

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

UNIVERSITE -SAAD DAHLEB- BLIDA

جامعة سعد دحلب - البليدة -



FACULTE DES SCIENCES DE L'INGENIEUR

كلية العلوم الهندسية

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

دائرة الهندسة المدنية

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES

مذكرة نهاية التدرج

Pour l'obtention du diplôme

DE MASTER

Option : STRUCTURE, REPARATION ET COUT DE CONSTRUCTION

Thème

ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE MULTIPLE

(R+15+2SS)

CONTREVENTE PAR DES VOILES

Présenté par :

**KHEGAR Mohamed Amine
DAHACHE Fatah**

Promoteur :

M^r. ABED Mohamed

Promotion-2012/ 2013-

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابع سكني و تجاري تتألف من طابق ارضي + 15 طابق + طابقين سفليين , يتم انجازها بولاية الجزائر المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم **III** حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (**RPA99 version 2003**)

إن استقرار البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمون بواسطة العارضات , الأعمدة و الجدران خرسانية مسلحة . دراسة و تحليل البناية تمت باستعمال برنامج (**SAP2000.V12**) .

تحديد الأبعاد وتسليح كل العناصر المقاومة للبناية صمم طبق المعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر (**RPA 99 version 2003, BAEL 91 modifié 99**) .

تسليح العناصر المقاومة (الأعمدة و العارضات) تم بواسطة **SOCOTEC**, أما الجدران الخرسانية المسلحة تم يدويا .

نظام البنية التحتية لهذا المبنى هو عبارة عن لبشة (أرضية أساس)

Résumé

Le but de cette étude est la conception d'une structure à usage d'habitation et commercial de R+15 étages+2 sous sol qui sera implantée dans la wilaya d'Alger, classée en zone **III** selon le règlement parasismique Algérien (**RPA 99 version 2003**).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles.

L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel (**SAP 2000.V12**).

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir (**BAEL91 modifié 99, RPA99 version 2003**).

Le ferrailage des éléments porteurs (poteaux, poutres) a été mené par le logiciel de ferrailage **SOCOTEC**, alors que celui des voiles et a été fait manuellement.

La fondation du bâtiment est composée d'un radier nervuré.

Abstract

The aim of this study is to design a structure for residential and commercial use of R+15 floors +2 underground which will be located in the Wilaya of Algiers, classified in zone **III** according to the Algerian payment parasismic (**RPA 99 version 2003**).

The stability of the structure is ensured by the beams, the columns and the walls. The study and the analysis of this project had been established by the software (**SAP 2000.V12**).

The calculation of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in strengths to knowing (**BAEL91 modified 99, RPA99 version 2003**).

Reinforcement of structural elements (columns, beams) was done by the software **SOCOTEC**, while the shell element was done manually.

The foundation system is consisted by rib raft foundation.

Dédicaces

Je dédie ce Modeste travail à:

A la mémoire de mes grands parents et ma sœur

Mon père : *Pour tous ses sacrifices, sans lesquels, je ne serai jamais arrivé à cette consécration, l'exemple constant qu'il ma toujours donné, d'une vie de droiture, sa passion de travail, ont toujours suscité en moi le désir de suivre sa voie.*

Ma mère : *Avec toute sa tendresse, en signe d'affection et de reconnaissance, pour son dévouement exemplaire et pour les énormes sacrifices qu'elle m'a consentis.*

Mes frères et mes sœurs.

Mes oncles et mes tantes.

Mes cousins, cousines et amis.

A tous les enseignants et les étudiants du département de Génie Civil.

D.FATAH

Dédicaces

Je dédie ce Modeste travail à:

A la mémoire de mes grands parents

Mon père : *Pour tous ses sacrifices, sans lesquels, je ne serai jamais arrivé à cette consécration, l'exemple constant qu'il ma toujours donné, d'une vie de droiture, sa passion de travail, ont toujours suscité en moi le désir de suivre sa voie.*

Ma mère : *Avec toute sa tendresse, en signe d'affection et de reconnaissance, pour son dévouement exemplaire et pour les énormes sacrifices qu'elle m'a consentis.*

Mon frère et ma sœur.

Mes oncles et mes tantes.

Mes cousins, cousines et amis.

A tous les enseignants et les étudiants du département de Génie Civil.

K.M.AMINE

Remerciements

Nous tenons à remercier Dieu, le tout puissant qui nous a permis d'apprendre à lire et à connaître le vrais sens de la vie.

Au terme de cette étude, nous tenons à remercier tous ceux qui ont contribué à notre formation et à l'élaboration de ce travail.

A Monsieur ABED MOHAMED, nous lui soyons très reconnaissant pour son aide ; il nous a orienté tout le long de son élaboration et nous encourage encore plus pour terminer ce travail.

Enfin, nos remerciements vont aussi à tous les membres de jury qui nous font l'honneur de juger ce modeste mémoire.

Sommaire

Remerciements	
Dédicace	
Résumé	
Liste des tableaux	
Liste des figures	
Liste des symboles	

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

Chapitre I: Généralités

I.1. Introduction.....	2
I.2. Présentation de l'ouvrage.....	2
I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	5
I.4. Hypothèses de calcul.....	10

Chapitre II: Pré dimensionnement

II.1.Introduction.....	11
II.2. Pré dimensionnement des dalles.....	11
II.3. Evaluation des charges et surcharges.....	13
II.4. Pré dimensionnement	15
II.4.1. Les portiques.....	15
II.4.1.1. Les poutres.....	15
II.4.1.2. Les poteaux.....	19
II.4.2. Les voiles.....	39

Chapitre III: calcul des éléments secondaires

III.1.Introduction.....	40
III.2. Acrotère.....	40
III.3. Etude des planchers.....	47
III.3.1.Introduction.....	47
III.3.2. Plancher en corps creux.....	47
III.3.3. Plancher en dalle pleine.....	62
III.3.4.Etude de la dalle machine.....	67
III.4. Escaliers.....	73
III.3.3. Escaliers type "I".....	74
III.3.4. Escaliers type "II".....	80
III.5.Balcons.....	87

Chapitre IV: Etude dynamique et sismique

IV.1. Introduction.....	92
IV.2. Étude sismique.....	92
IV.3. Choix de la méthode de calcul	93
IV.4. Résultats de l'analyse dynamique.....	99

Chapitre V: Etude thermique

V.1.Introduction.....	116
V.2.Effets de la température.....	116
V.3.Coefficient de dilation.....	116
V.4.Coefficient thermique.....	116
V.5.Les résultat de calcul.....	117

Chapitre VI: Ferrailage des éléments résistants

VI.1. Introduction.....	118
VI.2. Ferrailage des poteaux.....	118
VI.3. Ferrailage des poutres.....	137
VI.4. Ferrailage des voiles.....	145

Chapitre VII: Etude de la fondation

VII.1. Introduction.....	171
VII.2. Classification des fondations.....	171
VII.1.2.1.Radier général.....	171
VII.3. Étude du voile de soutènement.....	180

Conclusion générale.....	184
---------------------------------	------------

Référence bibliographique

Annexe

Liste des tableaux

- II.1. Les charges permanentes sur le plancher terrasse.
- II.2. Les charges permanentes sur le plancher étage courant.
- II.3. Les charges permanentes sur le plancher du sous -sol.
- II.4. Les charges permanentes sur des murs extérieurs à double cloison.
- II.5. Les charges permanentes sur des murs extérieurs à une seule cloison.
- II.6. Les charges permanentes des balcons.
- II.7. Les charges permanentes des cardes corps.
- II.8. Dimensions finales des poutres
- II.9. Dégression des surcharges
- II.10. Choix des sections des poteaux centraux
- II.11. Choix des sections des poteaux de rive
- II.12. Choix des sections des poteaux d'angle
- II.13. Choix des sections des poteaux circulaire
- II.14. Coffrages des poteaux par étage
- III.1. Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée
- III.2. Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis
- III.3. Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS
- III.4. Récapitulatif du calcul de la flèche
- III.5. Ferrailage de la dalle pleine
- III.6. Vérification des contraintes à l'ELS
- III.7. Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_x)
- III.8. Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_y)
- III.9. Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage sur appuis
- III.10. Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens
- III.11. Charge à l'ELU et l'ELS
- III.12. Ferrailage de l'escalier Type "I"
- III.13. Vérification à l'E.L.S
- III.14. Vérification de la flèche de l'escalier Type "I"
- III.15. Charge à l'ELU et l'ELS
- III.16. Ferrailage de l'escalier Type "II"
- III.17. Vérification à l'E.L.S
- III.18. Vérification de la flèche de l'escalier Type "II"
- III.19. Ferrailage du balcon
- III.20. Vérification des contraintes à l'ELS
- IV.1. Facteur de qualité
- IV.2. Période et facteurs de participation massique du modèle initial
- IV.3. Vérification des déplacements inter étages avant renforcement (modèle initial)
- IV.4. Période et facteurs de participation massique du modèle 2
- IV.5. Vérification des déplacements inter étages du 2^{ème} modèle
- IV.6. Période et facteurs de participation massique du 3^{ème} modèle
- IV.7. Vérification des déplacements inter étages (Modèle final)

- IV.8. Calcul des moments de torsion additionnelle
- IV.9. Déplacement inter étage sous l'action sismique "E"
- IV.10. Déplacements maximum inter étage due aux moments de torsion M_x et M_y
- IV.11. Vérification des déplacements inter étages résultants ($\Delta = \Delta_s + \Delta_M$)
- IV.12. Calcul de θ_x et θ_y
- V.1. Ferrailage de la poutre de chaînage (+10°)
- V.2. Ferrailage de la poutre de chaînage (-10°)
- VI.1. Ferrailages des poteaux avec (M^{\max} , N^{corr})
- VI.2. Ferrailages des poteaux avec (N^{\max} , M^{corr})
- VI.3. Ferrailages des poteaux avec (N^{\min} , M^{corr})
- VI.4. Choix des armatures des poteaux carrés
- VI.5. Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux carrés
- VI.6. Espacements maximaux selon RPA99
- VI.7. Choix des armatures transversales pour les poteaux carrés
- VI.8. Ferrailages des poteaux avec (M^{\max} , N^{corr})
- VI.9. Ferrailages des poteaux avec (N^{\max} , M^{corr})
- VI.10. Ferrailages des poteaux avec (N^{\min} , M^{corr})
- VI.11. Choix des armatures des poteaux circulaire
- VI.12. Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux circulaire
- VI.13. Espacements maximaux selon RPA99
- VI.14. Choix des armatures transversales pour les poteaux circulaire
- VI.15. Ferrailage des poutres porteuses (35x60)
- VI.16. Ferrailage des poutres non porteuses (35x45)
- VI.17. Ferrailage des poutres de chaînage (35x45)
- VI.18. Choix des armatures pour les poutres
- VI.19. Vérification de la condition de non fragilité
- VI.20. Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poutres
- VI.21. Calcul des armatures transversales
- VI.22. Vérification de la section d'armatures pour les poutres
- VI.23. Valeurs de $\left(\frac{l_f}{l}\right)$
- VI.24. Calcul de $\sigma_{u \text{ lim}}$
- VI.25. Aciers verticaux et horizontaux
- VI.26. Aciers transversaux
- VI.27. Aciers supplémentaires
- VI.28. Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple (V1)
- VI.29. Calcul des armatures verticales de l'exemple (V1)
- VI.30. Calcul des armatures du voile (Vx1)
- VI.31. Calcul des armatures du voile (Vx2)
- VI.32. Calcul des armatures du voile (Vx3)
- VI.33. Calcul des armatures du voile (Vx4)
- VI.34. Calcul des armatures du voile (Vy1)
- VI.35. Calcul des armatures du voile (Vy2)

- VI.36. Calcul des armatures du voile (Vy3)
- VI.37. Calcul des armatures du voile (Vy4)
- VI.38. Calcul des armatures du voile (Vy5)
- VI.39. Calcul des armatures du voile (Vy6)
- VI.40. Calcul des armatures du voile (Vy7)
- VI.41. Calcul des armatures du voile (Vy8)
- VI.42. Calcul des armatures du voile (Vy9)
- VI.43. Calcul des armatures du voile (Vy10)
- VI.44. Calcul des armatures du voile (Vy11)
- VI.45. Calcul des armatures de compression des voiles
- VI.46. Calcul des aciers horizontaux des voiles
- VII.1. Choix de la hauteur des nervures
- VII.2. Calcul des moments à l'E.L.U
- VII.3. Calcul des moments à l'E.L.S
- VII.4. Ferrailage des panneaux du radier
- VII.5. Vérification des contraintes
- VII.6. Ferrailage des nervures
- VII.7. Vérification des contraintes
- VII.8. Ferrailage du voile périphérique
- VII.9. Vérification des contraintes à l'E.L.S

Liste des figures

- I.1. Diagramme contraintes-déformations à l'ELU
- I.2. Diagramme contraintes-déformations à l'ELS
- I.3. Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU
- II.1. Section réduite du poteau
- II.2. Schéma du voile
- III.1. Acrotère
- III.2. Sollicitations de l'acrotère.
- III.3. Ferrailage de l'acrotère
- III.4. Coupe du plancher du corps creux
- III.5. Disposition constructive des armatures des poutrelles.
- III.6. Disposition constructive des armatures de la table de compression.
- III.7. Disposition constructive des armatures de la dalle pleine.
- III.8. Ferrailage de la dalle machine
- III.9. Dimension de l'escalier
- III.10. Ferrailage de l'escalier Type "I"
- III.11. Ferrailage de l'escalier Type "II"
- III.12. Ferrailage du balcon.
- IV.1. Spectre de réponse
- IV.2. Modèle Initial
- IV.3. Modèle 2
- IV.4. Modèle 3
- VI.1. Ferrailage des poteaux carrés
- VI.2. Ferrailage des poteaux circulaires
- VI.3. Arrêt des barres
- VI.4. Ferrailage des poutres porteuses
- VI.5. Ferrailage des poutres non porteuses
- VI.6. Ferrailage des poutres de chaînage
- VI.7. Disposition des voiles dans la structure
- VI.8. Section rectangulaire, soumise à la flexion composée
- VI.9. Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage
- VI.10. Définition de l'élément mur
- VI.11. Mur encastré
- VI.12. Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque
- VI.13. Disposition des armatures verticales dans les voiles
- VI.14. Schéma de ferrailage du voile (V_{x1})
- VI.15. Schéma de ferrailage du voile (V_{y9})
- VII.1. Schéma d'un radier
- VII.2. Schéma statique du bâtiment
- VII.3. Ferrailage des nervures
- VII.4. Ferrailage du voile de soutènement

Liste des symboles

- A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- \varnothing : Diamètre des armatures, mode propre.
- φ : Angle de frottement.
- C : Cohésion.
- \bar{q} : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- σ_c : Contrainte de consolidation.
- C_c : Coefficient de compression.
- C_s : Coefficient de sur consolidation.
- K_t : Facteur de terrain.
- Z_0 : Paramètre de rugosité.
- Z_{min} : Hauteur minimale.
- C_r : Coefficient de rugosité.
- C_t : Coefficient de topographie.
- C_d : Coefficient dynamique.
- C_e : Coefficient d'exposition.
- C_{pe} : Coefficient de pression extérieure.
- C_{pi} : Coefficient de pression intérieure.
- C_p : Coefficient de pression nette.
- q_{dyn} : Pression dynamique.
- $q_{réf}$: Pression dynamique de référence.
- q_j : Pression dû au vent.
- F_{ff} : Force de frottement.
- R : Force résultante.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.

- V_0 : Effort tranchant a la base.
- $E.L.U$: Etat limite ultime.
- $E.L.S$: Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant, Période.
- S_t : Espacement.
- λ : Elancement.
- e : Epaisseur, Indice des vides.
- N_q, N_γ, N_c : Facteurs de portance.
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- D : Fiche d'ancrage.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- I_p : Indice de plasticité.
- I_c : Indice de consistance.
- W : Teneur en eau, Poids total de la structure.
- S_r : Degré de saturation.
- γ_d : Poids volumique sèche.
- γ_h : Poids volumique humide.
- γ_{sat} : Poids volumique saturé.
- W_{sat} : Teneur en eau saturé.
- W_L : Limite de liquidité.
- W_p : Limite de plasticité.
- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- I : Moment d'inertie.
- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- P : Rayon moyen.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
- K : Coefficient de raideur de sol.

- S_c : Tassement oedométrique.
- S_c^T : Tassement total.
- S_c^{adm} : Tassement admissible.
- δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- Y, Y_I : Position de l'axe neutre.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène

Construire a été toujours l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La construction des ouvrages a été depuis toujours, le sujet de beaucoup de questions centrées principalement sur le choix du type d'ouvrage.

Malheureusement ces ouvrages et ces constructions sont toujours endommagés par des risques naturels, tels que : les séismes, les volcans...etc. Et pour construire des structures qui permettent une fiabilité vis à vis de ces aléas naturels, il faut suivre les nouvelles techniques de constructions.

