

0,8% si l'élanement  $\lambda_g < 5$

Sinon on procède à une interpolation entre 0,8% et 0,3%.

Tableau V.9 : Espacement des cadres des poteaux rectangulaires.

Niveau (b×h) cm <sup>2</sup>	Ferraillage longitudinal	Ø <sub>1</sub> (mm)	S <sub>t</sub> (cm)	
			Z.N	Z.C
<b>RDC (65×135)</b>	28T20	20	10	15
<b>1<sup>er</sup>+2<sup>ème</sup> (65×130)</b>	28T20	20	10	15
<b>3<sup>ème</sup>+4<sup>ème</sup> (60×125)</b>	24T20	20	10	15
<b>5<sup>ème</sup>+6<sup>ème</sup> (60×120)</b>	24T20	20	10	15
<b>7<sup>ème</sup>+8<sup>ème</sup> (55×115)</b>	10T20+14T16	20 ; 16	10	15
<b>9<sup>ème</sup>+10<sup>ème</sup> (55×110)</b>	10T20+14T16	20 ; 16	10	15
<b>11<sup>ème</sup>+12<sup>ème</sup> (50×105)</b>	8T20+ 14T16	20 ; 16	10	15
<b>13<sup>ème</sup>+14<sup>ème</sup> (50×100)</b>	8T20+ 14T16	20 ; 16	10	15
<b>15<sup>ème</sup> (45×95)</b>	20T16	16	10	15

Tableau V.10 : Choix d'armatures transversales des poteaux rectangulaires.

Niveau	Zone	S <sub>t</sub> (cm)	Côté (b)					Côté (h)				
			T <sub>u</sub> <sup>max</sup> (kN)	λ <sub>g</sub>	A <sub>t</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>t</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> <sup>max</sup> (kN)	λ <sub>g</sub>	A <sub>t</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>t</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
<b>RDC (65×135)</b>	Z.R	10	54	1,867	0,30	6T10	4,71	42	3,877	0,48	10T10	7,85
	Z.C	15			0,45	6T10	4,71			0,73	10T10	7,85
<b>1<sup>er</sup>+2<sup>ème</sup> (65×130)</b>	Z.R	10	96	1,938	0,55	6T10	4,71	84	3,877	0,97	10T10	7,85
	Z.C	15			0,83	6T10	4,71			1,45	10T10	7,85
<b>3<sup>ème</sup>+4<sup>ème</sup> (60×125)</b>	Z.R	10	97	2,016	0,58	5T10	3,93	104	4,200	1,30	9T10	7,07
	Z.C	15			0,87	5T10	3,93			1,95	9T10	7,07
<b>5<sup>ème</sup>+6<sup>ème</sup> (60×120)</b>	Z.R	10	103	2,100	0,64	5T10	3,93	131	4,200	1,64	9T10	7,07
	Z.C	15			0,97	5T10	3,93			2,46	9T10	7,07
<b>7<sup>ème</sup>+8<sup>ème</sup> (55×115)</b>	Z.R	10	105	2,191	0,68	5T10	3,93	138	4,582	1,88	9T10	7,07
	Z.C	15			1,03	5T10	3,93			2,82	9T10	7,07
<b>9<sup>ème</sup>+10<sup>ème</sup> (55×110)</b>	Z.R	10	110	2,291	0,75	5T10	3,93	158	4,582	2,15	9T10	7,07
	Z.C	15			1,13	5T10	3,93			3,23	9T10	7,07
<b>11<sup>ème</sup>+12<sup>ème</sup> (50×105)</b>	Z.R	10	110	2,400	0,79	4T10	3,14	150	5,040	1,50	9T10	7,07
	Z.C	15			1,18	4T10	3,14			2,25	9T10	7,07
<b>13<sup>ème</sup>+14<sup>ème</sup> (50×100)</b>	Z.R	10	107	2,520	0,80	4T10	3,14	156	5,040	1,56	9T10	7,07
	Z.C	15			1,20	4T10	3,14			2,34	9T10	7,07
<b>15<sup>ème</sup> (45×95)</b>	Z.R	10	155	2,653	1,22	4T10	3,14	160	5,600	1,78	9T10	7,07
	Z.C	15			1,84	4T10	3,14			2,67	9T10	7,07

**V.2.10. Longueur de recouvrement**

La longueur minimale de recouvrement est de :  $L_r = 50 \times \emptyset_1$  (zone III) [2].

**T16** :  $L_r = 80$  cm

**T20** :  $L_r = 100$  cm

**V.2.11. Ferraillage des poteaux du sous-sol**

Le calcul des poteaux du sous-sol se fait en statique car ces derniers font partie de la partie enterrée aussi appelée « boîte rigide », par conséquent ces éléments travaillent en compression simple, le ferraillage est donné par :

$$A_s \geq \left( \frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r}{0,9} \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$B_r$  : Section réduite du poteau :  $[B_r = (a - 2)(b - 2)]$  cm<sup>2</sup>

$\alpha$  : Coefficient dépendant de l'élançement.

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

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \frac{0,6 \times (50)^2}{\lambda} & \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$L_f$  : Longueur de flambement.

$i$  : Rayon de giration.  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

$I$  : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considéré.

$B$  : Section du poteau ( $B = a \times b$ ).

$N_u$  : L'effort normal maximal au niveau des poteaux du sous-sol.

La longueur de flambement  $L_f = 0,7 \times l_0$ .

**V.2.11.1 Calcul du ferraillage**

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{1350 \times 650^3}{12 \times 1350 \times 650}} = 18,8 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7 \times 4200}{188} = 15,64$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 2 \left( \frac{15,64}{35} \right)^2} = 0,607$$

$$B_r = (1350 - 20) \times (650 - 20) = 8379 \text{ cm}^2$$

$$N_u = 10894 \text{ kN}$$

$$A_s \geq \left( \frac{10894 \times 10^3}{0,607} - \frac{8379 \times 10^2}{0,9} \cdot \frac{35}{1,5} \right) \frac{1,15}{500} = -86,85 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A_{s \text{ min}}^{\text{RPA}} = 0,9\% B$$

$$A_s = A_{s \text{ min}} = 78,98 \text{ cm}^2$$

On prend un choix identique à celui des poteaux du RDC à savoir : 28T20.

**Tableau V.11** : Vérifications des contraintes des poteaux rectangulaires du sous-sol.

Section (cm <sup>2</sup> )	N <sub>ser</sub> (kN)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>b</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Obs
65×135	7914,4	127,1 <sup>(-)</sup>	250	8,47	21	Ok

V.2.11.2.Ferraillage transversal

On garde le même ferraillage que celui des poteaux du RDC.

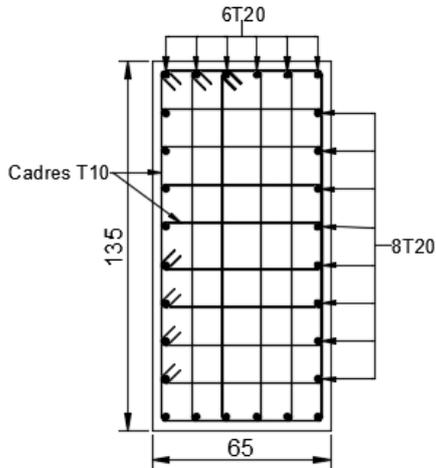


Figure V.1 : Ferraillage du poteau SS+RDC (cm).

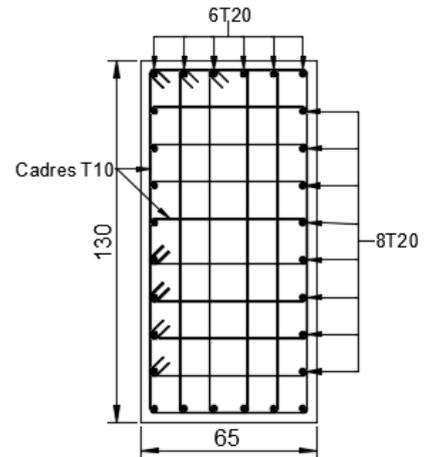


Figure V.2 : Ferraillage du poteau 1<sup>er</sup>+2<sup>ème</sup> (cm).

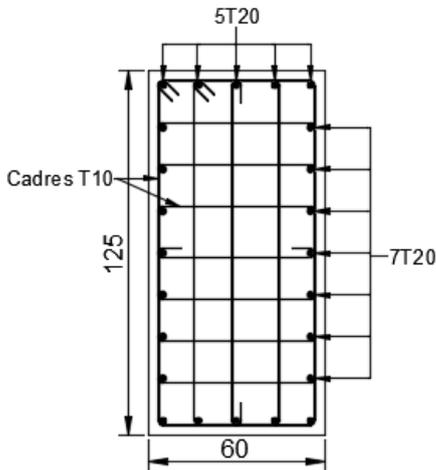


Figure V.3 : Ferraillage du poteau 3<sup>ème</sup>+4<sup>ème</sup> (cm).

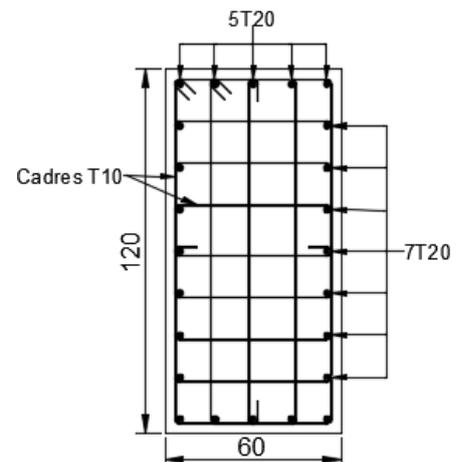


Figure V.4 : Ferraillage du poteau 5<sup>ème</sup>+6<sup>ème</sup> (cm).

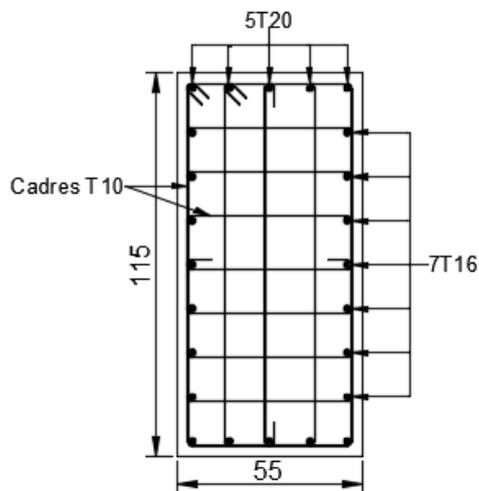


Figure V.5 : Ferraillage du poteau 7<sup>ème</sup>+8<sup>ème</sup> (cm).

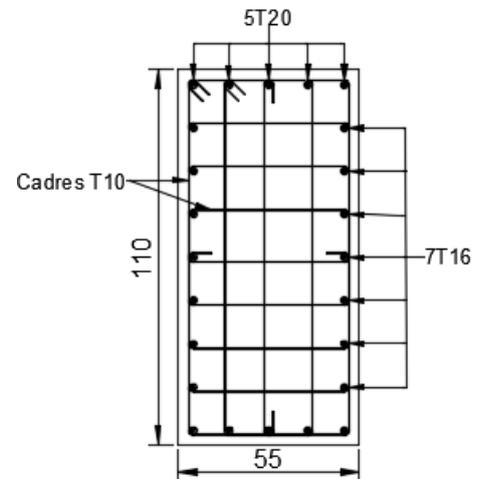


Figure V.6 : Ferraillage du poteau 9<sup>ème</sup>+10<sup>ème</sup> (cm).

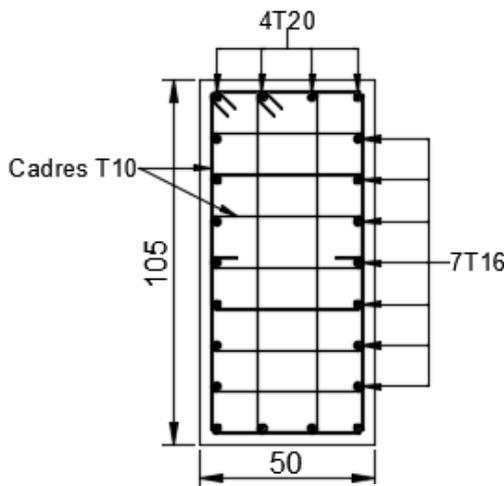


Figure V.7 : Ferrailage du poteau  
11<sup>ème</sup>+12<sup>ème</sup> (cm).

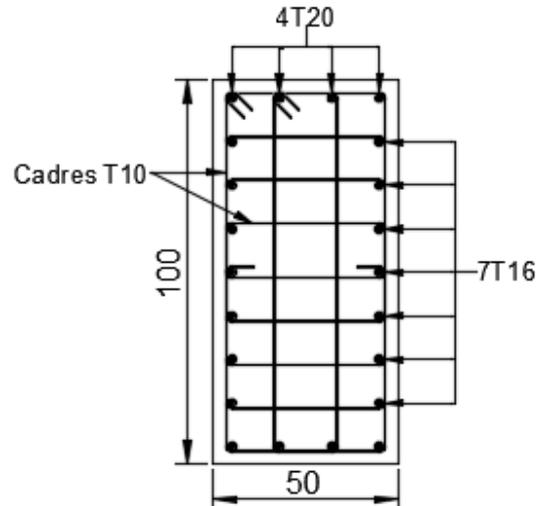


Figure V.8 : Ferrailage du poteau  
13<sup>ème</sup>+14<sup>ème</sup> (cm).

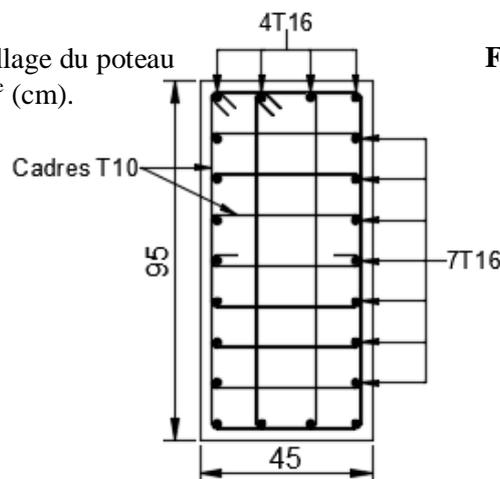


Figure V.9 : Ferrailage du poteau  
15<sup>ème</sup> (cm).

### V.3. Ferrailage des poutres

#### V.3.1. Introduction

Les poutres sont des éléments horizontaux qui ont pour rôle la reprise des charges leurs revenant des dalles et planchers et de les transmettre aux poteaux.

#### V.3.2. Les combinaisons d'actions

Mêmes combinaisons que celles énoncées en §.V.2.2.

#### V.3.3. Recommandations des règlements

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5 % en toute section <sup>[1]</sup>.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux des poteaux est de <sup>[2]</sup> :  
4 % en zone courante.  
6 % en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50 Ø en zone III <sup>[2]</sup>.  
L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° <sup>[2]</sup>.
- La quantité d'armatures transversales " A<sub>t</sub> ", est donnée par :  $A_t = 0,003 \times S_t \times L$  <sup>[2]</sup>.

Avec :

L : longueur de la poutre.

S<sub>t</sub> : espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par :

$$S_t \leq \text{Min} \left[ \frac{h}{4}; 12\emptyset \right] \quad \text{Z.N.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{Z.C.}$$

h : Hauteur de la poutre.

∅ : Diamètre maximale des barres d'acier longitudinales.

### V.3.4. Calcul du ferraillage

La structure ne comporte qu'un seul type de poutres à savoir des poutres 40×80.

Les poutres travaillent en flexion simple.

La structure est à usage unique, un seul type de ferraillage sera suffisant.

On note :

A<sub>s</sub> : Section d'armatures inférieures.

A<sub>s</sub>' : Section d'armatures supérieures.

Le calcul du ferraillage a été fait avec le logiciel **SOCOTEC** sous les différentes combinaisons d'action. Les résultats ont été résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.12** : Ferraillage des poutres principales et secondaires.

Section	Situation	position	M <sup>max</sup> (kN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s max</sub> (Z.N)	A <sub>s max</sub> (Z.C)
40×80	S.D.T	Appui	748	0	26,68	16	192	128
		Travée	503	17,23	0	16		
	S.A	Appui	968	0	29,43	16		
		Travée	760	22,61	0	16		

**Tableau V.13** : Choix d'armatures longitudinales des poutres principales et secondaires.

Section	position	Choix	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
40×80	Appui	4T25+4T20	32,21
	Travée	8T20	25,13

### V.3.5. Vérifications

#### V.3.5.1. Condition de non-fragilité

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,58 \text{ cm}^2$$

En travée :  $A_{\text{travée}} = 25,13 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 3,58 \text{ cm}^2$  Vérifiée.

Sur appui :  $A_{\text{appui}} = 32,21 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 3,58 \text{ cm}^2$  Vérifiée.

#### V.3.5.2. Espacement

En Travée :

Horizontalement :  $e_h = \frac{40 - 2 \times 4 - 4 \times 2}{3} = 8 \text{ cm}$

On prend :  $e_h = 8 \text{ cm} > \text{Max} (\emptyset ; 1,5 \times c_g) = \text{Max} (2 \text{ cm} ; 3,75 \text{ cm}) = 3,75 \text{ cm}$  Vérifiée.

Sur Appuis :

Horizontalement :  $e_h = \frac{40 - 2 \times 4 - 4 \times 2,5}{3} = 7,3 \text{ cm}$  on prend

On prend :  $e_h = 7 \text{ cm} > \text{Max}(\emptyset ; 1,5 \times c_g) = \text{Max}(2,5 \text{ cm} ; 3,75 \text{ cm}) = 3,75 \text{ cm}$  Vérifiée.

**V.3.5.3. Effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \{0,1 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\} = 3,5 \text{ MPa}$$

$$T_u = 401,5 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{401,5 \times 10^3}{400 \times 720} = 1,39 \text{ MPa} < 3,5 \text{ MPa}$$

Vérifiée.

**Selon le BAEL**

$$\begin{cases} S_t \leq \text{Min}(0,9d ; 40 \text{ cm}) \\ \frac{A_t}{b \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \times f_{c28} \times K}{0,8 \times f_e} \quad K = 1 \\ \frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \text{Max} \left( \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right) \end{cases}$$

**Selon les RPA**

$$\begin{cases} A_t = 0,003 \times S_t \times b \\ S_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{4} ; 12\emptyset_1 \right) \quad \text{Z.N} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{Z.C} \end{cases}$$

**Tableau V.14 :** Contrainte tangentielle et ferrailage transversal des poutres principales et secondaires.

Section	T <sub>u</sub> (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	S <sub>t</sub> (cm)		A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix
			Z.N	Z.C		
40×80	401,5	1,39	20	20	2,4	4T10

**V.3.5.4. Contraintes à l'E.L.S**

**Tableau V.15 :** Vérification des poutres principales et secondaires à l'ELS.

Section	Position	M <sub>ser</sub> (kN.m)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>b</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Obs
40×80	Appui	481	238,1	250	10,7	21	Ok
	Travée	372	232,3		8,3		Ok

**V.3.5.5. Flèche**

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_i = f_{g_v} - f_{j_i} + f_{p_i} - f_{g_i} \leq \bar{f}$$

$f_{g_v}$  : Flèche de longue durée due à l'ensemble des charges permanentes.

$f_{g_i}$  : Flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes.

$f_{j_i}$  : Flèche instantanée due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (nulle).

$f_{p_i}$  : Flèche instantanée due à l'ensemble des charges (G+Q).

-Moment d'inerte de la section rectangulaire homogène I<sub>0</sub> :

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

-Calcul des moments d'inerte fictifs :

$$I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu}$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\rho \times \left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right)} \quad : \text{coefficient pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\rho \times \left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right)} \quad : \text{Coefficient pour la déformation différée.}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} \quad : \text{Pourcentage des armateurs}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$$

$\sigma_s$  : contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré  $\sigma_s$ .

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V.16** : Récapitulatif du calcul de flèche des poutres principales et secondaires.

$M_{ser}$ (kN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho$	$\sigma_s$ (MPa)	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\mu$	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fi}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fv}$ (cm <sup>4</sup> )
372	25,13	0,008	232,3	3,09	1,24	0,56	7740506,5	3105835,2	5018634,6

**Calcul de la flèche instantanée due à l'ensemble des charges (G+Q).**

$$f_{pi} = \frac{M \times L^2}{10 \times E_{ij} \times I_{fi}} = \frac{372 \times 10^6 \times 9000^2}{10 \times 35981,7 \times 3105835,2 \times 10^4} = 2,69 \text{ mm}$$

**Calcul de la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes.**

$$f_{gi} = \frac{M \times L^2}{10 \times E_{ij} \times I_{fi}} = \frac{326 \times 10^6 \times 9000^2}{10 \times 35981,7 \times 3105835,2 \times 10^4} = 2,36 \text{ mm}$$

**Calcul de la flèche de longue durée due à l'ensemble des charges permanentes.**

$$f_{gv} = \frac{M \times L^2}{10 \times E_{iv} \times I_{fv}} = \frac{326 \times 10^6 \times 9000^2}{10 \times 11994 \times 5018634,6 \times 10^4} = 4,38 \text{ mm}$$

**Calcul de la flèche instantanée due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.**

$$f_{ji} = \frac{M \times L^2}{10 \times E_{ij} \times I_{fi}} = \frac{326 \times 10^6 \times 9000^2}{10 \times 35981,7 \times 3105835,2 \times 10^4} = 2,36 \text{ mm}$$

$$\Delta f_i = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 4,51 - 2,44 + 2,78 - 2,44 = 3,43 \text{ mm} < \bar{f} = 5 + \frac{L}{1000} = 14 \text{ mm}$$

La flèche est donc vérifiée.

### V.3.6. Arrêt des barres

Armatures inférieures tendues :  $X \leq \frac{L}{10}$  pour  $L = \text{Max}(L_{droite}; L_{gauche})$ .

Armatures tendues supérieures :  $X \geq \begin{cases} \frac{L^{\max}}{4} & \text{pour appuis de travée de rive.} \\ \frac{L^{\max}}{5} & \text{pour appui de travée intermédiaire.} \end{cases}$

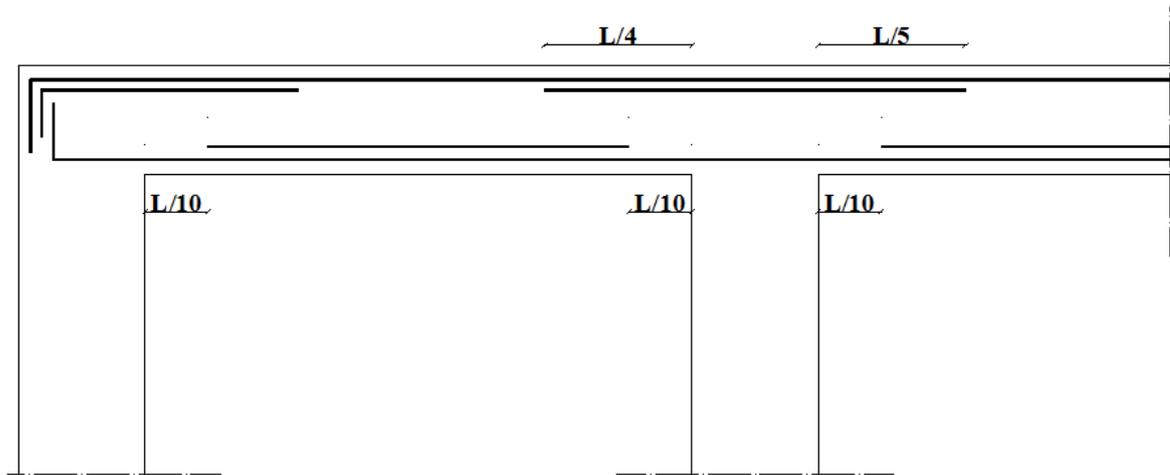


Figure V.10 : Schéma des arrêts de barres.

### V.3.7. Armatures de peau

Du moment que les poutres sont relativement profondes, nous devrions placer des armatures de peau afin d'éviter l'apparition de fissures en dehors des régions suffisamment ferraillées près des fibres extrêmes. Au moins 3 cm<sup>2</sup> par mètre linéaire de longueur mesurée perpendiculairement à leur section est nécessaire <sup>[1]</sup>.

$$A_p = 0,7 \times 3 = 2,1 \text{ cm}^2$$

On prend 2T12  $A_p = 2,26 \text{ cm}^2$

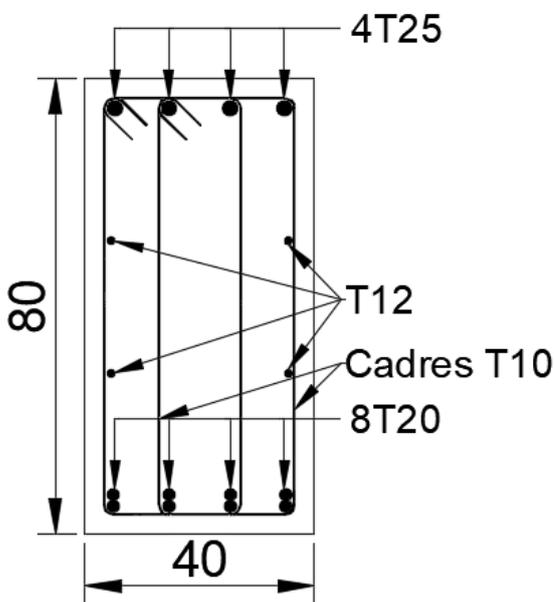


Figure V.11 : Ferraillage des poutres en travée (cm).

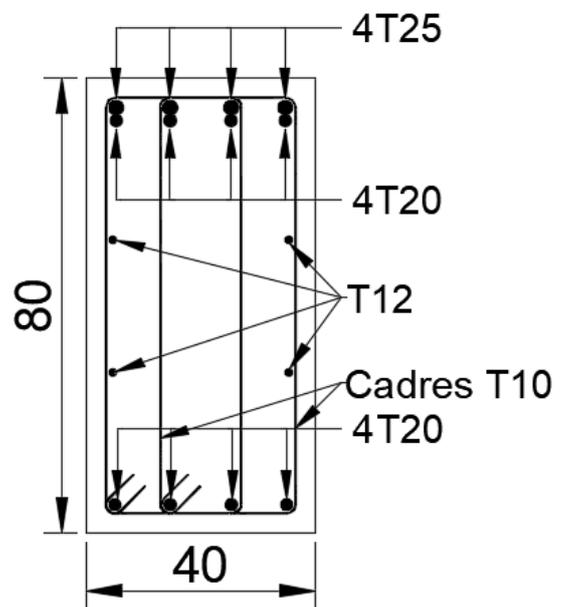


Figure V.12 : Ferraillage des poutres sur appui (cm).

## V.4. Ferraillage des voiles

### V.4.1. Introduction

Les voiles sont des écrans rigides ayant deux dimensions en plan (longueur, largeur) plus importantes que la troisième dimension (épaisseur).

Les voiles sont chargés dans leur plan et ont pour principales fonctions :

- De reprendre les charges verticales revenantes des planchers.
- De participer au contreventement de la structure.
- Protection contre les incendies (cages d'escaliers et ascenseurs).
- Isolation acoustique.

Les calculs des voiles en béton armé et non armé sont effectués suivant la norme «NF P 18–210 –DTU 23.1 : murs en béton banché.» pour la méthode des contraintes et suivant «ACI 318–19 », quant aux vérifications, elles seront faite selon les « RPA 99 modif 2003 ».

#### V.4.2. Ferrailage des voiles par la méthode des contraintes

##### V.4.2.1. Introduction

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée à la base. La figure suivante montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale  $N$  et une charge horizontale  $V$  en tête.

Le ferrailage des voiles est constitué :

- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage  $\rho$ ) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage  $\rho_v$ ).
- D'armatures horizontales, parallèles au plan du mur, uniformément réparties et de pourcentage  $\rho_h$ .
- D'armatures transversales (**épingles**) (perpendiculaires aux parements du voile).

Les extrémités des voiles sont soumises à d'importants efforts de traction et de compression, ce couple est repris par les armatures disposées dans ces zones. Des armatures horizontales et verticales distribuées au long de l'âme du voile auront pour rôle de reprendre l'effort tranchant. Les cadres et épingles permettent d'assurer le confinement des armatures verticales.

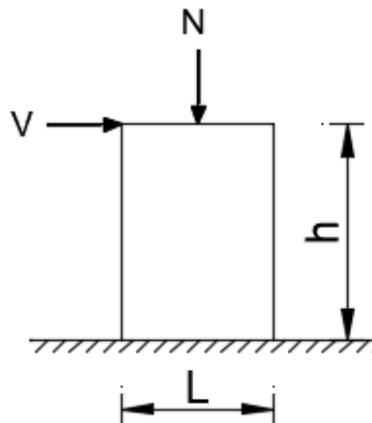


Figure V.13 : Élément soumis à la flexion composée.

##### V.4.2.2. Justifications sous sollicitations normales

###### V.4.2.2.1 Conditions d'application

- La longueur «  $d$  » du mur :  $d \geq 5a$
- L'épaisseur  $a$  du mur :
  - $a \geq 10\text{cm}$  pour les murs intérieurs.
  - $a \geq 12\text{cm}$  pour les murs extérieurs comportant une protection.
  - $a \geq 15\text{cm}$  pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.
- L'élançement mécanique  $\lambda$  :  $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité  $r$  :  $r \geq 5a$

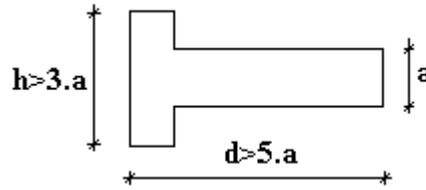


Figure V.14 : Dimensions en plan d'un mur <sup>[7]</sup>.

**V.4.2.2.2. Longueur de flambement (murs non raidi latéralement)**

Soit :

l : la hauteur libre du mur.

l<sub>f</sub> : la longueur libre de flambement d'un mur non raidi.

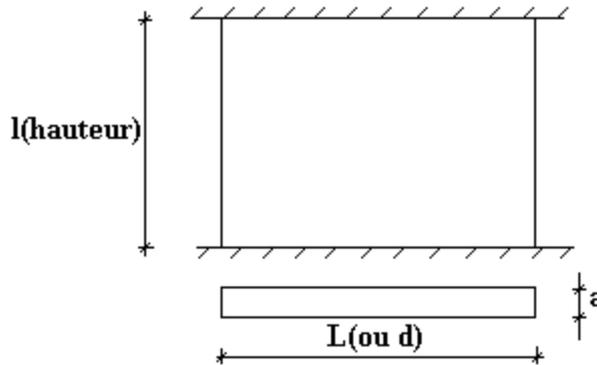


Figure V.15 : Dimensions en élévation d'un mur.

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement l<sub>f</sub> déduit de la hauteur libre du mur l, en fonction de ses liaisons avec le plancher.

Les valeurs du rapport ( $\frac{l_f}{l}$ ) sont données par le tableau suivant :

Tableau V.17 : Valeurs du coefficient « K » <sup>[8]</sup>.

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encastré en tête et en pied	Présence de plancher de part et d'autre	0,80	0,85
	Présence de plancher d'un seul côté	0,85	0,90
Mur articulé en tête et en pied		1,00	1,00

L'élancement mécanique λ se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

**V.4.2.2.3. Efforts de compression en ELU**

Soient :

- l<sub>f</sub> : longueur de flambement (§.V.4.2.2.2).
- a : Epaisseur du voile.
- d : Longueur du voile.
- f<sub>c28</sub> : Résistance caractéristique du béton à 28 jours.

- $f_e$  : Limite élastique de l'acier.
- $\gamma_b = 1,5$  (sauf combinaison accidentelles pour lesquelles  $\gamma_b = 1,15$ ).
- $\gamma_s = 1,15$  (sauf pour combinaison accidentelles pour lesquelles  $\gamma_s = 1$ ).

**NB** : Les valeurs de  $\alpha$  données par le tableau ci-dessous sont valables dans le cas où plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours.

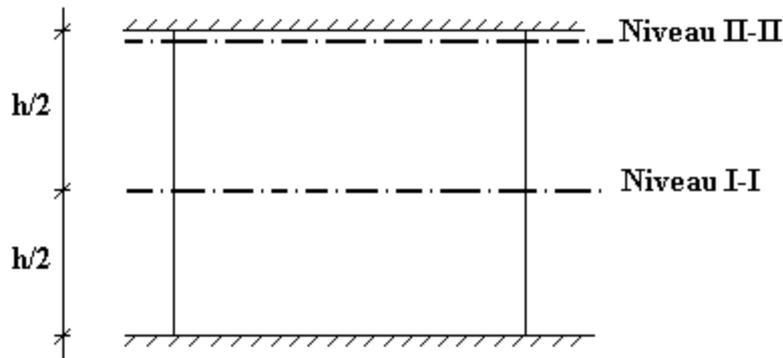
**Tableau V.18** : Calcul de  $\sigma_{ba}$  et  $\sigma_{bna}$  [8].

	Notation	Unité	Voile armé verticalement	Voile non armé verticalement
<b>Elancement</b>	$\lambda$	/	$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
<b>Section réduite</b>	$B_r$	m <sup>2</sup>	$d \times (a - 0,02)$	
$\lambda \leq 50$	$\alpha$	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30}\right)^2}$
$50 \leq \lambda \leq 80$			$\frac{0,6 \times (50)^2}{\lambda}$	
<b>Effort ultime ELU</b>	$N_{u \text{ lim}}$	kN	$\alpha \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} \right]$
<b>Contraintes limites</b>	$\sigma$	kPa	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{a \times b}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{a \times b}$

**Remarque :**

Si la contrainte moyenne de compression dépasse la contrainte de béton armé  $\sigma_{ba}$ , on devra augmenter les dimensions du voile.