La construction parasismique est l'une de ces nouvelles techniques, et elle est incontestablement le moyen le plus sûr de prévention du risque sismique. Elle exige le respect préalable des règles normales de la bonne construction, mais repose également sur des principes spécifiques, dus à la nature particulière des charges sismiques. Ces principes et leurs modes d'application sont généralement réunis, avec plus ou moins de détails, dans les règles parasismiques (Règlement Parasismique Algérien "**RPA99 version 2003**") et le **CBA93**, l'objectif de ces règlements est d'assurer la sécurité et l'économie de vie humaine et de construction.

Notre projet porte sur l'étude d'une tour (RDC+15+2SS) à usage multiple (d'habitation, commerce et stockage), L'étude de ce projet est faite suivant les différentes étapes ci-après :

Le chapitre I constitue une présentation descriptive de l'ouvrage avec les dimensions en plan et en élévation et les caractéristiques des matériaux utilisés.

Le chapitre II qui est le pré dimensionnement des éléments résistants (poteaux, poutres, planchers et voiles), il se fait en première étape afin d'entamer l'étude dynamique.

Dans le chapitre III nous nous intéressons à l'étude des éléments que comporte notre bâtiment. Nous citons (l'acrotère, les escaliers, les planchers et les balcons).

En l'occurrence le chapitre IV qui est l'étude dynamique et sismique, c'est l'étape la plus importante dans l'étude d'un projet. La modélisation est faite par le **SAP2000 version.12**, qui est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures.

À partir des résultats obtenus dans le chapitre précédent nous passons à l'effet de la température, qui est le chapitre V.

Le ferrailage des poteaux, poutres et des voiles se fera avec les résultats finaux de l'étude dynamique tout en vérifiant les critères imposés par le **RPA99** et le **BAEL91**, dans le chapitre VI.

Le chapitre VII consiste à exploiter les résultats de l'étude du sol dans le dimensionnement et le ferrailage de la fondation (la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges et les surcharges supportées par l'ouvrage).

Enfin nous terminons notre travail par une conclusion générale dans laquelle nous discutons nos résultats.

I.1. Introduction

Ce projet porte sur l'étude d'une tour (**RDC+15+2SS**) à usage multiple (d'habitation, commerce et stockage), l'ouvrage sera implanté à Alger qui est classé comme zone de sismicité élevée (**Zone III**) selon le classement des zones établies par le Règlement Parasismique Algérien (**RPA 99 version 2003**).

I.2. Présentation de l'ouvrage

L'objet de notre projet est l'étude des éléments résistants d'un bâtiment.

Cette structure est composée de

{	- 15 étages à usage d'habitation
	- 2 entre sol à usage commercial
	- 2 sous sol à usage de stockage

I.2.1. Caractéristiques géométriques

Dimensions en élévation

Hauteur totale du bâtiment	59,36 m
Hauteur totale des sous sol	6,12 m
Hauteur de l'entre sol	4,08 m
Hauteur du rez-de-chaussée	3,20m
Hauteur de l'étage courant	

Dimensions en plan

Longueur totale	37,50 m
Largeur totale	25,25 m

Vue en plan

I.2.2. Ossature

Le bâtiment est constitué par des portiques auto stables en béton armé et des voiles de contreventement suivant les deux sens; donc d'après (*RPA 99 version 2003*) le système de contreventement du bâtiment est un système de “contreventement mixte portiques/voiles avec interaction”.

I.2.3. Classification du bâtiment selon (*RPA 99 versions 2003*)

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le “*groupe 1B*”, car il est à usage d'habitation dont la hauteur dépasse *48 m*.

I.2.4. Plancher

Vu la forme géométrique du bâtiment et en fonction du type de coffrage, nous avons opté pour deux types de plancher:

- Plancher en corps creux pour les entre sol et les étages courants.
- Plancher en dalle pleine (la dalle du *sous sol, balcon*).

I.2.5. Escalier

La structure comporte deux cages d'escalier, l'escalier est constitué de deux volées et de paliers.

I.2.6. Maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Murs extérieurs constitués d'une double paroi en briques (*15 cm* et *10 cm* d'épaisseur) séparée par une l'âme d'air de *5 cm* d'épaisseur.
- Murs intérieurs constitués par une seule paroi de brique de *10 cm* d'épaisseur

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 (*BAEL91*) et tous les règlements applicables en Algérie (*RPA 99 version 2003* et *CBA93*).

I.3.1. Béton

a. Composition du béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions, de ciment, de granulats (graviers, sable) et d'eau.

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

1. une résistance mécanique élevée.
2. un retrait minimum.
3. une bonne tenue dans le temps.

b. Résistance du béton

b.1. Résistance du béton à la compression

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à «*J*» jours, généralement à 28 jours. Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques de $200,96 \text{ cm}^2$ de section et de 32 cm de hauteur.

$$j \leq 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 0,685 f_{c28} \log(j+1)$$

$$j = 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = f_{c28}$$

$$j > 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 1,1 f_{c28}$$

Pour notre étude $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

b.2. Résistance du béton à la traction

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais ; parmi ces essais on peut citer :

1. Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.
2. Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).
3. Traction – flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté «*a*» et de longueur «*4a*» reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion

La résistance à la traction est notée par «*f_{ij}*», elle est définie par la relation :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}, \text{ on trouve } f_{ij} = 2,10 \text{ MPa}$$

c. Module de déformation longitudinale

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

c.1. Module d'élasticité instantané «*E_{ij}*»

Il est mesuré à partir de la courbe ($\sigma - \xi$) d'un test de courte durée, il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{\frac{1}{3}} \quad (f_{cj} \text{ et } E_{ij} \text{ en MPa})$$

c.2. Module d'élasticité différé «*E_{vj}*»

Il est mesuré à partir de la courbe ($\sigma - \xi$) d'un test de longue durée, il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{\frac{1}{3}}$$

$$\text{Pour notre cas: } f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow \begin{cases} E_{ij} = 32164,20 \text{ MPa} \\ E_{vj} = 10818,90 \text{ MPa} \end{cases}$$

d. 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.

$$\nu = \frac{\frac{\Delta l}{l}}{\frac{\Delta L}{L}} \text{ avec } = \begin{cases} \frac{\Delta l}{l} : \text{Allongement relative de la section transversale.} \\ \frac{\Delta L}{L} : \text{Allongement relative de la section longitudinale.} \end{cases}$$

Dans le calcul, le coefficient de poisson est pris égal à :

* $\nu = 0$ à l'ELU (béton fissuré)

* $\nu = 0,2$ à l'ELS (béton non fissuré)

e. Poids volumique

Nous adoptons la valeur $\rho = 25kN/m^3$

f. Les contraintes limites de calcul**f.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 de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \text{ avec } \gamma_b : \text{Coefficient de sécurité}$$

Tel que

	γ_b	$f_{bu} (MPa)$
situations durables ou transitoires	1,50	14,17
situations accidentelles	1,15	18,48

La valeur de θ est donnée par le tableau suivant

Durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée	θ
> 24 h	1
Entre 1 h et 24 h	0,90
< 1 h	0,85

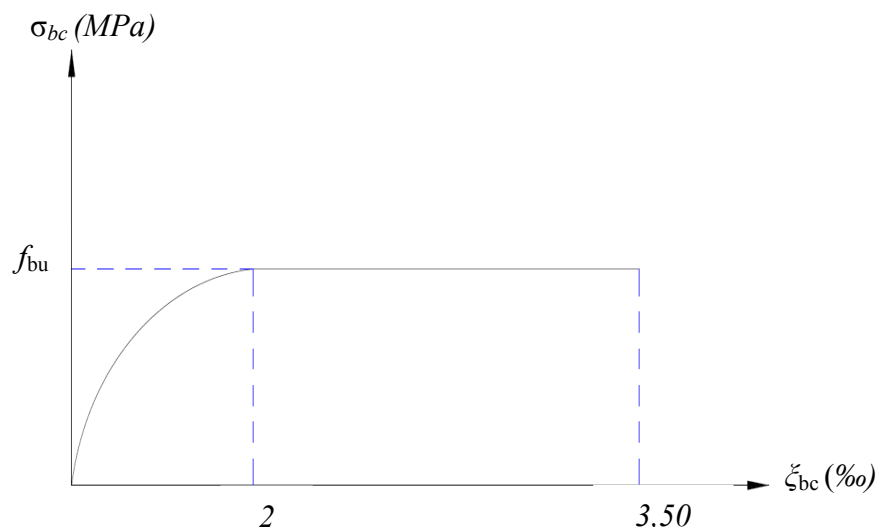


Figure. I.1. Diagramme contraintes-déformations à l'ELU

f.2. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S)

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- 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 : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$

$$f_{c28} = 25 \text{MPa} \text{ on trouve } \sigma_{bc} = 15 \text{MPa}$$

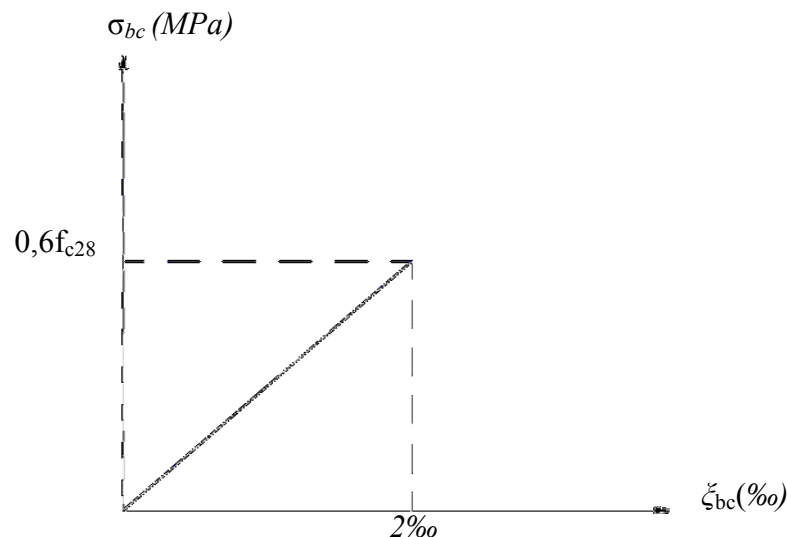


Figure. I.2. Diagramme contraintes-déformations à l'ELS

I.3.2. Aciers

A fin de remédier au problème de non résistance du béton à la traction, on intègre dans les pièces de béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

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

- Ronds lisses (\emptyset) FeE24
- Barres à haute adhérences (HA) FeE40 et FeE50.
- Treillis soudés (TS) TLE52 $\emptyset = 6 \text{ mm}$ pour les dalles.

a. Les limites élastiques

- Les ronds lisses (R.L) $FeE24$ ($f_e=235MPa$)
- Barres à haute adhérence (HA) $f_e=400MPa$ et $f_e=500MPa$.
- Treillis soudés (TS) $f_e=520MPa$.

b. Module d'élasticité des aciers

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale. Les expériences ont montré que sa valeur est fixée quelque soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 2,10.10^5 MPa$$

c. Les contraintes limites de calcul

c.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U)

On adopte le diagramme contrainte- déformation suivant

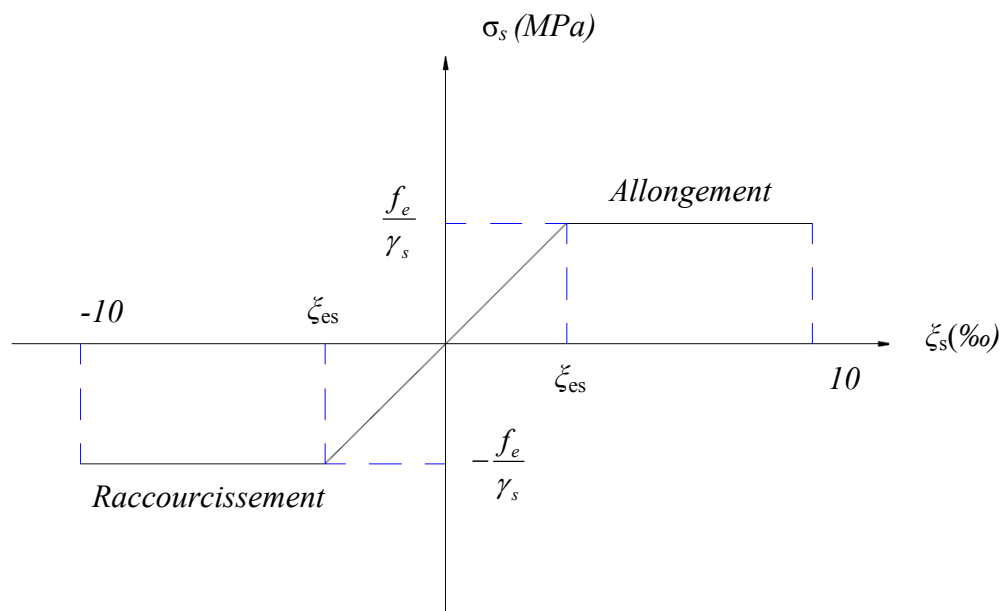


Figure. I.3. Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU

f_e : Contrainte limite élastique.

ζ_{bc} : Déformation (allongement) relative de l'acier $\rightarrow \zeta_s = \frac{\Delta L}{L}$

$$\rightarrow \zeta_{es} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$$

σ_s : Contrainte de l'acier, $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier, $\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{Cas des situations durable ou transitoires} \\ 1,00 & \text{Cas des situations accidentelles} \end{cases}$

Pour les aciers $FeE400$, $\zeta_{es} = 1,74\text{‰}$

c.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 :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable: $\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; \text{Max}(0,5f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{ij}})\right) = \xi \text{ (MPa)}$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = 0,8\xi \text{ (MPa)}$

BAEL91
Modifié99

Avec :

$$\eta : \text{Coefficient de fissuration, } \eta = \begin{cases} 1,00 & \text{pour les aciers ronds lisse} \\ 1,60 & \text{pour les aciers à haute adhérence} \end{cases}$$

d. Le coefficient d'équivalence

Le coefficient d'équivalence noté " n " avec

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \begin{cases} n : \text{Coefficient d'équivalence} \\ E_s : \text{Module de déformation de l'acier} \\ E_b : \text{Module de déformation du béton} \end{cases}$$

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 raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans la compression simple
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.
- La contrainte de calcul, notée " σ_s " et qui est définie par la relation, $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ est égale à

$$\begin{cases} \sigma_s = 204,34 \text{ MPa Situation durable} \\ \sigma_s = 235 \text{ MPa Situation accidentelle} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa Situation durable} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa Situation accidentelle} \end{cases}$$

- les déformations des sections sont limitées pour l'allongement unitaire de l'acier à 10‰.

II.1. Introduction

Avant d'entamer tout calcul, il est plus pratique d'estimer l'ordre de grandeur des éléments de la structure, pour cela des règlements en vigueur, notamment le "*RPA99 version 2003*", mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

II.2. pré dimensionnement des dalles

Lorsque nous voulons dimensionner la structure, lors de l'avant projet ou pour la descente de charge, nous pouvons utiliser des formules approchées suivant des données en référence.

II.2.1. Plancher en corps creux (étage courant)

Ce plancher est constitué d'éléments résistants ; ce sont les poutrelles en béton armé et des éléments de coffrage « les entres vous » ; corps creux. Après la mise en place d'un ferrailage complémentaire, une dalle de répartition est coulée sur place (hourdis).

L'épaisseur du plancher est déterminée par la formule empirique suivante :

$$e \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$$

Avec :

e : Epaisseur de la dalle de compression + corps creux.

L_{\max} : La portée maximale entre nus d'appuis des poutres principales.

$L_{\max} = 510\text{cm}$.

$$h_t \geq \frac{510}{22,50} = 22,67\text{cm}$$

Nous adoptons pour un plancher de 25cm.

Hauteur du corps creux = 20cm.

Hauteur de la dalle de compression = 5cm.

II.2.2. Planchers dalle pleine (Sous Sol)

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, nous déduirons donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes :

- **Résistance au feu**

- $e = 7\text{ cm}$ pour une heure de coup de feu.
- $e = 11\text{ cm}$ pour deux heures de coup de feu.
- $e = 17,5\text{ cm}$ pour quatre heures de coup de feu.

Nous optons : $e = 15\text{ cm}$.

- **Isolation phonique**

Selon les règles techniques « CBA93 » en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Nous limitons donc notre épaisseur à **15 cm**.

• **Résistance à la flexion**

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre des appuis sont les suivantes :

-Dalle reposant sur deux appuis $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$

-Dalle reposant sur trois ou quatre appui $\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$

Avec :

L_x : La petite portée du panneau le plus sollicité.

Dans notre cas les dalles qui reposent sur quatre appuis ont une portée égale à, $L_x=510\text{cm}$

$$\frac{510}{50} = 10,20 \leq e \leq \frac{510}{40} = 12,75 \text{ (cm) l'épaisseur est limitée à } \mathbf{15 \text{ cm}}$$

• **Conditions de flèche**

Selon (C.B.A 93 B6.5.3) nous devons vérifier les conditions suivantes :

$$\text{Avec } \bar{f} = \begin{cases} 0,5 + \frac{L(\text{cm})}{1000} & \text{si } L > 5\text{m} \\ \frac{L(\text{cm})}{500} & \text{si } L \leq 5\text{m} \end{cases}$$

Dans notre cas $L_{\max} = 6,65\text{m} > 5\text{m}$;

$$F_{\max} = \frac{5qL_x^4}{384EI} \leq 0,5 + \frac{L_{\max}}{1000} \quad ; \text{ avec } \begin{cases} I = \frac{be^3}{12} \\ G = 6,64 \text{ kN/m}^2 \\ Q = 3,50 \text{ kN/m}^2 \end{cases} \left. \vphantom{\begin{matrix} I \\ G \\ Q \end{matrix}} \right\} q = G + Q = 10,14\text{kN/m}^2$$

$b = 1\text{m}$ (bande de dalle)
 $E_{vj} = 10818,90 \text{ MPa}$

$$e \geq \left(\frac{60qL_x^4}{384E.b(0,5 + \frac{L_{\max}}{1000})} \right)^{\frac{1}{3}} = 19,35\text{cm} \Rightarrow e = 20\text{cm}$$

Le choix de l'épaisseur des dalles pleines, $e \geq \max(15; 15; 15; 20) \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{e = 20\text{cm}}$

- Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastree dans les poutres, l'épaisseur est conditionnée par :

$L = 220\text{cm}$

$$\frac{L}{15} \leq e \leq \frac{L}{20} + 7 \rightarrow 14,67 \leq e \leq 18 \Rightarrow e = 15\text{cm}$$

II.3. Evaluation des charges et des surcharges

Cette étape consiste à déterminer les charges selon le **DTR B.C.2.2**, qui influent sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

II.3.1. Plancher terrasse inaccessible

a. Charges permanentes

désignation de l'élément	ρ (KN/m ³)	Ep (cm)	G (KN/m ²)
Protection en gravillons	17	5	0,85
étanchéité multicouche	6	2	0,12
Forme de pente	22	10	2,2
Isolation thermique (liège)	4	4	0,16
Dalle corps creux	/	25	3,55
Enduit de plâtre	10	2	0,2
Σ	/	/	7,08

Tableau II.1. Les charges permanentes sur le plancher terrasse

b. Surcharge d'exploitation

Q=1kN/m² (Terrasse inaccessible)

II.3.2. Plancher étage courant

a. Charges permanentes

désignation de l'élément	ρ (KN/m ³)	Ep (cm)	G (KN/m ²)
revêtement en carrelage	25	2	0,50
Mortier de Pose	20	2	0,40
lit de sable	18	3	0,54
Dalle corps creux	/	25	3,55
enduit de plâtre	10	2	0,2
cloisons légères	/	/	1
Σ	/	/	6,19

Tableau II.2. Les charges permanentes sur le plancher étage courant

b. Charge d'exploitation

Q=1,50kN/m² (Habitation)

II.3.4. Plancher sous sol

a. Charges permanentes

désignation de l'élément	ρ (KN/m ³)	Ep (cm)	G (KN/m ²)
revêtement en carrelage	25	2	0,50
Mortier de Pose	20	2	0,40
lit de sable	18	3	0,54
Dalle pleine	25	20	5
enduit de plâtre	10	2	0,2
cloisons légères	/	/	1
Σ	/	/	7,64

Tableau II.3. Les charges permanentes sur le plancher du sous -sol

b. Charge d'exploitation

$Q=3,50\text{kN/m}^2$ (Stockage)

II.3.5. Maçonnerie

- Murs extérieurs à double cloison

désignation de l'élément	ρ (KN/m ³)	Ep (cm)	G (KN/m ²)
Enduit en ciment extérieur	18	2	0,36
Briques creuses	90	15	1,35
L'âme d'air	/	5	/
Briques creuses	90	10	0,90
Enduit en plâtre intérieur	10	2	0,20
Σ	/	/	2,81

Tableau II.4. Les charges permanentes sur des murs extérieurs à double cloison

- Murs extérieurs à une seule cloison

désignation de l'élément	ρ (KN/m ³)	Ep (cm)	G (KN/m ²)
Enduit en ciment extérieur	18	2	0,36
Briques creuses	90	15	1,35
Enduit en plâtre intérieur	10	2	0,2
Σ	/	/	1,91

Tableau II.5. Les charges permanentes sur des murs extérieurs à une seule cloison

II.3.6. Balcons

a. Charges permanentes

désignation de l'élément	$\rho(\text{KN/m}^3)$	E_p (cm)	G (KN/m ²)
revêtement en carrelage	25	2	0,5
Mortier de Pose	20	2	0,4
lit de sable	18	3	0,54
Dalle pleine	25	15	3,75
enduit en ciment	18	2	0,36
Σ	/	/	5,55

Tableau II.6. Les charges permanentes des balcons

b. Charge d'exploitation

$$Q=3,50\text{kN/m}^2$$

II.3.7. Garde corps

désignation de l'élément	G (KN/m ²)
Maçonnerie simple paroi (10cm)	0,90
Enduit extérieur et intérieur (2cm)	0,72
Σ	1,62

Tableau II.7. Les charges permanentes des cardes corps

II.4. Pré dimensionnement

II.4.1. Les portiques

Le système des portiques est constitué d'éléments horizontaux (les poutres) et des éléments verticaux (les poteaux).

II.4.1.1. Les poutres

Le pré dimensionnement des poutres se fait globalement en deux étapes :

- 1- Choix des sections des poutres selon les formules empiriques données par le "BAEL 91 modifié 99" et vérification selon "RPA 99 version 2003".
- 2- Vérification de la flèche pour la section choisie.

a) Pré dimensionnement des poutres principales [p.p]

- D'après le "BAEL 91 modifié 99" [1]

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

Avec

L : La portée maximale de la poutre.
h: La hauteur de la section.
b: La largeur de la section.

- Détermination de la hauteur "h"

L=700cm

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 46,67cm \leq h \leq 70cm$$

Nous prenons : ***h*=60cm**

- Détermination de la largeur "b"

h = 60cm

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 18cm \leq b \leq 42cm$$

Nous prenons : ***b*=35cm**

- Vérification selon le "RPA 99 version 2003" [2] (Zone sismique III)

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \Rightarrow b = 35cm > 20cm \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ h \geq 30cm \Rightarrow h = 60cm > 30cm \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1,71 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

- Condition de rigidité

Nous devons vérifier que

$$\left(\frac{h}{L} \right) > \left(\frac{1}{16} \right) \dots\dots\dots [6]$$

$$\frac{60}{700} = 0,0857 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

b. Pré dimensionnement des Poutres secondaires [P.S]

- D'après le "BAEL 91 modifié 99" [1]

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

➤ **Détermination de la hauteur “ h ”**

$$L=525cm$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 35cm \leq h \leq 52,50cm$$

Nous prenons **h=45cm**

➤ **Détermination de la largeur “ b ”**

$$h = 45cm$$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 13,50cm \leq b \leq 36cm$$

Nous prenons **b=35cm**

- **Vérification selon le “ RPA 99 version 2003 ” [2](Zone sismique III)**

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \Rightarrow b = 35cm \geq 20cm \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ h \geq 30cm \Rightarrow h = 45cm > 30cm \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1,28 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

- **Condition de rigidité**

Nous devons vérifier que

$$\left(\frac{h}{L}\right) > \left(\frac{1}{16}\right) \dots\dots\dots [6]$$

$$\frac{45}{520} = 0,0865 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

a. Poutres de chaînage

- **D’après le “ BAEL 91 modifié 99 ” [1]**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

➤ **Détermination de la hauteur “ h ”**

$$L=485cm$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 32,33cm \leq h \leq 48,50cm$$

Nous prenons **h=45cm**

➤ **Détermination de la largeur “ b ”**

$h = 45\text{cm}$

$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 13,5\text{cm} \leq b \leq 36\text{cm}$

Nous prenons **$b=35\text{cm}$**

- **Vérification selon le “ RPA 99 version 2003 ” [2]** (Zone sismique III)

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \Rightarrow b = 35\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ h \geq 30\text{cm} \Rightarrow h = 45\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1,28 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

- **Condition de rigidité**

Nous devons vérifier que

$\left(\frac{h}{L}\right) > \left(\frac{1}{16}\right) \dots\dots\dots [6]$

$\frac{45}{700} = 0,0642 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

- **Vérification de la flèche “ BAEL 91 modifié 99 ” [1]**

D’après CBA 93, il n'est pas indispensable de procéder à ce calcul car la tolérance visée ci-dessus n'est applicable qu'à des poutres, associées à un hourdis, pour lesquelles $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$ quelle que soit la valeur relative de M_t ; par ailleurs, en cas de présence de cloisons, cette tolérance n'est admise que pour des portées d'éléments fléchis non supérieures à 8 mètres.

Conclusion

	Plancher à corps creux		Plancher à dalle pleine
	Plancher terrasse	Plancher courant	Sous-sol
Poutres principales	35x60	35x60	35x60
Poutres secondaires	35x45	35x45	35x45
Poutres de chaînage	35x45	35x45	35x45

Tableau II.8. Dimensions finales des poutres

II.4.1.2. Les poteaux

a. Principe

Les poteaux sont près dimensionnés en compression simple en choisissant trois types de poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.

Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge. Nous appliquerons la loi de dégression des charges d'exploitation.

b. Etapes de pré dimensionnement (calcul)

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le "RPA99 version 2003".

c. Loi de dégression

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, nous appliquons pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

Q : Charge d'exploitation.

Ce qui donne : $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ Donnée par "BAEL 91modifié 99"

Avec

n: Nombre d'étage.

Q₀ : La structure d'exploitation sur la terrasse.

Q₁, Q₂, ..., Q_n : Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

Niveau des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge (kN/m ²)
T	Q ₀	Σ ₀ =Q ₀	1
P15	Q ₁	Σ ₁ =Q ₀ +Q ₁	2,5
P14	Q ₂	Σ ₂ =Q ₀ +0,95(Q ₁ +Q ₂)	3,85
P13	Q ₃	Σ ₃ =Q ₀ +0,9(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃)	5,05
P12	Q ₄	Σ ₄ =Q ₀ +0,85(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄)	6,10
P11	Q ₅	Σ ₅ =Q ₀ +0,8(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅)	7,00
P10	Q ₆	Σ ₆ =Q ₀ +0,75(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ +Q ₆)	7,75
P9	Q ₇	Σ ₇ =Q ₀ +0,71(Q ₁ +.....+Q ₇)	8,50
P8	Q ₈	Σ ₈ =Q ₀ +0,69(Q ₁ +.....+Q ₈)	9,28
P7	Q ₉	Σ ₉ =Q ₀ +0,67(Q ₁ +.....+Q ₉)	10,05
P6	Q ₁₀	Σ ₁₀ =Q ₀ +0,65(Q ₁ +.....+Q ₁₀)	10,75

P5	Q ₁₁	Σ ₁₁ =Q ₀ +0,64(Q ₁ +.....+Q ₁₁)	11,56
P4	Q ₁₂	Σ ₁₂ =Q ₀ +0,63(Q ₁ +.....+Q ₁₂)	12,34
P3	Q ₁₃	Σ ₁₃ =Q ₀ +0,62(Q ₁ +.....+Q ₁₃)	13,09
P2	Q ₁₄	Σ ₁₄ =Q ₀ +0,61(Q ₁ +.....+Q ₁₄)	13,81
P1	Q ₁₅	Σ ₁₅ =Q ₀ +0,60(Q ₁ +.....+Q ₁₅)	14,50
R.D.C	Q ₁₆	Σ ₁₆ =Q ₀ +0,59(Q ₁ +.....+Q ₁₆)	15,16
Entre Sol 2	Q ₁₇	Σ ₁₇ =Q ₀ +0,58(Q ₁ +.....+Q ₁₇)	16,95
Entre Sol 1	Q ₁₈	Σ ₁₈ =Q ₀ +0,58(Q ₁ +.....+Q ₁₈)	18,98
Sous- Sol 1	Q ₁₉	Σ ₁₉ =Q ₀ +0,57(Q ₁ +.....+Q ₁₉)	20,66
Sous-Sol 2	Q ₂₀	Σ ₂₀ =Q ₀ +0,57(Q ₁ +.....+Q ₂₀)	22,66

Tableau II.9. Dégression des surcharges

Dimensionnement des poteaux

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression selon la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots(1)$$

Avec

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

α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité (α = f(λ)).

λ: Elancement d'EULER (λ = $\frac{l_f}{i}$)

l_f: Longueur de flambement.

i: Rayon de giration (i = $\sqrt{\frac{I}{B}}$)

I: Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement (I = $\frac{bh^3}{12}$)

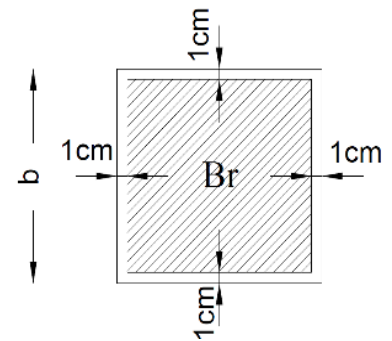


Figure .II.1. Section réduite du poteau

- * B : Surface de la section du béton (B=a x b).
- * γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton (γ_b=1,50).....situation durable.
- * γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier (γ_s=1,15).....situation durable.
- * f_e : Limite élastique de l'acier (f_e=400MPa).
- * f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours (f_{c28}=25MPa).
- * A_s : Section d'acier comprimée.
- * Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie [Br= (a-0,02)(b-0,02)] (m²).

* Selon le "BAEL 91 modifié 99" [1]

$$0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

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

$$\bullet \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{si } \lambda = 50$$

$$\bullet \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{si } 50 < \lambda < 100$$

Pour les poteaux carrés, il est préférable de prendre $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

De l'équation (1), on tire la valeur de Br :

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s}{B} \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = 0,066 N_u$$

e. Le minimum requis par le "RPA99 version 2003" [2]

Pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum

- Poteaux carrés

$$\left\{ \begin{array}{l} * \text{Min}(a; b) \geq 30 \text{cm} \\ * \text{Min}(a; b) > \frac{h_e}{20} \\ * \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{array} \right.$$

Avec

$(a ; b)$: Dimensions de la section.

h_e : Hauteur d'étage.

On opte pour des poteaux de section carrée ($a=b$)

- Poteaux circulaires

$$\left\{ \begin{array}{l} * D \geq 35 \text{cm} \\ * D \geq \frac{h_e}{15} \end{array} \right.$$

Avec

D : Diamètre du poteau.

h_e : Hauteur d'étage.