**V.4.2.2.4. Sections à vérifier**



**Figure V.16** : Niveaux à vérifier [8].

- Niveau I-I à mi-hauteur d'étage :  $\sigma_u \leq \sigma_{u \text{ lim}}$
- Niveau II-II sous le plancher haut :  $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u \text{ lim}}}{\alpha}$

En cas de traction, on négligera le béton tendu.

**V.4.2.2.5. Aciers minimaux**

Si  $\sigma_u^c < \sigma_{bna}$  on n'aura pas besoin d'armatures, on prendra alors les valeurs minimales données par le tableau suivant : ( $\sigma_u^c$  est la contrainte de compression ultime calculée).

Tableau V.19 : Sections minimales des aciers verticaux et horizontaux [8].

	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
<b>Espacement maximal</b>	$S_t \leq \text{Min} (0,33 \text{ m} ; 2a)$	$S_t \leq 0,33 \text{ m}$
<b>Section minimale</b>	$A_{sv} \geq \rho_v \times d \times a$	$\rho_h = \frac{A_h}{100a} \geq \text{Max} \left[ \frac{2 \times \rho_{v \max}}{3} ; 0,001 \right]$
<b>Pourcentage minimal</b>	$\rho_v = \text{Max} \left[ 0,001 ; 0,0015 \frac{400 \times \theta}{f_e} \left( \frac{3 \times \sigma_u}{\sigma_{u \text{ lim}}} - 1 \right) \right]$ Moitié sur chaque face avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire	$\rho_{v \max}$ : pourcentage d'armatures verticales de la bande la plus armée

La section d'armatures correspondante au pourcentage «  $\rho_v$  » doit être distribuée en deux nappes, une sur chacune des faces de la bande de mur considérée.

La section d'armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être distribuée en deux nappes, une sur chacune des faces de façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures.

Seuls les aciers verticaux (de diamètre  $\emptyset_1$ ) pris en compte dans le calcul de  $N_{u \text{ lim}}$  sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre  $\emptyset_1$ ).

Tableau V.20 : Sections minimales des aciers transversaux.

	Nombre d'armatures transversales	Diamètre $\emptyset_1$
$\emptyset_1 \leq 12 \text{ mm}$	4 épingles par $\text{m}^2$ de voile	6 mm
$12 \text{ mm} \leq \emptyset_1 \leq 20 \text{ mm}$	Reprendre toutes les barres verticales	6 mm
$20 \text{ mm} \leq \emptyset_1$	Espacement $\leq 15 \emptyset_1$	8 mm

#### V.4.2.2.6. Cisaillement

Aucune vérification à l'effort tranchant ultime n'est exigée en compression si le cisaillement est inférieur à  $0,05 \times f_{c28}$  (il faudra donc vérifier que  $S_{12} \leq 0,05 \times f_{c28}$ ).

#### V.4.2.3. ferrailage des trumeaux

##### V.4.2.3.1. Introduction

Pour le ferrailage des trumeaux, on devra calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux règlements « **BAEL91 modif 99** » et « **RPA99 modif 2003** ».

##### V.4.2.3.2. Méthode simplifiée basée sur les contraintes (aciers verticaux)

###### V.4.2.3.2.a. Aciers verticaux.

- Zone comprimée :

Si  $\sigma < 0 \rightarrow$  compression.

Dans ce cas le Voile n'est pas armé à la compression, on prend :

$$A_s = \text{Max} (\text{Min} \ll \text{BAEL} \gg ; \text{Min} \ll \text{RPA} \gg).$$

- Zone tendue :

Si  $\sigma > 0 \rightarrow$  traction.

Lorsqu'une partie (zone) du voile est tendue, la contrainte de traction (moyenne)  $\sigma_m$  vaut :

$$\sigma_m = \frac{F_t}{e \times l_m}$$

Avec

$F_t$  : Force de traction.

$e$  : Epaisseur du voile.

$l_m$  : Longueur de la section considérée (maille).

Section d'acier correspondante à cette contrainte :

$$\frac{A_s}{S} = \frac{\sigma_m}{f_e} \cdot \Delta_s = A_v \quad (1)$$

Avec :

$$\Delta_s : e \times l_m$$

$\frac{A_s}{S}$  : Quantité d'acier répartie sur les deux faces d'une surface  $S$  du voile.

Dans le modèle numérique, les voiles sont modélisés comme élément « shell » à 4 nœuds, afin d'obtenir des résultats plus fiables, on procède à un maillage en petits éléments « shell » aux dimensions «  $a$  » et «  $b$  » de façon à ce que le rapport «  $\frac{a}{b}$  » soit proche de 1.

Les valeurs des contraintes moyennes  $\sigma_m$  sont lues au milieu des mailles

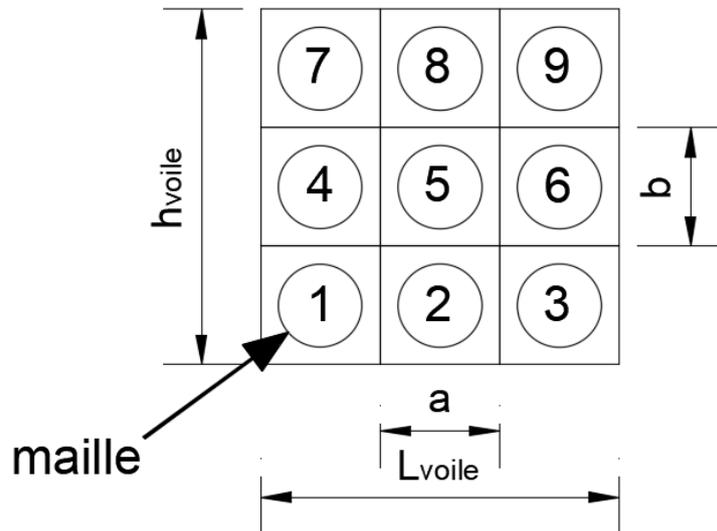


Figure V.17 : Maillage d'un voile.

#### V.4.2.3.2.b. Aciers horizontaux

$$A_{h1} = \frac{2}{3} A_v$$

$$A_{h2} = \frac{\bar{\tau}_u \times b_0 \times S_t}{0,8(0,8 \times f_e)} = \frac{1,4 \times \tau_u \times a \times S_t}{0,8 \times f_e} \cdot 1,25$$

$\tau_u$  :  $S_{12}$  donnée par SAP2000.

$S_t$  : Espacement maximal.

$b_0$  :  $a$  (épaisseur du trumeau).

$$A_h \geq \text{Max} (A_{h1} ; A_{h2})$$

### V.4.2.3.3. Exigences des RPA99 modif 2003

#### V.4.2.3.3.a. Aciers verticaux

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,2 % <sup>[2]</sup>.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20 % de la section horizontale du béton tendu <sup>[2]</sup>.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile <sup>[2]</sup>.
- Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux <sup>[2]</sup>.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement) <sup>[2]</sup>.
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm <sup>[2]</sup>.

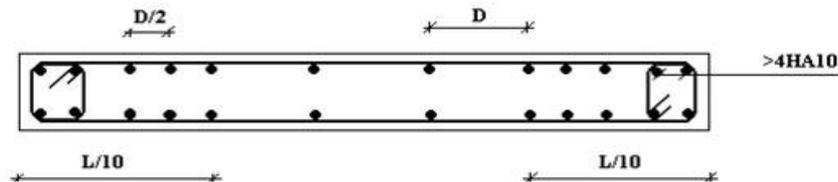


Figure V.18 : Disposition des armatures verticales dans un voile <sup>[2]</sup>.

#### V.4.2.3.3.b. Aciers horizontaux

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Ø. Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

#### V.4.2.3.3.c. Règles communes

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné par :  
Globalement dans la section du voile 0,15%  
En zone courante 0,10%
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :  $S \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré <sup>[2]</sup>.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur <sup>[2]</sup>.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à <sup>[2]</sup> :  
40 Ø pour les barres situées en zones où le renversement du signe des efforts est possible.  
20 Ø pour les barres situées en zones comprimées quel que soit l'action ou combinaisons.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :  $A = 1,1 \cdot \frac{\bar{V}}{f_e}$  <sup>[2]</sup>.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

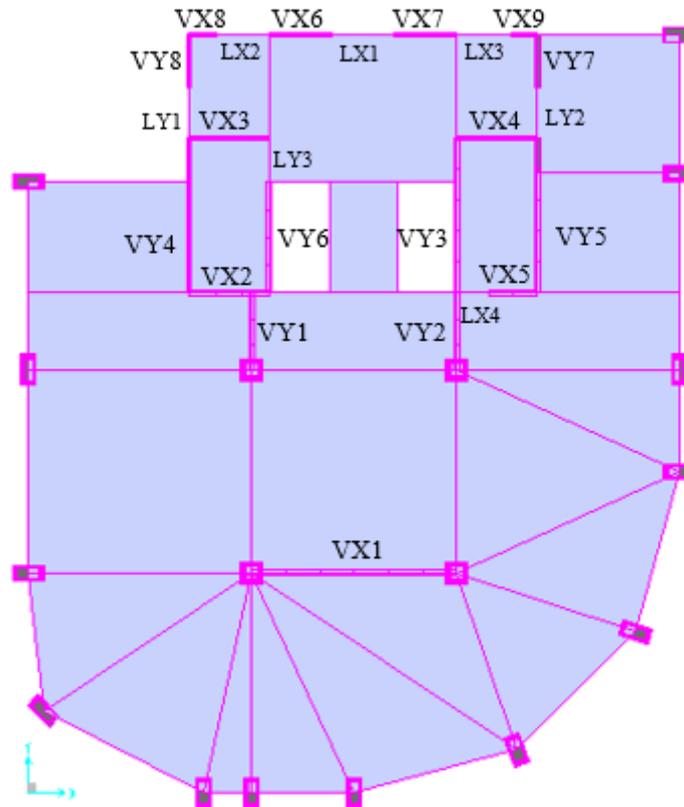


Figure V.19 : Disposition des voiles.

**V.4.2.4. Exemple de calcul (voile VX1) par la méthode des contraintes**

$L = 8,05 \text{ m}$  (entre nus) ;  $a = 0,20 \text{ m}$  (épaisseur) ;  $h_e = 3,6 \text{ m}$  (hauteur d'étage).

Le voile est découpé en mailles horizontales de même longueur  $L_i = 1,5 \text{ m}$  et de section  $B_i = L_i \times (a)$ .

**V.4.2.4.1. Contraintes limites**

La hauteur libre est égale à :

$h_e = 3,60 - 0,80 = 2,80 \text{ m}$  (0,80 m : hauteur de la poutre)

Tableau V.21 : Calcul de  $\sigma_{ba}$  et  $\sigma_{bna}$  pour VX1.

	Béton armé	Béton non armé
Longueur de flambement $l_f$	$0,8 \times 2,8 = 2,24 \text{ m}$	$0,85 \times 2,80 = 2,38 \text{ m}$
Elancement $\lambda$	$\frac{2,24 \times \sqrt{12}}{0,2} = 38,80$	$\frac{2,38 \times \sqrt{12}}{0,2} = 41,22$
Coefficient	0,617	0,487
Section réduite $B_r$	$(0,2 - 0,02) \times (1,5 - 0,02) = 0,266 \text{ m}^2$	$(0,2 - 0,02) \times (1,5 - 0,02) = 0,266 \text{ m}^2$
Contraintes limites	$\frac{0,617}{0,2 \times 1,5} \left[ \frac{0,266 \times 35 \times 10^6}{0,9 \times 1,15} + \frac{A_s \times 500}{1} \right]$ $\sigma_{ba} = 18,80 \text{ MPa}$	$\frac{0,487}{0,2 \times 1,5} \left[ \frac{0,266 \times 35 \times 10^6}{0,9 \times 1,15} \right]$ $\sigma_{bna} = 14,60 \text{ MPa}$

**Remarque :**

$\sigma_{ba} = 15,933 \text{ MPa}$  correspondant à  $A_s = 0,1\%B$

$B = (0,20) \times (1,5) = 0,3 \text{ m}^2$

$A_s = 3 \text{ cm}^2$

Pour cette exemple  $\sigma_{comp} = 0,69 \text{ MPa} < \sigma_{bna}$  donc on n'a pas besoin d'armatures de compression.

V.4.2.4.2. Armatures de traction

La contrainte moyenne normale au milieu de chaque maille (à la base de voile) est lue, directement à partir de l'interface graphique ; il s'agit des contraintes  $S_{22}$  que nous avons noté dans la suite  $\sigma_j$  (j : pour le numéro de la maille).

La lecture des contraintes tangentielles se fera de la même manière ( $S_{12}$  ou  $\tau$ ).

Tableau V.22 : Calcul des armatures verticales pour VX1.

Maille $L_i = 1,5 \text{ m}$	1	2	3	4	5	6
$B_i = a \times L_i \text{ (m}^2\text{)}$	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
Contrainte moyenne $\sigma_{mi} \text{ (MPa)}$	7,33	1,6	0	0	1,74	7,61
Force de traction $F_t = \sigma_{mi} \times B_i \text{ (MN)}$	2,199	0,48	-2,53	-2,80	0,522	2,283
Section d'acier (cm <sup>2</sup> ) $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$ S.A $\gamma_s = 1$	43,98	9,6	/	/	10,44	45,66
$A_{s \text{ min}} \text{ (cm}^2\text{): } 0,1\% B_i^{[1]}$	3	3	/	/	3	3
$A_{s \text{ min}} \text{ (cm}^2\text{): } 0,2\% B_i^{[2]}$	6	6	/	/	6	6
$A^{\text{adp}}$ (deux faces) (cm <sup>2</sup> )	2×11T16 = 44,22	2×7T12 = 15,83	/	/	2×7T12 = 15,83	2×12T16 = 48,26
$S_i \text{ (cm)}$	15	21,4	/	/	21,4	12,5
$S_i \leq (1,5a ; 30\text{cm})$ $S_i \leq 30\text{cm}$	Vérifiée	Vérifiée	/	/	Vérifiée	Vérifiée

V.4.2.4.3. Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture)

$$V_u^{\text{cal}} = S_{12} \times a \times L_i = 3,51 \times 200 \times 1500 = 1053 \text{ kN}$$

$$\bar{V} = 1,4 \times V^{\text{cal}} = 1,4 \times 1053000$$

$$A = 1,1 \cdot \frac{1053000}{500} = 23,17 \text{ cm}^2$$

V.4.2.4.4. Aciers horizontaux

$$A_{h1} = \frac{1,4 \times \tau_u \times a \times S_t}{0,8 \times f_e} \cdot 1,25 = \frac{1,4 \times 3,51 \times 200 \times 300}{0,8 \times 500} \cdot 1,25 = 9,21 \text{ cm}^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} \cdot A_v = \frac{2}{3} \cdot 44,22 = 29,48 \text{ cm}^2$$

$$A_{h \text{ min}} = 0,15\% B = 0,0015 \times 20 \times 150 = 4,5 \text{ cm}^2$$

$$A_h = \text{Max} (A_{h1} ; A_{h2} ; A_{h \text{ min}}) = 29,48 \text{ cm}^2$$

On prend  $2 \times 8T16 = 32,17 \text{ cm}^2$

$$\text{Avec : } S_t = \frac{150}{8} = 18,75 \text{ cm}$$

On prend  $S_t = 18 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$

Vérifiée.

NB : Pour le calcul du reste des voiles voir l'annexe A.

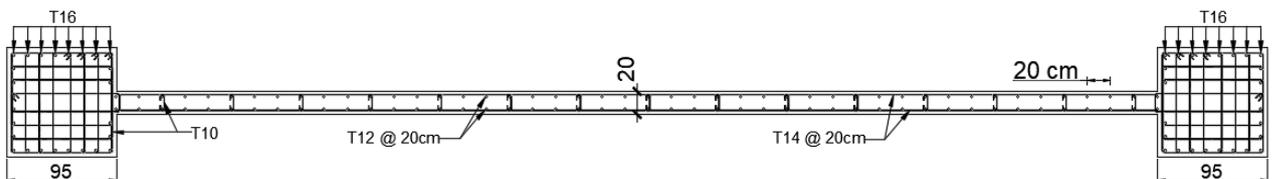


Figure V.20 : Ferrailage du voile VX1 selon la méthode des contraintes.

**V.4.3. Ferrailage des voiles par la Méthode réglementaire ACI 318**

**V.4.3.1. Introduction**

Cette méthode considère les éléments voile-poteau comme un élément de forme (I, U ...) soumis à un effort normal (P), un effort tranchant (V) et un moment fléchissant (M).

Selon le règlement il convient que :

- Les armatures horizontales assurent la résistance à l'effort tranchant (V).
- Les armatures verticales assurent la résistance à l'effort normal (P).
- Les armatures verticales dans les éléments de rive (zone de confinement) aux deux extrémités de la section transversale du voile ou trumeau assurent la résistance à la flexion composée (P.M).

Le voile en béton armé doit faire l'objet des vérifications suivantes :

- Justification de la stabilité de forme (résistance au flambement).
- Résistance à l'effort normale.
- Résistance à l'effort tranchant.
- Résistance en flexion composée.

**V.4.3.2. Justification de la stabilité et la résistance à la compression (flambement)**

On a :  $K = \frac{l_f}{l}$

Avec :

- $l_f$  : Longueur de flambement.
- $l$  : Longueur libre du mur.
- $K$  : coefficient de flambement.

Les valeurs du coefficient K sont données par le tableau suivant :

**Tableau V.23 : Valeurs du coefficient « K » [8].**

Liaisons du mur		Valeur de K
Mur encasté en tête et en pied	Présence de plancher de part et d'autre	0,80
	Présence de plancher d'un seul coté	0,85
Mur articulé en tête et en pied		1,00

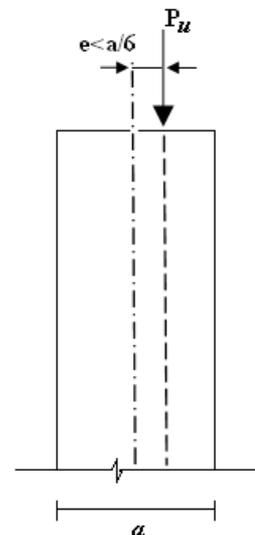
Si l'effort de compression  $P_u$  est axial ou excentré de  $e \leq \frac{a}{6}$ , le voile est stable vis-à-vis du flambement si la condition suivante est vérifiée :

$$P_u \leq \Phi \times P_n$$

$$P_n = 0,55 \times f_c' \times A_g \times \left[ 1 - \left( \frac{K \times h_s}{32 \times a} \right)^2 \right]$$

Avec :

- $P_u$  : Effort normal ultime de compression le plus défavorable.
- $P_n$  : Effort nominal limite de la section transversale du voile.
- $\Phi$  : Facteur de réduction ( $\Phi = 0,70$ ).
- $A_g$  : Section transversale brute du voile.
- $h_s$  : Hauteur libre de chaque niveau.
- $a$  : Epaisseur du voile.
- $f_c'$  : Contrainte admissible du béton.
- $K$  : Coefficient de flambement.



**Figure V.21 :**  
Excentricité de l'effort

V.4.3.3. Justification de la résistance vis-à-vis de l'effort normal

Tableau V.24 : Pourcentage minimal des armatures en zone comprimée [8].

	Armatures horizontales	Armatures verticales
Espacement maximal (entre-axe)	$S_i \leq (\frac{l_w}{5} ; 3a ; 45 \text{ cm})$	$S_i \leq (\frac{l_w}{3} ; 3a ; 45 \text{ cm})$
Armatures minimales	$A_h \text{ min} \geq \rho_h \times 100 \times a$	$A_h \text{ min} \geq \rho_v \times l_w \times a$
Pourcentages minimaux	$\rho_h \geq 0,0025$	$\rho_v \geq 0,0025 + 0,5 \times (2,5 - \frac{h_w}{l_w}) \times (\rho_h - 0,0025) \geq 0,0025$

- $h_w$  : Hauteur totale du voile mesuré à partir de la base jusqu'au sommet de la structure.
- $\rho_v$  : Pourcentage des armatures verticales dans l'âme du mur.
- $\rho_h$  : Pourcentage des armatures horizontales dans l'âme du mur.

Les sections d'armatures trouvées doivent être distribuées sur les deux faces du voile dans les deux directions (horizontale et verticale).

V.4.3.4. Justification de la résistance vis-à-vis de l'effort tranchant

Pourcentage minimal des armatures en dehors des zones de rive :

Tableau V.25 : Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant [8].

Valeur de l'effort tranchant	Pourcentage des armatures (horizontales et verticales)	Vérification
$V_u > 0,17 \times A_{cv} \times \sqrt{f_c'}$ Ou $a \geq 25 \text{ cm}$	$(\rho_v ; \rho_h ; \rho_n) \geq 0,0025$ Disposées sur chaque face du voile et reliées par des épingles Espacement $S_i \leq \text{Min} (3a ; 45 \text{ cm})$	$V_u < 0,66 \times A_{cv} \times \sqrt{f_c}$ $\Phi V_n > V_u$ avec $\Phi = 0,75$ $V_n = A_{cv} \times (\alpha_c \times 0,083 \times \sqrt{f_c'} + \rho_n \times f_y)$ $\alpha_c = 0,25$ pour : $\frac{h_w}{l_w} \leq 1,5$ $\alpha_c = 0,17$ pour : $\frac{h_w}{l_w} \geq 2$ Interpolation si $1,5 \leq \frac{h_w}{l_w} \leq 2$
$V_u < 0,17 \times A_{cv} \times \sqrt{f_c'}$ $a < 25 \text{ cm}$	Armature verticale : $\rho_v \geq 0,0012$ avec des barres HA16 $\rho_v \geq 0,0015$ avec d'autres barres HA Armatures horizontales : $\rho_h \geq 0,002$ avec des barres HA16 $\rho_v \geq 0,0025$ avec d'autres barres HA Espacement : $S_i \leq \text{Min} (3a ; 45 \text{ cm})$	$\Phi V_n > V_u$ avec $\Phi = 0,75$ $V_n = A_{cv} \times (\alpha_c \times 0,083 \times \sqrt{f_c'} + \rho_n \times f_y)$

- $A_{cv}$  : Section brute du béton par mètre linéaire dans la direction de l'effort tranchant.  
 $A_{cv} = a \times 100$ .
- $\Phi = 0,75$  : coefficient de sécurité.
- $V_u$  : Effort tranchant obtenu par le calcul de la structure dans la combinaison sismique.
- $V_n$  : Effort tranchant nominale de la section transversale.

- $\alpha_c$  : Coefficient dépendant de l'élançement du mur.
- $\rho_v$  : Pourcentage des armatures verticales dans l'âme du mur.
- $\rho_h$  : Pourcentage des armatures horizontales dans l'âme du mur.
- $\rho_n$  : Pourcentage nominale des armatures dans l'âme du mur.
- $h_w$  : Hauteur totale du voile mesurée à partir de la base jusqu'au sommet de la structure.
- $l_w$  : Longueur du voile en plan.

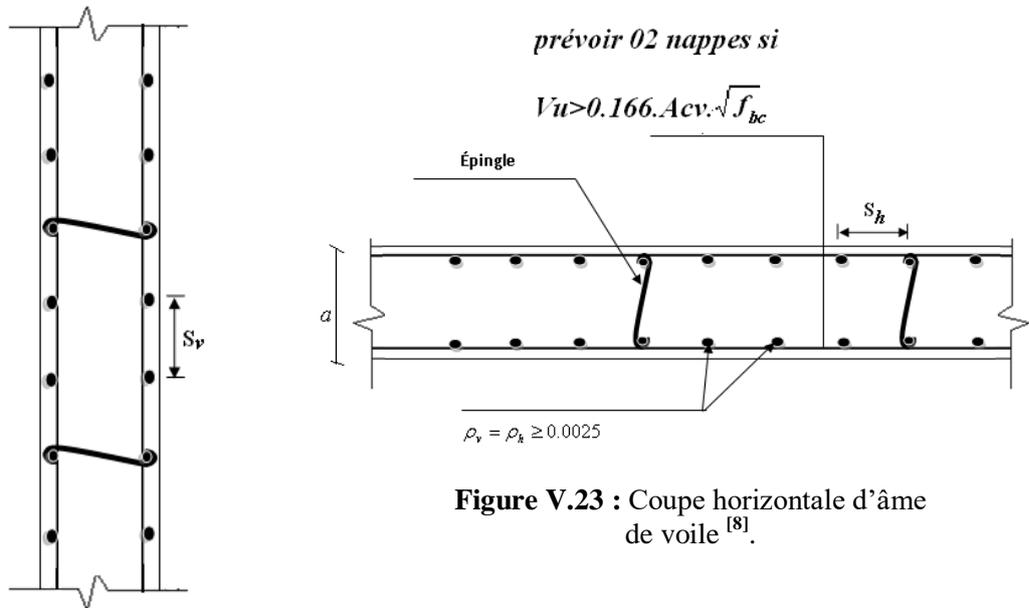


Figure V.22 : Coupe verticale d'âme de voile <sup>[8]</sup>.

Figure V.23 : Coupe horizontale d'âme de voile <sup>[8]</sup>.

#### V.4.3.5. Calcul des armatures de tractions dans le voile ou trumeau

Le calcul d'un voile ou trumeau est effectué en flexion composée, il convient que les armatures verticales nécessaires pour la vérification de la résistance sous la combinaison sismique la plus défavorable, soient concentrées dans les éléments de rives, aux deux extrémités de la section transversale du voile.

Les résistances à la flexion sont calculées de façon classique, en utilisant la valeur de l'effort normale  $P_u$  et le moment fléchissant  $M_u$ , résultant de l'analyse dans la situation sismique de calcul elles visent à éviter les modes de ruine par cisaillement.

- $P_u, V_u, M_u$  : Efforts internes respectivement (Effort normal, Effort tranchant et moment fléchissant) ultimes résultants de l'analyse dans la situation sismique de calcul.
- $h_{cr}$  : La hauteur de la zone où se produisent les déformations plastiques, zone de la rotule plastique en pied de mur également appelée zone critique.
- $h_w$  : Hauteur totale du voile mesurée à partir de la base jusqu'au sommet de la structure.
- $l_w$  : Longueur du mur en plan.
- $c$  : Longueur de la zone à confiner mesurée depuis la fibre de compression extrême du mur jusqu'au point où le béton non confiné peut éclater à cause de déformations de compression importantes.
- $\delta_u$  : Déplacement du voile au sommet.
- $A_g$  : Section transversale du voile ou trumeau.
- $I_g$  : Moment d'inertie du voile.

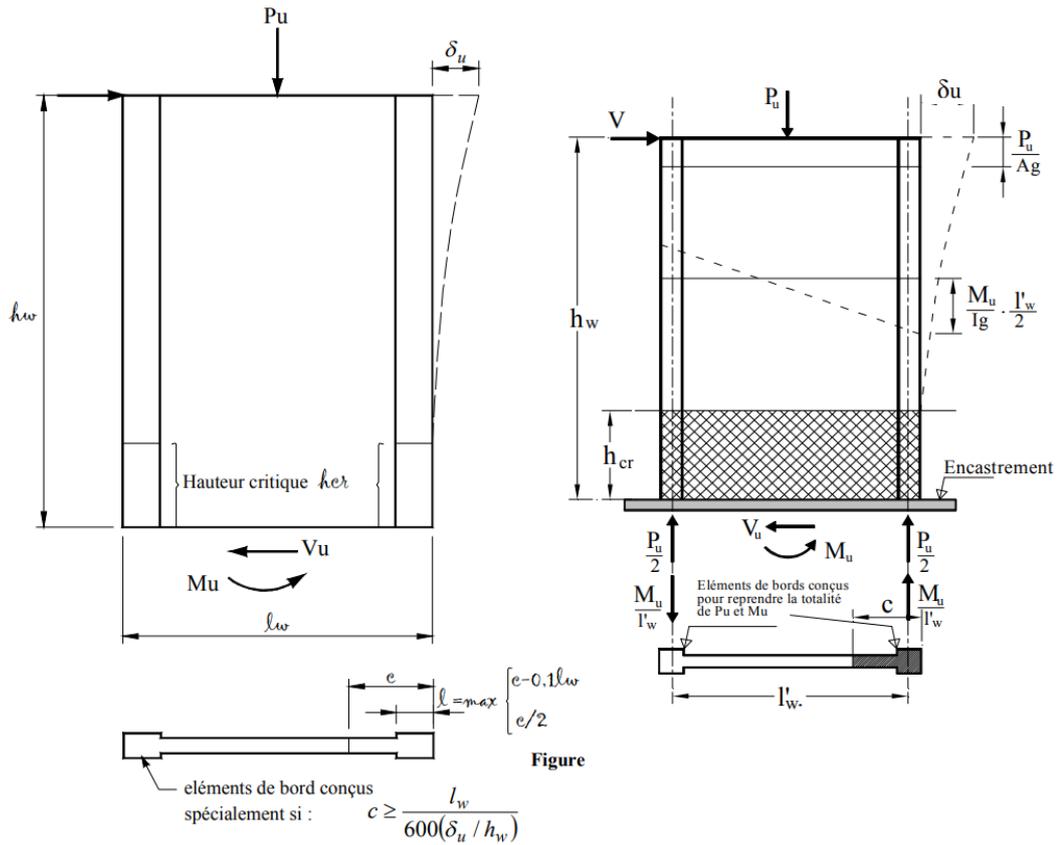


Figure V.24 : Schéma d'un mur en béton armé [8].

**V.4.3.6. Disposition constructives pour la ductilité local des murs élancés**

Les murs élancés sont ceux dont le rapport entre la hauteur et la longueur  $\frac{h_w}{l_w}$  est supérieur à 2. La hauteur  $h_{cr}$ , où se produisent les déformations plastiques, ou appelée zone de la « rotule plastique » en pied de mur également appelée zone « critique » comme le montre la figure V.22 est estimée par :

$$h_{cr} = \text{Max} \left[ l_w ; \frac{M_u}{4V_u} \right]$$

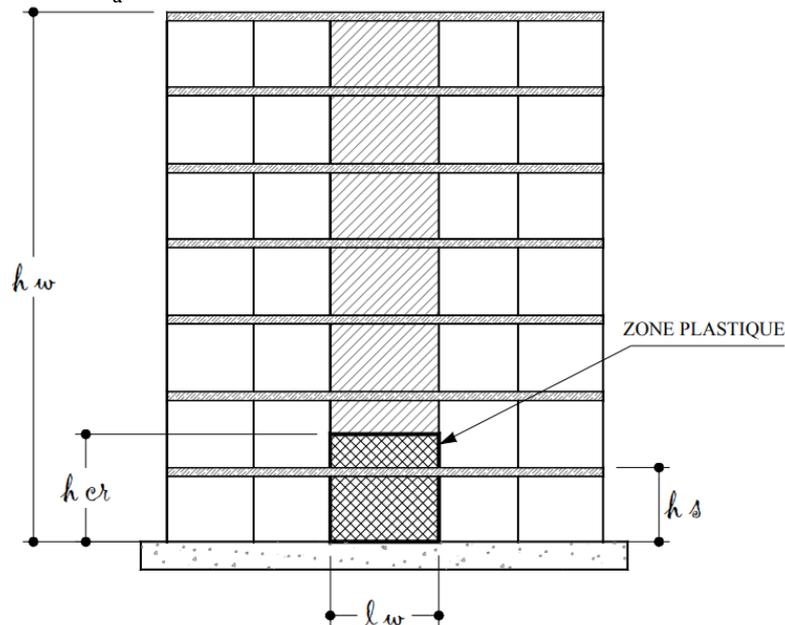


Figure V.25 : Hauteur de la zone critique [8].

Des cadres sont disposés d'un espacement constant sur toute la hauteur critique «  $h_{cr}$  », autour des armatures verticales concentrés aux éléments de rives.

Ces éléments de rive constituent en quelque sorte des membrures latérales plus résistantes et plus ductiles que le reste du voile. Comme ces zones sont les plus sollicitées, c'est à cet endroit que se produirait en premier lieu l'éclatement du béton.

On empêche donc la ruine en commençant par le renforcement de ces zones. Les armatures de confinement sont des cadres ou des épingles similaires à ceux des poteaux.

On définit les zones confinées de rive de la façon suivante :

En élévation, les armatures de confinement doivent être présentées sur toute la hauteur  $h_{cr}$  de la zone critique. En plan, la zone à confiner s'étend horizontalement sur une longueur  $l_{bz}$  mesurée depuis la fibre de compression extrême du mur jusqu'au point où le béton non confiné peut éclater à cause de déformations de compression importantes.

#### V.4.3.7. Dimensionnement des éléments de rives d'un voile

Les murs sismiques principaux doivent être dimensionnés dans le but de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\frac{P_u}{P_0} \leq 0,35$$

Tel que :

- $P_0 = 0,85 \times f'_c \times (A_g - A_s) + A_s \times f_e$  Avec  $A_g = a \times l_w$
- $P_0$  : Etant la charge axiale nominale (limite) de la section du voile.
- $A_g$  : Section transversale brute du voile.
- $A_s$  : Section d'armature verticale de calcul ou choisit.
- $a$  : Epaisseur du voile.
- $f_e$  : Contrainte élastique de l'acier.
- $f'_c$  : Contrainte admissible du béton.

On peut prendre pour la simplicité des calculs  $A_s = 0$  donc  $P_0 = 0,85 \times f'_c \times A_g$  ou bien un pourcentage minimum des armatures verticales  $A_v \geq \rho_v \times l_w \times a$

#### Remarque :

Il existe deux (02) approches pour la détermination des dimensions des éléments de rive «Boundary Elements» dans les voiles ou trumeaux.

Le calcul sera fait suivant l'approche la plus rigoureuse.