- Les poteaux les plus sollicités sont :

- Poteau central : $S = 25,38\text{m}^2$
- Poteau de rive : $S = 25,78\text{m}^2$
- Poteau d'angle : $S = 15,48\text{m}^2$
- Poteau circulaire : $S = 18,20\text{m}^2$

- **Les poteaux centraux $S = 25,38\text{m}^2$**

- **Poids revenant au poteau du 15^{ème} étage**

- Poids du plancher terrasse $G \times S = 7,08 \times 25,38 = 179,69\text{kN}$
- Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = (3,20 - 0,25) \times (0,30)^2 \times 25 = 6,52\text{kN}$
- Poids de la poutre principale .. $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = (3,50 - 0,30) \times (0,55 - 0,25) \times 0,35 \times 25 = 8,40\text{kN}$
- Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = (3,62 - 0,30) \times (0,45 - 0,25) \times 0,35 \times 25 = 5,81\text{kN}$
- Poids de la poutre de chaînage $L_{pc} \times h \times b \times \rho_b = 3,35 \times (0,45 - 0,25) \times 0,15 \times 25 = 2,51\text{kN}$

$G = 202,93\text{kN}$

- Poids revenant au poteau du 15^{ème} étage, $G_{15} = G = 202,93\text{kN}$

- **Poids revenant au poteau du 14^{ème} étage**

- Poids du plancher courant $G \times S = 6,19 \times 25,38 = 157,10\text{kN}$
- Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = (3,20 - 0,30) \times (0,30)^2 \times 25 = 6,52\text{kN}$
- Poids de la poutre principale .. $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = (3,50 - 0,30) \times (0,55 - 0,25) \times 0,35 \times 25 = 8,40\text{kN}$
- Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = (3,62 - 0,30) \times (0,45 - 0,25) \times 0,35 \times 25 = 5,81\text{kN}$
- Poids de la poutre de chaînage $L_{pc} \times h \times b \times \rho_b = 3,35 \times (0,45 - 0,25) \times 0,15 \times 25 = 2,51\text{kN}$
- Poids du mur... $L_{pp} \times h \text{ mur} \times G \text{ mur} = (5,72 - 0,30) \times (3,20 - 0,55) \times 1,91 = 27,43\text{kN}$

$G = 207,78\text{kN}$

- Poids revenant au poteau du 14^{ème} étage, $G_{14} = G_{15} + G = 410,72\text{kN}$

Poids revenant au poteau du 13^{ème} étage

- Poids revenant au poteau du 13^{ème} étage, $G_{13} = G_{14} + G = 618,50\text{kN}$

Poids revenant au poteau du 12^{ème} étage

- Poids revenant au poteau du 12^{ème} étage, $G_{12} = G_{13} + G = 826,28\text{kN}$

Poids revenant au poteau du 11^{ème} étage

- Poids revenant au poteau du 11^{ème} étage, $G_{11} = G_{12} + G = 1034,07\text{kN}$

Poids revenant au poteau du 10^{ème} étage

- Poids revenant au poteau du 10^{ème} étage, $G_{10} = G_{11} + G = 1241,85\text{kN}$

Poids revenant au poteau du 9^{ème} étage

- Poids revenant au poteau du 9^{ème} étage, $G_9 = G_{10} + G = 1449,63\text{kN}$

Poids revenant au poteau du 8^{ème} étage

- Poids revenant au poteau du 8^{ème} étage, $G_8 = G_9 + G = 1657,41\text{kN}$

Poids revenant au poteau du 7^{ème} étage

- Poids revenant au poteau du 7^{ème} étage, $G_7 = G_6 + G = 1865,20\text{kN}$

Poids revenant au poteau du 6^{ème} étage

- Poids revenant au poteau du 6^{ème} étage, $G_6 = G_5 + G = 2072,98\text{kN}$

Poids revenant au poteau du 5^{ème} étage

- Poids revenant au poteau du 5^{ème} étage, $G_5 = G_4 + G = 2280,76\text{kN}$

Poids revenant au poteau du 4^{ème} étage

- Poids revenant au poteau du 4^{ème} étage, $G_4 = G_3 + G = 2488,55\text{kN}$

Poids revenant au poteau du 3^{ème} étage

- Poids revenant au poteau du 3^{ème} étage, $G_3 = G_2 + G = 2696,33\text{kN}$

Poids revenant au poteau du 2^{ème} étage

- Poids revenant au poteau du 2^{ème} étage, $G_2 = G_1 + G = 2904,11\text{kN}$

Poids revenant au poteau du 1^{ier} étage

- Poids revenant au poteau du 1^{ier} étage, $G_1 = G_0 + G = 3111,90\text{kN}$

Poids revenant au poteau du R.D.C

- Poids revenant au poteau du R.D.C, $G_{R.D.C} = G_1 + G = 3319,68\text{kN}$

Poids revenant au poteau du Entre sol 2

- Poids du plancher d'entre sol 2 $G_{xS} = 6,19 \times 25,38 = 157,10\text{kN}$
- Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = (4,08 - 0,25) \times (0,30)^2 \times 25 = 8,61\text{kN}$
- Poids de la poutre principale .. $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = (3,50 - 0,30) \times (0,55 - 0,25) \times 0,35 \times 25 = 8,40\text{kN}$
- Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = (3,62 - 0,30) \times (0,45 - 0,25) \times 0,35 \times 25 = 5,81\text{kN}$
- Poids de la poutre de chaînage $L_{pc} \times h \times b \times \rho_b = 3,35 \times (0,45 - 0,25) \times 0,15 \times 25 = 2,51\text{kN}$

$G = 182,44\text{kN}$

- Poids revenant au poteau du entre sol 2, $G_{E.S2} = G_{R.D.C} + G = 3502,12\text{kN}$

Poids revenant au poteau du Entre sol 1

- Poids du plancher d'entre sol 1 $GxS=6,19x25,38=157,10kN$
- Poids du poteau $h_p x a x b x \rho_b = (4,08-0,25)x(0,30)^2 x 25=8,61kN$
- Poids de la poutre principale .. $L_{pp} x h x b x \rho_b = (3,50-0,30)x(0,55-0,25)x0,35x25=8,40kN$
- Poids de la poutre secondaire $L_{ps} x h x b x \rho_b = (3,62-0,30)x(0,45-0,25)x0,35x25=5,81kN$

$$G=179,92kN$$

- Poids revenant au poteau du entre sol 1, $G_{E.S1} = G_{E.S2} + G = 3682,05kN$

Poids revenant au poteau du sous sol 1

- Poids du plancher du sous sol 1 $GxS=6,19x25,38=157,10kN$
- Poids du poteau $h_p x a x b x \rho_b = (3,06-0,25)x(0,30)^2 x 25=6,32kN$
- Poids de la poutre principale ... $L_{pp} x h x b x \rho_b = (3,50-0,30)x(0,55-0,25)x0,35x25=8,40kN$
- Poids de la poutre secondaire $L_{ps} x h x b x \rho_b = (3,62-0,30)x(0,45-0,25)x0,35x25=5,81kN$

$$G=177,63kN$$

- Poids revenant au poteau du sous sol 1, $G_{S.S1} = G_{E.S1} + G = 3859,69kN$

Poids revenant au poteau du sous sol 2

- Poids du plancher d'entre sol 2 $GxS=7,64x25,38=193,90kN$
- Poids du poteau $h_p x a x b x \rho_b = (3,06-0,25)x(0,30)^2 x 25=6,43kN$
- Poids de la poutre principale .. $L_{pp} x h x b x \rho_b = (3,50-0,30)x(0,55-0,20)x0,35x25=9,80kN$
- Poids de la poutre secondaire $L_{ps} x h x b x \rho_b = (3,62-0,30)x(0,45-0,20)x0,35x25=7,26kN$

$$G=217,40kN$$

- Poids revenant au poteau du sous sol 2, $G_{S.S2} = G_{E.S2} + G = 4077,09kN$

Exemple de calcul**Etude de 15^{ème} étage**

$$N_{G15} = 202,93kN$$

$$N_{Q15} = QxS = 1x25,38 = 25,38kN$$

$$N_{u15} = 1,35 N_{G15} + 1,5 N_{Q15} = 312,03kN$$

$$Br \geq 0,055 N_{u15} \Rightarrow Br \geq 17,10.10^{-3} m^2$$

$$Br = (a - 0,02)(b - 0,02) \quad ; \quad \text{On a : } a=b$$

$$\text{Donc : } Br = (a - 0,02)^2 \Rightarrow a = \sqrt{Br} + 0,02 = 0,151m$$

$$a=b=15,10cm$$

Le choix: $a=b=30cm$

• Vérification de la section à l'ELS

$$N_{ser} = N_{G15} + N_{Q15} = 228,31 \text{ kN}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \quad \text{avec : } B = a \times b = 900 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{ser} = 2,20 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Niveaux	N_G (kN)	N_Q (kN)	N_u (kN)	Br (cm ²)	$a=b$ (cm)	Le choix	N_{ser} (kN)	σ_{ser} (Mpa)
P15	202,93	25,38	312,03	205	16,30	30x30	228,31	2,20
P14	410,72	63,45	649,64	428	22,70	30x30	474,17	4,58
P13	618,50	97,71	981,54	647	27,40	30x30	716,21	6,92
P12	826,28	128,16	1307,74	863	31,30	35x35	954,45	6,77
P11	1034,07	154,81	1628,22	1074	34,70	35x35	1188,88	8,43
P10	1241,85	177,66	1943	1282	37,80	40x40	1419,51	7,71
P9	1449,63	196,69	2252,05	1486	40,50	45x45	1646,33	7,07
P8	1657,41	214,58	2559,39	1689	43,10	45x45	1872	8,03
P7	1865,20	235,52	2871,31	1895	45,50	50x50	2100,72	7,30
P6	2072,98	254,94	3180,94	2099	47,80	50x50	2327,92	8,09
P5	2280,76	272,83	3488,28	2302	49,90	50x50	2553,60	8,88
P4	2488,55	293,39	3799,63	2507	52	55x55	2781,94	8
P3	2696,33	313,18	4109,83	2712	54	55x55	3009,52	8,65
P2	2904,11	332,22	4418,89	2916	56	60x60	3236,34	7,81
P1	3111,90	350,49	4726,81	3119	57,80	60x60	3462,39	8,36
R.D.C	3319,68	368,01	5033,58	3322	59,60	60x60	3687,69	8,90
Entre Sol 2	3502,12	384,76	5305,01	3501	61,10	65x65	3886,88	8
Entre Sol 1	3682,05	452,27	5649,18	3728	63	65x65	4134,32	8,50
Sous-sol 1	3859,69	481,71	5933,15	3915	64,50	65x65	4341,40	8,93
Sous-sol 2	4077,09	524,47	6290,78	4151	66,40	70x70	4601,56	8,16

Tableau .II.10. Choix des sections des poteaux centraux

- Les poteaux de rives $S=25,78m^2$

Poids revenant au poteau du 15^{ème} étage

- Poids du plancher terrasse $GxS=7,28x25,78=187,67kN$
 - Poids du poteau $h_p x a x b x \rho_b = (3,20-0,15)x(0,30)^2 x 25 = 6,86kN$
 - Poids de la poutre principale $L_{pp} x h x b x \rho_b = (5,25-0,30)x(0,55-0,15)x0,35x25 = 17,32kN$
 - Poids de la poutre secondaire $L_{ps} x h x b x \rho_b = (5,53-0,30)x(0,45-0,15)x0,35x25 = 13,72kN$
 - Poids de l'acrotère $L_{C.H} x G \text{ acrotère} = 5,40 x 1,87 = 10,09kN$
 - Poids de la poutre de chaînage $L_{C.H} x h x b x \rho_b = 5,40x(0,45-0,15)x0,35x25 = 14,17kN$
- G=249,86kN**

- Poids revenant au poteau du 15^{ème} étage, $G_{15} = G = 249,86kN$

Poids revenant au poteau du 14^{ème} étage

- Poids du plancher courant $GxS=6,39x25,78=164,73kN$
- Poids du poteau $h_p x a x b x \rho_b = (3,20-0,15)x(0,30)^2 x 25 = 6,86kN$
- Poids de la poutre principale $L_{pp} x h x b x \rho_b = (5,25-0,30)x(0,55-0,15)x0,35x25 = 17,32kN$
- Poids de la poutre secondaire $L_{ps} x h x b x \rho_b = (5,53-0,30)x(0,45-0,15)x0,35x25 = 13,72kN$
- Poids de la poutre de chaînage $L_{C.H} x h x b x \rho_b = 5,40x(0,45-0,15)x0,35x25 = 14,17kN$
- Poids du mur $L_{pp} x h \text{ mur} x G \text{ mur} = 4,80x(3,20-0,55) x 1,91 = 24,29kN$

G=241,12kN

- Poids revenant au poteau du 14^{ème} étage, $G_{14} = G_{15}+G = 490,98kN$

Poids revenant au poteau du 13^{ème} étage

- Poids revenant au poteau du 13^{ème} étage, $G_{13} = G_{12}+G = 732,10kN$

Poids revenant au poteau du 12^{ème} étage

- Poids revenant au poteau du 12^{ème} étage, $G_{12} = G_{13}+G = 973,22kN$

Poids revenant au poteau du 11^{ème} étage

- Poids revenant au poteau du 11^{ème} étage, $G_{11} = G_{12}+G = 1214,35kN$

Poids revenant au poteau du 10^{ème} étage

- Poids revenant au poteau du 10^{ème} étage, $G_{10} = G_{11}+G = 1455,47kN$

Poids revenant au poteau du 9^{ème} étage

- Poids revenant au poteau du 9^{ème} étage, $G_9 = G_{10}+G = 1696,59kN$

Poids revenant au poteau du 8^{ème} étage

- Poids revenant au poteau du 8^{ème} étage, $G_8 = G_9+G = 1937,71kN$

Poids revenant au poteau du 7^{ème} étage

- Poids revenant au poteau du 7^{ème} étage, $G_7 = G_6 + G = 2178,83\text{kN}$

Poids revenant au poteau du 6^{ème} étage

- Poids revenant au poteau du 6^{ème} étage, $G_6 = G_5 + G = 2419,95\text{kN}$

Poids revenant au poteau du 5^{ème} étage

- Poids revenant au poteau du 5^{ème} étage, $G_5 = G_4 + G = 2661,07\text{kN}$

Poids revenant au poteau du 4^{ème} étage

- Poids revenant au poteau du 4^{ème} étage, $G_4 = G_3 + G = 2902,19\text{kN}$

Poids revenant au poteau du 3^{ème} étage

- Poids revenant au poteau du 3^{ème} étage, $G_3 = G_2 + G = 3143,31\text{kN}$

Poids revenant au poteau du 2^{ème} étage

- Poids revenant au poteau du 2^{ème} étage, $G_2 = G_1 + G = 3384,43\text{kN}$

Poids revenant au poteau du 1^{ier} étage

- Poids revenant au poteau du 1^{ier} étage, $G_1 = G_0 + G = 3625,55\text{kN}$

Poids revenant au poteau du R.D.C

- Poids revenant au poteau du R.D.C, $G_{R.D.C} = G_1 + G = 3866,67\text{kN}$

Poids revenant au poteau du Entre sol 2

- Poids du plancher d'entre sol 2 $GxS = 6,39 \times 25,78 = 164,73\text{kN}$
- Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = (4,08 - 0,15) \times (0,30)^2 \times 25 = 8,84\text{kN}$
- Poids de la poutre principale .. $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = (5,25 - 0,30) \times (0,55 - 0,15) \times 0,35 \times 25 = 17,32\text{kN}$
- Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = (5,53 - 0,30) \times (0,45 - 0,15) \times 0,35 \times 25 = 13,72\text{kN}$
- Poids de la poutre de chaînage $L_{C.H} \times h \times b \times \rho_b = 5,40 \times (0,45 - 0,15) \times 0,35 \times 25 = 16,53\text{kN}$

G=221,16kN

- Poids revenant au poteau du entre sol 2, $G_{E.S2} = G_{R.D.C} + G = 4087,84\text{kN}$

Poids revenant au poteau du Entre sol 1

- Poids du plancher d'entre sol 2 $GxS = 6,39 \times 25,78 = 164,73\text{kN}$
 - Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = (4,08 - 0,15) \times (0,30)^2 \times 25 = 8,84\text{kN}$
 - Poids de la poutre principale .. $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = (5,25 - 0,30) \times (0,55 - 0,15) \times 0,35 \times 25 = 17,32\text{kN}$
 - Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = (5,53 - 0,30) \times (0,45 - 0,15) \times 0,35 \times 25 = 13,72\text{kN}$
- G=204,63kN**

- Poids revenant au poteau du entre sol 1, $G_{E.S1} = G_{E.S2} + G = 4292,47kN$

Poids revenant au poteau du sous sol 1

- Poids du plancher du sous sol 1 $GxS=6,39x14,16=90,48kN$
- Poids du poteau $h_p x a x b x \rho_b = (3,06-0,25)x(0,30)^2 x 25 = 6,32kN$
- Poids de la poutre principale $L_{pp} x h x b x \rho_b = (5,25-0,30)x(0,55-0,25)x0,35x25 = 13kN$
- Poids de la poutre secondaire $L_{ps} x h x b x \rho_b = (5,53-0,30)x(0,45-0,25)x0,35x25 = 9,15kN$

$G=118,95kN$

- Poids revenant au poteau du sous sol 1, $G_{S.S1} = G_{E.S1} + G = 4411,42kN$

Poids revenant au poteau du sous sol 2

- Poids du plancher du sous sol 2 $GxS=7,64x14,16=108,18kN$
- Poids du poteau $h_p x a x b x \rho_b = (3,06-0,20)x(0,30)^2 x 25 = 6,43kN$
- Poids de la poutre principale .. $L_{pp} x h x b x \rho_b = (5,25-0,30)x(0,55-0,20)x0,35x25 = 15,16kN$
- Poids de la poutre secondaire $L_{ps} x h x b x \rho_b = (5,53-0,30)x(0,45-0,20)x0,35x25 = 11,44kN$

$G=141,21kN$

- Poids revenant au poteau du entre sol 2, $G_{S.S2} = G_{E.S2} + G = 4552,63kN$

Exemple de calcul

Etude de 15^{ème} étage

$N_{G15} = 249,86kN$

$N_{Q15} = QxS = 1x25,78 = 25,78kN$

$N_{u15} = 1,35 N_{G15} + 1,5 N_{Q15} = 376kN$

$Br \geq 0,066 N_{u15} \Rightarrow Br \geq 24,80.10^{-3} m^2$

$Br = (a - 0,02)(b - 0,02) \quad ; \quad \text{On a : } a=b$

Donc : $Br = (a - 0,02)^2 \Rightarrow a = \sqrt{Br} + 0,02 = 0,177m$

$a=b=17,70cm$

Le choix: $a=b=30cm$

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

$N_{ser} = N_{G15} + N_{Q15} = 275,64kN$

$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \quad \text{avec : } B = axb = 900cm^2$