L'élément de rive confiné est nécessaire si :  $c \geq \frac{l_w}{600 \cdot (1,5 \times \frac{\delta_u}{h_w})}$  et que  $\frac{\delta_u}{h_w} \geq 0,005$

$$\text{Dans le cas : } L_{bz} = \text{Max} \begin{cases} c - (0,1 \times l_w) \\ c/2 \end{cases}$$

Avec :

- $c$  : La distance de l'axe neutre par rapport à la fibre la plus comprimée de la section du voile
- $h_w$  : Hauteur totale du voile mesurée à partir de la base jusqu'au sommet de la structure.
- $\delta_u$  : Déplacement ultime du voile au sommet.
- $l_w$  : Longueur du mur en plan.
- $\delta_u$  : Déplacement ultime du voile au sommet.

Pour le calcul de  $\delta_u$  on utilise la formule des « **RPA 99 modif 2003** », on considère le déplacement du dernier niveau obtenu par l'analyse dû aux forces sismiques  $\delta_e$  majoré par le coefficient de comportement de la structure  $R$  [2].

$$\delta_u = R \times \delta_{ek}$$

- R : coefficient de comportement de la structure (Tableau 4.3 [2])

-  $\delta_e$  : déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion).

Détermination de la position de l'axe neutre :

La position de l'axe neutre  $c$  correspondant à la courbure ultime après éclatement du béton situé hors du noyau confiné des éléments de rive.

La distance «  $c$  » peut être déterminée en construisant la courbe d'interaction (P-M) correspondant à la section et ferraillage du voile

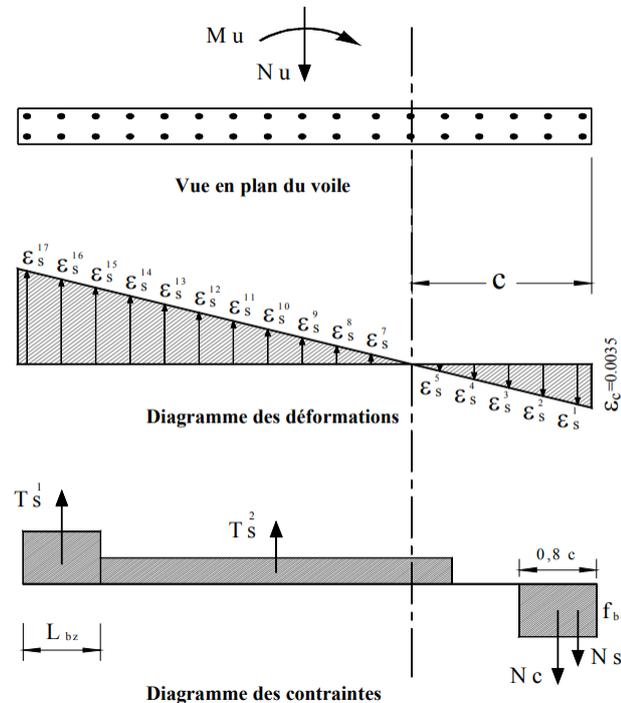


Figure V.26 : Position de l'axe neutre en fonction des déformations [8].

#### V.4.3.7.1. Disposition constructives et pourcentage minimal dans les éléments de rives

- Le pourcentage des armatures longitudinales dans les éléments de rive doit être supérieur à 0,5%.

$$\rho_v \geq 0.005 c \text{ c'est à dire : } A_{sv} \geq 0.005 L_{bz} \times T_{bz}$$

- La distance maximum entre barres longitudinales consécutives maintenues par des armatures de confinement :

- Sens x-x :  $h_x = 30 \text{ cm}$ ,

- Sens y-y :  $\text{Min} (h_y = \frac{T_{bz}}{4} ; 10 + [\frac{35 - h_x}{3}]) \text{ cm}$ .

- Le pourcentage minimal est de 0,20 % avec un espacement max de 15 cm [2].

#### V.4.3.7.2. Armatures transversales dans la zone de confinement

La section d'armatures transversales est donnée par la formule suivante :

$$A_h^t \geq 0,09 \times S_t \times h_c \times \frac{f_c}{f_e} \quad \text{Avec : } h_c = T_{bc} - 2 \times c \text{ (enrobage)}$$

-  $A_h^t$  : Section d'armatures transversales totale.

-  $f_{bc}$  : Contrainte admissible du béton.

-  $f_e$  : Contrainte élastique des armatures transversales.

-  $h_x$  : Espacement dans le sens xx entre les barres longitudinales dans la zone confinée.

-  $S_t$  Espacement verticale des cadres.

$$\text{Avec : } S_t = \text{Min} \begin{cases} 0,25 \times T_{bz} \\ 6 \times d_0 ; d_0 : \text{diamètre min des } A_v \\ S_x \end{cases}$$

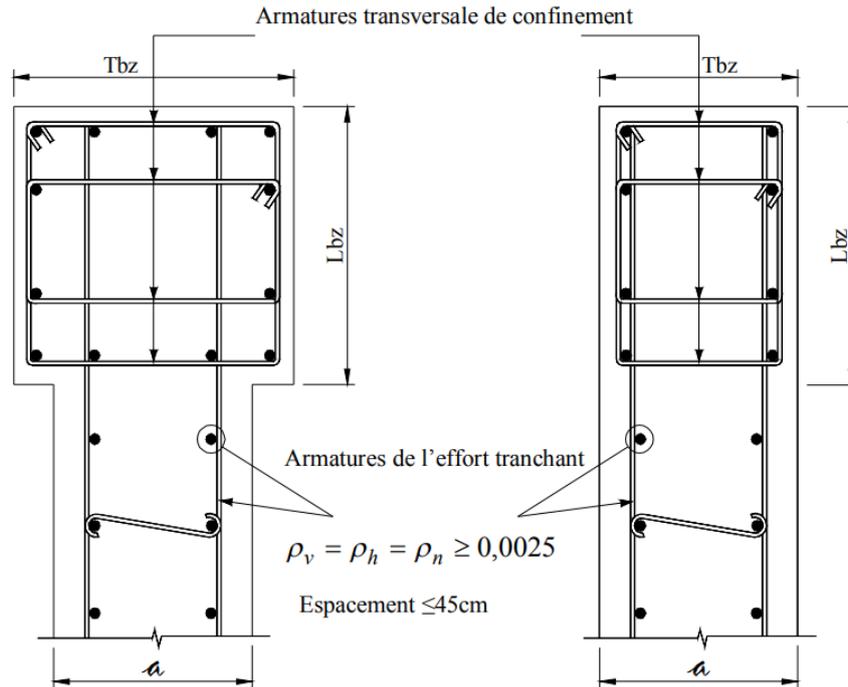


Figure V.27 : Exemples de ferraillage d'éléments de rive en zone critique [8].

#### V.4.3.8. Exemple de calcul détaillé pour le Voile "VX1"

##### V.4.3.8.1. Vérification de la stabilité du voile au flambement

$K = 0,8 ; a = 20 \text{ cm} ; h_s = 2,80 \text{ m}.$

La condition suivante doit être vérifiée :

$$P_u \leq \Phi \times P_n$$

Avec :

- $A_g = 3,415 \text{ m}^2$
- $P_u = 36346,29$

$$P_n = 0,55 \times f'_c \times A_g \times \left[ 1 - \left( \frac{K \times h_s}{32 \times a} \right)^2 \right] = 57685,75 \text{ kN}$$

$$\Phi \times P_n = 0,7 \times 57685,75 = 40380,03 \text{ kN} > P_u = 36346,29$$

##### V.4.3.8.2. Vérification de la résistance vis-à-vis de l'effort tranchant

Vérification si 02 nappes d'armatures dans l'âme du voile sont nécessaires pour assurer la résistance à l'effort tranchant.

On a :

- $V_u = 7722,83 \text{ kN}$
- $A_{cv} = 1,99 \text{ m}^2$

$$V_u = 7722,83 \text{ kN} < 0,083 \times A_{cv} \times \sqrt{f'_c} = 977,16 \text{ kN}$$

Non vérifiée.

Donc 02 nappes d'armatures verticales et horizontales sont nécessaires et disposées sur chaque face du mur reliées par des épingles

$$V_u = 7722,83 \text{ kN} < 0,664 \times A_{cv} \times \sqrt{f'_c} = 7817,27 \text{ kN}$$

Vérifiée.

Par conséquent le voile résiste à l'effort tranchant.

**V.4.3.8.2.a. Armatures d'âme nécessaires**

$(\rho_v ; \rho_h ; \rho_n) \geq 0,0025$  Avec un espacement  $S_{\max} \leq \text{Min}(3a ; 45 \text{ cm})$

La section d'armatures verticales et horizontales par mètre linéaire :

Armatures horizontales :

$$A_{h \min} = 0.0025 \times 20 \times 100 = 5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On opte pour deux nappes de 5T12/ml avec un espacement de  $S = 20 \text{ cm}$ .

$$A_{5T12} = 5,65 \times 2 = 11,3 \text{ cm}^2 > 5 \text{ cm}^2$$

Armatures verticales :

$$A_{v \min} = 0.0025 \times 20 \times 100 = 5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On opte pour deux nappes de 5T12/ml avec un espacement de  $S = 20 \text{ cm}$ .

$$A_{5T12} = 5,65 \times 2 = 11,3 \text{ cm}^2 > 5 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier que :

$$\Phi V_n > V_u$$

Et :

$$V_n = A_{cv} \times (\alpha_c \times 0,083 \times \sqrt{f'_c} + \rho_n \times f_y)$$

Avec :

- $\Phi = 0,75$
- $\alpha_c = 0,17$  pour  $\frac{h_w}{l_w} = \frac{57,6}{9,95} = 5,79 > 2$
- $\rho_n = \frac{A_s}{100 \times a} = \frac{11,3 \times 2}{100 \times 20} = 0,0113$ .

$$V_n = 11409,62 \text{ kN}$$

$$\Phi V_n = 0,75 \times 11409,62 = 8557,21 \text{ kN} > V_u = 7722,83 \text{ kN}$$

Vérifiée.

**V.4.3.8.2.b. Vérification Selon les « RPA 99 modif 2003 »**

$$\bar{V} = 1,4 \times V_u$$

Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales  $\rho_{\min} \geq 0,0025$

La vérification dans ces cas est la suivante :

$$\text{Il faut que : } \tau_u = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,2 \times f_{c28}$$

Avec

- $b_0$  : Epaisseur du voile.
- $d$  : Hauteur utile  $d = 0,9 \times h$ .

$$\tau_u = \frac{1,4 \times 7722,83 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 9950} = 6,04 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 0,2 \times 35 = 7 \text{ MPa}$$

Vérifiée.

**V.4.3.8.3. Calcul des armatures nécessaires à la flexion composée**

- $M_u = 184605,67 \text{ kN.m}$ .
- $P_u = 36346,29 \text{ kN}$ .
- $\delta_{ek} = 0.0851 \text{ m}$ .

**V.4.3.8.3.a. Limitation de l'effort normal de compression de calcul**

$$\text{Il faut que : } \frac{P_u}{P_0} \leq 0,35$$

$$\text{Avec : } P_0 = 0,85 \times f'_c \times (A_g - A_s) + A_s \times f_e$$

On prend un pourcentage minimum pour calcul et  $A_s$  soit  $\rho = 0,0025$

- $A_g = 3,415 \text{ m}^2$
- $A_s = 0.0025 \times 3,415 = 85,38 \text{ cm}^2$

$$P_0 = [0.85 \times 35 \times (3,415 \times 10^6 - 8538) + (8538 \times 500)] = 105611,24 \text{ kN}$$

$$\frac{P_u}{P_0} = \frac{36346,29}{105611,24} = 0,344 < 0,35$$

Vérifiée.

#### V.4.3.8.3.b. Armature de résistance à la flexion composée

En utilisant le logiciel **SOCOTEC**, la section d'armatures correspondante à un effort normal  $P_u = 36346,29$  kN et un moment  $M_u = 184605,67$  kN.m est égale à  $A_s = 74,22$  cm<sup>2</sup>

#### V.4.3.8.4. Dimensionnement des éléments de rives ou de bord

Calcul de  $L_{bz}$  par la **1<sup>ère</sup> approche** :

$$\text{Si : } \frac{P_u}{A_g} = \frac{36346,290}{3,415} \cdot 10^{-3} = 10,64 \text{ MPa} > 0,2 \times f_{c28} = 7 \text{ MPa}$$

Vérifiée.

$$\text{Pour } \frac{P_u}{P_0} = 0,35 \text{ on aura } L_{bz} = 0,25 \times l_w = 0,25 \times 9,95 = 2,48 \text{ m}$$

Calcul de  $L_{bz}$  par la **2<sup>ème</sup> approche** :

La distance de l'axe neutre par rapport à la fibre la plus comprimée de la section du voile

- $c = 1,71$  m
- $\delta_u = R \times \delta_e = 3,5 \times 0,0851 = 0,298$  m
- $\frac{\delta_u}{h_w} = \frac{0,298}{57,6} = 0,00517 > 0,007$

Non vérifiée.

Par conséquent la première approche suffit pour calculer  $L_{bz}$ .

On prend :  $L_{bz} = 2,45$  m ;  $T_{bz} = 0,95$  m

$$L_{bz} = 2,45 \text{ m} > L_{bz}^{RPA} = \frac{l_w}{10} = \frac{9,95}{10} = 1 \text{ m}$$

#### V.4.3.8.4.a. Armatures transversales dans la zone de confinement

$$A_h^t \geq 0,09 \times S_t \times h_c \times \frac{f_{bc}}{f_e}$$

Avec :

$$h_c = T_{bz} - 2 \times (\text{enrobage}) = 95 - 2 \times 4 = 87 \text{ cm}$$

$$S_t = \text{Min} \begin{cases} 0,25 \times T_{bz} = 0,25 \times 95 = 23,75 \\ 6 \times d_0 ; 6 \times 2 = 12 \text{ cm} \\ S_x \text{ avec } 10 \text{ cm} \leq 15 \text{ cm} \end{cases}$$

On choisit  $S_t = 10$  cm sur toute la hauteur de la section critique  $h_{cr}$ .

$$A_h^t \geq 0,09 \times S_t \times h_c \times \frac{f_{bc}}{f_e} = 5,48 \text{ cm}^2$$

On prend 8T10  $A_s^t = 6,28$  cm<sup>2</sup> dans la zone de confinement.

Hauteur de la zone critique :

- $l_w = 9,95$  m
- $h_w = 57,6$  m
- $V_u = 7722,83$  kN
- $M_u = 184605,67$  kN.m

$$h_{cr} = \text{Max} \left[ l_w ; \frac{M_u}{4V_u} \right] = \text{Max} [9,95 \text{ m} ; 5,98 \text{ m}] = 9,95 \text{ m}$$

Afin de simplifier la réalisation du voile, on considère les trois premiers niveaux comme zone critique.

**NB** : Le reste des voiles sont calculés dans l'annexe A.

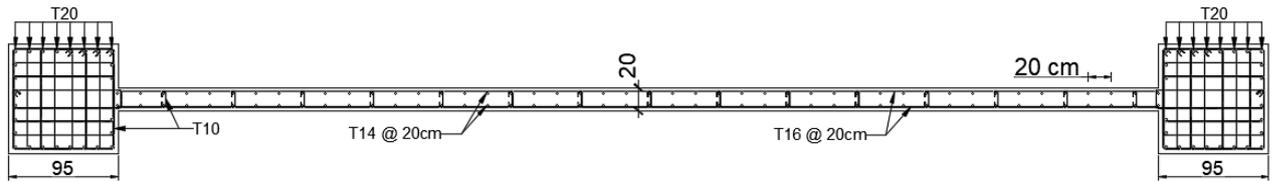


Figure V.28 : Ferrailage du voile VX1 selon la méthode ACI-318.

#### V.4.4. Ferrailage des voiles du sous-sol

Les forces sismiques n'ont théoriquement aucun effet sur les voiles du sous-sol car ces derniers sont ancrés dans le sol, ils travaillent donc en compression simple due au poids qu'ils reprennent. Afin de simplifier la réalisation, on prend le même ferrailage des voiles du 1<sup>er</sup> étage.

#### V.4.5. Ferrailage des linteaux

Les linteaux sont des poutres courtes bi-encastées dans les voiles ou trumeaux, sollicités en flexion simple. Le calcul des linteaux sera fait selon « RPA 99 modif 2003 ».

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,2 \times f_{c28}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1,4 \times V_u^{\text{cal}}$$

$V_u^{\text{cal}}$  : Effort tranchant de calcul.

$b_0$  : Epaisseur du linteau.

$d$  : Hauteur utile =  $0,9 \times h$ .

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

##### V.4.5.1. Premier cas

$$\tau_u \leq 0,06 \times f_{c28}$$

Les linteaux sont calculés en flexion simple.

Les aciers à distribuer dans le béton sont :

- $A_l$  : Aciers longitudinaux de flexion.
- $A_t$  : Aciers transversaux.
- $A_c$  : Aciers de peau.

##### V.4.5.1.1. Aciers Longitudinaux

Les aciers longitudinaux sont calculés par la formule :

$$A_l \geq \frac{M}{f_e \times Z}$$

Avec :

$$Z = h - 2d'$$

$d'$  : L'enrobage.

$M$  : Moment dû à l'effort tranchant.

##### V.4.5.1.2. Aciers Transversaux

Il y a deux cas de figure.

##### V.4.5.1.2.a. linteaux longs ( $\lambda_g = \frac{l}{h} > 1$ )

$$S \leq \frac{A_t \times f_e \times Z}{\bar{V}}$$

Avec :

S : Espacement des cours d'armatures transversales.

$A_t$  : Section d'armatures transversales.

l : Portée du linteau.

#### V.4.5.1.2.b. Linteaux courts ( $\lambda_g = \frac{l}{h} \leq 1$ )

$$S \leq \frac{A_t \times f_e \times l}{V + A_t \times f_e}$$

Avec :

$$V = \text{Min} (V_1, V_2)$$

$$\text{Où : } V_2 = 2 \times V_u^{\text{cal}}$$

$$V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

$M_{ci}, M_{cj}$  : Moment résistants ultimes des sections d'about des extrémités du linteau de portée  $l_{ij}$  :

$$M_c = A_t \times f_e \times Z$$

#### V.4.5.2. Deuxième cas

$$\tau_b > 0,06 \times f_{c28}$$

Dans ce cas il y a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armature de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les efforts (M, V) sont repris suivant des bielles diagonales (compression et traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales  $A_D$  à disposer obligatoirement.

Le calcul de  $A_D$  se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2 \times f_e \times \sin \alpha}$$

Avec :

$$\text{tg } \alpha = \frac{h-2d}{l}$$

$$V = V_u^{\text{cal}} \text{ (sans majoration)}$$

$$\text{Longueur d'ancrage : } L_s = \frac{h}{4} + 50 \times \emptyset$$

#### V.4.5.3. Ferrailage minimal

##### V.4.5.3.1. Armatures longitudinales $A_l$ et $A_l'$

$$(A_l, A_l') \geq 0,0015 \times b \times h$$

$A_l$  : Armatures inférieurs.

$A_l'$  : Armatures supérieures.

##### V.4.5.3.2. Armatures transversales $A_t$

$$\text{Si } \tau_b \leq 0,025 \times f_{c28} \quad \rightarrow \quad A_t \geq 0,0015 \times b \times S_t$$

$$\text{Si } \tau_b > 0,025 \times f_{c28} \quad \rightarrow \quad A_t \geq 0,0025 \times b \times S_t$$

$$\text{Espacement des cadres : } S_t \leq \frac{h}{4}$$

##### V.4.5.3.3. Armatures de peau $A_c$

$$A_c \geq 0,002 \times b \times h \text{ (en deux nappes)}$$

##### V.4.5.3.4. Armatures diagonales $A_D$

$$\text{Si } \tau_b \leq 0,06 \times f_{c28} \quad A_D = 0$$

$$\text{Si } \tau_b > 0,06 \times f_{c28} \quad A_D \geq 0,0015 \times b \times h$$

**V.4.5.4. Exemple de calcul du linteau LX1**

$h = 100 \text{ cm} ; l = 2,75 \text{ m} ; b = 20 \text{ cm} ; V = 698,28 \text{ kN}$ .

$\tau_b = 3,88 \text{ MPa} > 7 \text{ MPa} \rightarrow 2^{\text{ème}} \text{ cas}$

- Armatures longitudinales :

$A_l = A_l' > 0,0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2$  on prend 2T14  $A_s = 3,08 \text{ cm}^2$

- Armatures de peau :

$A_c > 0,002 \times 20 \times 100 = 4 \text{ cm}^2$  on prend 4T12  $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$  en deux nappes.

- Armatures transversales :

$\lambda_g = 2,75 > 1 \rightarrow 1^{\text{er}} \text{ cas}$

$100 \leq \frac{A_t \times 500 \times 900}{698280} \rightarrow A_t > 1,55 \text{ cm}^2$

$\tau_b = 3,88 \text{ MPa} > 0,025 \times f_{c28} = 0,875 \text{ MPa}$

$A_t = 1,55 \text{ cm}^2 > 0,0025 \times 20 \times 25 = 1,25 \text{ cm}^2$  pour  $S_t^{\text{max}} = \frac{h}{4} = 25 \text{ cm}$

On prend 2T10  $A_s = 1,57 \text{ cm}^2$   $S_t = 10 \text{ cm}$ .

- Armatures diagonales :

$\text{tg } \alpha = \frac{100 - 2 \times 5}{275} = 0,33 \rightarrow \alpha = 18,26^\circ$

$A_D = \frac{698280}{2 \times 500 \times \sin 18,26} = 22,45 \text{ cm}^2 > 0,0015 \times b \times h = 3 \text{ cm}^2$

Vérfiée.

On prend 2x6T16  $A_s = 24,13 \text{ cm}^2$

Longueur d'ancrage :  $L_s > 105 \text{ cm}$ .

**V.4.5.5. Ferrailage des linteaux restants**

**Tableau V.26 :** Calcul du ferrailage des linteaux.

Linteaux	$\tau_b$ (MPa)	$A_l$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_c$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$\alpha$ (°)	$A_D$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$L_s$ (cm)
			$A_l^{\text{adp}}$		$A_t^{\text{adp}}$		$A_c^{\text{adp}}$			$A_D^{\text{adp}}$	
<b>LX1</b> $l=2,75\text{m}$	3,88	3	2T14	1,55	2T10	4	4T12	18,12	22,45	2x6T16	105
			3,08		1,57		4,52			24,13	
<b>LX2-3</b> $l=2,30\text{m}$	3,31	3	2T14	1,32	2T10	4	4T12	21,37	16,33	2x6T14	95
			3,08		1,57		4,52			18,47	
<b>LX4</b> $l=1,40\text{m}$	1,90	5,35	4T14	0,76	2T10	4	4T12	/	/	/	/
			6,16		1,57		4,52			/	
<b>LY1-2</b> $l=2,30\text{m}$	4,08	3	2T14	1,63	2T12	4	4T12	21,37	20,18	2x6T16	105
			3,08		2,26		4,52			24,13	
<b>LY3</b> $l=1,95\text{m}$	1,24	5,24	4T14	0,50	2T10	4	4T12	/	/	/	/
			6,16		1,57		4,52			/	

## Chapitre VI : Etude des fondations.

### VI.1. Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées des parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc une partie essentielle de l'ouvrage car leur rupture est synonyme d'effondrement de la structure [4].

La charge d'une structure peut être transmise au sol par les fondations soit directement (semelles, radiers) soit indirectement (pieux) [4].

### VI.2. Caractéristiques du sol

- Contrainte admissible  $\overline{\sigma}_{\text{sol}}$  est égale à 200 kPa.
- Classification : sol meuble.

### VI.3. Choix des fondations

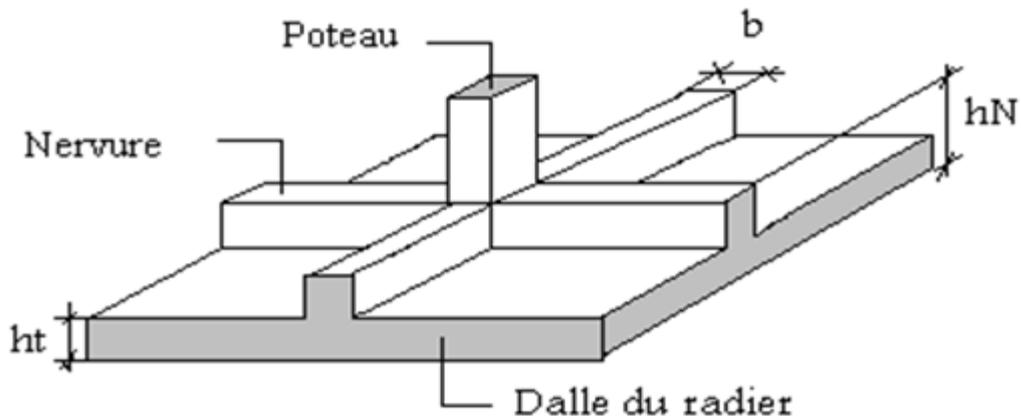


Figure VI.1 : Schéma du radier nervuré.

Etant donné que les charges de la structure sont relativement importantes, l'utilisation des fondations de type « radier » semble plus probable. Il faudra que l'inégalité suivante soit vérifiée :

$$\frac{S_{\text{fondation}}}{S_{\text{structure}}} \geq 0,50$$

Calcul de  $S_{\text{fondation}}$  :

$$\frac{N_{\text{fondation}}}{S_{\text{structure}}} \leq \overline{\sigma}_{\text{sol}}$$

Avec :  $N_G = 161545,075 \text{ kN}$

$N_Q = 34520,15 \text{ kN}$

$S_{\text{structure}} = 1431 \text{ m}^2$

Afin de prendre en considération le poids propre des fondations on devra majorer la charge permanente leur revenant de 10%.

$$\frac{N_{\text{fondation}}}{S_{\text{fondation}}} \leq \overline{\sigma}_{\text{sol}} \rightarrow \frac{1,1 \times N_G + N_Q}{S_{\text{fondation}}} \leq \overline{\sigma}_{\text{sol}} \rightarrow S_{\text{fondation}} \geq \frac{1,1 \times N_G + N_Q}{\overline{\sigma}_{\text{sol}}}$$

$$S_{\text{fondation}} \geq \frac{1,1 \times 161545,075 + 34520,15}{200} = 1061,1 \text{ m}^2$$

$$\frac{N_{\text{fondation}}}{S_{\text{structure}}} = \frac{1061,1}{1680} = 0,63 > 0,50$$

Vérifiée.

Par conséquent le type de fondation adéquat est « le radier ».

#### VI.4. Dimensionnement du radier

##### VI.4.1. Epaisseur de la dalle

L'épaisseur de la dalle d'un radier est généralement supérieure au vingtième de la plus grande portée entre poteaux :

$$h_0 \geq \frac{L_{\text{max}}}{20} = \frac{900}{20} = 45 \text{ cm}$$

Avec :  $h_0$  : Epaisseur de la dalle du radier.

$L_{\text{max}}$  : Portée libre maximale entre poteaux.

On prend :  $h_0 = 50 \text{ cm}$

##### VI.4.2. Hauteur de la nervure

###### VI.4.2.1. Condition forfaitaire

$$h_N \geq \frac{L_{\text{max}}}{10} = \frac{900}{10} = 90 \text{ cm}$$

Avec :  $h_{N1}$  : Hauteur de la nervure.

###### VI.4.2.2. Condition de rigidité

Un radier est considéré rigide si la condition suivante est vérifiée :  $\frac{\pi}{2} \times L_e \geq L_{\text{max}}$

$$\text{Avec : } L_e : \text{Longueur élastique, } L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b_{\text{sf}}}} \quad (1)$$

Où :  $E$  : Module d'élasticité du béton.

$$I : \text{Inertie de la section du radier. } I = \frac{b_N \times h_N^3}{12}$$

$$B_{\text{sf}} : \text{Largeur de la surface de contact de la nervure. } B_{\text{sf}} = \frac{L_G + L_D}{2}$$

$K$  : Coefficient de réaction du sol.  $K = 5 \text{ MPa/ml}$  pour un très mauvais sol.

$K = 40 \text{ MPa/ml}$  pour un sol moyen.

$K = 120 \text{ MPa/ml}$  pour un très bon sol.

Pour un sol moyen on prendra  $K = 40 \text{ MPa/ml}$ .

(1) Devient :

$$h_N \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times K \times b_{\text{sf}} \times L_{\text{max}}^4}{E \times b_N \times \pi^4}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times 9 \times 9^4}{12102,95 \times 0,95 \times 3,14^4}} = 4,66 \text{ m}$$

On prend :  $h_{N2} = 4,70 \text{ m}$

###### VI.4.2.3. Condition de flèche

$$f_{\text{Nervure}} = \frac{5 \times q_{\text{sol}} \times L^4}{384 \times E \times I} \leq \bar{f} = 0,5 + \frac{900}{1000} = 1,4 \text{ cm}$$

Avec :  $q_{\text{sol}}$  : Charge linéaire du sol.  $q_{\text{sol}} = \sigma_{\text{sol}} \times B_{\text{sf}} = 200 \times 9 = 1800 \text{ kN/ml}$

$E$  : Module d'élasticité du béton.

$$I : \text{Inertie de la section du radier. } I = \frac{b_N \times h_N^3}{12}$$

$L$  : Longueur libre de la nervure.

$$f_{\text{Nervure}} = \frac{5 \times 1800 \times 10^3 \times 9^4}{384 \times 12102,95 \times 10^6 \times \frac{0,95 \times h_N^3}{12}} \leq \bar{f} = 1,4 \times 10^{-2} \text{ m}$$

$$h_N \geq 2,25 \text{ m}$$

On prend :  $h_{N3} = 2,30 \text{ m}$

#### VI.4.2.4. Conclusion

Pour des raisons économiques, on considèrera le radier comme souple avec les dimensions suivantes :

- Epaisseur de la dalle du radier :  $h_0 = 50 \text{ cm}$
- Dimensions des nervures :  $\begin{cases} b_N = 95 \text{ cm} \\ h_N = 230 \text{ cm} \end{cases}$

#### VI.4.3. Caractéristiques géométriques du radier

$$\text{Centre de gravité : } \begin{cases} \bar{X}_G = 18,586 \text{ m} \\ \bar{Y}_G = 22,401 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{Moments d'inertie : } \begin{cases} I_{xx} = 2.7654 \times 10^5 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 1.9409 \times 10^5 \text{ m}^4 \end{cases}$$

#### VI.5. Vérifications du radier

##### VI.5.1. Stabilité

##### VI.5.1.1. Méthode forfaitaire

La condition suivante doit être vérifiée :  $\frac{M_S}{M_R} > 1,50$

Avec :  $M_S$  : Moment stabilisateur dû au poids propre.

$M_R$  : Moment de renversement dû aux forces sismiques.  $M_R = \sum M_0 + V_0 \times h$

Où :  $M_0$  : Moment à la base de la structure.

$V_0$  : Effort tranchant à la base de la structure.

$h$  : Profondeur du sous-sol de la structure.

Suivant x-x :

- $M_0 = 1443123,5 \text{ kN.m.}$
- $V_0 = 18989,826 \text{ kN.}$
- $h = 4,20 \text{ m.}$

$$M_R = 1522880,77 \text{ kN.m}$$

Et :

$$N_{G,T} = N_G + N_{G,\text{Radier}} = 199612,225 + 21000 = 220612,225 \text{ kN}$$

$$M_S = N_{G,T} \times \bar{Y}_G = 220612,225 \times 22,401 = 4941934,452 \text{ kN}$$

$$\frac{M_S}{M_R} = 3,25 > 1,50$$

Vérifiée.

Suivant y-y :

- $M_0 = 748146,12 \text{ kN.m.}$
- $V_0 = 16699,68 \text{ kN.}$
- $h = 4,20 \text{ m.}$

$$M_R = 818284,78 \text{ kN.m}$$

Et :

$$N_{G,T} = N_G + N_{G, \text{Radier}} = 199612,225 + 21000 = 220612,225 \text{ kN}$$

$$M_S = N_{G,T} \times \overline{X}_G = 220612,225 \times 18,586 = 4100298,81 \text{ kN}$$

$$\frac{M_S}{M_R} = 5,01 > 1,50$$

Vérifiée.

### VI.5.1.2. Méthode des « RPA 99 modif 2003 »

Il convient que l'excentricité des charges soit inférieure au quart de la dimension de la structure dans le sens de calcul :

$$e_0 = \frac{M_R}{N_R} \leq \frac{B}{4}$$

Suivant x-x :

$$e_0 = \frac{1522880,77}{220612,225} = 6,90 \text{ m} \leq \frac{B}{4} = \frac{44,5}{4} = 11,12 \text{ m}$$

Vérifiée.

Suivant y-y :

$$e_0 = \frac{818284,78}{220612,225} = 3,71 \text{ m} \leq \frac{B}{4} = \frac{38,6}{4} = 9,65 \text{ m}$$

Vérifiée.

Par conséquent, le bâtiment est stable vis-à-vis du renversement.

## VI.5.2. Contraintes

### VI.5.2.1. Sollicitations du premier genre

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{220612,225}{1680} = 131,32 \text{ kPa} < \overline{\sigma}_{\text{sol}} = 200 \text{ kPa}$$

### VI.5.2.2. Sollicitations du second genre

$$\sigma_{1/2} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} \pm \frac{M_R}{I} \times V_x$$

$$\sigma_{1/2} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} \pm \frac{M_R}{I} \times V_y$$

$V_x$  : Fibre extrême par rapport à  $\overline{X}_G$  suivant la direction x-x.

$V_y$  : Fibre extrême par rapport à  $\overline{Y}_G$  suivant la direction y-y.

Les inéquations suivantes doivent être vérifiées :

- $\sigma_1 \leq 1,5 \times \overline{\sigma}_{\text{sol}} = 300 \text{ kPa}$ .
- $\sigma_2 \geq 0$  (pas de traction).
- $\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \frac{4}{3} \overline{\sigma}_{\text{sol}} = 266 \text{ kPa}$ .