$\sigma_{ser} = 2,66MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$

Niveaux	N_G (kN)	N_Q (kN)	N_u (kN)	Br (cm ²)	$a=b$ (cm)	Le choix	N_{ser} (kN)	σ_{ser} (Mpa)
P15	249,86	25,78	376	248	17,70	30x30	275,64	2,66
P14	490,98	64,45	759,50	501	24,30	30x30	555,43	5,36
P13	732,10	99,25	1137,22	750	29,30	30x30	831,36	8,03
P12	973,22	130,18	1509,14	996	33,50	35x35	1103,41	7,83
P11	1214,35	157,25	1875,25	1237	37,10	40x40	1371,60	7,45
P10	1455,47	180,46	2235,57	1475	40,40	45x45	1635,93	7,02
P9	1696,59	199,79	2590,09	1709	43,30	45x45	1896,38	8,14
P8	1937,71	217,97	2942,86	1942	46	50x50	2155,68	7,49
P7	2178,83	239,23	3300,28	2178	48,60	50x50	2418,07	8,41
P6	2419,95	258,96	3655,37	2412	51,10	55x55	2678,91	7,70
P5	2661,07	277,13	4008,15	2645	53,40	55x55	2938,20	8,44
P4	2902,19	298,01	4364,98	2880	55,60	60x60	3200,21	7,73
P3	3143,31	318,12	4720,66	3115	57,80	60x60	3461,44	8,36
P2	3384,43	337,46	5075,17	3349	59,80	60x60	3721,89	9
P1	3625,55	356,02	5428,53	3582	61,80	65x65	3981,57	8,19
R.D.C	3866,67	373,81	5780,72	3815	63,70	65x65	4240,48	8,72
Entre Sol 2	4087,84	390,82	6104,82	4029	65,40	65x65	4478,67	9,21
Entre Sol 1	4292,47	459,40	6483,94	4279	67,40	65x65	4751,87	9,78
Sous-sol 1	4411,42	268,75	6358,56	4196	66,70	70x70	4680,18	8,30
Sous-sol 2	4552,63	292,61	6584,98	4346	67,90	70x70	4845,25	8,59

Tableau .II.11. Choix des sections des poteaux de rive

- Les poteaux d'angles $S=15,48m^2$
Poids revenant au poteau du 15^{ème} étage
 - Poids du plancher terrasse $GxS=7,28x15,48=112,69kN$
 - Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = (3,20-0,15) \times (0,30)^2 \times 25=6,86kN$
 - Poids de la poutre principale ... $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = (4,80-0,30) \times (0,55-0,15) \times 0,35 \times 25=15,75kN$
 - Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = (2,65-0,30) \times (0,45-0,15) \times 0,35 \times 25=6,16kN$
 - Poids de l'acrotère $L_{C.H} \times G \text{ acrotère} = 5,80 \times 1,87=10,84kN$
 - Poids de la poutre de chaînage $L_{C.H} \times h \times b \times \rho_b = 5,80 \times (0,45-0,15) \times 0,35 \times 25=15,22kN$
G=167,54kN

- Poids revenant au poteau du 15^{ème} étage, $G_{15} = G = 167,54\text{kN}$

Poids revenant au poteau du 14^{ème} étage

- Poids du plancher courant $G \times S = 6,39 \times 15,48 = 98,91\text{kN}$
- Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = (3,20 - 0,15) \times (0,30)^2 \times 25 = 6,86\text{kN}$
- Poids de la poutre principale $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = (4,80 - 0,30) \times (0,55 - 0,15) \times 0,35 \times 25 = 15,75\text{kN}$
- Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = (2,65 - 0,30) \times (0,45 - 0,15) \times 0,35 \times 25 = 6,16\text{kN}$
- Poids de la poutre de chaînage $L_{CH} \times h \times b \times \rho_b = 5,80 \times (0,45 - 0,15) \times 0,35 \times 25 = 15,22\text{kN}$
- Poids du mur $L_{pp} \times h_{mur} \times G_{mur} = 4,35 \times (3,20 - 0,55) \times 1,91 = 22,01\text{kN}$

$G = 164,94\text{kN}$

- Poids revenant au poteau du 14^{ème} étage, $G_{14} = G_{15} + G = 332,48\text{kN}$

Poids revenant au poteau du 13^{ème} étage

- Poids revenant au poteau du 13^{ème} étage, $G_{13} = G_{14} + G = 497,42\text{kN}$

Poids revenant au poteau du 12^{ème} étage

- Poids revenant au poteau du 12^{ème} étage, $G_{12} = G_{13} + G = 662,36\text{kN}$

Poids revenant au poteau du 11^{ème} étage

- Poids revenant au poteau du 11^{ème} étage, $G_{11} = G_{12} + G = 827,31\text{kN}$

Poids revenant au poteau du 10^{ème} étage

- Poids revenant au poteau du 10^{ème} étage, $G_{10} = G_{11} + G = 992,25\text{kN}$

Poids revenant au poteau du 9^{ème} étage

- Poids revenant au poteau du 9^{ème} étage, $G_9 = G_{10} + G = 1157,19\text{kN}$

Poids revenant au poteau du 8^{ème} étage

- Poids revenant au poteau du 8^{ème} étage, $G_8 = G_9 + G = 1322,13\text{kN}$

Poids revenant au poteau du 7^{ème} étage

- Poids revenant au poteau du 7^{ème} étage, $G_7 = G_8 + G = 1487,07\text{kN}$

Poids revenant au poteau du 6^{ème} étage

- Poids revenant au poteau du 6^{ème} étage, $G_6 = G_7 + G = 1652,01\text{kN}$

Poids revenant au poteau du 5^{ème} étage

- Poids revenant au poteau du 5^{ème} étage, $G_5 = G_6 + G = 1816,95kN$

Poids revenant au poteau du 4^{ème} étage

- Poids revenant au poteau du 4^{ème} étage, $G_4 = G_5 + G = 1981,89kN$

Poids revenant au poteau du 3^{ème} étage

- Poids revenant au poteau du 3^{ème} étage, $G_3 = G_2 + G = 2146,83kN$

Poids revenant au poteau du 2^{ème} étage

- Poids revenant au poteau du 2^{ème} étage : $G_2 = G_3 + G = 2311,77kN$

Poids revenant au poteau du 1^{ier} étage

- Poids revenant au poteau du 1^{ier} étage, $G_1 = G_2 + G = 2476,72kN$

Poids revenant au poteau du R.D.C

- Poids revenant au poteau du R.D.C, $G_{R.D.C} = G_1 + G = 2641,66kN$

Poids revenant au poteau du Entre sol 2

- Poids du plancher courant $GxS = 6,39 \times 15,48 = 98,91kN$
- Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = (4,08 - 0,15) \times (0,30)^2 \times 25 = 8,84kN$
- Poids de la poutre principale $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = (4,80 - 0,30) \times (0,55 - 0,15) \times 0,35 \times 25 = 15,75kN$
- Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = (2,65 - 0,30) \times (0,45 - 0,15) \times 0,35 \times 25 = 6,16kN$
- Poids de la poutre de chaînage $L_{C.H} \times h \times b \times \rho_b = 5,80 \times (0,45 - 0,15) \times 0,35 \times 25 = 15,22kN$

$G = 144,90kN$

- Poids revenant au poteau du entre sol 2, $G_{E.S2} = G_{R.D.C} + G = 2786,56kN$

Poids revenant au poteau du Entre sol 1

- Poids du plancher courant $GxS = 6,39 \times 15,48 = 98,91kN$
- Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = (4,08 - 0,15) \times (0,30)^2 \times 25 = 8,84kN$
- Poids de la poutre principale ... $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = (4,80 - 0,30) \times (0,55 - 0,15) \times 0,35 \times 25 = 15,75kN$
- Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = (2,65 - 0,30) \times (0,45 - 0,15) \times 0,35 \times 25 = 6,16kN$

$G = 129,67kN$

- Poids revenant au poteau du entre sol 1, $G_{E.S1} = G_{E.S2} + G = 2916,24kN$

Poids revenant au poteau du sous sol 1

- Poids du plancher courant $GxS=6,39x7,95=50,80kN$
- Poids du poteau $h_p x a x b x \rho_b = (3,06-0,15)x(0,30)^2 x 25 = 6,54kN$
- Poids de la poutre principale . $L_{pp} x h x b x \rho_b = (4,80-0,30)x(0,55-0,15)x0,35x25=15,75kN$
- Poids de la poutre secondaire $L_{ps} x h x b x \rho_b = (2,65-0,30)x(0,45-0,15)x0,35x25=6,16kN$

G=79,26kN

- Poids revenant au poteau du sous sol 1, $GS_{S1} = G_{E,S1} + G = 2995,50kN$

Poids revenant au poteau du sous sol 2

- Poids du plancher courant $GxS=7,64x7,95=60,73kN$
- Poids du poteau $h_p x a x b x \rho_b = (3,06-0,20)x(0,30)^2 x 25 = 6,43kN$
- Poids de la poutre principale . $L_{pp} x h x b x \rho_b = (4,80-0,30)x(0,55-0,20)x0,35x25=13,78kN$
- Poids de la poutre secondaire $L_{ps} x h x b x \rho_b = (2,65-0,30)x(0,45-0,20)x0,35x25=5,14kN$

G=86,09kN

- Poids revenant au poteau du entre sol 2, $GS_{S2} = G_{E,S2} + G = 3081,59kN$

Exemple de calcul

Etude de 15^{ème} étage

$N_{G15} = 167,54kN$

$N_{Q15} = QxS = 1x15,48 = 15,48kN$

$N_{u15} = 1,35 N_{G15} + 1,5 N_{Q15} = 249,40kN$

$Br \geq 0,066 N_{u15} \Rightarrow Br \geq 16,40.10^{-3} m^2$

$Br = (a - 0,02)(b - 0,02) \quad ; \quad \text{On a: } a=b$

Donc : $Br = (a - 0,02)^2 \Rightarrow a = \sqrt{Br} + 0,02 = 0,148m$

$a=b=14,80cm$

Le choix: $a=b=30cm$

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

$N_{ser} = N_{G15} + N_{Q15} = 183,02kN$

$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \quad \text{avec : } B = axb = 900cm^2$

$\sigma_{ser} = 1,76MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18MPa$

Niveaux	N_G (kN)	N_Q (kN)	N_u (kN)	Br (cm ²)	$a=b$ (cm)	Le choix	N_{ser} (kN)	σ_{ser} (Mpa)
P15	167,54	15,48	249,40	164	14,80	30x30	183,02	1,76
P14	332,48	38,70	506,90	334	20,20	30x30	371,18	3,58
P13	497,42	59,59	760,92	502	24,40	30x30	557,02	5,38
P12	662,36	78,17	1011,46	667	27,80	30x30	740,54	7,15
P11	827,31	94,42	1258,51	830	30,80	35x35	921,73	6,54
P10	992,25	108,36	1502,08	991	33,40	35x35	1100,61	7,81
P9	1157,19	119,97	1742,16	1149	35,90	40x40	1277,16	6,94
P8	1322,13	130,88	1981,20	1307	38,10	40x40	1453,01	7,89
P7	1487,07	143,65	2223,03	1467	40,30	45x45	1630,72	7
P6	1652,01	155,49	2463,46	1625	42,30	45x45	1807,51	7,76
P5	1816,95	166,41	2702,50	1783	44,20	45x45	1983,36	8,51
P4	1981,89	178,94	2943,98	1943	46	50x50	2160,84	7,51
P3	2146,83	191,02	3184,76	2101	47,80	50x50	2337,86	8,13
P2	2311,77	202,63	3424,85	2260	49,50	50x50	2514,41	8,74
P1	2476,72	213,77	3664,24	2418	51,10	55x55	2690,50	7,73
R.D.C	2641,66	224,46	3902,93	2575	52,70	55x55	2866,12	8,23
Entre Sol 2	2786,56	234,67	4113,87	2715	54,10	55x55	3021,24	8,68
Entre Sol 1	2916,24	275,85	4350,70	2871	55,50	60x60	3192,09	7,71
Sous-sol 1	2995,50	150,89	4270,26	2818	55	60x60	3146,39	7,60
Sous-sol 2	3081,59	164,28	4406,58	2908	55,90	60x60	3245,88	7,84

Tableau .II.12. Choix des sections des poteaux d'angle

- Les poteaux circulaires $S=18,20m^2$

Poids revenant au poteau du 15^{ème} étage

- Poids du plancher terrasse $GxS=7,28x18,20=132,49kN$
 - Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = (3,20-0,15) \times (0,096) \times 25 = 7,32kN$
 - Poids de la poutre principale $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = (4,40-0,35) \times (0,55-0,15) \times 0,35 \times 25 = 14,17kN$
 - Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = (4,15-0,35) \times (0,45-0,15) \times 0,35 \times 25 = 9,97kN$
 - Poids de l'acrotère $L_{CH} \times G \text{ acrotère} = 5,30 \times 1,87 = 9,91kN$
 - Poids de la poutre de chaînage $L_{CH} \times h \times b \times \rho_b = 5,30 \times (0,45-0,15) \times 0,35 \times 25 = 13,91kN$
- G=187,78kN**

- Poids revenant au poteau du 15^{ème} étage, $G_{15} = G = 187,78kN$

Poids revenant au poteau du 14^{ème} étage

- Poids du plancher courant $GxS=6,39x18,20=116,29kN$
- Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = (3,20-0,15) \times (0,096) \times 25 = 7,32kN$
- Poids de la poutre principale $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = (4,40-0,35) \times (0,55-0,15) \times 0,35 \times 25 = 14,17kN$
- Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = (4,15-0,35) \times (0,45-0,15) \times 0,35 \times 25 = 9,97kN$
- Poids de la poutre de chaînage $L_{C.H} \times h \times b \times \rho_b = 5,30 \times (0,45-0,15) \times 0,35 \times 25 = 13,91kN$

$G=161,68kN$

- Poids revenant au poteau du 14^{ème} étage, $G_{14} = G_{15} + G = 349,47kN$

Poids revenant au poteau du 13^{ème} étage

- Poids revenant au poteau du 13^{ème} étage, $G_{13} = G_{14} + G = 511,15kN$

Poids revenant au poteau du 12^{ème} étage

- Poids revenant au poteau du 12^{ème} étage, $G_{12} = G_{13} + G = 672,83kN$

Poids revenant au poteau du 11^{ème} étage

- Poids revenant au poteau du 11^{ème} étage, $G_{11} = G_{12} + G = 834,51kN$

Poids revenant au poteau du 10^{ème} étage

- Poids revenant au poteau du 10^{ème} étage, $G_{10} = G_{11} + G = 996,19kN$

Poids revenant au poteau du 9^{ème} étage

- Poids revenant au poteau du 9^{ème} étage, $G_9 = G_{10} + G = 1157,87kN$

Poids revenant au poteau du 8^{ème} étage

- Poids revenant au poteau du 8^{ème} étage, $G_8 = G_9 + G = 1319,55kN$

Poids revenant au poteau du 7^{ème} étage

- Poids revenant au poteau du 7^{ème} étage, $G_7 = G_8 + G = 1481,23kN$

Poids revenant au poteau du 6^{ème} étage

- Poids revenant au poteau du 6^{ème} étage, $G_6 = G_7 + G = 1642,91kN$

Poids revenant au poteau du 5^{ème} étage

- Poids revenant au poteau du 5^{ème} étage, $G_5 = G_6 + G = 1804,59kN$

Poids revenant au poteau du 4^{ème} étage

- Poids revenant au poteau du 4^{ème} étage, $G_4 = G_5 + G = 1966,27\text{kN}$

Poids revenant au poteau du 3^{ème} étage

- Poids revenant au poteau du 3^{ème} étage, $G_3 = G_2 + G = 2127,95\text{kN}$

Poids revenant au poteau du 2^{ème} étage :

- Poids revenant au poteau du 2^{ème} étage : $G_2 = G_3 + G = 2289,63\text{kN}$

Poids revenant au poteau du 1^{er} étage

- Poids revenant au poteau du 1^{er} étage, $G_1 = G_2 + G = 2451,31\text{kN}$

Poids revenant au poteau du R.D.C

- Poids revenant au poteau du R.D.C, $G_{R.D.C} = G_1 + G = 2613\text{kN}$

Poids revenant au poteau du Entre sol 2

- Poids du plancher courant $G \times S = 6,39 \times 18,20 = 116,29\text{kN}$
- Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = (4,08 - 0,15) \times (0,096) \times 25 = 9,43\text{kN}$
- Poids de la poutre principale $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = (4,40 - 0,35) \times (0,55 - 0,15) \times 0,35 \times 25 = 14,17\text{kN}$
- Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = (4,15 - 0,35) \times (0,45 - 0,15) \times 0,35 \times 25 = 9,97\text{kN}$
- Poids de la poutre de chaînage $L_{C.H} \times h \times b \times \rho_b = 5,30 \times (0,45 - 0,15) \times 0,35 \times 25 = 13,91\text{kN}$

$G = 163,79\text{kN}$

- Poids revenant au poteau du entre sol 2, $G_{E.S2} = G_{R.D.C} + G = 2776,78\text{kN}$

Poids revenant au poteau du Entre sol 1

- Poids du plancher courant $G \times S = 6,39 \times 12,15 = 77,67\text{kN}$
- Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = (4,08 - 0,15) \times (0,096) \times 25 = 9,43\text{kN}$
- Poids de la poutre principale ... $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = (4,40 - 0,35) \times (0,55 - 0,15) \times 0,35 \times 25 = 14,17\text{kN}$
- Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = (4,15 - 0,35) \times (0,45 - 0,15) \times 0,35 \times 25 = 9,97\text{kN}$