**Tableau VI.1** : Contraintes dans le sol sous le radier.

	$\sigma_1$ (kPa)	$\sigma_2$ (kPa)	$\sigma_m$ (kPa)
<b>Suivant x-x</b>	254,68	9,61	193,41
<b>Suivant y-y</b>	209,68	46,94	169
<b>Vérification</b>	$\sigma_1 \leq 300 \text{ kPa}$	$\sigma_2 \geq 0$	$\sigma_{\text{moy}} \leq 266 \text{ kPa}$
<b>Observation</b>	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

## VI.6. Ferrailage du radier

Un radier peut être représenté par un plancher renversé constitué d'une dalle en béton armé chargée uniformément par la pression du sol, de nervures qui jouent le rôle des poutres, et de poteaux qui représentent les appuis. Par conséquent, calculer le ferrailage du radier revient à calculer le ferrailage d'un plancher en béton armé (voir chapitre III).

### VI.6.1. Ferrailage de la dalle

#### VI.6.1.1. Evaluation des charges

$$\text{À l'ELU : } \sigma_u = \frac{1,35 \times P_{\text{radier}} + P_u}{S_{\text{radier}}} = \frac{1,35 \times 21000 + 274739}{1680} = 180,41 \text{ kPa}$$

$$\text{À l'ELS : } \sigma_u = \frac{P_{\text{radier}} + P_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{21000 + 199612,225}{1680} = 131,32 \text{ kPa}$$

#### VI.6.1.2. Calcul des efforts internes

$$L_x = 9 \text{ m.}$$

$$L_y = 9 \text{ m.}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{9}{9} = 1 > 0,4 \rightarrow \text{les panneaux travaillent dans deux sens.}$$

À l'ELU :

$$M_x = \mu_x \times P_u \times L_x^2$$

$$M_x = 0,036 \times 180,41 \times 9^2 = 526,08 \text{ kN.m/ml}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

$$M_y = 1 \times 1,86 = 526,08 \text{ kN.m/ml}$$

À l'ELS :

$$M_x = \mu_x \times P_{\text{ser}} \times L_x^2$$

$$M_x = 0,044 \times 131,32 \times 9^2 = 468,02 \text{ kN.m/ml}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

$$M_y = 1 \times 468,02 = 468,02 \text{ kN.m/ml}$$

Pour les moments sur appui et en travée on a :

- Travée de rive :
  - Appui de rive  $\rightarrow M_a = 0,3 \times M_x$
  - Appui intermédiaire  $\rightarrow M_i = 0,5 \times M_x$
  - Travée de rive  $\rightarrow M_t = 0,85 \times M_x$
- Travée intermédiaire :
  - Appui d'extrémité  $\rightarrow M_i = 0,5 \times M_x$
  - Travée intermédiaire  $\rightarrow M_t = 0,75 \times M_x$
- Travée unique :
  - Travée  $\rightarrow M_t = 0,95 \times M_x$
  - Appui  $\rightarrow M_a = 0,3 \times M_x$

**Tableau VI.2 :** Moments maximaux de la dalle.

	ELU		ELS	
	M <sub>t</sub> (kN.m)	M <sub>a</sub> (kN.m)	M <sub>t</sub> (kN.m)	M <sub>a</sub> (kN.m)
<b>Sens x-x</b>	447,17	263,04	397,82	234,01
<b>Sens y-y</b>	447,17	263,04	397,82	234,01

#### VI.6.1.3. Calcul du ferrailage de la dalle

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 50 \text{ cm} ; d = 45 \text{ cm} ; f_e = 500 \text{ MPa} ; f_{c28} = 35 \text{ MPa} ; f_{i28} = 2,7 \text{ MPa} ; f_e = 500 \text{ MPa.}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3 : Calcul du ferrailage de la dalle.

	Sens	M <sub>u</sub> (kN.m)	μ	μ < μ <sub>R</sub>	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	α	Z (cm)	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
Travée	X-X	447,17	0,111	Oui	0	0,147	423,5	24,29	5,59	16T20	50,27
	Y-Y	447,17	0,111	Oui	0	0,147	423,5	24,29	5,59	16T20	50,27
Appuis	X-X	263,04	0,066	Oui	0	0,085	434,7	13,92	5,59	16T16	32,17
	Y-Y	263,04	0,066	Oui	0	0,085	434,7	13,92	5,59	16T16	32,17

#### VI.6.1.4. Vérifications

##### VI.6.1.4.1. Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 5,59 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée : } A_s = 25,12 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 5,59 \text{ cm}^2$$

Vérifiée.

$$\text{Sur appui : } A_s = 14,07 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 5,59 \text{ cm}^2$$

Vérifiée.

##### VI.6.1.4.2. Espacement

###### En Travée :

$$\text{Sens x-x : } e = \frac{100}{8} = 12,5 \text{ cm}$$

$$\text{On prend } e = 10 \text{ cm} < \text{Min}(3h ; 33 \text{ cm}) = \text{Min}(150 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Vérifiée.

$$\text{Sens y-y : } e = \frac{100}{8} = 12,5 \text{ cm}$$

$$\text{On prend esp} = 10 \text{ cm} < \text{Min}(4h ; 45 \text{ cm}) = \text{Min}(200 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Vérifiée.

###### Sur Appuis :

$$\text{Sens x-x : } e = \frac{100}{8} = 12,5 \text{ cm}$$

$$\text{On prend } e = 10 \text{ cm} < \text{Min}(3h ; 33 \text{ cm}) = \text{Min}(150 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Vérifiée.

$$\text{Sens y-y : } e = \frac{100}{8} = 12,5 \text{ cm}$$

$$\text{On prend } e = 10 \text{ cm} < \text{Min}(4h ; 45 \text{ cm}) = \text{Min}(200 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Vérifiée.

##### VI.6.1.4.3. Effort tranchant

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{d} \leq \bar{\tau}_u = 0,047 \times f_{c28} = 1,75 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{P_u \times L_x \times L_y}{2L_x + L_y} = \frac{180,41 \times 9 \times 9}{2 \times 9 + 9} = 541,23 \text{ kN/ml}$$

$$T_y = \frac{P_u \times L_x}{3} = \frac{180,41 \times 9}{3} = 541,23 \text{ kN/ml}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max} \{T_x ; T_y\} = T_x = 541,23 \text{ kN/ml}$$

$$\tau_u = \frac{541,23}{450} = 1,203 \text{ MPa} < 1,75 \text{ MPa}$$

Vérifiée → ferrailage d'âme non nécessaire.

##### VI.6.1.4.4. Contraintes

$$\sigma_{bc \max} = \frac{M_{ser}}{I} \times y < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \eta \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \text{Max} (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}) \right\}$$

« y » étant la solution de l'équation suivante :

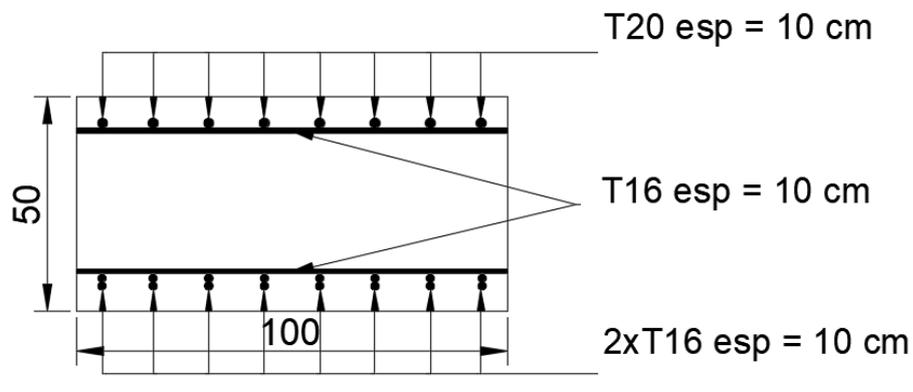
$$b \times y^2 + 30 \times (A_s + A'_s) \times y - 30 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Moment d'inertie : } I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A_s \times (d - y)^2 + 15 \times A'_s \times (y - c')^2$$

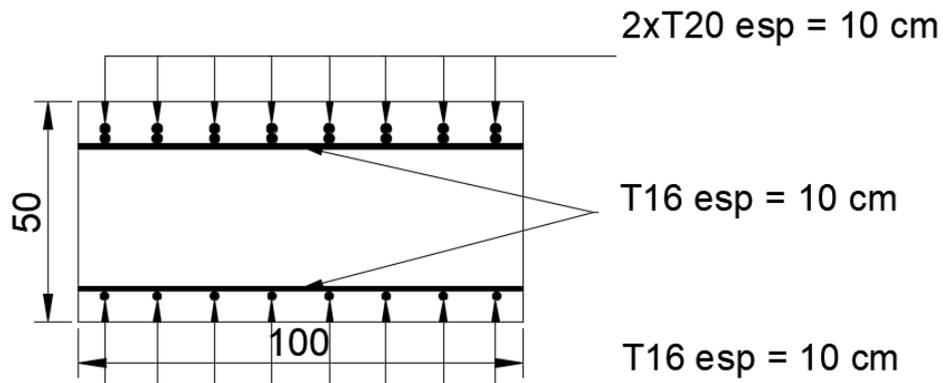
Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI.4 : Vérification des contraintes de la dalle.**

	Sens	M <sub>ser</sub> (kN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub>	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> ≤ σ̄ <sub>s</sub>
Travée	X-X	447,17	50,27	18,4	784492	10,47	Vérifiée	227,74	Vérifiée
	Y-Y	447,17	50,27	18,4	674825	12,35	Vérifiée	242,09	Vérifiée
Appuis	X-X	263,04	32,17	14,8	584365	6,65	Vérifiée	204,12	Vérifiée
	Y-Y	263,04	32,17	14,8	495045	8,37	Vérifiée	217,17	Vérifiée



**Figure VI.2 : Ferrailage de la dalle du radier sur appui par ml (cm).**



**Figure VI.3 : Ferrailage de la dalle du radier en travée par ml (cm).**

### VI.6.2. Ferrailage des nervures

#### VI.6.2.1. Calcul des efforts internes

$$\text{On a }^{[1]} : M_0 = \frac{q \times L^2}{8}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \times M_0$$

$$\text{Sur appui : } M_a = 0,50 \times M_0$$

**VI.6.2.2. Calcul du ferrailage des nervures**

$b = 95 \text{ cm} ; h = 230 \text{ cm} ; d = 210 \text{ cm} ; f_e = 500 \text{ MPa} ; f_{c28} = 35 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,7 \text{ MPa} ; f_e = 500 \text{ MPa}.$

**Tableau VI.5 :** Calcul du ferrailage des nervures.

	$M_0$ (kN.m)	$M_u$ (kN.m)	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A_s'$ (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	$Z$ (cm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix
Travée	5204	4423,4	0,053	Oui	0	0,068	204	49,8	24,78	20T25
Appuis		2601	0,031	Oui	0	0,039	207	28,94	24,78	7T25+ 7T20

**VI.6.2.3. Vérifications**

**VI.6.2.3.1. Condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_s^{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 24,78 \text{ cm}^2$$

En travée :  $A_s = 98,17 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 24,78 \text{ cm}^2$  Vérifiée.

Sur appui :  $A_s = 56,35 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 24,78 \text{ cm}^2$  Vérifiée.

**VI.6.2.3.2. Espacement**

**En Travée :**

Horizontalement :  $e_h = \frac{95 - 2 \times 4 - 7 \times 2,5}{6} = 11,58 \text{ cm}$

On prend :  $e_h = 10 \text{ cm} > \text{Max}(\emptyset ; 1,5 \times c_g) = \text{Max}(2,5 \text{ cm} ; 3,75 \text{ cm}) = 3,75 \text{ cm}$  Vérifiée.

Verticalement :  $e_v > \text{Max}(\emptyset ; c_g) = \text{Max}(2,5 \text{ cm} ; 2,5 \text{ cm}) = 2,5 \text{ cm}$

On prend :  $e_v = 5 \text{ cm} > 2,5 \text{ cm}$  Vérifiée.

**Sur Appuis :**

Horizontalement :  $e_h = \frac{95 - 2 \times 4 - 7 \times 2}{6} = 12,17 \text{ cm}$

On prend :  $e_h = 10 \text{ cm} > \text{Max}(\emptyset ; 1,5 \times c_g) = \text{Max}(2 \text{ cm} ; 3,75 \text{ cm}) = 3,75 \text{ cm}$  Vérifiée.

**VI.6.2.3.3. Effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \{0,1 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\} = 3,5 \text{ MPa}$$

$$T_u = 2311,2 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{2311,2 \times 10^3}{950 \times 2100} = 1,158 \text{ MPa} < 3,5 \text{ MPa}$$
 Vérifiée.

**VI.6.2.3.4. Contraintes**

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI.6 :** Vérification des contraintes des nervures.

	$M_{ser}$ (kN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$Y$ (cm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Travée	4042,3	98,17	64,75	40324561	6,49	Vérifiée	218,41	Vérifiée
Appuis	2377,8	56,35	50,17	26060420	4,58	Vérifiée	218,75	Vérifiée

**VI.6.2.4. Armatures transversales**

$$\begin{cases} S_t \leq \text{Min} (0,9d ; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{b \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \times f_{c28} \times K}{0,8 \times f_e} & K = 1 & [1] \\ \frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \text{Max} \left( \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_t = 0,003 \times S_t \times b \\ S_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{4} ; 12\phi_l \right) & \text{Z.N} & [2] \\ S_t \leq \frac{h}{2} & \text{Z.C} \end{cases}$$

Avec :

$S_t$  : Espacement entre cadres.

$\phi_l$  : Diamètre minimal armatures longitudinales.

$\phi_t$  : Diamètre minimal des armatures transversales.

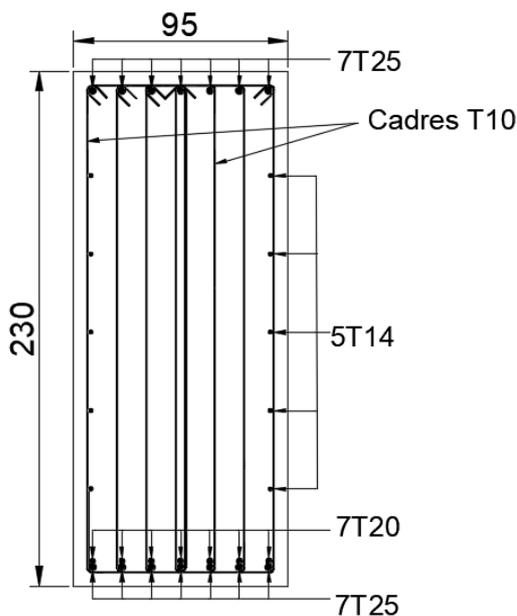
$b = 95 \text{ cm} ; h = 230 \text{ cm} ; d = 210 \text{ cm} ; f_e = 500 \text{ MPa} ; \tau_u = 1,158 \text{ MPa}$ .

**Tableau VI.7 : Contrainte tangentielle et ferrailage transversal des nervures.**

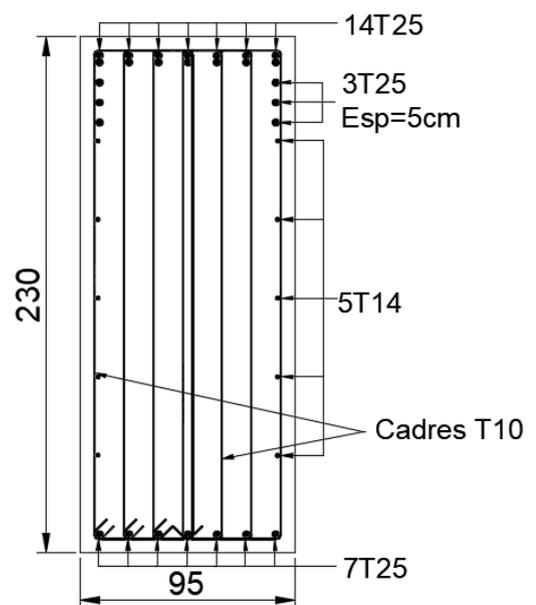
Section	$T_u$ (kN)	$\tau_u$ (MPa)	$S_t$ (cm)		$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
			Z.N	Z.C			
<b>95×230</b>	2311,2	1,158	20	20	5,7	8T10	6,28

**VI.6.2.5. Armatures de peau**

Dans le cas des âmes de grande hauteur, le risque d'apparition de fissures relativement ouvertes en dehors de la zone efficacement armée par des armatures disposées au voisinage de la fibre extrême est plus important. Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne de l'âme, leur rôle est de confiner le béton et empêcher les éventuelles fissures dues à l'absence d'armatures dans les parois verticales des poutres. Leur section est d'au moins 3 cm<sup>2</sup> par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction [1].  $A_c = 3 \times 2 = 6 \text{ cm}^2$  on prend **6T12**  $A_c = 6,79 \text{ cm}^2$ .



**Figure VI.4 : Ferrailage des nervures sur appui A-A (cm).**



**Figure VI.5 : Ferrailage des nervures en travée B-B (cm).**

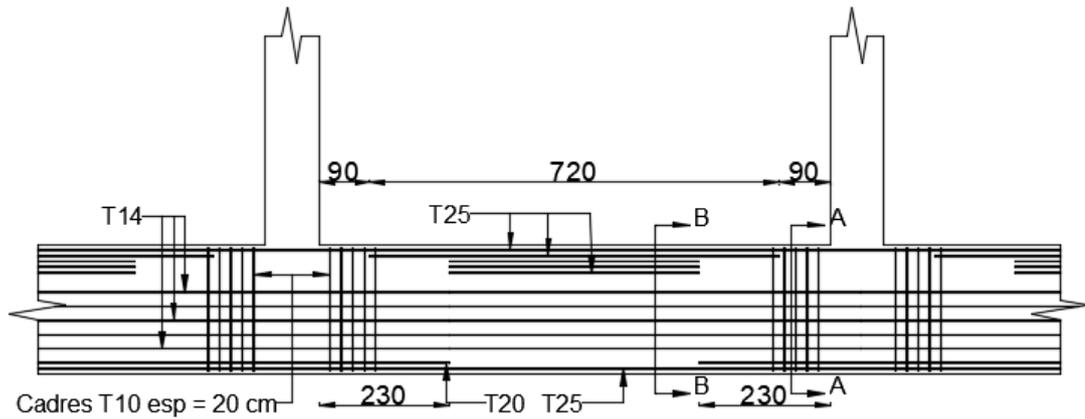


Figure VI.6 : Coupe longitudinale et arrêts de barres des nervures (cm).

## VI.7. Voile périphérique

### VI.7.1. Introduction

Les ossatures au-dessous du niveau de base, formées de poteaux courts (par exemple les vides sanitaires) doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations (semelles, radier...) et le niveau de base <sup>[2]</sup>. Dans le cas de notre structure, les voiles périphériques sont disposés sur toute la hauteur et la périphérie du sous-sol.

### VI.7.2. Dimensions et exigences

Les voiles périphériques doivent vérifier les conditions suivantes <sup>[2]</sup>:

- Epaisseur  $e \geq 15$  cm. On prendra  $e = 25$  cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les ouvertures dans les voiles ne doivent pas réduire leur rigidité de manière importante.

### VI.7.3. Evaluation des charges

Les voiles travaillent comme des dalles verticales reposantes sur les poutres, fondations et poteaux du sous-sol soumis à des charges horizontales générées par la poussée des terres.

$$L_x = 4,20 - 0,80 = 3,40 \text{ m}$$

$$L_y = 9,00 - 0,50 = 8,50 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,20}{8,50} = 0,49 > 0,4 \rightarrow \text{les panneaux travaillent dans deux sens.}$$

La pression horizontale à la base du voile :  $P_{\text{base}} = K \times \gamma \times L_x$

La résultante de pression horizontale :  $P_G = K \times \gamma \times \frac{L_x^2}{2}$

Avec :  $K = 0,5$ .

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$P_G = 57,8 \text{ kN/ml}$$

$$P_{G,u} = 78 \text{ kN/ml}$$

### VI.7.4. Calcul des efforts internes

À PELU :

$$M_x = \mu_x \times P_{G,u} \times L_x^2$$

$$M_x = 0,098 \times 78 \times 3,40^2 = 88,36 \text{ kN.m/ml}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

$$M_y = 0,25 \times 88,36 = 22,09 \text{ kN.m/ml}$$

À l'ELS :

$$M_x = \mu_x \times P_G \times L_x^2$$

$$M_x = 0,1013 \times 57,8 \times 3,40^2 = 67,69 \text{ kN.m/ml}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

$$M_y = 0,358 \times 67,69 = 24,23 \text{ kN.m/ml}$$

Tableau VI.8 : Moments maximaux du voile périphérique.

	ELU		ELS	
	M <sub>t</sub> (kN.m)	M <sub>a</sub> (kN.m)	M <sub>t</sub> (kN.m)	M <sub>a</sub> (kN.m)
Sens x-x	75,11	26,51	57,54	20,31
Sens y-y	18,78	11,05	20,60	12,12

### VI.7.5. Calcul du ferrailage des voiles périphériques

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 25 \text{ cm} ; d = 21 \text{ cm} ; f_e = 500 \text{ MPa} ; f_{c28} = 35 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,7 \text{ MPa} ; f_e = 500 \text{ MPa}.$$

Tableau VI.9 : Calcul du ferrailage des voiles périphériques.

	Sens	M <sub>u</sub> (kN.m)	μ	μ < μ <sub>R</sub>	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	α	Z (cm)	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
Travée	X-X	75,11	0,086	Oui	0	0,113	200,5	8,61	2,51	7T16	14,07
	Y-Y	18,78	0,021	Oui	0	0,027	207,7	2,08	2,00	5T12	5,65
Appuis	X-X	26,51	0,030	Oui	0	0,038	206,8	3,67	2,95	7T16	14,07
	Y-Y	11,05	0,013	Oui	0	0,016	208,7	1,22	2,00	5T12	5,65

### VI.7.6. Vérifications

#### VI.7.6.1. Condition de non-fragilité<sup>[1]</sup>

$$L_x = 3,4 \text{ m} ; L_y = 8,5 \text{ m} ; \rho_0 = 0,08\% \text{ (feE 500 HA } \varnothing > 6 \text{ mm)} ; \rho = 0,49 ; b = 100 \text{ cm} ; h = 25 \text{ cm}.$$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times h \\ A_y \geq \rho_0 \times b \times h \end{cases}$$

En travée :

$$\text{Sens x-x : } A_x = 14,07 \text{ cm}^2 > A_s^{\text{min}} = 2,51 \text{ cm}^2$$

Vérifiée.

$$\text{Sens y-y : } A_y = 5,65 \text{ cm}^2 > A_s^{\text{min}} = 2 \text{ cm}^2$$

Vérifiée.

Sur appui :

$$\text{Sens x-x : } A_x = 14,07 \text{ cm}^2 > A_s^{\text{min}} = 2,51 \text{ cm}^2$$

Vérifiée.

$$\text{Sens y-y : } A_y = 5,65 \text{ cm}^2 > A_s^{\text{min}} = 2 \text{ cm}^2$$

Vérifiée.

#### VI.7.6.2. Espacement

$$\text{Sens x-x : } \text{esp} = \frac{100}{7} = 14,29 \text{ cm}$$

$$\text{On prend } \text{esp} = 10 \text{ cm} < \text{Min} (3h ; 33 \text{ cm}) = \text{Min} (75 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Vérifiée.

$$\text{Sens y-y : } \text{esp} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$\text{On prend } \text{esp} = 20 \text{ cm} < \text{Min} (4h ; 45 \text{ cm}) = \text{Min} (100 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Vérifiée.

**Sur Appuis :**

Sens x-x :  $esp = \frac{100}{7} = 14,29 \text{ cm}$

On prend  $esp = 10 \text{ cm} < \text{Min} (3h ; 33 \text{ cm}) = \text{Min} (75 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$  Vérifiée.

Sens y-y :  $esp = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

On prend  $esp = 20 \text{ cm} < \text{Min} (4h ; 45 \text{ cm}) = \text{Min} (100 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$  Vérifiée.

**VI.7.6.3. Effort tranchant**

$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{d} \leq \bar{\tau}_u = 0,047 \times f_{c28} = 1,75 \text{ MPa}$

$T_x = \frac{P_u \times L_x \times L_y}{2L_x + L_y} = \frac{78 \times 3,4 \times 8,5}{2 \times 3,4 + 8,5} = 147,33 \text{ kN/ml}$

$T_y = \frac{P_u \times L_x}{3} = \frac{78 \times 3,4}{3} = 88,4 \text{ kN/ml}$

$T_u^{max} = \text{Max} \{T_x ; T_y\} = T_x = 147,33 \text{ kN/ml}$

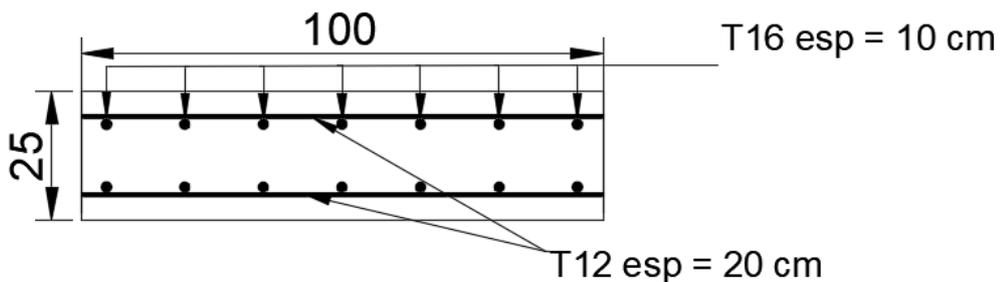
$\tau_u = \frac{147,33}{210} = 0,702 \text{ MPa} < 1,75 \text{ MPa}$  Vérifiée → ferrailage d'âme non nécessaire.

**VI.7.6.4. Contraintes**

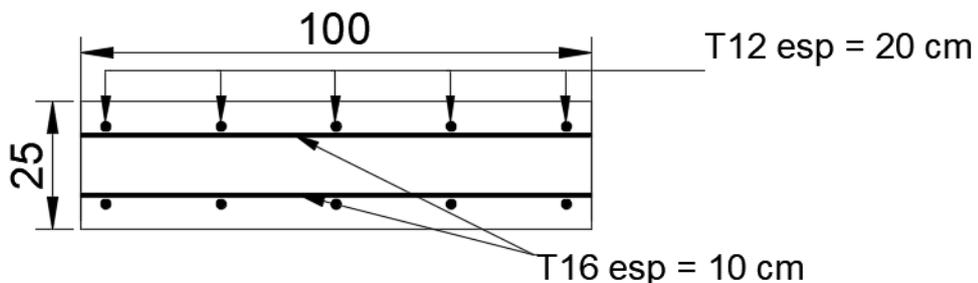
Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI.10 :** Vérification des contraintes du voile périphérique.

	Sens	M <sub>ser</sub> (kN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub>	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> ≤ σ̄ <sub>s</sub>
Travée	X-X	57,54	14,07	6,88	54683,8	7,21	vérifiée	221,62	Vérifiée
	Y-Y	20,60	5,65	5,03	23234,7	5,46	vérifiée	199,06	Vérifiée
Appuis	X-X	20,31	14,07	6,88	47930,2	2,92	vérifiée	83,36	Vérifiée
	Y-Y	12,12	5,65	5,03	23234,7	2,62	vérifiée	117,12	Vérifiée



**Figure VI.7 :** Ferrailage du voile périphérique dans le sens x-x par ml (cm).



**Figure VI.8 :** Ferrailage du voile périphérique dans le sens y-y par ml (cm).

## Chapitre VII : Analyse statique non linéaire (Pushover).

### VII.1. Définition de la méthode

L'analyse par poussée progressive (Pushover) est une méthode statique non linéaire où une structure est soumise à un chargement vertical dû aux charges permanentes et à un chargement horizontal monotone, ce dernier peut être soit sous forme de charges uniformes, croissantes, paraboliques ou décroissantes en hauteur appliquées au niveau du centre de masse de chaque niveau, soit sous forme d'un déplacement imposé au sommet de la structure jusqu'à ce qu'un état ou condition ultime soient atteints (Computers & structures, Inc 2016). Cette analyse donne une idée sur les régions vulnérables d'une structure en cas de séisme <sup>[13]</sup>.

### VII.2. Etapes de la méthode pushover <sup>[14]</sup>

- Un modèle élastique est établi contenant les éléments qui contribuent au poids, résistance, rigidité et/ou stabilité de la structure et dont le comportement a une influence sur le niveau de résistance sismique visé.
- La structure est soumise à un chargement horizontal uniforme, parabolique, triangulaire croissant ou décroissant appliqué au niveau des centres de masse de chaque niveau, ou bien à un déplacement horizontal au niveau du sommet de la structure.
- L'intensité des charges est augmentée jusqu'à atteindre un point où l'élément le moins résistant subit une déformation qui en modifie la rigidité significativement. Les propriétés de cet élément dit « plastifié » sont modifiées pour exprimer le comportement post-élastique de ce dernier, et la structure modifiée continue à subir une augmentation des charges ou déplacements horizontaux. Les modifications des propriétés de ces éléments peuvent se faire par l'une des façons suivantes :
  - o Placer des rotules où un élément soumis à une flexion atteint sa résistance maximale, elles peuvent se développer aux extrémités des poutres, poteaux ou à la base des voiles.
  - o Eliminer la rigidité latérale d'un voile lorsque ce dernier a atteint sa résistance maximale au cisaillement.
  - o Eliminer un élément de contreventement (palés triangulés) qui a subi un flambement et dont la résistance post-flambement chute rapidement.
  - o Modifier la rigidité d'un élément si ce dernier est capable de résister à des charges plus élevées avec une rigidité réduite.
- La 3<sup>ème</sup> étape est répétée et de plus en plus d'éléments atteignent leur résistance maximale.
- Les forces et déformations de toutes les étapes précédentes sont accumulées pour obtenir les forces et déplacement totaux (élastiques et plastiques) de tous les éléments et niveaux de chargement.
- Le processus de chargement continue jusqu'à ce qu'un niveau de performance invalide est détecté ou bien que le déplacement au sommet de la structure obtenu est plus important que le déplacement maximal estimé en cas de séisme au niveau du nœud de contrôle de déplacement.

- La courbe de l'effort tranchant à la base de la structure en fonction du déplacement du sommet de la structure est tracée, cette courbe aussi appelée « courbe de capacité » ou « courbe pushover », représente le diagramme de réponse non linéaire de la structure. Cette courbe est utilisée pour estimer le « déplacement cible » correspondant au « point de performance » de la structure.
- Une fois le déplacement cible déterminé, les forces et déformations accumulées correspondantes à ce déplacement au niveau du nœud de contrôle sont utilisées pour évaluer la performance des éléments de la structure.
  - a) Pour les actions dépendantes des déformations (t.q : flèche des poutres), les déformations sont comparées avec les valeurs admissibles des éléments de la structure.
  - b) Pour les actions dépendantes des forces (tq : effort tranchant dans les poutres), les forces obtenues sont comparées avec les résistances maximales des éléments de la structure.
- Si les valeurs obtenues dépassent les limites décrites en (a) et (b), les éléments en question ne répondent pas aux critères de performance.

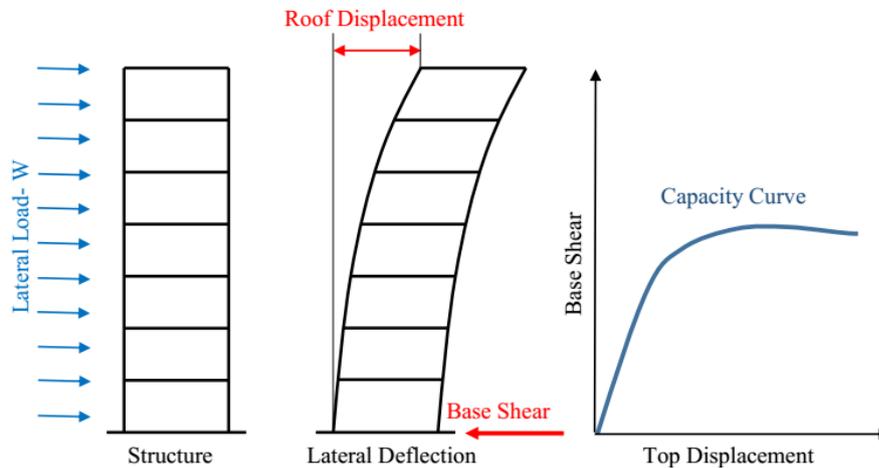


Figure VII.1 : Types de chargement et courbe pushover <sup>[16]</sup>.

### VII.3. But de l'analyse Pushover

L'analyse statique non linéaire par poussée progressive permet de <sup>[15]</sup> :

- Identifier les éléments qui auront tendance à atteindre des états critiques durant un séisme.
- Donner une idée sur la ruine progressive des structures.
- Prédire le comportement non linéaire d'une structure soumise à une charge sismique.
- Estimer la résistance ou la performance des structures au-delà du domaine élastique.
- Estimation de la redistribution des forces suite à la formation des rotules plastiques.

### VII.4. Procédure de la méthode du spectre de capacité

La méthode du spectre de capacité est une procédure non linéaire qui donne une représentation graphique de la courbe de capacité globale « force déplacement » de la structure, et la compare avec la représentation graphique du spectre de réponse de la demande du séisme (8.3 <sup>[11]</sup>).

Deux éléments clés entrent en jeu dans cette méthode, la demande et la capacité. La demande est la représentation du mouvement du sol d'un séisme. La capacité est la représentation de la résistance d'une structure à la demande sismique (8.3 <sup>[11]</sup>).

### VII.4.1. Courbe de capacité

La capacité globale d'une structure dépend de la résistance et la capacité de déformation (ductilité) des différents éléments la constituant. La capacité d'une structure est représentée par une courbe dite « courbe de capacité » ou « courbe pushover », qui trace l'effort tranchant à la base de la structure en fonction du déplacement au sommet. (8.3<sup>[11]</sup>).