$G = 149,88\text{kN}$

- Poids revenant au poteau du entre sol 1, $G_{E.S1} = G_{E.S2} + G = 2926,66\text{kN}$

Poids revenant au poteau du sous sol 1

- Poids du plancher courant $G \times S = 6,39 \times 12,15 = 77,67\text{kN}$
- Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = (3,06 - 0,15) \times (0,096) \times 25 = 6,98\text{kN}$
- Poids de la poutre principale .. $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = (4,40 - 0,35) \times (0,55 - 0,15) \times 0,35 \times 25 = 14,17\text{kN}$
- Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = (2,30 - 0,35) \times (0,45 - 0,15) \times 0,35 \times 25 = 5,11\text{kN}$

$G = 103,93\text{kN}$

- Poids revenant au poteau du sous sol 1, $G_{S.S1} = G_{E.S1} + G = 3030,60\text{kN}$

Poids revenant au poteau du sous sol 2

- Poids du plancher courant $GxS=7,64x12,15=92,82kN$
- Poids du poteau $h_p x a x b x \rho_b = (3,06-0,20)x(0,096) x 25 = 6,86kN$
- Poids de la poutre principale . $L_{pp} x h x b x \rho_b = (4,40-0,35)x(0,55-0,15)x0,35x25=14,17kN$
- Poids de la poutre secondaire $L_{ps} x h x b x \rho_b = (2,30-0,35)x(0,45-0,15)x0,35x25=5,11kN$

$$G=118,96kN$$

- Poids revenant au poteau du entre sol 2, $G_{S,S2} = G_{E,S2} + G = 3149,56kN$

Exemple de calcul**Etude de 15^{ème} étage**

$$N_{G15} = 187,78kN$$

$$N_{Q15} = QxS = 1x18,20 = 18,20kN$$

$$N_{u15} = 1,35 N_{G15} + 1,5 N_{Q15} = 280,81kN$$

$$Br \geq 0,066 N_{u15} \Rightarrow Br \geq 18,50.10^{-3} m^2$$

$$Br = \frac{\pi}{4} (d - 0,02)^2$$

$$\text{Donc : } \Rightarrow d = \sqrt{\frac{4.Br}{\pi}} + 0,02 = 0,17m$$

$$d = 17,30cm$$

Le choix: $d = 35cm$

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

$$N_{ser} = N_{G15} + N_{Q15} = 205,98kN$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \quad \text{avec : } B = \frac{\pi.d^2}{4} = 962,11cm^2$$

$$\sigma_{ser} = 1,86MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

Niveaux	N_G (kN)	N_Q (kN)	N_u (kN)	Br (cm ²)	d (cm)	Le choix	N_{ser} (kN)	σ_{ser} (Mpa)
P15	187,78	18,20	280,81	185	17,30	35	205,98	1,86
P14	349,47	45,50	540,03	356	23,30	35	394,97	3,56
P13	511,15	70,07	795,15	524	27,80	35	581,22	5,25
P12	672,83	91,91	1046,18	690	31,60	35	764,74	6,91
P11	834,51	111,02	1293,12	853	34,90	35	945,53	8,54
P10	996,19	127,40	1535,95	1013	37,90	40	1123,59	7,77
P9	1157,87	141,05	1774,70	1171	40,60	45	1298,92	7,10
P8	1319,55	153,88	2012,21	1328	43,10	45	1473,43	8,06
P7	1481,23	168,89	2253,01	1487	45,50	50	1650,12	7,31
P6	1642,91	182,81	2492,16	1644	47,70	50	1825,73	8,08
P5	1804,59	195,65	2729,67	1801	49,90	50	2000,24	8,86
P4	1966,27	210,39	2970,05	1960	51,90	55	2176,66	7,97
P3	2127,95	224,58	3209,62	2118	53,90	55	2352,54	8,61
P2	2289,63	238,23	3448,36	2275	55,80	60	2527,87	7,77
P1	2451,31	251,34	3686,29	2433	57,60	60	2702,65	8,31
R.D.C	2613	263,90	3923,39	2589	59,40	60	2876,89	8,85
Entre Sol 2	2776,78	275,91	4162,53	2747	61,10	65	3052,70	8
Entre Sol 1	2926,66	324,32	4437,48	2928	63	65	3251	8,52
Sous-sol 1	3030,59	230,60	4437,21	2928	63	65	3261,20	8,55
Sous-sol 2	3149,56	251,07	4628,53	3054	64,30	65	3400,64	8,91

Tableau .II.13. Choix des sections des poteaux circulaires

h. Choix final des sections des poteaux

Pour conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner aux poteaux carrés centraux et d'angles, des sections comparables à celles des poteaux carrés de rives et les mêmes sections pour les poteaux circulaires.

<i>Etages</i>	Section carrée (axa) cm²	Section circulaire d (cm)
<i>15^{ème}</i>	45	40
<i>14^{ème}</i>	45	40
<i>13^{ème}</i>	45	40
<i>12^{ème}</i>	45	40
<i>11^{ème}</i>	45	40
<i>10^{ème}</i>	50	45
<i>9^{ème}</i>	50	45
<i>8^{ème}</i>	50	45
<i>7^{ème}</i>	55	50
<i>6^{ème}</i>	55	50
<i>5^{ème}</i>	55	50
<i>4^{ème}</i>	60	55
<i>3^{ème}</i>	60	55
<i>2^{ème}</i>	60	55
<i>1^{er}</i>	65	60
<i>R.D.C</i>	65	60
<i>Entre. Sol2</i>	70	65
<i>Entre Sol1</i>	70	65
<i>Sous-Sol1</i>	70	65
<i>Sous-Sol2</i>	70	65

Tableau .II.14. Coffrages des poteaux par étage

II.4.2. Les voiles

Le pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7 de l' RPA 99 version 2003.

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

D'après l'RPA99 version 2003 les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisant la condition, $L > 4e$.

Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires (poteaux).

Avec

l : Longueur du voile.

a : Epaisseur du voile.

h_e : Hauteur libre de l'étage.

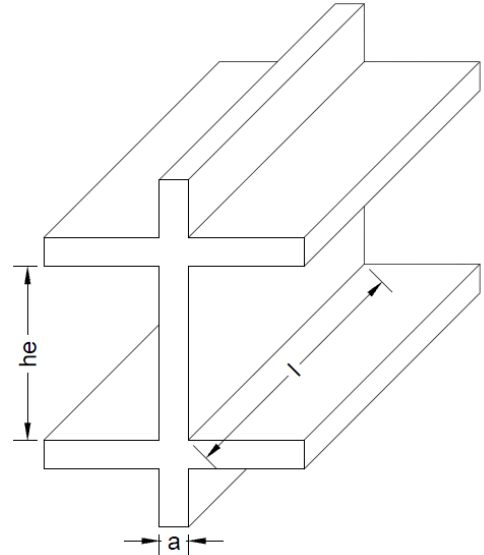


Figure .II.1. Schéma du voile

D'après le "RPA 99 version 2003", l'épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage " h_e " et les conditions de rigidité aux extrémités.

Dans notre cas

$$a_{min} \geq \max\{15\text{cm} ; \frac{h_e}{22}\} \quad (\text{art: 7-7-1})$$

h_e : hauteur d'étage.

a_{min} : épaisseur du voile.

- Pour le Sous-sol $h_e = (3,06 - 0,55) = 2,51\text{m}$.

$$a_{min} \geq \max\{15\text{cm} ; 11,41\text{cm}\} \Rightarrow a_{min} \geq 15\text{cm}$$

- Pour le R.D.C $h_e = (4,08 - 0,55) = 3,53\text{m}$.

$$a_{min} \geq \max\{15\text{cm} ; 16,04\text{cm}\} \Rightarrow a_{min} \geq 16,04\text{cm}$$

- Pour l'étage courant $h_e = (3,20 - 0,55) = 2,65\text{m}$

$$a_{min} \geq \max\{15\text{cm} ; 12,04\text{cm}\} \Rightarrow a_{min} \geq 15\text{cm}$$

Conclusion

Nous optons pour $a = 20\text{cm}$

III.1. Introduction

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement au contreventement.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments que comporte notre bâtiment. Nous citons l'acrotère, les escaliers, les planchers, dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

Le calcul de ces éléments s'effectue suivant le règlement "BAEL 91 modifié 99" [1] en respectant le règlement parasismique Algérien "RPA 99 version 2003" [2].

III.2. Acrotère

III.2.1. Introduction

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse, 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 $Q=1kN/ml$.

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

- Largeur $b=100cm$
- Hauteur $H=60cm$
- Epaisseur $e=10cm$

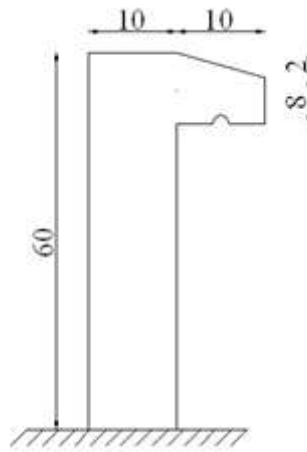


Figure III.1. Acrotère

III.2.2. Evaluation des charges

a. Charge d'exploitation

- $Q=1kN/ml$

b. Charges permanentes

- Surface de l'acrotère :

$$S = \left[(0,1 \times 0,6) + (0,1 \times 0,08) + \frac{(0,1 \times 0,02)}{2} \right] = 0,069 m^2$$

- Poids propre de l'acrotère

$$G_{p.p} = \rho_b \times S = 25 \times 0,069 = 1,725 kN / ml$$

- Revêtement en ciment ($e=2cm$; $\rho=18kN/m^3$)

$$G_{R.C} = \rho_{ci} \times e \times P_{cme} = 18 \times 0,02 \times (60 + 10) \times 2 \cdot 10^{-2} = 0,504 kN / ml$$

$$\Rightarrow G = G_{p.p} + G_{R.C} = 2,229 kN / ml$$

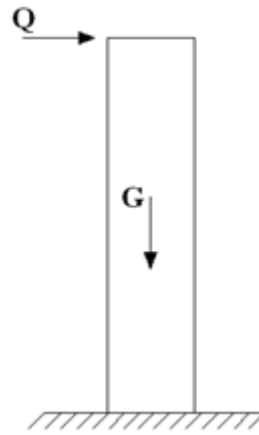


Figure III.2. Sollicitations de l'acrotère

- L'action des forces horizontales Q_h (F_p)

L'action des forces horizontales est donnée par : $F_p = 4AC_p W_p$ [2]

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le **tableau (4-1)** pour la zone et le groupe d'usage appropriés [$A=0,30$].....groupe 2

C_p : Facteur de force horizontale donnée par le tableau (6-1)..... [$C_p=0,8$]

W_p : Poids de l'acrotère = $2,229 kN$

$$F_p = 4 \times 0,30 \times 0,8 \times 2,229 = 2,14 kN$$

$$Q_u = \text{Max}(1,5Q; F_p) \rightarrow \left. \begin{array}{l} F_p = 2,14kN \\ 1,5Q = 1,5kN \end{array} \right\} \Rightarrow Q_u = Q_h = 2,14kN$$

pour une bande de 1m de largeur $\left\{ \begin{array}{l} G = 2,229kN/ml \\ Q = 2,14kN/ml \end{array} \right.$

III.2.3. Calcul des efforts

Pour une bande de 1m de largeur

E.L.U

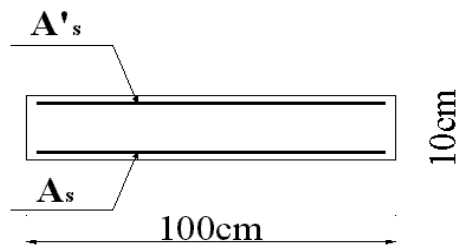
$$\begin{aligned} N_u &= 1,35G = 3,01kN \\ M_u &= 1,5Q \cdot h = 1,926kNm \\ T_u &= 1,5Q = 3,21kN \end{aligned}$$

E.L.S

$$\begin{aligned} N_{ser} &= G = 2,229kN \\ M_{ser} &= Q \cdot h = 1,284kNm \\ T_{ser} &= Q_h = 2,14kN \end{aligned}$$

III.2.4. Ferrailage de l'acrotère

$$e = 10cm ; b = 100cm ; f_{c28} = 25MPa ; \sigma_{bc} = 14,17MPa ; c = c' = 2cm ; f_e = 400MPa$$



Calcul de l'excentricité

$$\left. \begin{array}{l} e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,926}{3,01} = 63,98cm \\ \frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 3cm \end{array} \right\} e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

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

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

Calcul du moment fictif " M_f "

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 2,02 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,017$$

$\mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$ Les armatures comprimées ne sont nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,021$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 8,92 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,015 < 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10\% \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{sf} = f(M_f)$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = 65,07 \text{ mm}^2$$

- $A_{s1} = A'_s = 0$

- $A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 56,42 \text{ mm}^2$

$$\text{Donc} \begin{cases} A_{s1} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} = 0,56 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

III.2.5. Vérification de la section d'acier selon "BAEL 91 Modifié 99" [1]

Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Avec :

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 9 \text{ cm}$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \{ 1 \text{ cm}^2 ; 1,087 \text{ cm}^2 \} = 1,087 \text{ cm}^2$$

Donc : nous optons finalement pour $6T6 = 1,70 \text{ cm}^2$

Avec un espacement $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

III.2.6. armatures de répartitions

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,425 \text{ cm}^2$$

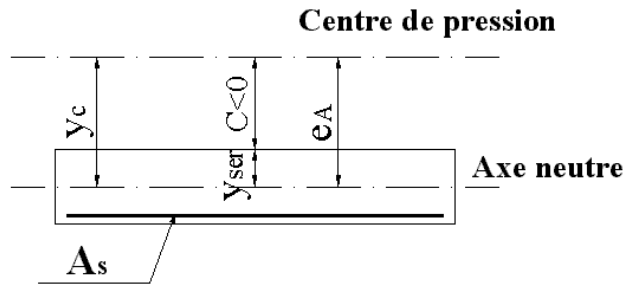
Nous choisissons $4T6 = 1,13 \text{ cm}^2$ avec un espacement

$$S_t = \frac{60 - 5}{3} = \frac{55}{3} = 18,33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm.}$$

III.2.7. Vérification à l'E.L.S

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 57,60cm$$



On a :

$$e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée (SPC).}$$

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

$$C = d - e_A$$

$$\text{Avec : } e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 61,60cm \Rightarrow C = -52,60cm \quad (C < 0)$$

D'après le "BAEL 91 modifié 99" [1], on doit résoudre l'équation suivant :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

y_c : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

Avec :

$$n = 15 \left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 + 6n(c - c') \frac{A_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} = -8206,03 \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} = 285257,47 \end{array} \right.$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27}\right) = -4,92.10^8$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,99 \Rightarrow \varphi = 171,89^\circ$$

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 104,60$$

$$y_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -104,48cm$$

$$y_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 56,51cm$$

$$y_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 47,97cm$$

La solution qui convient est : $y_c = 56,51cm$

Car : $0 < y_{ser} = y_c + c < d$
 $0 < y_{ser} = 56,51 - 52,60 = 3,91cm < 9cm$

Donc $\begin{cases} y_{ser} = 3,91cm \\ y_c = 56,51cm \end{cases}$

Calcul du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n[A_s(d - y_{ser})^2 + A'_s(y_{ser} - c')^2] = 2653,20cm^4 \text{ avec } n = 15$$

Vérification des contraintes

a. Contrainte du béton

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2,229.10^3 \times 56,51.10}{2653,20.10^4}\right) \times 3,91.10 = 1,85MPa < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

b. Contraintes de l'acier

$$\sigma_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier tendu}$$

$$\sigma'_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier comprimé}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right) = 201,63 \text{MPa} \dots \dots \dots (\eta = 1,6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sigma_s = 36,25 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 13,60 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

III.2.8. Vérification de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\{0,1 f_{c28}; 4 \text{MPa}\} = 2,5 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{3,21 \cdot 10^3}{90 \cdot 10^3} = 0,035 \text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

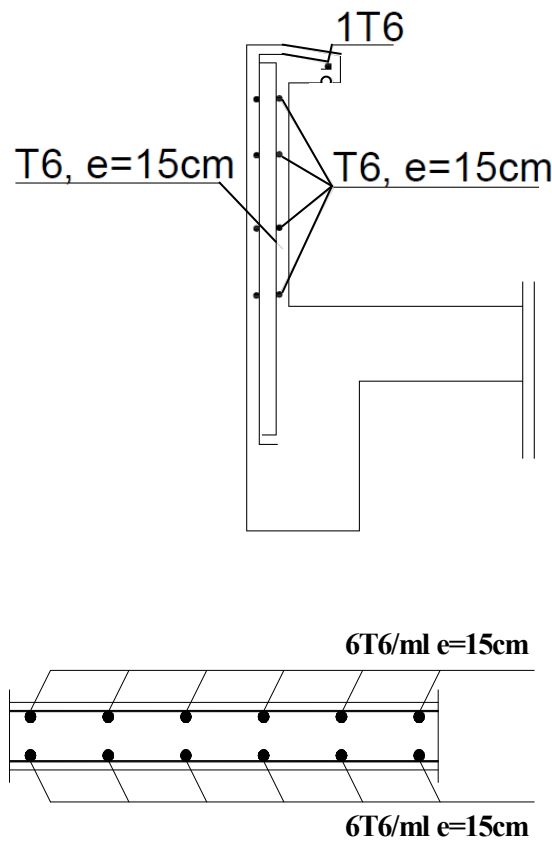


Figure III.3. Ferrailage de l'acrotère

III.3. Etudes des planchers

III.3.1. Introduction

Les planchers sont des éléments plans horizontaux qui ont pour rôle :

- Isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Répartir les charges horizontales dans les contreventements.
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

III.3.2. Plancher en corps creux

Ce type de planchers est constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension $(20 \times 20 \times 65) \text{ cm}^3$ avec une dalle de compression de 5 cm d'épaisseur.

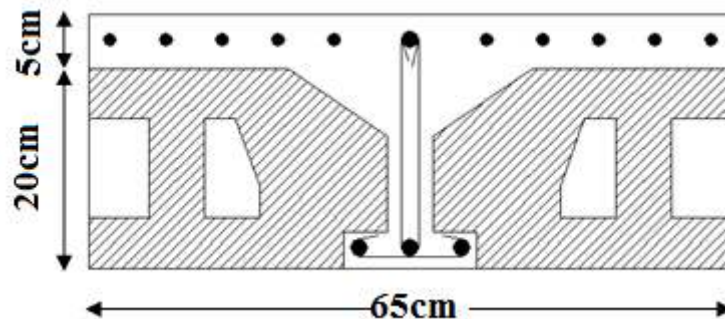


Figure III.4. Coupe du plancher du corps creux

a. Etude des poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

a.1. Dimensions de la poutrelle

$$\frac{1}{25} \leq \frac{h}{L} \leq \frac{1}{20} \quad [3] \Rightarrow \frac{530}{25} \leq h \leq \frac{530}{20} \Rightarrow 21,2 \leq h \leq 26,5 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} h = 25 \text{ cm} & ; & h_0 = 5 \text{ cm} \\ b = 65 \text{ cm} & ; & b_0 = 12 \text{ cm} \\ c = \frac{b - b_0}{2} = 26,50 \text{ cm} \end{cases}$$

a.2. Calcul des moments

Étant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

a.2.1. Méthode forfaitaire [1]

a.2.1.1. Domaine d'application

- H₁** : $Q \leq \text{Max} \{2G ; 5kN/m^2\}$
- H₂** : Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.
- H₃** : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.
- H₄** : Fissuration non préjudiciable.

a.2.1.2. Exposé de la méthode

- $\alpha = \frac{Q}{G + Q}$
- $M_t \geq \text{Max} \{1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0\} - \frac{M_w - M_e}{2}$
- $M_t \geq \begin{cases} (1 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée int ermediare} \\ (1,02 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée de rive} \end{cases}$

Avec :

- M_0 : La valeur minimale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).
- $(M_w ; M_e)$: Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.
- M_t : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

Moment sur appuis

- $M=0,2M_0 \dots\dots\dots$ appuis de rive
- $M=0,6M_0 \dots\dots\dots$ pour une poutre à deux travées
- $M=0,5M_0 \dots\dots\dots$ pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre a plus de deux travée
- $M=0,4M_0 \dots\dots\dots$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées

a.2.2. Méthode de CAQUOT [1]

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.
 Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

a.2.2.1. Exposé de la méthode

• **Moment sur appuis**

$M_a = 0,15M_0$Appuis de rives

$M_a = -\frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l_w + l_e)}$Appuis intermédiaires

Avec : $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

• **Moment en travée**

$M_t(x) = -\frac{qx^2}{2} + \left(\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}\right)x + M_w$

Avec :

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w; M_e)$: Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

q_w : Charge répartie à gauche de l'appui considérée.

q_e : Charge répartie à droite de l'appui considérée.

On calcul, de chaque coté de l'appui, les longueurs de travées fictives " l_w " à gauche et " l_e " à droite, avec :

$l_w = l$pour une travée de rive

$l_e = 0,8l$pour une travée intermédiaire

Où " l " représente la portée de la travée libre.

Effort tranchant

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

Avec :

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

a.3. Calcul des poutrelles

Le calcul se fait en deux étapes :

- 1^{ère} étape : Avant le coulage de la table de compression.
- 2^{ème} étape : Après le coulage de la table de compression.

* 1^{ère} étape Avant le coulage de la table de compression

- Poutrelle de travée $L=4,85m$
- On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :
 - Son poids propre.
 - Poids du corps creux.
 - Surcharge due à l'ouvrier $Q=1kN/m^2$

Evaluation des charges et surcharges

➤ Charges permanentes

Poids propre de la poutrelle.....	$0,12 \times 0,05 \times 25 = 0,15 kN/ml$
Poids du corps creux.....	$0,65 \times 0,25 \times 14 = 2,275 kN/ml$
	$G = 2,425 kN/ml$

➤ Charges d'exploitation

$$Q = 1 \times 0,65 = 0,65 kN/ml$$

Combinaison des charges

E.L.U

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 4,248 kN/ml$$

E.L.S

$$q_{ser} = G + Q = 3,075 kN/ml$$

Calcul des moments

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{3,64 \times (4,95)^2}{8} = 13,01 kNm$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{2,62 \times (4,95)^2}{8} = 9,41 kNm$$

Ferraillage

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'E.L.U

$$M_u = 13,01 kNm ; b = 12 cm ; d = 4,5 cm ; \sigma_{bc} = 14,17 Mpa$$

D'après l'organigramme de la flexion simple; on a:

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = 3,778 > \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s \neq 0$$

Donc, les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible.

Nous prévenons donc des étaitements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

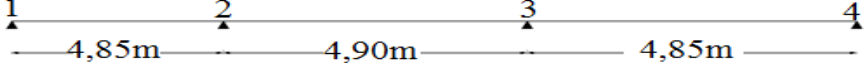
* 2^{ème} étape Après le coulage de la table de compression

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme une poutrelle en "Té"

Evaluation des charges et surcharges

❖ *Plancher terrasse*

➤ *Charge permanentes*

$$G = 7,08 \times 0,65 = 4,60 \text{ kN/ml}$$


➤ *Surcharges d'exploitation*

$$Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN/ml}$$

❖ *Plancher courant*

➤ *Charge permanente*

$$G = 6,19 \times 0,65 = 4,02 \text{ kN/ml}$$

➤ *Surcharge d'exploitation*

$$Q = 1,5 \times 0,65 = 0,97 \text{ kN/ml}$$

Combinaison des charges

➤ *Plancher terrasse*

$$\text{E.L.U } q_u = 1,35G + 1,5Q = 7,18 \text{ kN/ml}$$

$$\text{E.L.S } q_{ser} = G + Q = 5,25 \text{ kN/ml}$$

➤ *Plancher courant*

E.L.U

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,88 \text{ kN/ml}$$

E.L.S

$$q_{ser} = G + Q = 5 \text{ kN/ml}$$

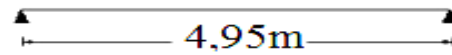
Conclusion

Le plancher terrasse est le plus sollicité.

Calcul des efforts internes**1- Poutrelle à une seule travée**

$$q_u = 7,18 \text{ kN / ml}$$

$$q_{ser} = 5,25 \text{ kN / ml}$$

**Calcul des moments**

Avec:

-Moment en travée: $M_t = 0,85M_0$

- Moment sur appui: $M_a = 0,20M_0$

E.L.U

$$M_{0u} = \frac{q_u l^2}{8} = 21,99 \text{ kNm}$$

E.L.S

$$M_{0ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = 16,07 \text{ kNm}$$

$$\begin{cases} M_{tu} = 18,69 \text{ kNm} \\ M_{tser} = 13,65 \text{ kNm} \end{cases} ; \begin{cases} M_{au} = 4,39 \text{ kNm} \\ M_{aser} = 3,20 \text{ kNm} \end{cases}$$

Effort tranchant**E.L.U**

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = 17,77 \text{ kN}$$

E.L.S

$$T_{ser} = \frac{q_{ser} l}{2} = 12,99 \text{ kN}$$

2- Poutrelle à trois travées

$$G = 4,60 \text{ kN/ml}$$

$$Q = 0,65 \text{ kN/ml}$$

La méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 4^{ème} condition n'est pas vérifiée c'est-à-dire: Fissuration préjudiciable n'est pas vérifiée, donc, on utilise la méthode de **CAQUOT**
Les efforts obtenus sont présentés dans les tableaux qui suivent :

Appuis	Moment sur appuis (kNm)		Travée	Portée réelle (m)	Moment en travée (kNm)		Effort tranchant (kN)			
	ELU	ELS			ELU	ELS	ELU		ELS	
							T_w	T_e	T_w	T_e
1	0	0	1-2	4,85	14,04	10,23	14,28	-21,11	10,18	-15,09
2	-16,98	-12,39	2-3	4,90	6,42	4,58	18,11	-18,11	12,90	-12,90
3	-16,98	-12,39	3-4	4,85	13,88	10,12	21,11	-14,28	15,09	-10,18
4	0	0								

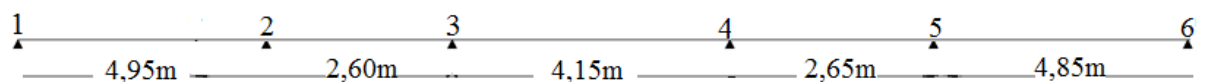
3- Poutrelles à quatre travées



Nous utilisons la méthode de Caquot (la méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 4^{ème} condition n'est pas vérifiée).

Appuis	Moment sur appuis (kNm)		Travée	Portée réelle (m)	Moment en travée (kNm)		Effort tranchant (kN)			
	ELU	ELS			ELU	ELS	ELU		ELS	
							T_w	T_e	T_w	T_e
1	0	0	1-2	4,85	14,04	10,23	14,28	-21,11	10,28	-15,22
2	-16,98	-12,39	2-3	4,90	8,10	5,82	18,79	-17,30	13,53	-12,44
3	-12,99	-9,48	3-4	4,85	7,52	5,40	17,05	-18,71	12,26	-13,47
4	-17,38	-12,69	4-5	4,95	14,62	10,73	21,48	-14,62	15,49	-10,53
5	0	0								

4- Poutrelles à cinq travées



Nous utilisons la méthode de Caquot (la méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée).

Appuis	Moment sur appuis (kNm)		Travée	Portée réelle (m)	Moment en travée (kNm)		Effort tranchant (kN)			
	ELU	ELS			ELU	ELS	ELU		ELS	
							T_w	T_e	T_e	T_w
1	0	0	1-2	4,95	15,09	11	14,8	-21,17	10,58	-15,13
2	-15,83	-11,56	2-3	2,60	-5,20	-3,75	13,07	-6,94	9,30	-4,83
3	-7,21	-5,26	3-4	4,15	8,61	6,28	15,11	-15,12	10,79	-10,8
4	-7,24	-5,29	4-5	2,65	-4,83	-3,72	7,4	-12,92	5,18	-9,19
5	-15,15	-11,06	5-6	4,85	14,51	10,58	20,73	-14,52	14,82	-10,37
6	0	0								

Nous considérons pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple. Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

E.L.U $M_{tu}^{max}=15,09kNm$
 $M_{au}^{max}=17,38kNm$
 $T_u^{max}=21,48kN$

E.L.S $M_{tser}^{max}=10,73kNm$
 $M_{aser}^{max}=12,69kNm$

b.1. Ferrailage en travée

$h=25cm ; h_0=5cm ; b=65cm ; b_0=12cm ; d=0,9h=22,5cm ; \sigma_{bc}=14,17MPa ; f_e=400MPa ; f_{c28}=25MPa ; f_{t28}=2,1MPa$

Le calcul des sections en forme de "Té" s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

- Si $M_u < M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table de compression.
- Si $M_u > M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 92,10kNm$$

Nous avons : $M_{tu} < M_{tab}$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, nous conduisons le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table "b".

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (bxh) en flexion simple.

D'après l'organigramme donnant le ferrailage d'une section soumise à la flexion, nous aurons :

$M_{tu}(kNm)$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(cm^2)$	α	$Z(cm)$	$\mu < 0,186$	ζ_s	$\sigma_s(MPa)$	$A_s(cm^2)$
15,09	0,039	Oui	0	0,050	220,41	Oui	10%	347,82	1,968

Tableau.III.1. Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée

b.1.1. Condition de non fragilité

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,962cm^2$$

$$A_s = \text{Max}\{1,962cm^2 ; 1,968cm^2\} = 1,968cm^2$$

Choix : 3T10 ($A_s=2,36cm^2$)

b.2. Ferrailage sur appuis

Nous avons $M_{au}^{\max} = 17,38kNm < M_{tab} = 92,10kNm$

⇒ L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ($b_0 \times h$) en flexion simple.

$M_u(kNm)$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(cm^2)$	α	$Z(cm)$	$\mu < 0,186$	ζ_s	$\sigma_s(MPa)$	$A_s(cm^2)$
17,38	0,218	Oui	0	0,311	19,69	Non	7,69	347,82	2,53

Tableau.III.2 Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis

b.2.1. Condition de non fragilité

$$A_s^{\min} \geq 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,326cm^2$$

$$A_s = 2,53cm^2 > A_s^{\min} = 0,326cm^2$$

Choix : 1T12+1T14 ($A_s=2,67cm^2$)

c. Vérifications

c.1. Effort tranchant

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{\max} = 21,48kN$.

Nous devons vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}\left\{0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa\right\} = 3,33MPa$$

Tel que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0d} = 0,79MPa < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Au voisinage des appuis

- **Appuis de rives**

- **Vérification de la compression du béton [1]**

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9b_0d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $T_u = 14,15 kN$ (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{14,82 \cdot 10^3}{0,9 \times 120 \times 225} = 0,609 MPa < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales [1]**

$$A_s = 2,67 cm^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,426 cm^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Appuis intermédiaires**

- **Vérification de la contrainte de compression [1]**

$$\sigma_b = \frac{T_u^{max}}{0,9b_0d} = \frac{21,48 \cdot 10^3}{0,9 \times 120 \times 225} = 0,883 MPa < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales [1]**

$$A_s = 2,67 cm^2 \geq \frac{T_u^{max} - \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\sigma_s} = -1,84 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

c.2. Vérification à l'E.L.S

c.2.1. Vérification des contraintes du béton [1]

Soit “y” la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe, l’axe neutre) à la fibre la plus comprimée.

La section étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance “y” de l’axe neutre :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

D’après l’organigramme de la vérification d’une section rectangulaire à l’ELS, nous devons vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa$

Détermination de l’axe neutre

Nous supposons que l’axe neutre se trouve dans la table de compression :

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

Avec : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$; $b=65cm(travée)$; $b_0=12cm(appuis)$; $c=c'=2,5cm$

y : est une solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

$$\begin{cases} by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + c'A'_s) = 0 \\ I = \frac{b}{3}y^3 + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - c')^2 \end{cases}$$

- Si $y < h_0 \Rightarrow$ l'hypothèse est vérifiée
- Si $y > h_0 \Rightarrow$ la distance " y " et le moment d'inertie " I " se Calculent par les formules qui suivent :

$$\begin{cases} b_0y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s)] = 0 \\ I = \frac{b_0}{3}y^3 + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0\left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2] \end{cases}$$

	$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$A'_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	Vérification
Travée	10,73	2,36	1,54	4,40	13443,04	3,51	Vérifiée
Appuis	12,69	2,67	2,36	4,60	14941,36	0,39	

Tableau.III.3. Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS

c.2.2. Vérification de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées [3]

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Avec:

$h=25cm$; $b_0=12cm$; $d=22,50cm$; $L=4,95m$; $M_{tser}=10,73kNm$; $M_0=16,07kNm$; $A_s=2,36cm^2$; $f_e=400MPa$.

Alors:

- $\frac{h}{L} = 0,050 < 0,0625 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} = 0,00874 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$
- $\frac{h}{L} = 0,050 < 0,066 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$

Puisque les deux conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ [1].