### VII.4.2. Courbe de demande (déplacement)

Les mouvements du sol lors d'un séisme génèrent des déplacements horizontaux complexes et aléatoires, tracer et suivre ces derniers avec exactitude est considéré comme impossible. Dans une analyse non linéaire, il est plus simple et direct d'utiliser les déplacements latéraux comme condition ou critère de résistance. Ainsi, la demande ou déplacement représentent une estimation de la réponse maximale d'un bâtiment lors d'un choc sismique. (8.3<sup>[11]</sup>).

### VII.4.3. Conversion de la courbe de capacité en spectre de capacité (8–12<sup>[11]</sup>)

Afin de convertir un spectre d'une forme standard «  $S_a$  » (spectre d'accélération) en fonction de «  $T$  » (période), en spectre de réponse d'accélération et de déplacement (ADRS), on doit déterminer la valeur de  $S_{d,i}$  (déplacement spectral) de chaque point de la courbe «  $S_{a,i}-T_i$  » en utilisant la formule suivante :

$$S_{d,i} = \frac{T^2}{4 \times \pi^2} \times S_{a,i}$$

Les spectres de réponse de demande standards contiennent un champ d'accélération spectrale constante «  $S_a$  » et un second champ de vitesse spectrale constante «  $S_v$  ». Ces paramètres sont donnés par :

$$S_{a,i} = \frac{2 \times \pi}{T_i} \times S_v \qquad S_{d,i} = \frac{T_i}{2 \times \pi} \times S_v$$

N'importe quel point «  $\delta_i$  » (déplacement du sommet), «  $V_i$  » (effort tranchant à la base) appartenant à la courbe de capacité (pushover) est converti en ses coordonnées correspondantes ( $S_{a,i}$ ,  $S_{d,i}$ ) sur le spectre de capacité avec les formules suivantes :

$$S_{a,i} = \frac{V_i/W}{\alpha_1}$$

$$S_{d,i} = \frac{\delta_i}{PF_1 \times \phi_{1, Roof}}$$

Où :

$T_i$  : Période du mode.

$\alpha_1$  : Coefficient de masse modale du premier mode de vibration de la structure.

$PF_1$  : Facteur de participation massique du premier mode de vibration de la structure.

$\phi_{1, Roof}$  : Amplitude du premier mode au sommet de la structure.

### VII.4.4. Point de performance

L'intersection de la courbe de demande avec la courbe de capacité est appelée point de performance de la structure. Ce point représente le déplacement estimé lors d'un séisme majeur. Or, le point où la demande et la capacité de la structure sont égales.

### VII.5. Niveaux de performance

Quand soumise à des forces sismiques, une structure passe par plusieurs points ou niveaux d'endommagement appelés « niveaux de performance » (figure VII.2).

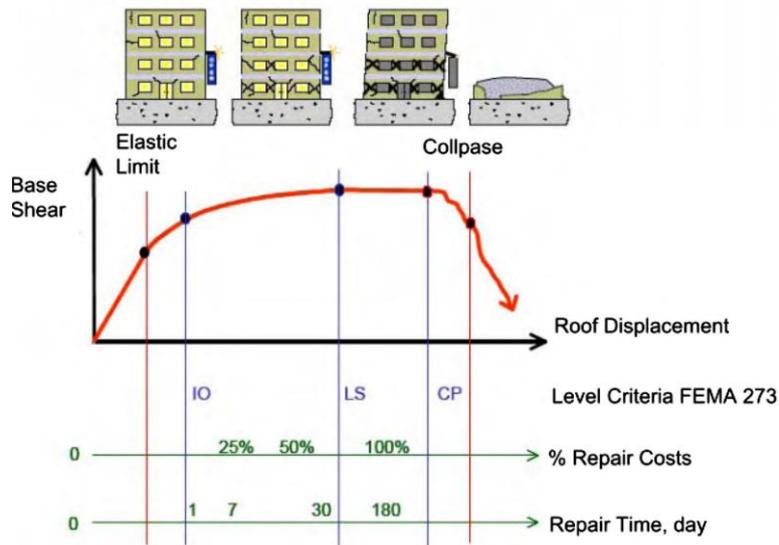


Figure VII.2 : Courbe pushover et niveaux de performance <sup>[17]</sup>.

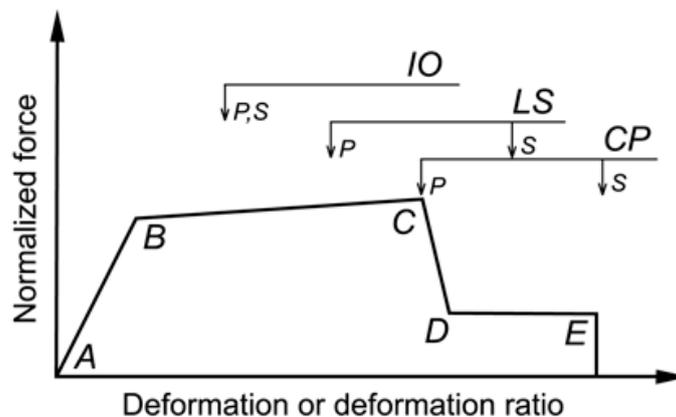


Figure VII.3 : Courbe pushover normalisée <sup>[10]</sup>.

La courbe de la figure VII.12 Montre les différents niveaux de performance accompagnés d'illustration du niveau d'endommagement visible sur une structure.

Cette courbe est normalisée selon plusieurs codes et règlements afin d'avoir une meilleure représentation de la performance globale des structures (figure VII.3). Les différents points de cette dernière ou niveaux de performance sont définis selon FEMA-356 comme suit :

- Point A : Début du chargement.
- Domaine A-B : Domaine élastique de la structure.
- Point B : Limite élastique ou palier d'endommagement correspondant au point au-delà duquel les déformations irréversibles commencent à se développer.
- Domaine B-IO : Le domaine dans lequel les dommages sont quasiment imperceptibles et facilement réparables.

- IO, Immediate occupancy : Correspond au point où la structure subit peu de dégâts et peut être réutilisable immédiatement après la fin des secousses sismiques.
- Domaine IO–LS : Domaine de contrôle des dégâts, dans lequel les dégâts requièrent des réparations.
- LS, Life safety : Correspond au point où la structure subit des dégâts assez importants et où les réparations sont nécessaires avant sa réutilisation.
- LS–CP : Domaine dans lequel la sécurité des utilisateurs est relativement limitée.
- CP, Collapse prevention : Pallier où la structure assure la résistance à l’effondrement permettant l’évacuation des occupants, mais où il est impossible pour la structure d’être réutilisable sans passer par une réparation ou un renforcement.
- C–D–E : Au-delà du point C arrive la ruine totale de la structure.

## VII.6. Définition des paramètres non linéaires de la structure

### VII.6.1. Éléments poteaux et poutres

Du moment que les éléments constituant les portiques sont considérés comme ayant un comportement linéaire dans le modèle numérique, l’attribution de rotules (hinges) au niveau des sections où le risque de plastification est plus probable, à savoir près des appuis.

Pour commencer, les éléments poteaux et poutres devront être définis avec le ferrailage obtenu dans le chapitre V, la fonctionnalité « Section designer » permet de le faire comme le montre la figure VII.4.

Define → Frame Sections → Add New Property → Other → Section Designer.

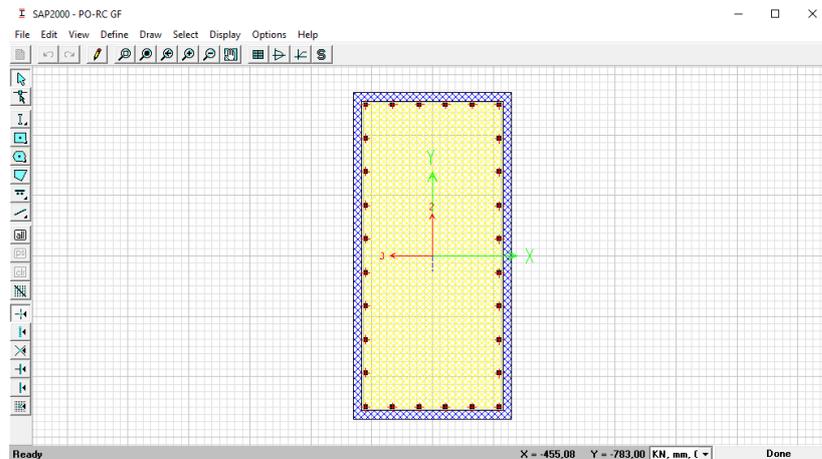


Figure VII.4 : Définition des poteaux.

Introduction des rotules des poutres :

- Rotules des moments M3 générées automatiquement par SAP2000 selon FEMA–356 dépendantes des forces latérales (pushover), on sélectionne d’abord les poutres puis :
- Assign → Frames → Hinges → Auto Hinge Assignment Data → Auto Hinge Type : From Tables In FEMA 356 → Select a FEMA356 Table : Table 6–7 (Concrete Beams – flexure) Item i → Case/Combo : Pushover x–x → Degree of Freedom : M3 (figure VII.5).
- Dans la fenêtre « Frame Hinge Assignment Data » on attribue les « Relative Distance » de 0,1 et 0,9 pour chaque élément et chaque chargement pushover (figure VII.6).

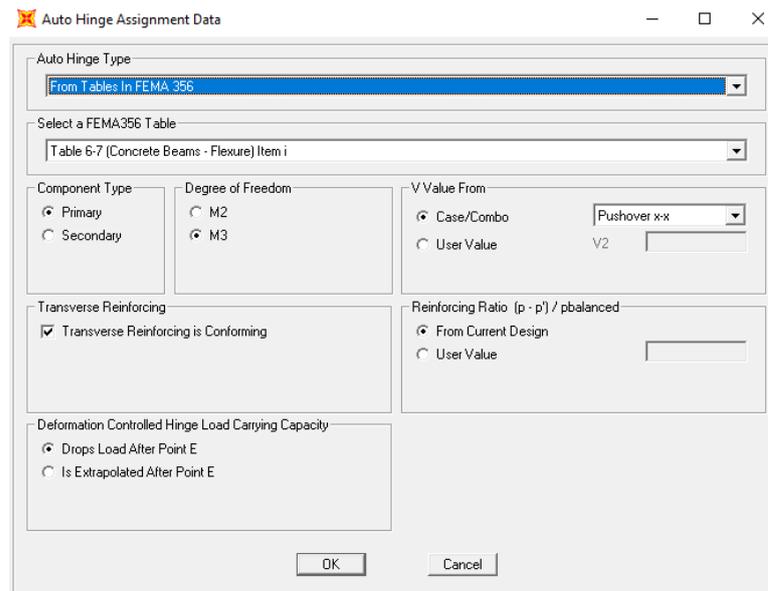


Figure VII.5 : Définition des rotules des poutres.

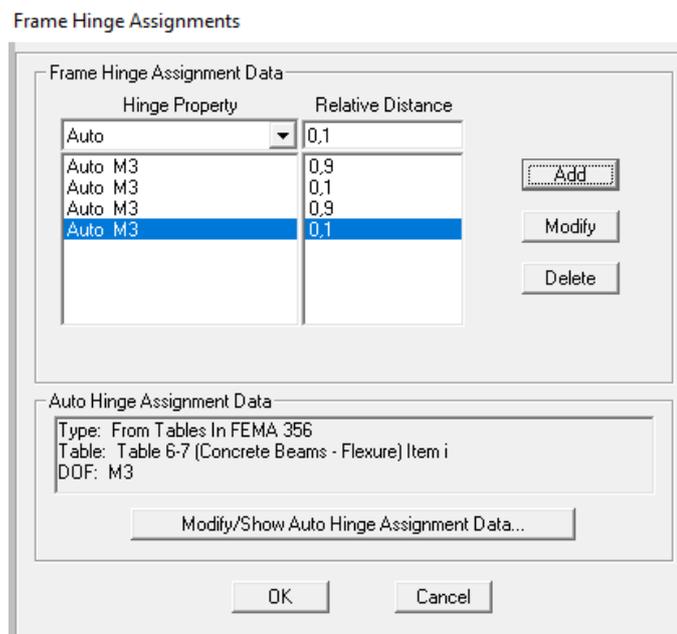


Figure VII.6 : Définition des distances relatives des rotules des poutres.

Introduction des rotules des poteaux :

- Rotules d'interaction P-M2-M3 générées de la même façon que pour les poutres :
- Assign → Frames → Hinges → Auto Hinge Assignment Data → Auto Hinge Type : From Tables In FEMA 356 → Select a FEMA356 Table : Table 6-7 (Concrete Beams – flexure) Item i → Case/Combo : Pushover x-x → Degree of Freedom : P-M2-M3 (figure VII.7).
- En plus des rotules générées automatiquement, on attribue les rotules V2 et V3 correspondantes aux efforts tranchants dans les deux sens (figure VII.8)
- Dans la fenêtre « Frame Hinge Assignment Data » on attribue les « Relative Distance » de 0,1 et 0,9 pour chaque élément et chaque chargement pushover (figure VII.8).

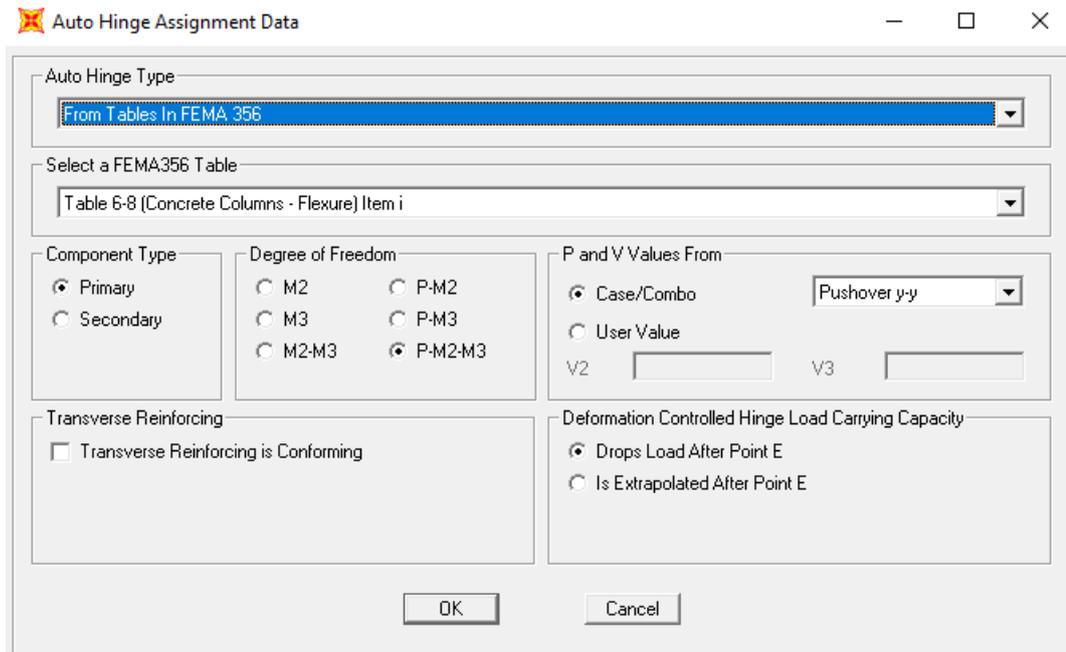


Figure VII.7 : Définition des rotules des poteaux.

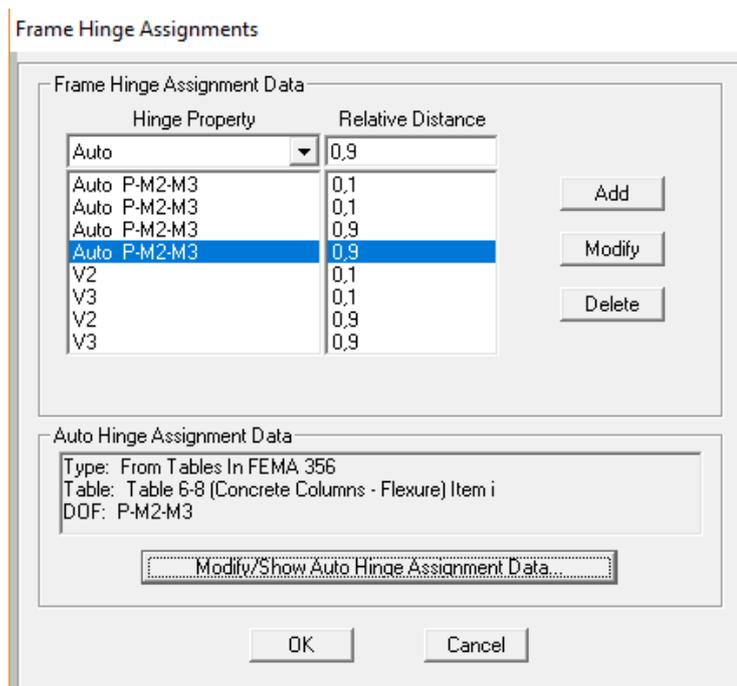


Figure VII.8 : Définition des distances relatives des rotules des poteaux.

### VII.6.2. Eléments voiles

Les éléments voiles ont été modélisés comme des éléments « Shell Layered/Nonlinear ». Il faudra définir les matériaux béton et acier constituant les différentes couches des voiles, puis :

Define → Section Properties → Area Sections → Modify/Show Section → Shell Layered/Nonlinear (figure VII.9).

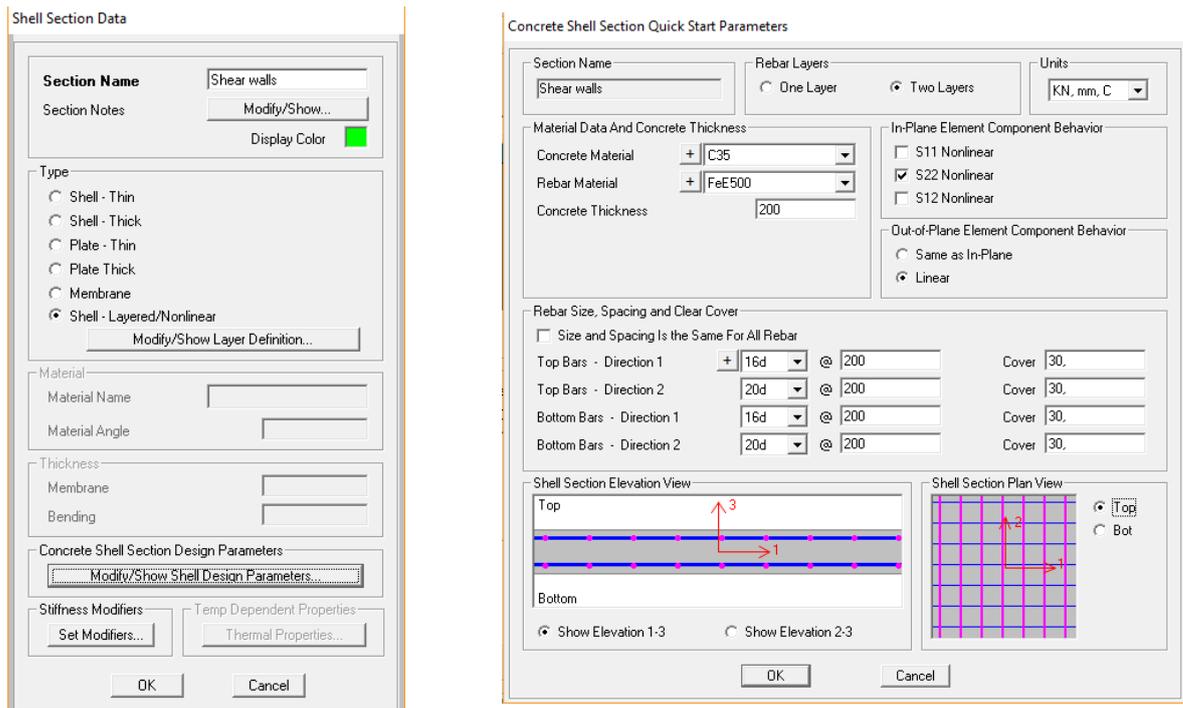


Figure VII.9 : Définition des voiles.

### VII.6.3. Charge de poussée progressive « Pushover »

Comme défini dans les paragraphes §.VII.1. et §.VII.2. deux types de chargement sont possibles, dans cette étude nous avons opté pour la seconde approche entre autre en utilisant un déplacement imposé au sommet de la structure.

#### VII.6.3.1. Charge gravitaire non linéaire

La première partie de l’analyse consiste à appliquer une charge verticale, les charges de la combinaison «  $G+\beta.Q$  » seront convertis en chargement non linéaire vertical comme suit :

Define → Load Cases → « DEAD » Modify/Show load case → Analysis Type : Nonlinear.

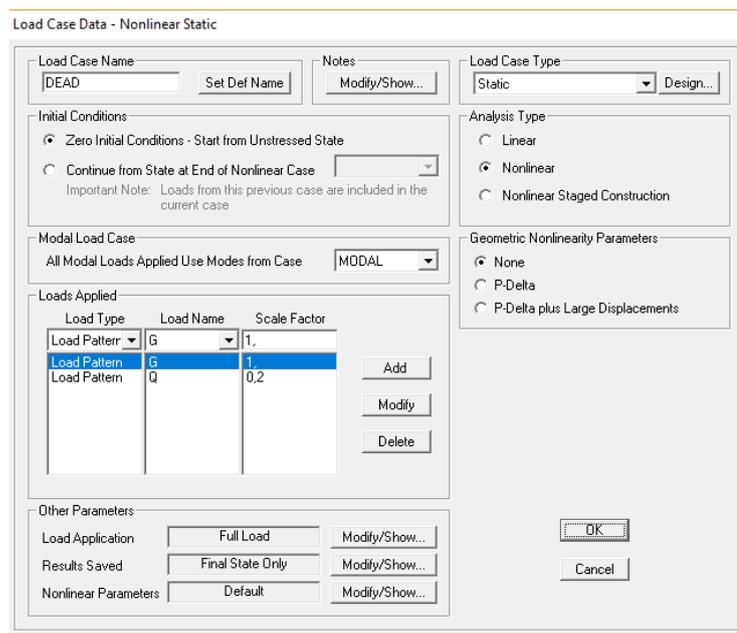


Figure VII.10 : Définition des charges gravitaires non linéaires.

VII.6.3.2. Charges horizontales « pushover »

Lors de la définition des charges horizontales, on considèrera que le point de démarrage de ces dernières correspond à la fin du chargement gravitaire défini dans le paragraphe précédent.

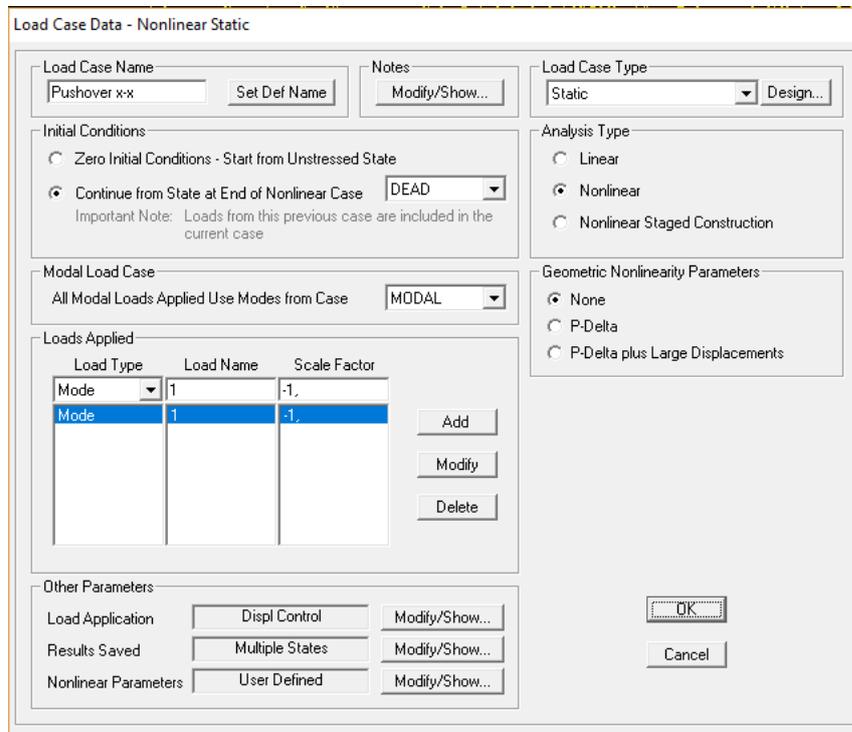


Figure VII.11 : Définition de la charge pushover dans le sens x-x.

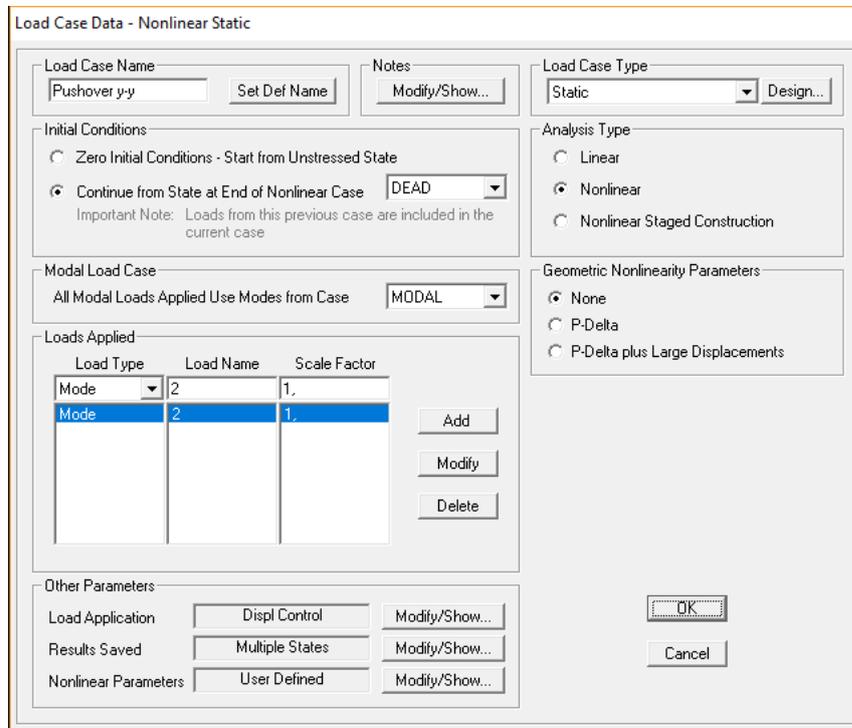


Figure VII.12 : Définition de la charge pushover dans le sens y-y.

VII.7. Résultats de l'analyse non linéaire

Courbe de capacité « pushover » dans le sens x-x :

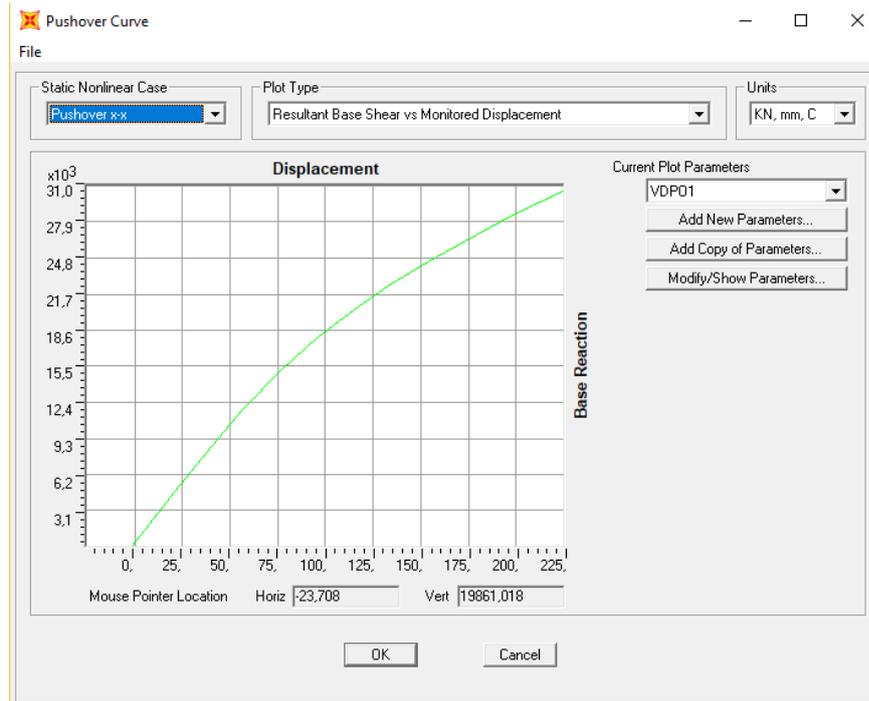


Figure VII.13 : Courbe de capacité dans le sens x-x.

Courbe de capacité « pushover » dans le sens y-y :

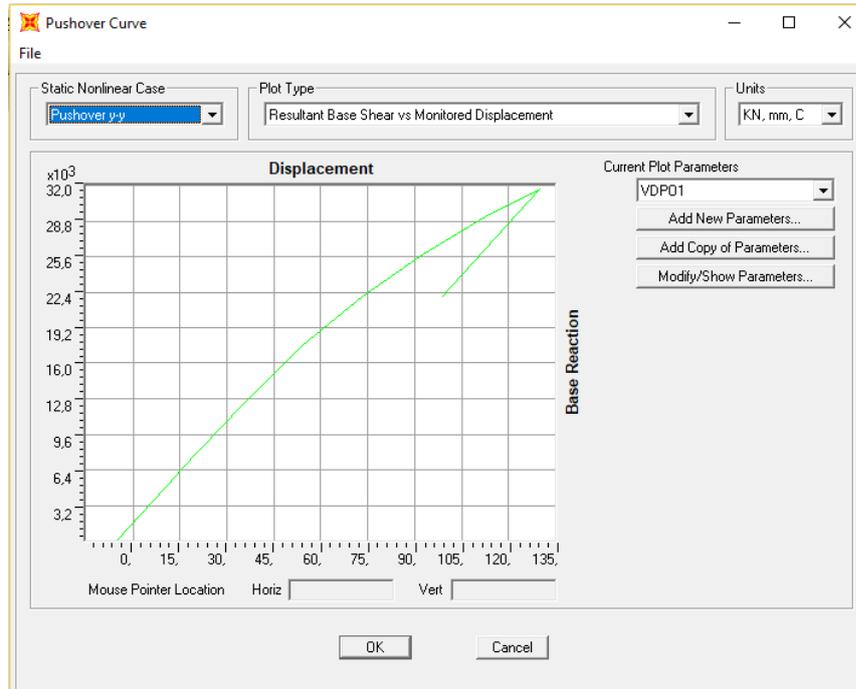


Figure VII.14 : Courbe de capacité dans le sens y-y.

Point de performance dans le sens x-x :

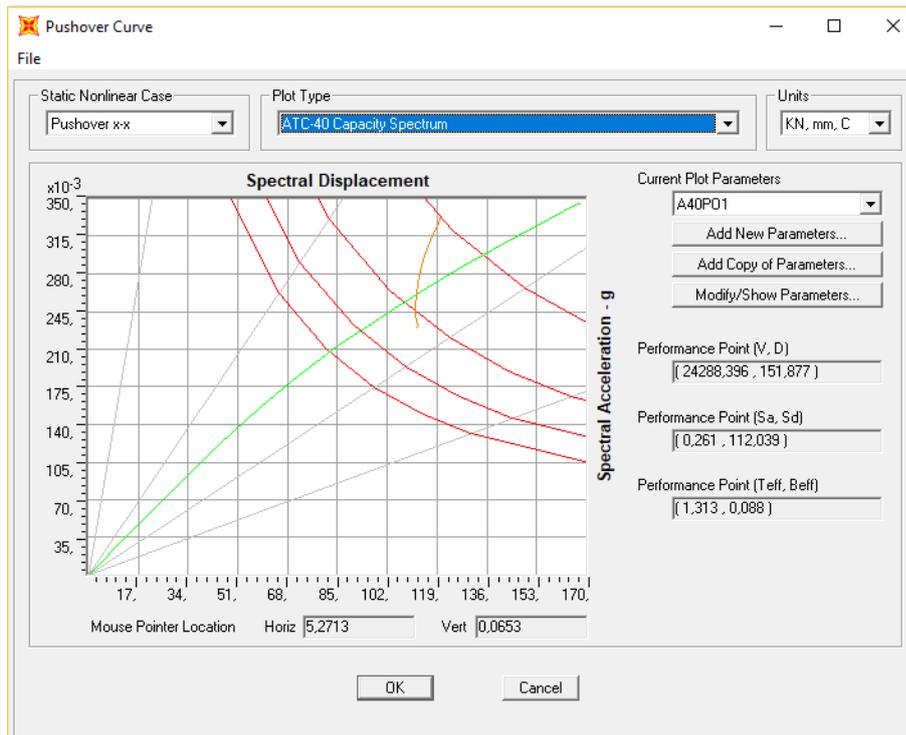


Figure VII.15 : Point de performance dans le sens x-x.

Point de performance dans le sens y-y :

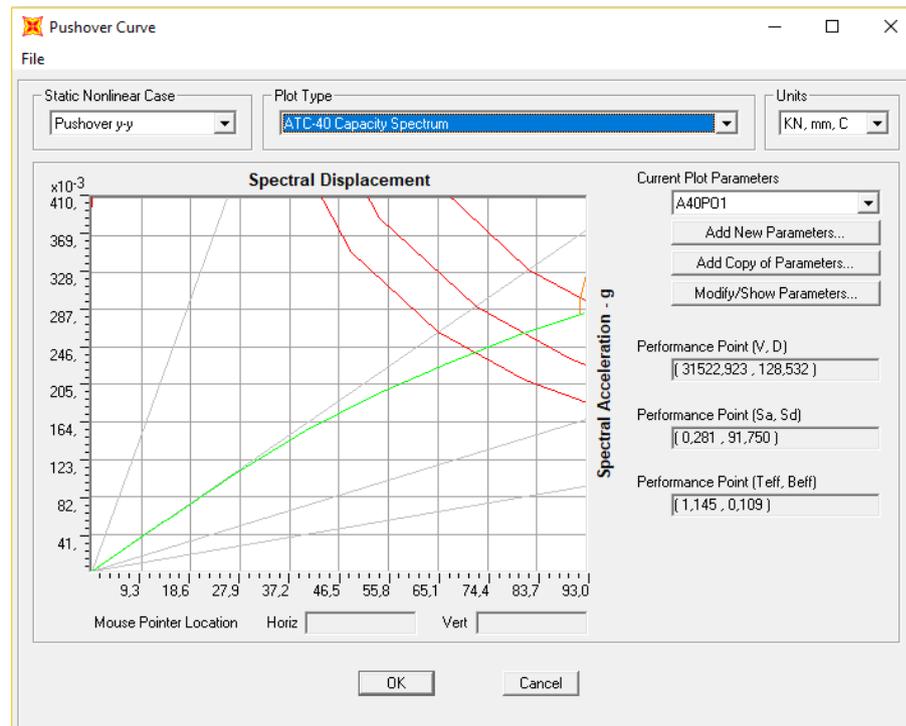


Figure VII.16 : Point de performance dans le sens y-y.

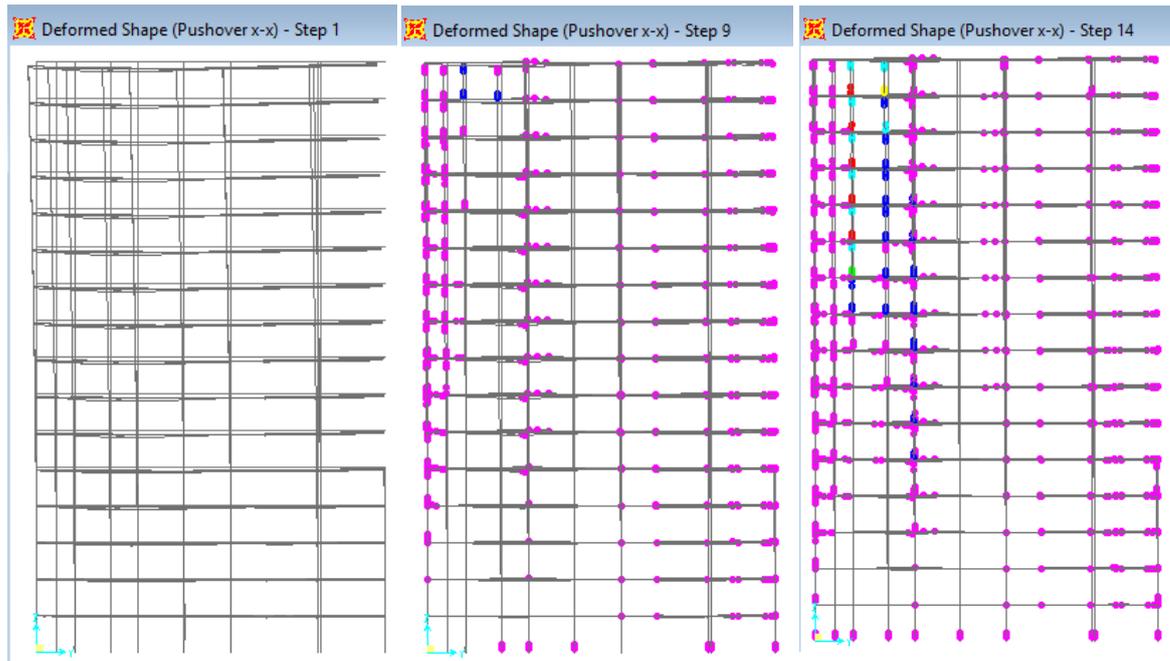


Figure VII.17 : Développement des rotules sous « pushover x-x ».

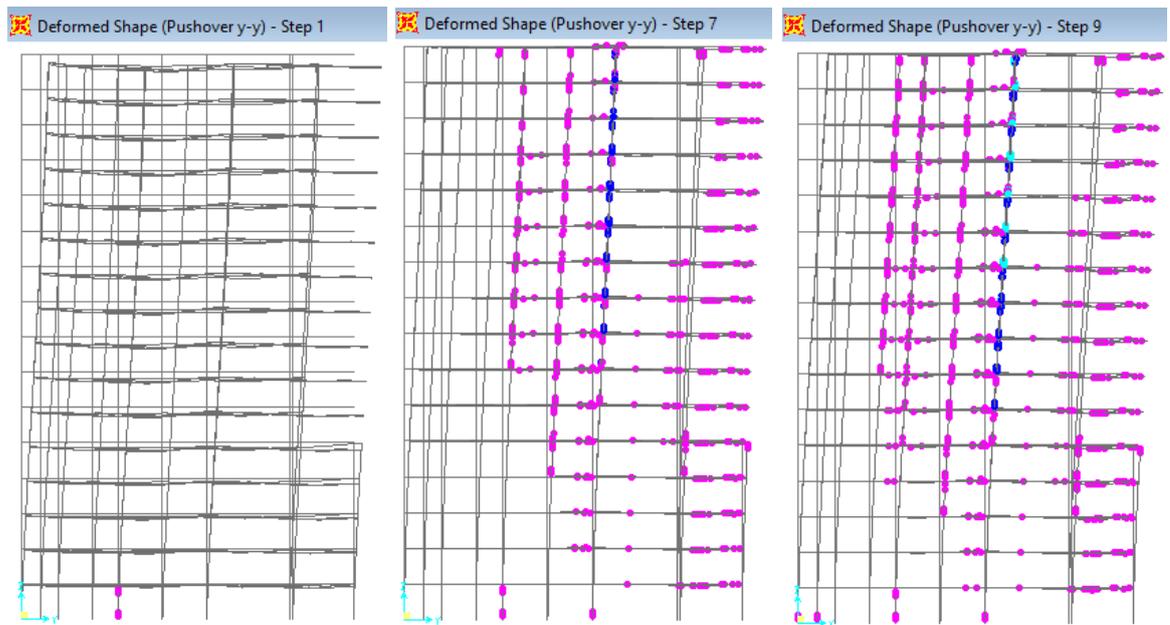


Figure VII.18 : Développement des rotules sous « pushover y-y ».

INDEX	
<span style="color: magenta;">■</span>	B : Onset of yielding
<span style="color: blue;">■</span>	Immediate Occupancy
<span style="color: cyan;">■</span>	Life Safety
<span style="color: green;">■</span>	Collapse Prevention
<span style="color: yellow;">■</span>	C : Ultimate Strength
<span style="color: orange;">■</span>	D : Residual Strength
<span style="color: red;">■</span>	E : Maximum deformation capacity with residual strength

Figure VII.19 : index des couleurs de rotules dans SAP2000 <sup>[18]</sup>.

Step	Displacement mm	BaseForce KN	AtoB	BtoD	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
0	-2,031685	0,000	5328	0	0	0	0	0	0	0	5328
1	17,168315	3919,446	5328	0	0	0	0	0	0	0	5328
2	18,571315	4205,303	5322	6	0	0	0	0	0	0	5328
3	37,920586	8077,685	5274	54	0	0	0	0	0	0	5328
4	57,097792	11822,872	5222	106	0	0	0	0	0	0	5328
5	76,792342	15210,886	5152	176	0	0	0	0	0	0	5328
6	95,997452	17958,217	5054	274	0	0	0	0	0	0	5328
7	115,34049	20404,672	4883	445	0	0	0	0	0	0	5328
8	134,56668	22542,087	4697	630	1	0	0	0	0	0	5328
9	153,80175	24482,616	4565	760	3	0	0	0	0	0	5328
10	173,00902	26300,415	4471	850	7	0	0	0	0	0	5328
11	192,32807	27986,151	4381	936	10	1	0	0	0	0	5328
12	212,69089	29667,875	4275	1033	16	3	1	0	0	0	5328
13	226,30969	30734,745	4178	1117	29	2	1	1	0	0	5328
14	225,81378	30434,575	4160	1131	22	8	1	1	0	5	5328

Figure VII.20 : Développement des rotules à chaque pas de l'analyse « pushover x-x » de SAP2000.

Step	Displacement mm	BaseForce KN	AtoB	BtoD	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
0	-5,197693	0,000	5324	4	0	0	0	0	0	0	5328
1	14,002307	5983,451	5324	4	0	0	0	0	0	0	5328
2	15,384696	6408,019	5322	6	0	0	0	0	0	0	5328
3	34,565266	12202,006	5256	72	0	0	0	0	0	0	5328
4	53,997755	17546,766	5126	202	0	0	0	0	0	0	5328
5	73,421866	22018,650	5028	300	0	0	0	0	0	0	5328
6	92,632457	25766,566	4909	418	1	0	0	0	0	0	5328
7	112,65274	29171,173	4739	562	26	1	0	0	0	0	5328
8	129,87497	31721,770	4593	697	24	13	0	1	0	0	5328
9	98,675007	21864,962	4593	697	24	13	0	1	0	0	5328

Figure VII.21 : Développement des rotules à chaque pas de l'analyse « pushover y-y » de SAP2000.

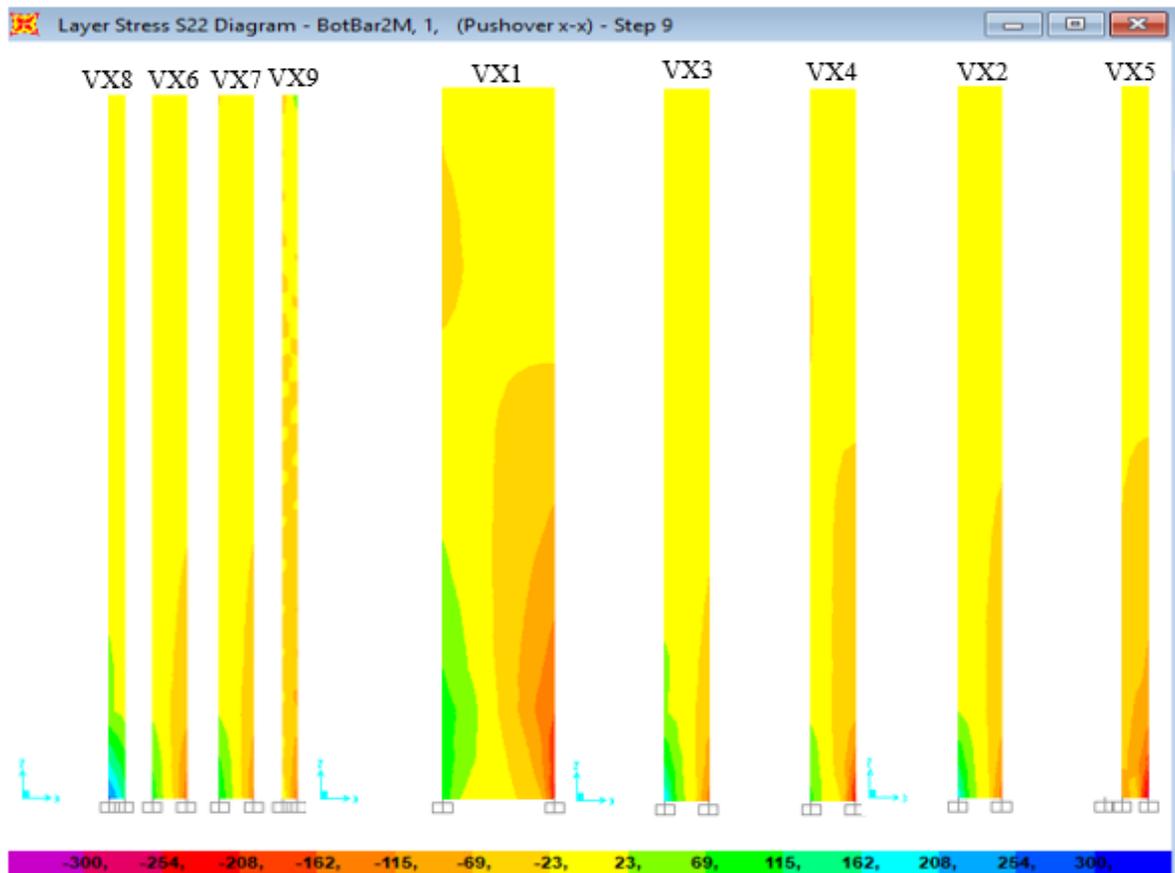


Figure VII.22 : Champ de contraintes verticales développées au niveau des armatures par le chargement « pushover x-x ».

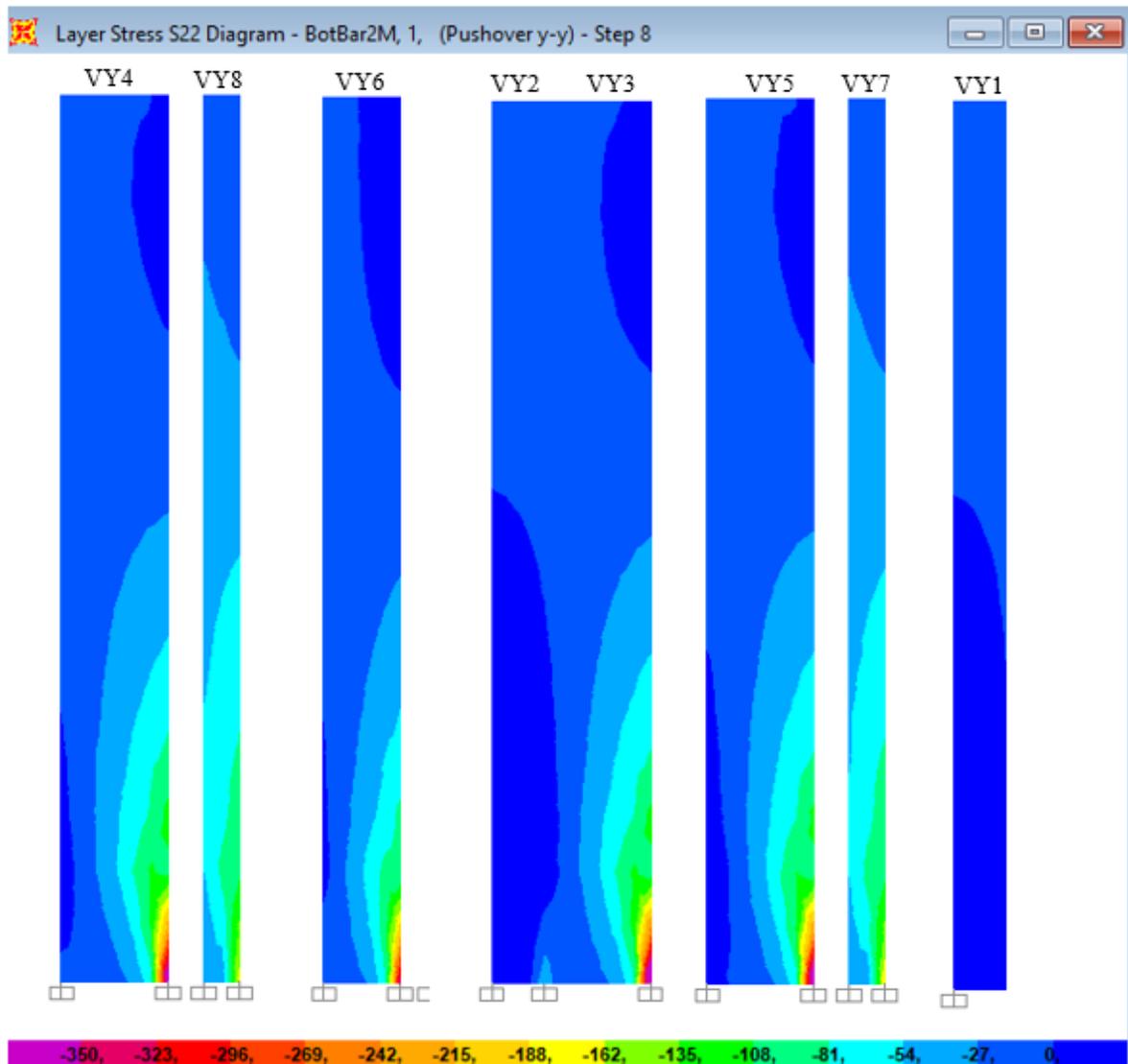


Figure VII.23 : Champ de contraintes verticales développées au niveau des armatures par le chargement « pushover y-y ».

### VII.7.1. Amortissement de la structure

L'amortissement d'une structure poussée jusqu'au domaine inélastique peut être défini comme la combinaison d'amortissement hystérétique et visqueux. L'amortissement hystérétique peut être converti en amortissement visqueux équivalent. La somme devient donc (8-14<sup>[11]</sup>) :

$$\beta_{\text{eff}} = \beta_0 + 0,05$$

$$\beta_0 = \frac{1}{4 \times \pi} \times \frac{E_D}{E_S}$$

Où :

$\beta_0$  : Représente l'amortissement hystérétique et « 0,05 » représente l'amortissement visqueux de la structure supposé égal à 5%. Avec :

$E_D$  : Energie dissipée par amortissement.

$E_{S0}$  : Energie de déformation maximale.

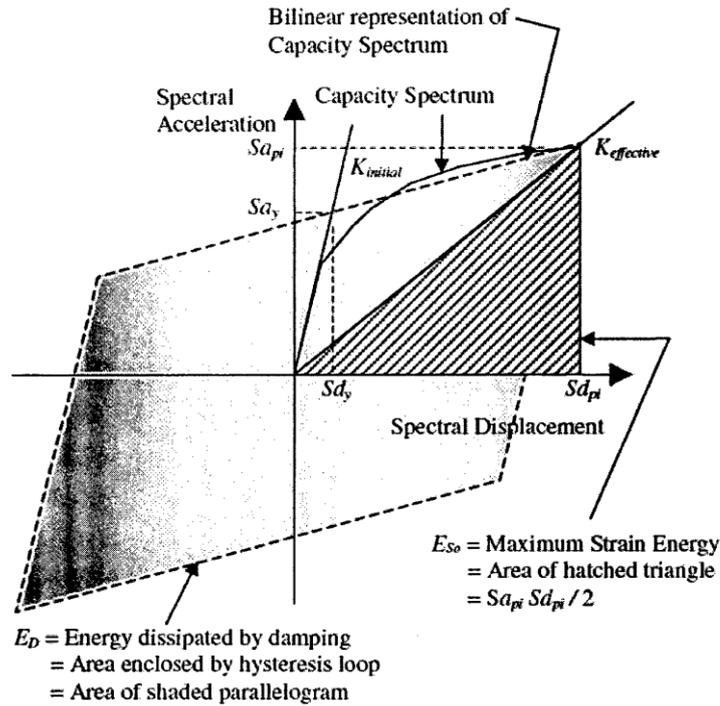


Figure VII.24 : Dérivation d'énergie dissipée par amortissement (8-14 <sup>[11]</sup>).

Le logiciel SAP2000 calcule automatiquement l'amortissement effectif équivalent de la structure à chaque pas de l'analyse.

Les tableaux affichés dans les figures VII.25 et VII.26 affichent pour chaque pas d'analyse : la période effective, l'amortissement effectif, les coordonnées spectrales ( $S_a$ ,  $S_d$ ) de la courbe de capacité (pushover), les coordonnées spectrales ( $S_a$ ,  $S_d$ ) de la courbe du spectre de demande modifié, et les facteurs utilisés pour convertir la courbe force-déplacement en format spectre de réponse accélération-déplacement (ADRS), PPhi ( $PF_{\phi}$ ) et alpha (figure 8-5, ATC-40) <sup>[19]</sup>.

Step	Teff	Beff	SdCapacity	SaCapacity	SdDemand	SaDemand	Alpha	PPhi
			mm		mm			
0	1,205922	0,050000	0,000	0,000000	119,823	0,331697	1,000000	1,000000
1	1,205922	0,050000	14,508	0,040162	119,823	0,331697	0,630145	1,323398
2	1,206027	0,050070	15,567	0,043087	119,801	0,331579	0,630207	1,323467
3	1,210807	0,051769	30,141	0,082766	119,278	0,327530	0,630180	1,325502
4	1,215596	0,053115	44,439	0,121068	118,980	0,324141	0,630555	1,330567
5	1,229347	0,059218	58,479	0,155773	117,024	0,311721	0,630508	1,347899
6	1,249134	0,067612	71,744	0,185100	114,820	0,296235	0,626446	1,366372
7	1,269775	0,074838	85,296	0,212968	113,534	0,283472	0,618648	1,376056
8	1,292591	0,082345	99,181	0,238970	112,523	0,271118	0,609085	1,377269
9	1,315717	0,089072	113,469	0,263871	111,985	0,260420	0,599092	1,373355
10	1,338569	0,095268	127,616	0,286723	111,708	0,250981	0,592281	1,371622
11	1,360305	0,100353	141,941	0,308798	111,775	0,243171	0,585189	1,369299
12	1,381670	0,104645	157,049	0,331181	112,102	0,236398	0,578427	1,367233
13	1,395718	0,107427	167,143	0,345408	112,338	0,232151	0,574547	1,366144
14	1,400607	0,110163	168,084	0,344931	111,862	0,229555	0,569722	1,355548

Figure VII.25 : Résultats de l'analyse pushover dans le sens x-x.

Step	Teff	Beff	SdCapacity	SaCapacity	SdDemand	SaDemand	Alpha	PFPhi
			mm		mm			
0	0,996527	0,050000	0,000	0,000000	99,017	0,401394	1,000000	1,000000
1	0,996527	0,050000	12,959	0,052534	99,017	0,401394	0,735423	1,481562
2	0,996963	0,050348	13,893	0,056272	98,897	0,400558	0,735291	1,481442
3	1,004333	0,053365	26,904	0,107376	98,186	0,391860	0,733759	1,477940
4	1,023635	0,062657	40,181	0,154372	96,015	0,368884	0,733934	1,473225
5	1,053600	0,076555	53,579	0,194303	93,615	0,339495	0,731710	1,467366
6	1,084969	0,088873	66,717	0,228162	92,405	0,316011	0,729190	1,466336
7	1,118099	0,100194	80,597	0,259536	91,917	0,295989	0,725745	1,462219
8	1,147666	0,109868	92,693	0,283306	91,736	0,280380	0,722986	1,457204

Figure VII.26 : Résultats de l'analyse pushover dans le sens y-y.

### VII.8. Conclusion

Contrairement à la méthode traditionnelle modale spectrale, la méthode statique non linéaire « pushover » permet d'avoir une vision plus large sur la résistance ou la performance des structures étant donné que ces dernières sont poussées au-delà de leur domaine élastique.

Cette méthode permet de décrire le comportement post-élastique des structures façon plus proche de la réalité grâce au développement progressif des rotules plastiques et ainsi anticiper les possibles mécanismes de ruine de la structure.

On peut remarquer que la structure présente un bon niveau de performance. En effet, au niveau du pas correspondant au point de performance de cette dernière, on peut voir que les rotules ont atteint le point « IO : Immediate Occupancy » par conséquent, la structure peut être réutilisable après un séisme avec peu, voir quasiment aucuns dégâts considérables.

---

## Conclusion générale.

- Le plancher nervuré apporte une réduction considérable de masse, la structure est par conséquent plus légère mais aussi, plus économique.
- La structure possède un coefficient de comportement  $R$  égal à 3,5 ce qui signifie qu'elle est relativement rigide à cause du nombre important de voiles constituant le système de contreventement.
- Etant donné que la majeure partie des poteaux sont de forme rectangulaire, le sens dans lequel ces derniers sont placés contribue à la rigidité globale de la structure.
- Une bonne disposition des poteaux et voiles permet d'avoir une meilleure distribution des efforts internes, et donc un ferrailage plus économique.
- Les fondations de la structure sont considérées « souples » pour des raisons d'économie tout en respectant les critères de résistance, car avoir des fondations plus rigides impliquerait une perte d'importantes quantités de béton mais aussi d'acier de ferrailage.
- La structure présente un bon niveau de performance (Immediate Occupancy).
- La plastification des poteaux est dominée par l'effort tranchant, la flexion quant à elle a une faible influence sur le développement des rotules plastique. Ceci est dû à la forte inertie des poteaux.
- La plastification des poteaux par flexion est plus importante dans les niveaux supérieurs de la structure contrairement à celle due à l'effort tranchant qui est plus importante vers sa base.
- Le comportement non linéaire des voiles modélisés comme « Shell Layered/Nonlinear » peut être étudié à travers les différentes couches les constituants. Dans notre cas nous avons pu remarquer que les armatures de flexion n'ont pas atteintes leur limite plastique, on peut donc déduire que les voiles n'ont pas développés de rotules plastiques.

En plus de nous avoir permis d'appliquer ce qui a été acquis durant notre cursus universitaire, cette étude nous a aussi permis d'élargir nos connaissances et de nous familiariser avec d'autres méthodes d'analyse de structures à savoir l'analyse « Pushover ». En espérant que ce travail puisse être utile pour nos collègues dans le futur.

## Annexe A : Calcul du ferrailage des voiles.

### A.1. Méthode des contraintes

On a :

- $e$  : Epaisseur du voile.
- $l_m$  : Longueur de la maille.
- $\sigma_{moy}$  :  $S_{22}$  (au milieu de la maille).
- $\sigma < 0$  : Compression.
- $\sigma > 0$  : Traction.

#### A.1.1. Armatures verticales de traction

##### A.1.1.1. Sens X–X

##### Voile VX1

$e = 20 \text{ cm}$  ;  $l_m = 1,5 \text{ m}$  ;  $l_{voile} = 8,05 \text{ m}$  ;  $A_{s \min}^{RPA} = 6 \text{ cm}^2$ .

**Tableau A.1** : Calcul des armatures verticales du voile VX1.

Niveau	Maille	$S_i$ ( $m^2$ )	$\sigma_{moy}$ (MPa)	$F_t$ (MN)	$A_s$ ( $cm^2$ )	$A_s/B$	$A_{s \min}^{RPA}$ ( $cm^2$ )	Choix	$A_s^{adp}$ ( $cm^2$ )
RDC– 2 <sup>ème</sup>	1	0,3	7,33	2,199	43,98	0,0147	6	2×12T16	48,24
	2		1,60	0,48	9,6	0,0032	6	2×7T12	15,83
	3		-2,53	/	/	/	6	2×6T12	13,57
	4		-2,80	/	/	/	6	2×6T12	13,57
	5		1,74	0,522	10,44	0,0035	6	2×7T12	15,83
	6		7,61	2,283	45,66	0,0152	6	2×12T16	48,24
3 <sup>ème</sup> –6 <sup>ème</sup>	1	0,3	3,43	1,029	20,58	0,0069	6	2×11T12	24,86
	2		-0,19	/	/	/	6	2×6T12	13,57
	3		-2,98	/	/	/	6	2×6T12	13,57
	4		-3,06	/	/	/	6	2×6T12	13,57
	5		-0,25	/	/	/	6	2×6T12	13,57
	6		3,50	1,05	21	0,0070	6	2×11T12	24,86
7 <sup>ème</sup> – 15 <sup>ème</sup>	1	0,3	-0,20	/	/	/	6	2×8T12	13,57
	2		-1,88	/	/	/	6	2×6T12	13,57
	3		-2,72	/	/	/	6	2×6T12	13,57
	4		-2,80	/	/	/	6	2×6T12	13,57
	5		-1,92	/	/	/	6	2×6T12	13,57
	6		-0,02	/	/	/	6	2×8T12	13,57

##### Voile VX2

$e = 20 \text{ cm}$  ;  $l_m = 1,5 \text{ m}$  ;  $l_{voile} = 3,5 \text{ m}$  ;  $A_{s \min}^{RPA} = 6 \text{ cm}^2$ .

Tableau A.2 : Calcul des armatures verticales du voile VX2.

Niveau	Maille	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$\sigma_{moy}$ (MPa)	$F_t$ (MN)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s/B$	$A_{smin}^{RPA}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC– 2 <sup>ème</sup>	1	0,3	6,12	1,836	36,72	0,0122	6	2×12T14	36,96
	2		3,33	0,999	19,98	0,0067	6	2×7T14	15,83
	3		4,21	1,263	25,26	0,0084	6	2×12T14	36,96
3 <sup>ème</sup> –6 <sup>ème</sup>	1	0,3	0,9	0,27	5,4	0,0018	6	2×10T12	22,62
	2		1,23	0,369	7,38	0,0025	6	2×6T12	13,57
	3		1,98	0,594	11,88	0,0040	6	2×10T12	22,62
7 <sup>ème</sup> – 15 <sup>ème</sup>	1	0,3	-0,24	/	/	/	6	2×10T12	22,62
	2		0,26	0,078	1,56	0,0005	6	2×6T12	13,57
	3		0,79	0,237	4,74	0,0016	6	2×10T12	22,62

## Voile VX3

$e = 20 \text{ cm}$  ;  $l_m = 1,5 \text{ m}$  ;  $l_{voile} = 3,5 \text{ m}$  ;  $A_{smin}^{RPA} = 6 \text{ cm}^2$ .

Tableau A.3 : Calcul des armatures verticales du voile VX3.

Niveau	Maille	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$\sigma_{moy}$ (MPa)	$F_t$ (MN)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s/B$	$A_{smin}^{RPA}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC– 2 <sup>ème</sup>	1	0,3	9,11	2,733	54,66	0,0182	6	2×14T16	56,28
	2		6,90	2,07	41,4	0,0138	6	2×11T16	44,22
	3		7,84	2,352	47,04	0,0157	6	2×14T16	56,28
3 <sup>ème</sup> –6 <sup>ème</sup>	1	0,3	6,71	2,013	40,26	0,0134	6	2×14T14	43,12
	2		3,01	0,903	18,06	0,0060	6	2×9T12	20,36
	3		4,95	1,485	29,7	0,0099	6	2×14T14	43,12
7 <sup>ème</sup> – 15 <sup>ème</sup>	1	0,3	4,63	1,389	27,78	0,0093	6	2×10T14	30,79
	2		0,48	0,144	2,88	0,0010	6	2×6T12	13,57
	3		2,42	0,726	14,52	0,0048	6	2×10T14	30,79

## Voile VX4

$e = 20 \text{ cm}$  ;  $l_m = 1,5 \text{ m}$  ;  $l_{voile} = 3,5 \text{ m}$  ;  $A_{smin}^{RPA} = 6 \text{ cm}^2$ .

Tableau A.4 : Calcul des armatures verticales du voile VX4.

Niveau	Maille	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$\sigma_{moy}$ (MPa)	$F_t$ (MN)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s/B$	$A_{smin}^{RPA}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC– 2 <sup>ème</sup>	1	0,3	10,26	3,078	61,56	0,0205	6	2×10T20	62,83
	2		8,61	2,583	51,66	0,0172	6	2×9T20	56,55
	3		10,48	3,144	62,88	0,0210	6	2×10T20	62,83
3 <sup>ème</sup> –6 <sup>ème</sup>	1	0,3	5,23	1,569	31,38	0,0105	6	2×11T16	44,22
	2		3,25	0,975	19,5	0,0065	6	2×7T14	21,55
	3		7,25	2,175	43,5	0,0145	6	2×11T16	44,22
7 <sup>ème</sup> – 15 <sup>ème</sup>	1	0,3	2,18	0,654	13,08	0,0044	6	2×10T14	30,79
	2		0,53	0,159	3,18	0,0011	6	2×6T12	13,57
	3		4,81	1,443	28,86	0,0096	6	2×10T14	30,79

- Calcul des trumeaux

**Voile VX5**

$e = 20 \text{ cm}$  ;  $l_m = 1,2 \text{ m}$  ;  $l_{voile} = 2,25 \text{ m}$  ;  $A_{s \min}^{RPA} = 4,8 \text{ cm}^2$ .

**Tableau A.5** : Calcul des armatures verticales du voile VX5.

Niveau	Maille	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$\sigma_{moy}$ (MPa)	$F_t$ (MN)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s/B$	$A_{s \min}^{RPA}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC– 2 <sup>ème</sup>	1	0,24	4,02	0,9648	19,296	0,0080	4,8	2×10T14	30,79
	2		5,35	1,284	25,68	0,0107	4,8	2×10T14	30,79
3 <sup>ème</sup> –6 <sup>ème</sup>	1	0,24	0,55	0,132	2,64	0,0011	4,8	2×8T12	18,10
	2		0,04	0,0096	0,192	0,0001	4,8	2×8T12	18,10
7 <sup>ème</sup> – 15 <sup>ème</sup>	1	0,24	-0,54	/	/	/	4,8	2×8T12	18,10
	2		-1,17	/	/	/	4,8	2×8T12	18,10

**Voile VX6, VX7**

$e = 20 \text{ cm}$  ;  $l_m = 1,2 \text{ m}$  ;  $l_{voile} = 1,20 \text{ m}$  ;  $A_{s \min}^{RPA} = 4,8 \text{ cm}^2$ .

**Tableau A.6** : Calcul des armatures verticales du voile VX6 et VX7.

Niveau	Maille	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$\sigma_{moy}$ (MPa)	$F_t$ (MN)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s/B$	$A_{s \min}^{RPA}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC– 2 <sup>ème</sup>	1	0,24	10,02	2,4048	48,096	0,0200	4,8	2×9T20	56,55
3 <sup>ème</sup> – 6 <sup>ème</sup>	1	0,24	7,32	1,7568	35,136	0,0146	4,8	2×9T16	36,19
7 <sup>ème</sup> – 15 <sup>ème</sup>	1	0,24	5,64	1,3536	27,072	0,0113	4,8	2×9T14	27,71

**Voile VX8, VX9**

$e = 20 \text{ cm}$  ;  $l_m = 1,5 \text{ m}$  ;  $l_{voile} = 2,75 \text{ m}$  ;  $A_{s \min}^{RPA} = 4,8 \text{ cm}^2$ .

**Tableau A.7** : Calcul des armatures verticales du voile VX8 et VX9.

Niveau	Maille	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$\sigma_{moy}$ (MPa)	$F_t$ (MN)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s/B$	$A_{s \min}^{RPA}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC– 2 <sup>ème</sup>	1	0,3	5,23	1,569	31,38	0,0105	6	2×9T16	36,19
	2		4,34	1,302	26,04	0,0087	6	2×9T16	36,19
3 <sup>ème</sup> –6 <sup>ème</sup>	1	0,3	5,46	1,638	32,76	0,0109	6	2×9T16	36,19
	2		3,86	1,158	23,16	0,0077	6	2×9T16	36,19
7 <sup>ème</sup> – 15 <sup>ème</sup>	1	0,3	5,63	1,689	33,78	0,0113	6	2×9T16	36,19
	2		3,52	1,056	21,12	0,0070	6	2×9T16	36,19

**A.1.1.2. Sens Y–Y****Voile VY1**

$e = 20 \text{ cm}$  ;  $l_m = 1,2 \text{ m}$  ;  $l_{voile} = 3,4 \text{ m}$  ;  $A_{s \min}^{RPA} = 6 \text{ cm}^2$ .

Tableau A.8 : Calcul des armatures verticales du voile VY1.

Niveau	Maille	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$\sigma_{moy}$ (MPa)	$F_t$ (MN)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s/B$	$A_{smin}^{RPA}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC- 2 <sup>ème</sup>	1	0,24	2,99	0,7176	14,352	0,0060	4,8	2×8T12	18,10
	2		-0,40	/	/	/	4,8	2×8T12	18,10
	3		-2,70	/	/	/	4,8	2×8T12	18,10
3 <sup>ème</sup> -6 <sup>ème</sup>	1	0,24	1,65	0,396	7,92	0,0033	4,8	2×8T12	18,10
	2		0,49	0,1176	2,352	0,0010	4,8	2×8T12	18,10
	3		-0,05	/	/	/	4,8	2×8T12	18,10
7 <sup>ème</sup> - 15 <sup>ème</sup>	1	0,24	-0,35	/	/	/	4,8	2×8T12	18,10
	2		-0,93	/	/	/	4,8	2×8T12	18,10
	3		-0,38	/	/	/	4,8	2×8T12	18,10

## Voile VY2

$e = 20 \text{ cm}$  ;  $l_m = 1,2 \text{ m}$  ;  $l_{voile} = 3,4 \text{ m}$  ;  $A_{smin}^{RPA} = 6 \text{ cm}^2$ .

Tableau A.9 : Calcul des armatures verticales du voile VY2.

Niveau	Maille	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$\sigma_{moy}$ (MPa)	$F_t$ (MN)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s/B$	$A_{smin}^{RPA}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC- 2 <sup>ème</sup>	1	0,24	4,77	1,1448	22,896	0,0095	4,8	2×8T14	24,64
	2		2,05	0,492	9,84	0,0041	4,8	2×8T12	18,10
	3		-0,20	/	/	/	4,8	2×8T14	24,64
3 <sup>ème</sup> -6 <sup>ème</sup>	1	0,24	2,48	0,5952	11,904	0,0050	4,8	2×8T12	18,10
	2		0,80	0,192	3,84	0,0016	4,8	2×8T12	18,10
	3		1,27	0,3048	6,096	0,0025	4,8	2×8T12	18,10
7 <sup>ème</sup> - 15 <sup>ème</sup>	1	0,24	-0,18	/	/	/	4,8	2×8T12	18,10
	2		-1,00	/	/	/	4,8	2×8T12	18,10
	3		0,87	0,2088	4,176	0,0017	4,8	2×8T12	18,10

## Voile VY3

$e = 20 \text{ cm}$  ;  $l_m = 1,5 \text{ m}$  ;  $l_{voile} = 6,85 \text{ m}$  ;  $A_{smin}^{RPA} = 6 \text{ cm}^2$ .

Tableau A.10 : Calcul des armatures verticales du voile VY3.

Niveau	Maille	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$\sigma_{moy}$ (MPa)	$F_t$ (MN)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s/B$	$A_{smin}^{RPA}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC-2 <sup>ème</sup>	1	0,3	-1,66	/	/	/	6	2×12T16	48,24
	2		-1,75	/	/	/	6	2×7T12	15,83
	3		-0,34	/	/	/	6	2×6T12	13,57
	4		2,41	0,723	14,46	0,0048	6	2×7T12	15,83
	5		7,39	2,217	44,34	0,0148	6	2×12T16	48,24
3 <sup>ème</sup> -6 <sup>ème</sup>	1	0,3	-0,23	/	/	/	6	2×9T12	20,36
	2		-2,67	/	/	/	6	2×6T12	13,57
	3		-1,27	/	/	/	6	2×6T12	13,57
	4		0,92	0,276	5,52	0,0018	6	2×6T12	13,57
	5		3,15	0,945	18,9	0,0063	6	2×9T12	20,36
7 <sup>ème</sup> -15 <sup>ème</sup>	1	0,3	0,17	/	/	/	6	2×9T12	20,36
	2		-2,39	/	/	/	6	2×6T12	13,57
	3		-1,40	/	/	/	6	2×6T12	13,57
	4		0,05	0,015	0,3	0,0001	6	2×6T12	13,57
	5		1,04	0,312	6,24	0,0021	6	2×9T12	20,36

## Voile VY4

$e = 20 \text{ cm}$  ;  $l_m = 1,5 \text{ m}$  ;  $l_{voile} = 6,85 \text{ m}$  ;  $A_{s \text{ min}}^{RPA} = 6 \text{ cm}^2$ .

Tableau A.11 : Calcul des armatures verticales du voile VY4.

Niveau	Maille	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$\sigma_{\text{moy}}$ (MPa)	$F_t$ (MN)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s/B$	$A_{s \text{ min}}^{RPA}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{\text{adp}}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC– 2 <sup>ème</sup>	1	0,3	4,51	1,353	27,06	0,0090	6	2×11T16	44,22
	2		3,10	0,93	18,6	0,0062	6	2×9T14	27,71
	3		3,30	0,99	19,8	0,0066	6	2×7T14	21,55
	4		4,29	1,287	25,74	0,0086	6	2×9T14	27,71
	5		7,24	2,172	43,44	0,0145	6	2×11T16	44,22
3 <sup>ème</sup> –6 <sup>ème</sup>	1	0,3	-0,03	/	/	/	6	2×11T12	24,86
	2		-0,06	/	/	/	6	2×7T12	15,83
	3		1,11	/	/	/	6	2×7T12	15,83
	4		2,45	0,735	14,7	0,0049	6	2×7T12	15,83
	5		4,09	1,227	24,54	0,0082	6	2×11T12	24,86
7 <sup>ème</sup> – 15 <sup>ème</sup>	1	0,3	-1,20	/	/	/	6	2×8T12	18,10
	2		-1,31	/	/	/	6	2×6T12	13,57
	3		-0,11	/	/	/	6	2×6T12	13,57
	4		1,48	0,444	8,88	0,0030	6	2×6T12	13,57
	5		2,54	0,762	15,24	0,0051	6	2×8T12	18,10

## Voile VY5

$e = 20 \text{ cm}$  ;  $l_m = 1,5 \text{ m}$  ;  $l_{voile} = 6,85 \text{ m}$  ;  $A_{s \text{ min}}^{RPA} = 6 \text{ cm}^2$ .

Tableau A.12 : Calcul des armatures verticales du voile VY5.

Niveau	Maille	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$\sigma_{\text{moy}}$ (MPa)	$F_t$ (MN)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s/B$	$A_{s \text{ min}}^{RPA}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{\text{adp}}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC– 2 <sup>ème</sup>	1	0,3	4,54	1,362	27,24	0,0091	6	2×13T16	52,26
	2		2,91	0,873	17,46	0,0058	6	2×9T14	27,71
	3		3,27	0,981	19,62	0,0065	6	2×7T14	21,55
	4		4,60	1,38	27,6	0,0092	6	2×9T14	27,71
	5		8,55	2,565	51,3	0,0171	6	2×13T16	52,26
3 <sup>ème</sup> –6 <sup>ème</sup>	1	0,3	0,48	0,144	2,88	0,0010	6	2×12T14	36,96
	2		0,41	0,123	2,46	0,0008	6	2×7T14	21,55
	3		1,25	0,375	7,5	0,0025	6	2×7T12	15,83
	4		3,45	1,035	20,7	0,0069	6	2×7T14	21,55
	5		5,96	1,788	35,76	0,0119	6	2×12T14	36,96
7 <sup>ème</sup> – 15 <sup>ème</sup>	1	0,3	-0,97	/	/	/	6	2×8T12	18,10
	2		-0,98	/	/	/	6	2×6T12	13,57
	3		-0,19	/	/	/	6	2×6T12	13,57
	4		2,48	0,444	8,88	0,0030	6	2×6T12	13,57
	5		3,93	0,762	15,24	0,0051	6	2×8T12	18,10

- Calcul des trumeaux

**Voile VY6**

$e = 20 \text{ cm}$  ;  $l_m = 1,2 \text{ m}$  ;  $l_{voile} = 4,85 \text{ m}$  ;  $A_{s \min}^{RPA} = 4,8 \text{ cm}^2$ .

**Tableau A.13** : Calcul des armatures verticales du voile VY6.

Niveau	Maille	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$\sigma_{moy}$ (MPa)	$F_t$ (MN)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s/B$	$A_{s \min}^{RPA}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC– 2 <sup>ème</sup>	1	0,24	2,47	0,5928	11,856	0,0049	4,8	2×11T14	33,88
	2		0,65	0,156	3,12	0,0013	4,8	2×6T12	13,57
	3		1,59	0,3816	7,632	0,0032	4,8	2×6T12	13,57
	4		6,86	1,6464	32,928	0,0137	4,8	2×11T14	33,88
3 <sup>ème</sup> –6 <sup>ème</sup>	1	0,24	-0,68	/	/	/	4,8	2×11T12	24,86
	2		-2,11	/	/	/	4,8	2×6T12	13,57
	3		-1,28	/	/	/	4,8	2×6T12	13,57
	4		4,28	1,0272	20,544	0,0086	4,8	2×11T12	24,86
7 <sup>ème</sup> – 15 <sup>ème</sup>	1	0,24	-0,63	/	/	/	4,8	2×10T12	22,62
	2		-2,29	/	/	/	4,8	2×6T12	13,57
	3		-1,60	/	/	/	4,8	2×6T12	13,57
	4		4,13	0,9912	19,824	0,0083	4,8	2×10T12	22,62

**Voile VY7, VY8**

$e = 20 \text{ cm}$  ;  $l_m = 1,2 \text{ m}$  ;  $l_{voile} = 2,30 \text{ m}$  ;  $A_{s \min}^{RPA} = 4,8 \text{ cm}^2$ .

**Tableau A.14** : Calcul des armatures verticales du voile VY7 et VY8.

Niveau	Maille	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$\sigma_{moy}$ (MPa)	$F_t$ (MN)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s/B$	$A_{s \min}^{RPA}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC– 2 <sup>ème</sup>	1	0,24	5,18	1,2432	24,864	0,0104	4,8	2×10T16	40,21
	2		8,08	1,9392	38,784	0,0162	4,8	2×10T16	40,21
3 <sup>ème</sup> –6 <sup>ème</sup>	1	0,24	4,51	1,0824	21,648	0,0090	4,8	2×10T14	30,79
	2		6,40	1,536	30,72	0,0128	4,8	2×10T14	30,79
7 <sup>ème</sup> – 15 <sup>ème</sup>	1	0,24	3,38	0,8112	16,224	0,0068	4,8	2×8T14	24,63
	2		4,92	1,1808	23,616	0,0098	4,8	2×8T14	24,63

**A.1.2. Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture)**

- Sens X–X

**Voile VX1**

$e = 20 \text{ cm}$  ;  $l_m = 1,5 \text{ m}$  ;  $l_{voile} = 8,05 \text{ m}$  ;  $A_{s \min}^{RPA} = 4,5 \text{ cm}^2$ .

**Tableau A.15** : Aciers de couture du voile VX1.

Niveau	$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC–2 <sup>ème</sup>	32,16	2×8T16	32,16
3 <sup>ème</sup> –6 <sup>ème</sup>	10,55	2×8T10	12,57
7 <sup>ème</sup> –15 <sup>ème</sup>	9,05	2×8T10	12,57

**Voile VX2**

$e = 20 \text{ cm}$  ;  $l_m = 1,5 \text{ m}$  ;  $l_{voile} = 3,5 \text{ m}$  ;  $A_{s \min}^{RPA} = 4,5 \text{ cm}^2$ .

**Tableau A.16** : Aciers de couture du voile VX2.

Niveau	$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC-2 <sup>ème</sup>	24,64	2×8T14	24,64
3 <sup>ème</sup> -6 <sup>ème</sup>	15,08	2×8T12	15,83
7 <sup>ème</sup> -15 <sup>ème</sup>	15,08	2×8T12	15,83

**Voile VX3**

$e = 20 \text{ cm}$  ;  $l_m = 1,5 \text{ m}$  ;  $l_{voile} = 3,5 \text{ m}$  ;  $A_{s\ min}^{RPA} = 4,5 \text{ cm}^2$ .

**Tableau A.17** : Aciers de couture du voile VX3.

Niveau	$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC-2 <sup>ème</sup>	37,52	2×10T16	40,21
3 <sup>ème</sup> -6 <sup>ème</sup>	28,75	2×10T14	30,79
7 <sup>ème</sup> -15 <sup>ème</sup>	20,53	2×10T12	22,62

**Voile VX4**

$e = 20 \text{ cm}$  ;  $l_m = 1,5 \text{ m}$  ;  $l_{voile} = 3,5 \text{ m}$  ;  $A_{s\ min}^{RPA} = 4,5 \text{ cm}^2$ .

**Tableau A.18** : Aciers de couture du voile VX4.

Niveau	$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC-2 <sup>ème</sup>	41,89	2×11T16	44,24
3 <sup>ème</sup> -6 <sup>ème</sup>	29,48	2×10T14	30,79
7 <sup>ème</sup> -15 <sup>ème</sup>	20,53	2×10T12	22,62

- Calcul des trumeaux

**Voile VX5**

$e = 20 \text{ cm}$  ;  $l_m = 1,2 \text{ m}$  ;  $l_{voile} = 2,25 \text{ m}$  ;  $A_{s\ min}^{RPA} = 3,6 \text{ cm}^2$ .

**Tableau A.19** : Aciers de couture du voile VX5.

Niveau	$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC-2 <sup>ème</sup>	20,53	2×10T12	22,62
3 <sup>ème</sup> -6 <sup>ème</sup>	12,07	2×10T10	15,71
7 <sup>ème</sup> -15 <sup>ème</sup>	12,07	2×10T10	15,71

**Voile VX6, VX7**

$e = 20 \text{ cm}$  ;  $l_m = 1,2 \text{ m}$  ;  $l_{voile} = 1,20 \text{ m}$  ;  $A_{s\ min}^{RPA} = 3,6 \text{ cm}^2$ .

**Tableau A.20** : Aciers de couture du voile VX6 et VX7.

Niveau	$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC-2 <sup>ème</sup>	37,70	2×10T16	40,21
3 <sup>ème</sup> -6 <sup>ème</sup>	24,13	2×10T14	30,79
7 <sup>ème</sup> -15 <sup>ème</sup>	18,47	2×10T12	22,62

**Voile VX8, VX9**

$e = 20 \text{ cm}$  ;  $l_m = 1,5 \text{ m}$  ;  $l_{voile} = 2,75 \text{ m}$  ;  $A_{s\ min}^{RPA} = 4,5 \text{ cm}^2$ .

**Tableau A.21** : Aciers de couture du voile VX8 et VX9.

Niveau	$A_v^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC-2 <sup>ème</sup>	24,13	2×8T14	24,63
3 <sup>ème</sup> -6 <sup>ème</sup>	24,13	2×8T14	24,63
7 <sup>ème</sup> -15 <sup>ème</sup>	24,13	2×8T14	24,63

- Sens Y-Y

**Voile VY1**

$e = 20 \text{ cm}$  ;  $l_m = 1,2 \text{ m}$  ;  $l_{voile} = 3,4 \text{ m}$  ;  $A_{s \min}^{RPA} = 3,6 \text{ cm}^2$ .

**Tableau A.22** : Aciers de couture du voile VY1.

Niveau	$A_v^{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	Choix	$A_s^{adp} \text{ (cm}^2\text{)}$
RDC-2 <sup>ème</sup>	12,07	2×8T10	12,57
3 <sup>ème</sup> -6 <sup>ème</sup>	12,07	2×8T10	12,57
7 <sup>ème</sup> -15 <sup>ème</sup>	12,07	2×8T10	12,57

**Voile VY2**

$e = 20 \text{ cm}$  ;  $l_m = 1,2 \text{ m}$  ;  $l_{voile} = 3,4 \text{ m}$  ;  $A_{s \min}^{RPA} = 3,6 \text{ cm}^2$ .

**Tableau A.23** : Aciers de couture du voile VY2.

Niveau	$A_v^{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	Choix	$A_s^{adp} \text{ (cm}^2\text{)}$
RDC-2 <sup>ème</sup>	16,43	2×8T12	18,10
3 <sup>ème</sup> -6 <sup>ème</sup>	16,43	2×8T10	18,10
7 <sup>ème</sup> -15 <sup>ème</sup>	12,07	2×8T10	12,57

**Voile VY3**

$e = 20 \text{ cm}$  ;  $l_m = 1,5 \text{ m}$  ;  $l_{voile} = 6,85 \text{ m}$  ;  $A_{s \min}^{RPA} = 4,5 \text{ cm}^2$ .

**Tableau A.24** : Aciers de couture du voile VY3.

Niveau	$A_v^{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	Choix	$A_s^{adp} \text{ (cm}^2\text{)}$
RDC-2 <sup>ème</sup>	32,16	2×8T16	32,16
3 <sup>ème</sup> -6 <sup>ème</sup>	13,57	2×8T12	18,10
7 <sup>ème</sup> -15 <sup>ème</sup>	13,57	2×8T12	18,10

**Voile VY4**

$e = 20 \text{ cm}$  ;  $l_m = 1,5 \text{ m}$  ;  $l_{voile} = 6,85 \text{ m}$  ;  $A_{s \min}^{RPA} = 4,5 \text{ cm}^2$ .

**Tableau A.25** : Aciers de couture du voile VY4.

Niveau	$A_v^{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	Choix	$A_s^{adp} \text{ (cm}^2\text{)}$
RDC-2 <sup>ème</sup>	29,48	2×10T14	30,79
3 <sup>ème</sup> -6 <sup>ème</sup>	16,57	2×8T12	18,10
7 <sup>ème</sup> -15 <sup>ème</sup>	12,07	2×8T12	18,10

**Voile VY5**

$e = 20 \text{ cm}$  ;  $l_m = 1,5 \text{ m}$  ;  $l_{voile} = 6,85 \text{ m}$  ;  $A_{s \min}^{RPA} = 4,5 \text{ cm}^2$ .

**Tableau A.26** : Aciers de couture du voile VY5.

Niveau	$A_v^{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	Choix	$A_s^{adp} \text{ (cm}^2\text{)}$
RDC-2 <sup>ème</sup>	34,84	2×9T16	36,19
3 <sup>ème</sup> -6 <sup>ème</sup>	24,64	2×9T14	27,71
7 <sup>ème</sup> -15 <sup>ème</sup>	12,07	2×9T10	14,14

- Calcul des trumeaux

**Voile VY6**

$e = 20 \text{ cm}$  ;  $l_m = 1,2 \text{ m}$  ;  $l_{voile} = 4,85 \text{ m}$  ;  $A_{s \text{ min}}^{RPA} = 3,6 \text{ cm}^2$ .

**Tableau A.27** : Aciers de couture du voile VY6.

Niveau	$A_v^{\text{cal}}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{\text{adp}}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC-2 <sup>ème</sup>	22,59	2×10T12	22,62
3 <sup>ème</sup> -6 <sup>ème</sup>	16,57	2×10T12	22,62
7 <sup>ème</sup> -15 <sup>ème</sup>	15,08	2×10T10	15,71

**Voile VY7, VY8**

$e = 20 \text{ cm}$  ;  $l_m = 1,2 \text{ m}$  ;  $l_{voile} = 2,30 \text{ m}$  ;  $A_{s \text{ min}}^{RPA} = 3,6 \text{ cm}^2$ .

**Tableau A.28** : Aciers de couture du voile VY7 et VY8.

Niveau	$A_v^{\text{cal}}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{\text{adp}}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC-2 <sup>ème</sup>	26,81	2×9T14	27,71
3 <sup>ème</sup> -6 <sup>ème</sup>	20,53	2×8T12	18,10
7 <sup>ème</sup> -15 <sup>ème</sup>	16,42	2×8T12	18,10

**A.1.3. Aciers horizontaux****Tableau A.29** : Aciers horizontaux des voiles dans le sens X-X.

Voile	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	Niveau	$\tau_u$ (MPa)	$A_s^{\text{cal}}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{\text{adp}}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>VX1</b>	0,30	RDC-2 <sup>ème</sup>	4,42	40,84	2×14T14	43,12
		3 <sup>ème</sup> -6 <sup>ème</sup>	3,88	35,85	2×12T14	36,96
		7 <sup>ème</sup> -15 <sup>ème</sup>	2,59	23,93	2×11T12	24,86
<b>VX2</b>	0,30	RDC-2 <sup>ème</sup>	2,61	24,12	2×11T12	24,86
		3 <sup>ème</sup> -6 <sup>ème</sup>	2,52	23,28	2×11T12	24,86
		7 <sup>ème</sup> -15 <sup>ème</sup>	2,14	19,77	2×10T12	22,62
<b>VX3</b>	0,30	RDC-2 <sup>ème</sup>	1,22	11,27	2×12T8	12,00
		3 <sup>ème</sup> -6 <sup>ème</sup>	1,04	9,61	2×10T8	10,05
		7 <sup>ème</sup> -15 <sup>ème</sup>	0,85	7,85	2×9T8	9,05
<b>VX4</b>	0,30	RDC-2 <sup>ème</sup>	2,34	21,62	2×10T12	22,62
		3 <sup>ème</sup> -6 <sup>ème</sup>	2,06	19,03	2×9T12	20,36
		7 <sup>ème</sup> -15 <sup>ème</sup>	1,46	13,49	2×9T10	14,14
<b>VX5</b>	0,24	RDC-2 <sup>ème</sup>	1,83	13,53	2×10T10	15,71
		3 <sup>ème</sup> -6 <sup>ème</sup>	1,95	14,41	2×10T10	15,71
		7 <sup>ème</sup> -15 <sup>ème</sup>	1,83	13,53	2×10T10	15,71
<b>VX6-VX7</b>	0,24	RDC-2 <sup>ème</sup>	2,03	15,01	2×10T10	15,71
		3 <sup>ème</sup> -6 <sup>ème</sup>	3,02	22,32	2×10T12	22,62
		7 <sup>ème</sup> -15 <sup>ème</sup>	3,92	28,98	2×10T14	30,79
<b>VX8-VX9</b>	0,30	RDC-2 <sup>ème</sup>	1,55	14,32	2×9T12	20,36
		3 <sup>ème</sup> -6 <sup>ème</sup>	2,48	22,92	2×9T14	27,71
		7 <sup>ème</sup> -15 <sup>ème</sup>	2,69	24,86	2×9T14	27,71

Tableau A.30 : Aciers horizontaux des voiles dans le sens Y-Y.

Voile	S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	Niveau	τ <sub>u</sub> (MPa)	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
VY1	0,24	RDC-2 <sup>ème</sup>	2,38	17,59	2×12T10	18,96
		3 <sup>ème</sup> -6 <sup>ème</sup>	1,97	14,56	2×10T10	15,71
		7 <sup>ème</sup> -15 <sup>ème</sup>	1,30	9,61	2×10T8	10,05
VY2	0,24	RDC-2 <sup>ème</sup>	3,33	24,62	2×11T12	24,86
		3 <sup>ème</sup> -6 <sup>ème</sup>	3,39	25,06	2×12T12	27,12
		7 <sup>ème</sup> -15 <sup>ème</sup>	2,72	20,11	2×10T12	22,62
VY3	0,30	RDC-2 <sup>ème</sup>	2,97	27,44	2×13T12	29,38
		3 <sup>ème</sup> -6 <sup>ème</sup>	2,73	25,23	2×12T12	27,12
		7 <sup>ème</sup> -15 <sup>ème</sup>	2,11	19,50	2×10T12	22,62
VY4	0,30	RDC-2 <sup>ème</sup>	3,86	35,67	2×12T14	36,96
		3 <sup>ème</sup> -6 <sup>ème</sup>	3,99	36,87	2×12T14	36,96
		7 <sup>ème</sup> -15 <sup>ème</sup>	3,94	36,41	2×12T14	36,96
VY5	0,30	RDC-2 <sup>ème</sup>	3,04	28,09	2×11T14	33,88
		3 <sup>ème</sup> -6 <sup>ème</sup>	3,60	33,26	2×12T14	36,96
		7 <sup>ème</sup> -15 <sup>ème</sup>	3,65	33,73	2×12T14	36,96
VY6	0,24	RDC-2 <sup>ème</sup>	2,37	21,90	2×11T12	24,86
		3 <sup>ème</sup> -6 <sup>ème</sup>	2,52	23,28	2×11T12	24,86
		7 <sup>ème</sup> -15 <sup>ème</sup>	2,48	22,92	2×11T12	24,86
VY7-VY8	0,24	RDC-2 <sup>ème</sup>	1,49	13,77	2×11T10	17,83
		3 <sup>ème</sup> -6 <sup>ème</sup>	2,63	24,30	2×11T12	24,86
		7 <sup>ème</sup> -15 <sup>ème</sup>	3,19	29,48	2×14T12	31,64

## A.2. Méthode de l'ACI 318-19

### • Sens X-X

#### Voile VX1

Les efforts obtenus selon la combinaison « **G+Q+Ex** » :

- P<sub>u</sub> = 36346,29 kN.
- M<sub>u</sub> = 184605,67 kN.m.
- V<sub>u</sub> = 7722,82 kN.

Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant.

$$V_u < 0,083 \times A_{cv} \times \sqrt{f'_c} \quad (1)$$

$$V_u < A_{cv} \times (\alpha_c \times 0,083 \times \sqrt{f'_c} + \rho_n \times f_y) \quad (2)$$

$$\Phi \times V_n > V_u \quad (3)$$

$$0,75 \times P_n = 43391 \text{ kN} > 36346,29 \text{ kN}$$

Vérifiée.

$$V_u = 7722,82 \text{ kN} < 977,16 \text{ kN}$$

Non vérifiée.

Donc deux nappes d'armatures sont nécessaires.

$$V_u = 7722,82 \text{ kN} < 8551,04 \text{ kN}$$

Vérifiée.

$$\Phi \times V_n = 8551,04 \text{ kN} > V_u = 7722,82 \text{ kN} \text{ pour } \rho_n = 0,01$$

Vérifiée.

On opte pour 2×5T16 A<sub>s</sub> = 20,11 cm<sup>2</sup>, espacement = 20 cm.

$$\tau_u = \frac{1,4 \times V_u}{d \times b_0} \leq 0,2 \times f_{c28} \quad (4)$$

$$\frac{P_u}{P_0} = 0,32 < 0,35 \quad (5)$$

Vérifiée

$$\text{Pour : } \rho_s = 0,0025$$

$$\text{Calcul des armatures transversales : } A_h^t \geq 0,09 \times S_t \times h_c \times \frac{f_t c}{f_e} \quad (6)$$

**Tableau A.31** : Calcul du ferrailage du voile VX1.

(1) (kN)	Obs		(2) (kN)	Obs	$\rho_h$	(3) (kN)		Obs
7722,82 < 1221,4	Deux nappes nécessaires		7722,82 < 11401,40	Ok	0,007	7722,82 < 8551		Ok
(4) (MPa)	Obs		(5)	$\rho$	$A_s$ /ml	d (m)	d' (m)	c (m)
4,35 < 7	Ok		0,29 < 0,35	0,0025	71,38 cm <sup>2</sup>	1	1	1,71
L <sub>bz</sub> selon les règlements	L <sub>bz</sub> (m)	T <sub>bz</sub> (m)	(6) (cm <sup>2</sup> )	h <sub>c</sub> (cm)	S <sub>t</sub> (cm)	Choix		A <sub>h</sub> <sup>t, adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
RPA : 1 m ACI : 2,45 m	2,4	0,95	5,48	87	10	8T10		6,28
h <sub>cr</sub> (ACI)	h <sub>cr</sub> finale		Armatures horizontales /ml		Zone courante		Zone de rive	
9,95 m	On prend la hauteur de trois niveaux		A <sub>h</sub>	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v</sub>	A <sub>v</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v</sub>	A <sub>v</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
			2×5T16	20,11	2×40T14	123,2	24T20	75,36

**Voile VX2**

Les efforts obtenus selon la combinaison « G+Q+Ex » :

- P<sub>u</sub> = 9535,74 kN.
- M<sub>u</sub> = 5722,92 kN.m.
- V<sub>u</sub> = 1564,72 kN.

**Tableau A.32** : Calcul du ferrailage du voile VX2.

(1) (kN)	Obs		(2) (kN)	Obs	$\rho_h$	(3) (kN)		Obs
1564,72 < 429,66	Deux nappes nécessaires		1564,72 < 2260,54	Ok	0,005	1564,7 < 1695,4		Ok
(4) (MPa)	Obs		(5)	$\rho$	$A_s$ /ml	d (m)	d' (m)	c (m)
2,50 < 7	Ok		0,349 < 0,35	0,003	6 cm <sup>2</sup>	0,5	0,5	SEC
L <sub>bz</sub> selon les règlements	L <sub>bz</sub> (m)	T <sub>bz</sub> (m)	(6) (cm <sup>2</sup> )	h <sub>c</sub> (cm)	S <sub>t</sub> (cm)	Choix		A <sub>h</sub> <sup>t, adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
RPA : 0,35 m ACI : 0,88 m	0,8	0,2	1,071	15	10	3T8		1,51
h <sub>cr</sub> (ACI)	h <sub>cr</sub> finale		Armatures horizontales /ml		Zone courante		Zone de rive	
3,5 m	On prend la hauteur d'un niveau		A <sub>h</sub>	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v</sub>	A <sub>v</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v</sub>	A <sub>v</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
			2×5T12	11,31	2×10T12	22,62	2×5T12	13,57

**Voile VX3**

Les efforts obtenus selon la combinaison « G+Q+Ex » :

- P<sub>u</sub> = 11291,1 kN.
- M<sub>u</sub> = 4875,03 kN.m.
- V<sub>u</sub> = 952,92 kN.

Tableau A.33 : Calcul du ferrailage du voile VX3.

(1) (kN)	Obs		(2) (kN)	Obs	$\rho_h$	(3) (kN)		Obs
952,92 < 429,65	Deux nappes nécessaires		952,92 < 1823,04	Ok	0,004	952,92 < 1367,3		Ok
(4) (MPa)	Obs		(5)	$\rho_s$	$A_s$ /ml	d (m)	d' (m)	c (m)
1,52 < 7	Ok		0,346 < 0,35	0.016	32 cm <sup>2</sup>	0,5	0,5	SEC
L <sub>bz</sub> selon les règlements	L <sub>bz</sub> (m)	T <sub>bz</sub> (m)	(6) (cm <sup>2</sup> )	h <sub>c</sub> (cm)	S <sub>t</sub> (cm)	Choix		A <sub>h</sub> <sup>t,adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
RPA : 0,35 m ACI : 0,88 m	0,8	0,2	1,071	15	10	3T8		1,51
h <sub>cr</sub> (ACI)	h <sub>cr</sub> finale		Armatures horizontales /ml		Zone courante		Zone de rive	
3,5 m	On prend la hauteur d'un niveau		A <sub>h</sub>	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v</sub>	A <sub>v</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v</sub>	A <sub>v</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
			2×5T12	11,31	2×12T20	75,36	2×6T20	37,70

## Voile VX4

Les efforts obtenus selon la combinaison « G+Q+Ex » :

- P<sub>u</sub> = 11204,5 kN.
- M<sub>u</sub> = 4565,57 kN.m.
- V<sub>u</sub> = 1424,32 kN.

Tableau A.34 : Calcul du ferrailage du voile VX4.

(1) (kN)	Obs		(2) (kN)	Obs	$\rho_h$	(3) (kN)		Obs
1424,32 < 429,65	Deux nappes nécessaires		1424,32 < 2260,54	Ok	0,0025	1424,3 < 1695,4		Ok
(4) (MPa)	Obs		(5)	$\rho_s$	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> ) /ml	d (m)	d' (m)	c (m)
2,28 < 7	Ok		0,347 < 0,35	0.015	30	0,5	0,5	SEC
L <sub>bz</sub> selon les règlements	L <sub>bz</sub> (m)	T <sub>bz</sub> (m)	(6) (cm <sup>2</sup> )	h <sub>c</sub> (cm)	S <sub>t</sub> (cm)	Choix		A <sub>h</sub> <sup>t,adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
RPA : 0,35 m ACI : 0,88 m	0,8	0,2	1,071	15	10	3T8		1,51
h <sub>cr</sub> (ACI)	h <sub>cr</sub> finale		Armatures horizontales /ml		Zone courante		Zone de rive	
3,5 m	On prend la hauteur d'un niveau		A <sub>h</sub>	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v</sub>	A <sub>v</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v</sub>	A <sub>v</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
			2×5T12	11,31	2×10T20	62,83	2×6T20	37,70

## Voile VX5

Les efforts obtenus selon la combinaison « G+Q+Ex » :

- P<sub>u</sub> = 6681,2 kN.
- M<sub>u</sub> = 1551,82 kN.m.
- V<sub>u</sub> = 541,678 kN.

Tableau A.35 : Calcul du ferrailage du voile VX5.

(1) (kN)	Obs		(2) (kN)	Obs	$\rho_h$	(3) (kN)		Obs
541,69 < 276,21	Deux nappes nécessaires		541,69 < 750,08	Ok	0,0025	541,69 < 562,56		Ok
(4) (MPa)	Obs		(5)	$\rho_s$	$A_s$ /ml	d (m)	d' (m)	c (m)
1,35 < 7	Ok		0,349 < 0,35	0.009	18 cm <sup>2</sup>	0,25	0,25	SEC
$L_{bz}$ selon les règlements	$L_{bz}$ (m)	$T_{bz}$ (m)	(6) (cm <sup>2</sup> )	$h_c$ (cm)	$S_t$ (cm)	Choix		$A_h^{t,adp}$ (cm <sup>2</sup> )
RPA : 0,23 m ACI : 0,56 m	0,5	0,2	1,071	15	10	3T8		1,51
$h_{cr}$ (ACI)	$h_{cr}$ finale		Armatures horizontales /ml		Zone courante		Zone de rive	
2,25 m	On prend la hauteur d'un niveau		$A_h$	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_v$	$A_v^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_v$	$A_v^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
			2×5T12	11,31	2×7T16	28,15	2×4T16	16,08

**Voile VX6-7**

Les efforts obtenus selon la combinaison « **G+Q+Ex** » :

- $P_u = 3788,64$  kN.
- $M_u = 351,46$  kN.m.
- $V_u = 191,61$  kN.

Tableau A.36 : Calcul du ferrailage du voile VX6 et VX7.

(1) (kN)	Obs		(2) (kN)	Obs	$\rho_h$	(3) (kN)		Obs
191,61 < 117,85	Deux nappes nécessaires		191,61 < 320,03	Ok	0,0025	191,61 < 240,03		Ok
(4) (MPa)	Obs		(5)	$\rho_s$	$A_s$ /ml	d (m)	d' (m)	c (m)
0,89 < 7	Ok		0,348 < 0,35	0.014	33,6 cm <sup>2</sup>	0,15	0,15	SEC
$L_{bz}$ selon les règlements	$L_{bz}$ (m)	$T_{bz}$ (m)	(6) (cm <sup>2</sup> )	$h_c$ (cm)	$S_t$ (cm)	Choix		$A_h^{t,adp}$ (cm <sup>2</sup> )
RPA : 0,12 m ACI : 0,30 m	0,25	0,2	1,071	15	10	3T8		1,51
$h_{cr}$ (ACI)	$h_{cr}$ finale		Armatures horizontales /ml		Zone courante		Zone de rive	
1,2 m	On prend la hauteur d'un niveau		$A_h$	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_v$	$A_v^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_v$	$A_v^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
			2×5T12	11,31	2×3T16	12,06	2×3T16	12,06

**Voile VX8-9**

Les efforts obtenus selon la combinaison « **G+Q+Ex** » :

- $P_u = 5984,15$  kN.
- $M_u = 2714,54$  kN.m.
- $V_u = 603,23$  kN.

Tableau A.37 : Calcul du ferrailage du voile VX8 et VX9.

(1) (kN)	Obs		(2) (kN)	Obs	$\rho_h$	(3) (kN)		Obs
603,23 < 337,59	Deux nappes nécessaires		603,23 < 916,76	Ok	0,0025	603,23 < 687,57		Ok
(4) (MPa)	Obs		(5)	$\rho_s$	$A_s$ /ml	d (m)	d' (m)	c (m)
1,53 < 7	Ok		0,29 < 0,35	0.0025	5 cm <sup>2</sup>	0,30	0,30	SEC
L <sub>bz</sub> selon les règlements	L <sub>bz</sub> (m)	T <sub>bz</sub> (m)	(6) (cm <sup>2</sup> )	h <sub>c</sub> (cm)	S <sub>t</sub> (cm)	Choix		A <sub>h</sub> <sup>t, adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
RPA : 0,26 m ACI : 0,66 m	0,60	0,2	1,071	15	10	3T8		1,51
h <sub>cr</sub> (ACI)	h <sub>cr</sub> finale		Armatures horizontales /ml		Zone courante		Zone de rive	
2,75 m	On prend la hauteur d'un niveau		A <sub>h</sub>	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v</sub>	A <sub>v</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v</sub>	A <sub>v</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
			2×5T12	11,31	2×7T12	15,83	2×4T12	9,05

- Sens Y-Y

## Voile VY1

Les efforts obtenus selon la combinaison « G+Q+Ex » :

- P<sub>u</sub> = 19932,23 kN.
- M<sub>u</sub> = 17018,77 kN.m.
- V<sub>u</sub> = 3374,94 kN.

Tableau A.38 : Calcul du ferrailage du voile VY1.

(1) (kN)	Obs		(2) (kN)	Obs	$\rho_h$	(3) (kN)		Obs
3374,9 < 417,38	Deux nappes nécessaires		3374,9 < 4745,95	Ok	0,011	3374,9 < 3559,5		Ok
(4) (MPa)	Obs		(5)	$\rho_s$	$A_s$ /ml	d (m)	d' (m)	c (m)
5,56 < 7	Ok		0,349 < 0,35	0.011	22 cm <sup>2</sup>	0,85	0,85	SEC
L <sub>bz</sub> selon les règlements	L <sub>bz</sub> (m)	T <sub>bz</sub> (m)	(6) (cm <sup>2</sup> )	h <sub>c</sub> (cm)	S <sub>t</sub> (cm)	Choix		A <sub>h</sub> <sup>t, adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
RPA : 0,68 m ACI : 1,71 m	1,70	0,2	1,071	15	10	3T8		1,51
h <sub>cr</sub> (ACI)	h <sub>cr</sub> finale		Armatures horizontales /ml		Zone courante		Zone de rive	
6,85 m	On prend la hauteur de deux niveaux		A <sub>h</sub>	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v</sub>	A <sub>v</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
			2×6T16	24,13	2×14T16	56,28	2×10T16	9,05

## Voile VY2

Les efforts obtenus selon la combinaison « G+Q+Ex » :

- P<sub>u</sub> = 21579,85 kN.
- M<sub>u</sub> = 10927,57 kN.m.
- V<sub>u</sub> = 1727,95 kN.

Tableau A.39 : Calcul du ferrailage du voile VY2.

(1) (kN)	Obs		(2) (kN)	Obs	$\rho_h$	(3) (kN)		Obs
1727,95 < 417,38	Deux nappes nécessaires		1727,95 < 2620,95	Ok	0,007	1727,9 < 1965,7		Ok
(4) (MPa)	Obs		(5)	$\rho_s$	$A_s$ /ml	d (m)	d' (m)	c (m)
2,85 < 7	Ok		0,346 < 0,35	0.018	45,88 cm <sup>2</sup>	0,5	0,5	3,76
L <sub>bz</sub> selon les règlements	L <sub>bz</sub> (m)	T <sub>bz</sub> (m)	(6) (cm <sup>2</sup> )	h <sub>c</sub> (cm)	S <sub>t</sub> (cm)	Choix		A <sub>h</sub> <sup>t,adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
RPA : 0,34 m ACI : 0,85 m	0,85	0,2	5,481	15	10	8T10		6,28
h <sub>cr</sub> (ACI)	h <sub>cr</sub> finale		Armatures horizontales /ml		Zone courante		Zone de rive	
3,4 m	On prend la hauteur d'un niveau		A <sub>h</sub>	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v</sub>	A <sub>v</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v</sub>	A <sub>v</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
			2×5T14	11,31	2×10T20	62,83	2×8T20	50,27

## Voile VY3

Les efforts obtenus selon la combinaison « G+Q+Ex » :

- P<sub>u</sub> = 14063,01 kN.
- M<sub>u</sub> = 14950,43 kN.m.
- V<sub>u</sub> = 3687,56 kN.

Tableau A.40 : Calcul du ferrailage du voile VY3.

(1) (kN)	Obs		(2) (kN)	Obs	$\rho_h$	(3) (kN)		Obs
3687,56 < 672,72	Deux nappes nécessaires		3687,56 < 5594,36	Ok	0,008	3687,6 < 4195,8		Ok
(4) (MPa)	Obs		(5)	$\rho_s$	$A_s$ /ml	d (m)	d' (m)	c (m)
3,77 < 7	Ok		0,33 < 0,35	0.0025	5 cm <sup>2</sup>	0,85	0,85	SEC
L <sub>bz</sub> selon les règlements	L <sub>bz</sub> (m)	T <sub>bz</sub> (m)	(6) (cm <sup>2</sup> )	h <sub>c</sub> (cm)	S <sub>t</sub> (cm)	Choix		A <sub>h</sub> <sup>t,adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
RPA : 0,68 m ACI : 1,70 m	1,70	0,2	0,756	15	10	2T10		1,01
h <sub>cr</sub> (ACI)	h <sub>cr</sub> finale		Armatures horizontales /ml		Zone courante		Zone de rive	
6,85 m	On prend la hauteur de trois niveaux		A <sub>h</sub>	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v</sub>	A <sub>v</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
			2×4T14	15,39	2×20T12	45,2	2×10T12	22,62

## Voile VY4-5

Les efforts obtenus selon la combinaison « G+Q+Ex » :

- P<sub>u</sub> = 18309.93 kN.
- M<sub>u</sub> = 18310,79 kN.m.
- V<sub>u</sub> = 2869,42 kN.

Tableau A.41 : Calcul du ferrailage du voile VY4 et VY5.

(1) (kN)	Obs		(2) (kN)	Obs	$\rho_h$	(3) (kN)		Obs
2869,42 < 672,72	Deux nappes sont nécessaires		2869,42 < 4224,62	Ok	0,006	2869,4 < 3168,3		Ok
(4) (MPa)	Obs		(5)	$\rho_s$	$A_s$ /ml	d (m)	d' (m)	c (m)
2,93 < 7	Ok		0,349 < 0,35	0.018	36 cm <sup>2</sup>	0,85	0,85	SEC
L <sub>bz</sub> selon les règlements	L <sub>bz</sub> (m)	T <sub>bz</sub> (m)	(6) (cm <sup>2</sup> )	h <sub>c</sub> (cm)	S <sub>t</sub> (cm)	Choix		A <sub>h</sub> <sup>t,adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
RPA : 0,68 m ACI : 1,70 m	1,70	0,2	0,756	15	10	2T10		1,01
h <sub>cr</sub> (ACI)	h <sub>cr</sub> finale		Armatures horizontales /ml		Zone courante		Zone de rive	
6,85 m	On prend la hauteur de trois niveaux		A <sub>h</sub>	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v</sub>	A <sub>v</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
			2×5T12	11,31	2×20T20	125,6	2×10T20	62,83

- Calcul des trumeaux

## Voile VY6

Les efforts obtenus selon la combinaison « G+Q+Ex » :

- P<sub>u</sub> = 18309.93 kN.
- M<sub>u</sub> = 18310,79 kN.m.
- V<sub>u</sub> = 2869,42 kN.

Tableau A.42 : Calcul du ferrailage du voile VY6.

(1) (kN)	Obs		(2) (kN)	Obs	$\rho_h$	(3) (kN)		Obs
2869,42 < 672,72	Deux nappes sont nécessaires		2869,42 < 5381,74	Ok	0,004	2869,4 < 3064,6		Ok
(4) (MPa)	Obs		(5)	$\rho_s$	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> ) /ml	d (m)	d' (m)	c (m)
1,73 < 7	Ok		0,349 < 0,35	0.018	36	0,85	0,85	SEC
L <sub>bz</sub> selon les règlements	L <sub>bz</sub> (m)	T <sub>bz</sub> (m)	(6) (cm <sup>2</sup> )	h <sub>c</sub> (cm)	S <sub>t</sub> (cm)	Choix		A <sub>h</sub> <sup>t,adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
RPA : 0,68 m ACI : 1,70 m	1,70	0,2	0,756	15	10	2T10		1,01
h <sub>cr</sub> (ACI)	h <sub>cr</sub> finale		Armatures horizontales /ml		Zone courante		Zone de rive	
6,85 m	On prend la hauteur de trois niveaux		A <sub>h</sub>	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v</sub>	A <sub>v</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
			2×5T12	11,31	2×20T20	125,6	2×10T20	62,83

## Voile VY7-8

Les efforts obtenus selon la combinaison « G+Q+Ex » :

- P<sub>u</sub> = 6146,14 kN.
- M<sub>u</sub> = 1419,40 kN.m.
- V<sub>u</sub> = 524,75 kN.

Tableau A.43 : Calcul du ferrailage du voile VY7 et VY8.

(1) (kN)	Obs		(2) (kN)	Obs	$\rho_h$	(3) (kN)		Obs
524,75 < 225,86	Deux nappes sont nécessaires		524,75 < 958,4	Ok	0,0025	524,75 < 718,80		Ok
(4) (MPa)	Obs		(5)	$\rho_s$	$A_s$ /ml	d (m)	d' (m)	c (m)
1,60 < 7	Ok		0,349 < 0,35	0.018	36 cm <sup>2</sup>	0,85	0,85	SEC
<b>L<sub>bz</sub> selon les règlements</b>	<b>L<sub>bz</sub> (m)</b>	<b>T<sub>bz</sub> (m)</b>	<b>(6) (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>h<sub>c</sub> (cm)</b>	<b>S<sub>t</sub> (cm)</b>	<b>Choix</b>		<b>A<sub>h</sub><sup>t,adp</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>
RPA : 0,23 m ACI : 0,57 m	0,55	0,2	0,756	15	10	2T10		1,01
<b>h<sub>cr</sub> (ACI)</b>	<b>h<sub>cr</sub> finale</b>		<b>Armatures horizontales /ml</b>		<b>Zone courante</b>		<b>Zone de rive</b>	
2,30 m	On prend la hauteur d'un niveau		A <sub>h</sub>	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v</sub>	A <sub>v</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
			2×5T12	11,31	2×6T20	37,70	2×4T20	25,13

Annexe B : Plans du projet.

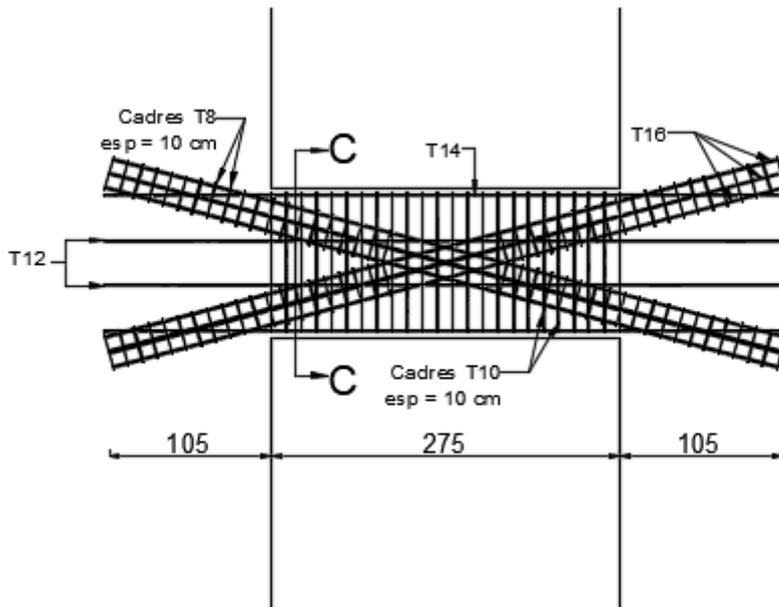


Figure B.1 : Ferrailage des linteaux LX1 (cm).

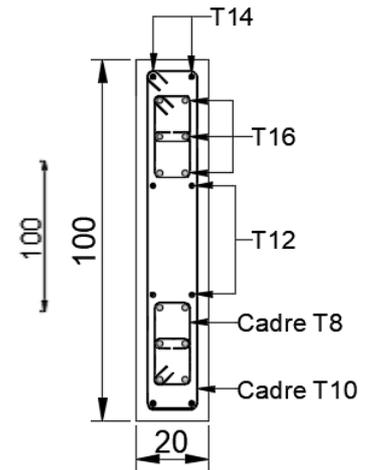


Figure B.2 : Coupe C-C (cm).

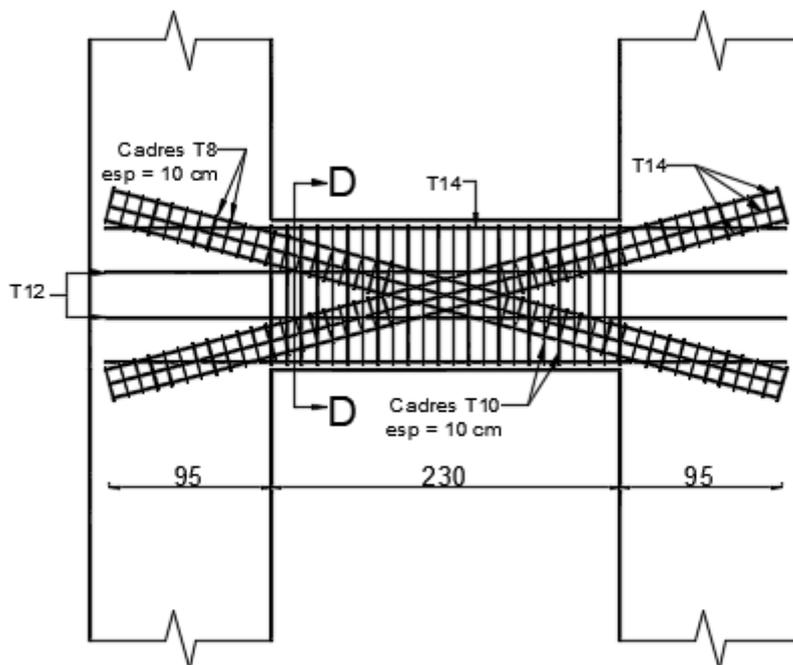


Figure B.3 : Ferrailage des linteaux LX2-3 (cm).

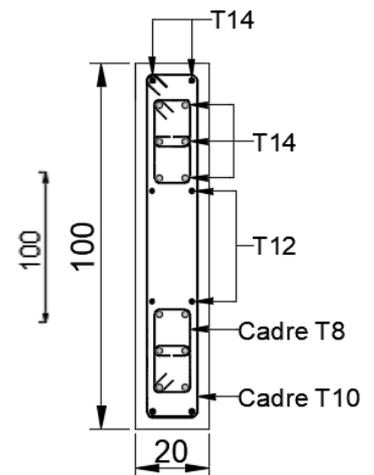


Figure B.4 : Coupe D-D (cm).

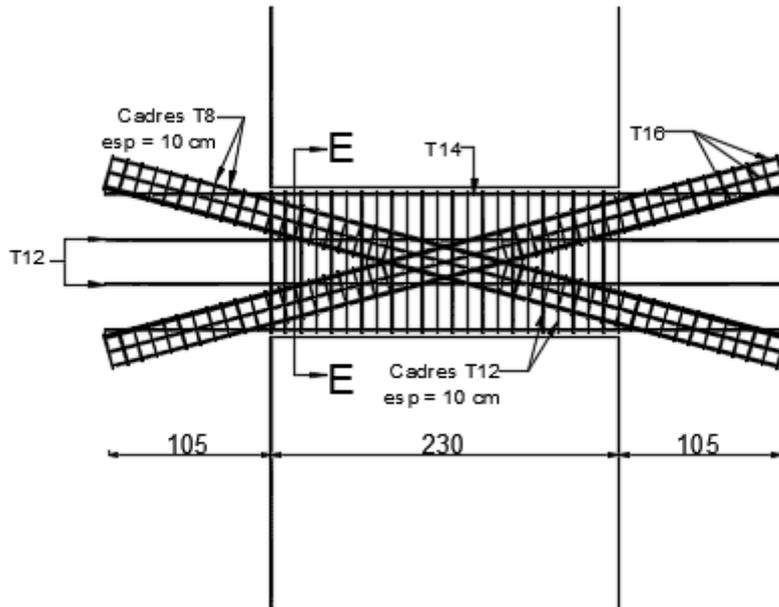


Figure B.5 : Ferrailage des linteaux LY1-2 (cm).

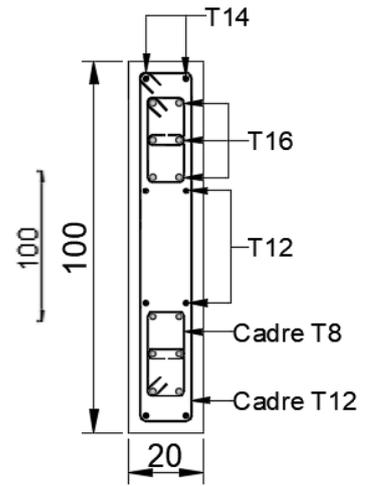


Figure B.6 : Coupe E-E (cm).

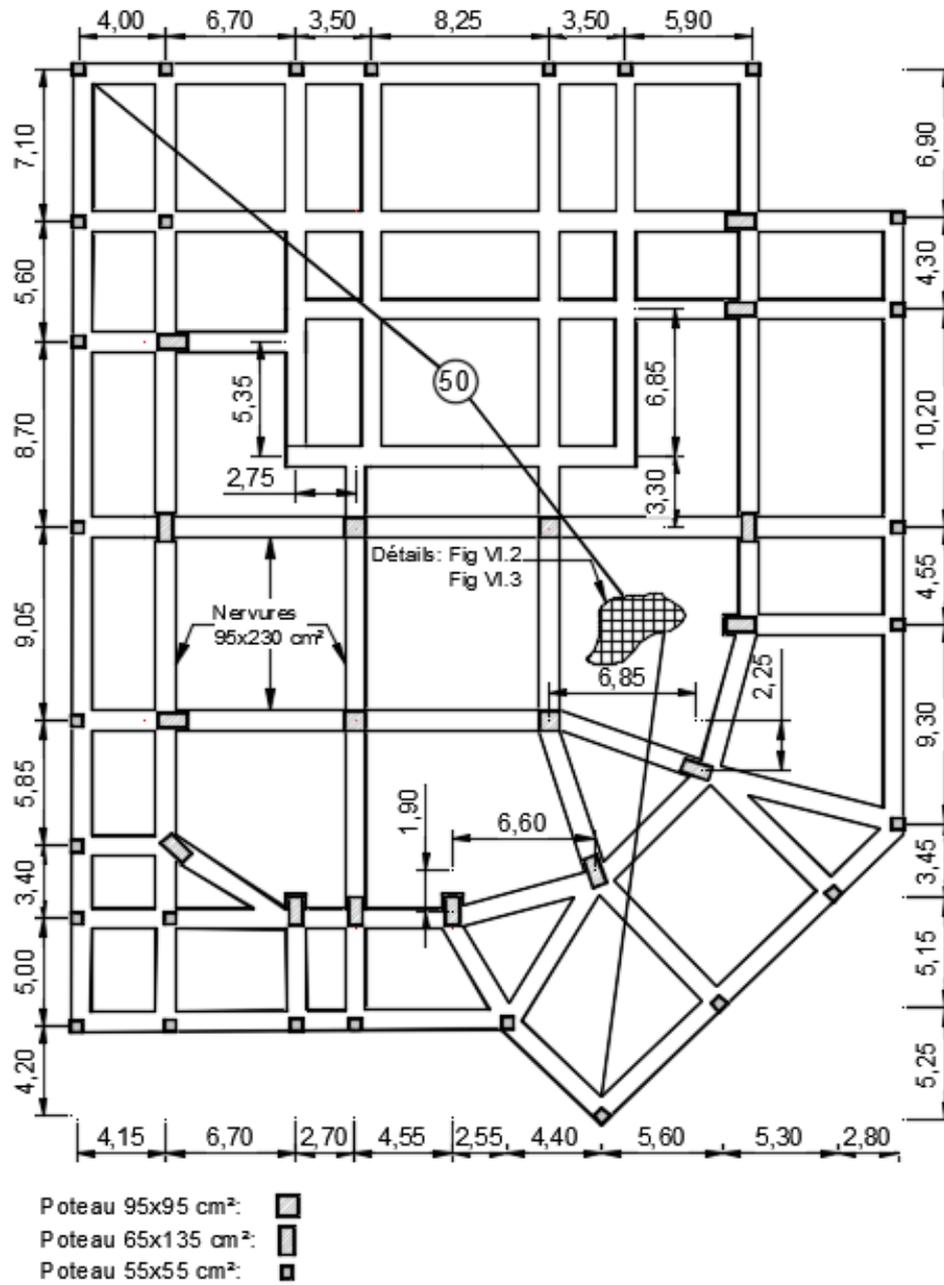


Figure B.7 : Plan de fondation (m).

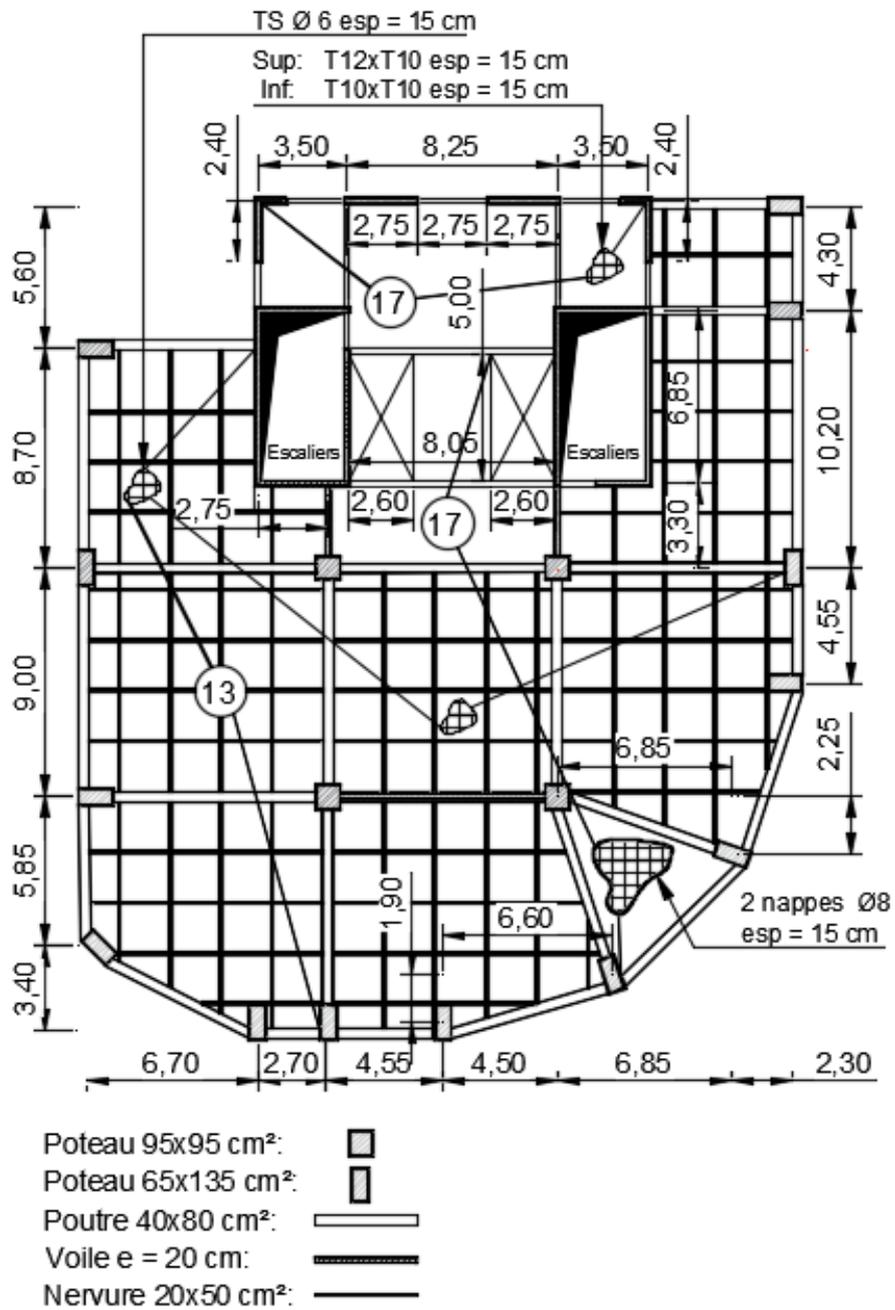


Figure B.8 : Plan de coffrage RDC-5<sup>ème</sup>(m).

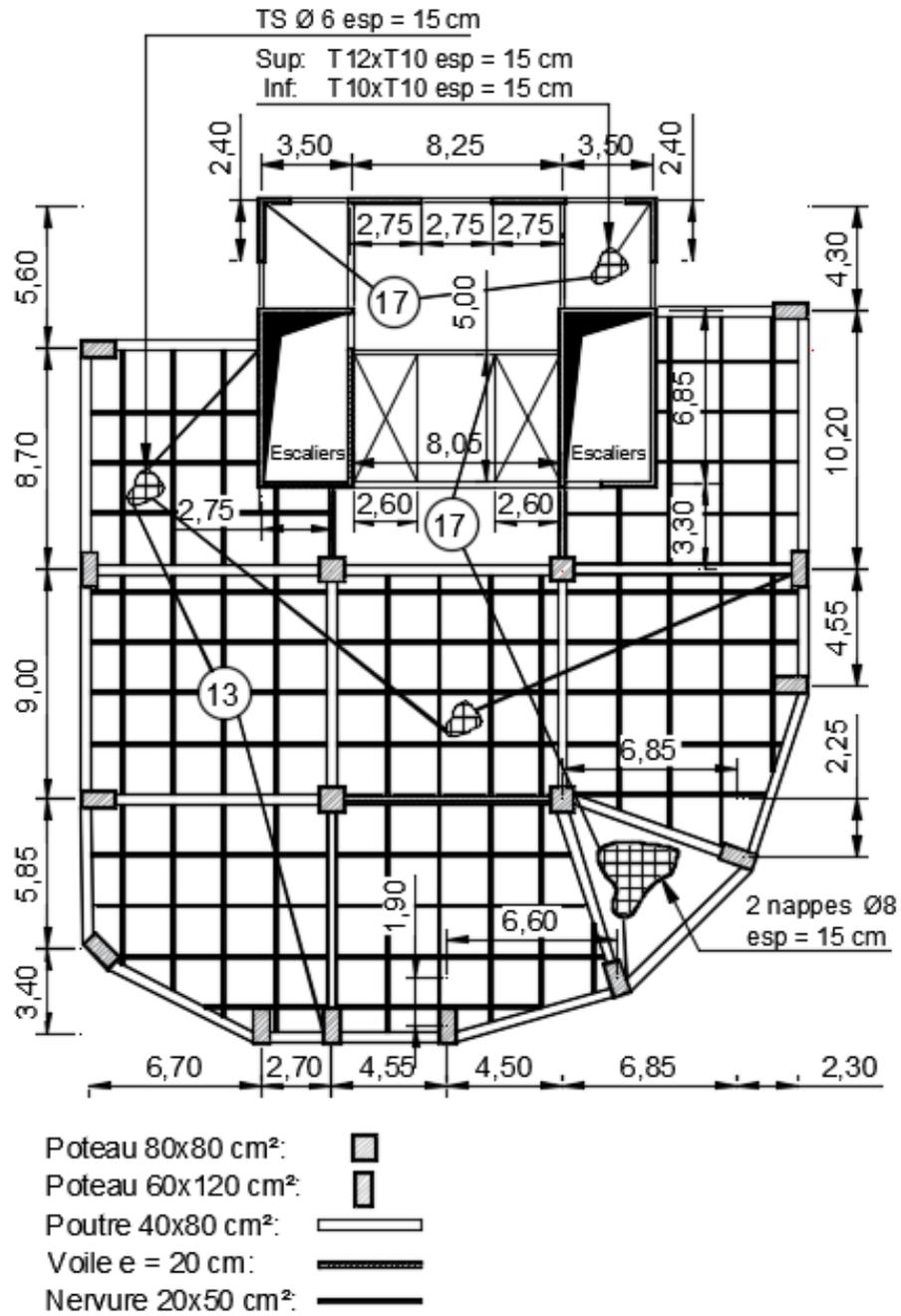


Figure B.9 : Plan de coffrage 6<sup>ème</sup>-terrasse (m).

---

## Références bibliographiques.

1. Règles BAEL 91 révisées 99.
2. REGLES PARASSISMIQUES ALGERIENNES RPA 99 / VERSION 2003.
3. CBA 93.
4. Béton armé BAEL 91 modifié 99 et DTU associés
5. Formulaire du béton armé Volume 1 : Calculs, Victor DAVIDOVICI.
6. EUROCODE 2.
7. NF P 18–210 DTU 23.1 Murs en béton banché.
8. Dimensionnement des voiles en BA, R. Taleb et B.Eldjouzi.
9. ACI 318–19.
10. FEMA–356.
11. ATC–40.
12. DICTIONARY OF CIVIL ENGINEERING. JEAN PAUL KURTZ.
13. A.Salihovic and N.Ademovic, Nonlinear analysis of reinforced concrete frame under lateral load, Techno-press journal, ISSN : 2234–2184, 2017.
14. M.N. ATTAR, Displacement Based Design, (DBD), Nonlinear Static Pushover Analysis To Verify The Proper Collapse Mechanism Of Structures. Arab Dar company.
15. R.Leslie, The Pushover Analysis, explained in its Simplicity.
16. Bahram Marabi & Abdul Kadir Marsono, A Numerical And Analytical Study On Optimization And Efficiency Of Structural Forms By Two-Outrigger In Tall Buildings, Malaysian Journal of Civil Engineering 28 Special Issue (3):163–179(2016).
17. R. Hakim-M. S. Alama-S. A. Ashour, Seismic assessment of RC Building According to ATC 40, FEMA 356 and FEMA 440. Arab J Sci Eng (2014) 39:7691–7699.
18. Bindhu K. R.- Nidhi M- Rahul Leslie. 15<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering 2012 Lisbon.
19. SAP2000 Integrated Finite Elements Analysis and Design of Structures-GRAPHIC USER INTERFACE MANUAL. Computers and Structures, Inc. Version 7.0. August 1998.
20. A.Tebaa et A.Fellah, mémoire de master : Conception D'un Bâtiment A Usage Multiple En (R+9+Entre sol+Sous-sol) Avec La Prise En Compte De La Torsion Accidentelle.