Tel que : $\bar{f} = \frac{L}{500} = 0,99 \text{ cm} \quad (L < 5 \text{ m})$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

- Position de l'axe neutre "y₁" [1]

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h - h_0)b_0 \left(\frac{h - h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h - h_0)b_0 + 15A_s}$$

- Moment d'inertie de la section totale homogène "I₀" [1]

$$I_0 = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b_0}{3} (h - y_1)^3 - \frac{(b - b_0)}{3} (y_1 - h_0)^3 + 15A_s (d - y_1)^2$$

- Calcul des moments d'inerties fictifs [3]

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

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

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y_I (cm)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
10,73	2,36	8,67	0,0078	202,07	4,70	1,88	0,56	23601,24	7147,95	11497,10

Tableau.III.4. Récapitulatif du calcul de la flèche

- Calcul des modules de déformation

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20MPa$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,40MPa$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}} = 0,98cm \quad (l = 4,60m)$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}} = 1,84cm$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,86cm < \bar{f} = 0,92cm \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

d. Calcul des armatures transversales et l'espacement

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 ($f_e=235MPa$)

- “BAEL 91 modifié 99” [1]

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \\ S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40cm) \\ \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa\right) \end{array} \right.$$

- “RPA 99 version 2003” [2]

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right)$$

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_l \leq \text{Min}(0,60\text{cm}; 1\text{cm}; 1,20\text{cm}) = 0,60\text{cm}$$

Nous adoptons : $\phi_l = 6\text{mm}$

Donc :

- Selon le “BAEL 91 modifié 99” [1]

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 5.10^{-4} \text{ cm} \\ S_t \leq 20,25\text{cm} \\ \frac{A_t}{S_t} \geq 0.012\text{cm} \end{array} \right.$$

- Selon le “RPA 99 version 2003” [2]

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \\ S_t \leq 6.25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq 12,50\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Choix des armatures

Nous adoptons : $A_t = 2\phi_6 = 0,57\text{cm}^2$

Choix des espacements

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq 15,83\text{cm}$$

Donc : $\left\{ \begin{array}{l} S_t = 5\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 10\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$

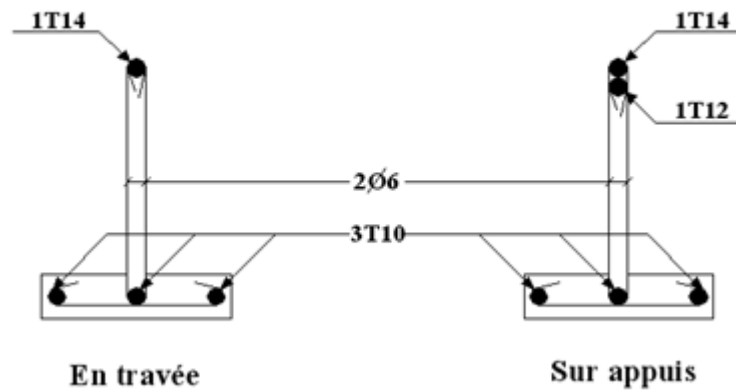


Figure III.5. Disposition constructive des armatures des poutrelles

e. Ferrailage de la dalle de compression

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : Dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30cm : Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$\text{Si : } \begin{cases} 50 \leq L_1 \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_1 = \frac{4L_1}{fe} & (L_1 \text{ en cm}) \\ L_1 \leq 50\text{cm} \Rightarrow A_2 = \frac{200}{fe} \end{cases}$$

Avec :

L_1 : Distance entre axes des poutrelles ($L_1=65\text{cm}$)

A_1 : Armatures perpendiculaires aux poutrelles (AP)

A_2 : Armatures parallèles aux poutrelles (AR)

$$A_2 = \frac{A_1}{2}$$

Donc nous obtenons : $A_1=0,65\text{cm}^2/\text{ml}$

Nous prenons : $5T8=2,51\text{cm}^2$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

Armatures de répartitions

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 1,25\text{cm}^2$$

Soit : $5T8=2,51\text{cm}^2 \rightarrow S_t=20\text{cm}$

Conclusion

Pour le ferrailage de la dalle de compression, nous adoptons un treillis soudé dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens.

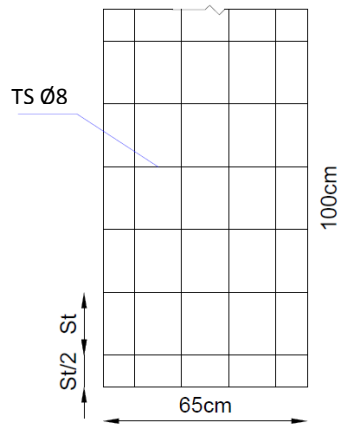


Figure III.6. Disposition constructive des armatures de la table de compression

III.3.3. Plancher en dalle pleine

Les dalles pleines sont des éléments d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, chargées perpendiculairement à leur plan moyen reposant sur deux, trois ou quatre appuis et même des dalles pleines en porte à faux (console).

Dans notre structure, nous avons des dalles pleines sous forme rectangulaire qui reposent sur quatre appuis, pour le calcul nous choisissons la dalle la plus sollicitée.

III.3.3.1. Evaluation des charges

$$G=7,64kN/m^2, Q=3,50kN/m^2.$$

ELU

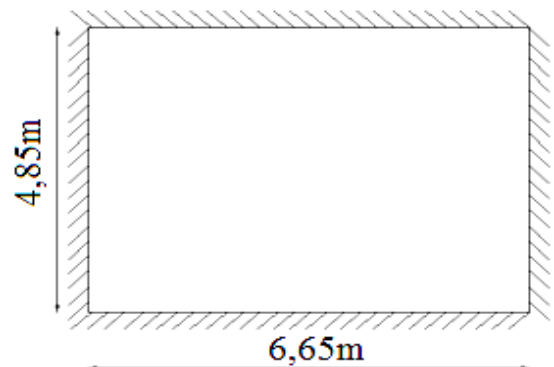
$$q_u=1,35G+1,5Q=15,56kN/m^2$$

ELS

$$q_{ser}=G+Q=11,14kN/m^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,85}{6,65} = 0,73 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans}$$

les deux sens.



III.3.3.2. Calcul des moments

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et ν .

ν : Coefficient de poisson $\begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire [1].

$$\rho = 0,73 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0646 \\ \mu_y = 0,4780 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 23,64 kNm$$

$$M_y = \mu_y M_x = 11,30 kNm$$

- **Moments en travées**

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 17,73 kNm$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 8,47 kNm$$

- **Moments sur appuis**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 11,82 kNm$$

III.3.3.3. Ferrailage de la dalle

$b = 100 cm$; $h = 20 cm$; $d = 0,9 h = 18 cm$; $f_e = 400 MPa$; $f_{c28} = 25 MPa$; $f_{t28} = 2,1 MPa$; $\sigma_s = 348 MPa$
 Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Sens	M_u (kNm)	μ	A_s' (cm ²)	α	Z(cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	17,73	0,038	0	0,049	17,64	2,88	4T12	4,52	25
	y-y	8,47	0,020		0,026	16,82	1,44			
Appuis	x-x y-y	11,82	0,025		0,032	17,76	1,91			

Tableau III.5. Ferrailage de la dalle pleine

Espacement

- **Travée**

$$\text{Sens x-x, } esp = \frac{100}{4} = 25 cm < \text{Min}(3h; 33 cm) = 33 cm \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\text{Sens y-y, } esp = \frac{100}{4} = 25 cm < \text{Min}(4h; 45 cm) = 45 cm \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Appuis**

$$\text{Sens x-x, } esp = \frac{100}{4} = 25 cm < \text{Min}(3h; 33 cm) = 33 cm \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Sens y-y, $esp = \frac{100}{4} = 25cm < \text{Min}(4h; 45cm) = 45cm \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

III.3.3.4. Condition de non fragilité

Nous avons : $12cm \leq e \leq 30cm$
 $h=e=20cm; b=100cm$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 1,82cm^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1,6cm^2 \end{cases}$$

Avec $\begin{cases} \rho_0 = 0,8\% \text{ pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,73 \end{cases}$

• **Travée**

Sens x-x, $A_x = 4,52cm^2 > A_s^{\min} = 1,82cm^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

Sens y-y, $A_y = 4,52cm^2 > A_s^{\min} = 1,82cm^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

• **Appuis**

Sens x-x, $A_x = 4,52cm^2 > A_s^{\min} = 1,82cm^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

Sens y-y, $A_y = 4,52cm^2 > A_s^{\min} = 1,82cm^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

III.3.3.5. Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci dessous est

vérifiée : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25MPa$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{15,56 \times 4,85 \times 6,65}{2 \times 4,85 + 6,65} = 30,69kN$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 25,15kN$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 30,69kN$$

$$\tau_u = \frac{30,69 \cdot 10^3}{1000 \cdot 180} = 0,170MPa < \bar{\tau}_u = 1,25MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

III.3.3.6. Vérification à L'ELS

a. Evaluation des sollicitations à l'ELS

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,73 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0708 \\ \mu_y = 0,6138 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 18,55 kNm \\ M_y = \mu_y M_x = 11,38 kNm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x = 15,77 kNm \\ M_{ty} = 0,85 M_y = 9,67 kNm \\ M_a = 0,3 M_x = 5,56 kNm \end{cases}$$

b. Vérification des contraintes

• Béton

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa$$

• Acier

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left(\frac{f_e}{2} ; 110 \sqrt{\eta F_{tj}} \right) \right\} = 201,63 MPa$$

Avec :

$$F_{tj} = 2,10 MPa$$

$$\eta = 1,6 ; \text{ pour HA } ; f_e = 400 MPa$$

1- Détermination de la valeur de "y"

$$\frac{b}{2} y^2 + n A'_s (y - c') - n A_s (d - y) = 0 \quad \text{avec : } n = 15$$

2- Moment d'inertie

$$I = \frac{b y^3}{3} + n A'_s (d - c')^2 + n A_s (d - y)^2$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

		$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s(MPa)$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Travée	(x-x)	15,77	4,52	4,31	14041,19	4,84	vérifiée	198,63	vérifiée
	(y-y)	9,67	4,52	4,17	12369,01	3,26		150,46	
Appuis		5,56	4,52	4,31	14041,19	1,70		81,31	

Tableau III.6. Vérification des contraintes à l'ELS

c. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci dessous sont vérifiées simultanément : [3]

$$\left. \begin{aligned}
 1 - \frac{h}{L_x} &\geq \frac{M_t}{20M_x} \\
 2 - \frac{h}{L_x} &\geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\
 3 - \frac{A}{bd} &\leq \frac{2}{f_e}
 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \begin{cases}
 0,041 > 0,037 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\
 0,041 > 0,028 \text{ à } 0,037 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\
 1,75 \cdot 10^{-3} < 5 \cdot 10^{-3} \dots\dots\dots \text{vérifiée}
 \end{cases}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

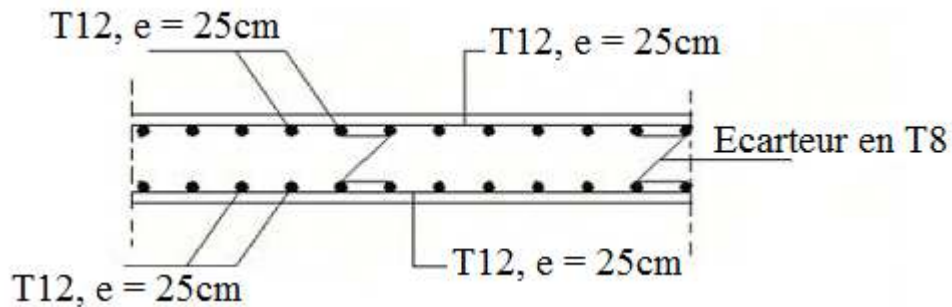


Figure III.7. Disposition constructive des armatures de la dalle pleine

III.3.4. Etude de la dalle machine

III.3.4.1. Introduction

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

III.3.4.2. Pré dimensionnement

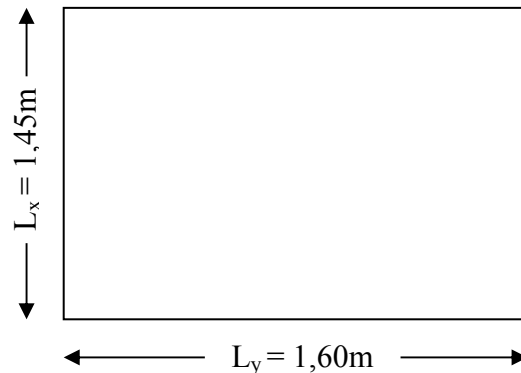
La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

Nous avons deux conditions à vérifier :

a. Résistance à la flexion

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{145}{50} \leq e \leq \frac{145}{40}$$

$$2,90cm \leq e \leq 3,62cm$$



b. Condition de l'E.N.A

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine est $e \geq 25cm$

Nous prenons : $e = 25cm$

III.3.4.3. Détermination des charges et surcharges

a. Charges permanentes

- Poids de la dalle machine supportée..... $50kN/m^2$
- Poids propre de la dalle..... $0,25 \times 25 = 6,25kN/m^2$

$$G = 56,25kN/m^2$$

b. Surcharge d'exploitation

$$Q = 1kN/m^2$$

III.3.4.4. Combinaison des charges

$$E.L.U \quad q_u = 1,35G + 1,5Q = 77,437kN/m^2$$

$$E.L.S \quad q_{ser} = G + Q = 57,25kN/m^2$$

III.3.4.5. Calcul des efforts [1]

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 côtés.

Calcul de “ ρ ”

$$0,4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,45}{1,60} = 0,906 < 1$$

⇒ La dalle travaille dans les deux sens.

$$* M_x = \mu_x q_u L_x^2$$

$$* M_y = \mu_y M_x$$

E.L.U

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0447 \Rightarrow M_x = 7,28kNm \\ \mu_y = 0,8036 \Rightarrow M_y = 5,85kNm \end{cases}$$

Selon les conditions d’encastrement d’appuis, nous obtenons les moments suivants :

• **Moments en travées**

$$M_{tx} = 0,85M_x = 6,19kNm$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 5kNm$$

• **Moments sur appuis**

$$M_{ax} = 0,3M_x = 2,18kNm$$

$$M_{ay} = 0,3M_y = 1,75kNm$$

$$M_a = \text{Max}(M_{ax} ; M_{ay}) = 2,18kNm$$

III.3.4.6. Ferrailage de la dalle

Le ferrailage de la dalle machine se fait comme suit :

Pour une bande de 1m, nous aurons une section (b x h) = (100x25) cm² qui travaille en flexion simple.

III.3.4.6.1. Ferrailage en travée

a. Dans le sens “ L_x ”

On a: b=100cm; h=25cm ; d=0,9h=22,50cm ; c=2cm ; σ_{bc}=14,17MPa ; σ_s=348MPa

M _{tx} (kNm)	μ	A's(cm ²)	α	Z(cm)	A ^{cal} _s (cm ²)	Choix	A ^{adp} _s (cm ²)
6,19	0,0086	0	0,0108	22,40	1,03	5T8	2,51

Tableau.III.7. Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_x)

Espacement

$$Esp = \frac{100}{5} = 20cm < \text{Min}(3h; 33cm) = 33cm.....v\acute{e}rifi\acute{e}e$$

b. Dans le sens “Ly”

Nous aurons : $b=100cm$; $h=25cm$; $d=d_x-\phi_x=21,5cm$; $c=2cm$; $\sigma_{bc}=14,17MPa$; $\sigma_s=348MPa$

$M_{ly}(kNm)$	μ	$A'_s(cm^2)$	α	$Z(cm)$	$A^{cal}_s(cm^2)$	Choix	$A^{adp}_s(cm^2)$
5	0,0076	0	0,0095	21,41	0,87	5T8	2,51

Tableau.III.8. Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens Ly)

Espacement

$$Esp = \frac{100}{5} = 20cm < Min(4h;45cm) = 45cm.....vérifiée$$

III.3.4.6.2. Ferrailage sur appuis

Nous aurons : $b=100cm$; $h=25cm$; $d=22,5cm$; $c=2cm$; $\sigma_{bc}=14,17MPa$; $\sigma_s=348MPa$

$M_a(kNm)$	M	$A'_s(cm^2)$	A	$Z(cm)$	$A^{cal}_s(cm^2)$	Choix	$A^{adp}_s(cm^2)$
2,18	0,0030	0	0,0038	22,46	0,36	5T8	2,51

Tableau.III.9. Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage sur appuis

Espacement

$$Esp = \begin{cases} \frac{100}{5} = 20cm < Min(3h;33cm) = 33cm(sens x - x) &vérifiée \\ \frac{100}{5} = 20cm < Min(4h;45cm) = 45cm(sens y - y) &vérifiée \end{cases}$$

III.3.4.7. Calcul des armatures transversales [5]

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25MPa$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 39,92kN$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 37,43kN$$

$$T_u^{max} = Max(T_x; T_y) = 39,92kN$$

$$\tau_u = \frac{39,92 \cdot 10^3}{1000 \cdot 225} = 0,177MPa < \bar{\tau}_u = 1,25MPa.....vérifiée$$

III.3.4.8. Vérification à l'E.L.S

a. Vérification des contraintes

• Béton

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

• Acier

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \left(\frac{f_e}{2}; 110 \sqrt{\eta F_{ij}} \right) \right\} = 201,63 \text{MPa}$$

Avec :

$$\eta = 1,6 \text{ pour HA ; } f_e = 400 \text{MPa}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,906 \quad ; \quad q_{ser} = 57,25 \text{kN/m}^2$$

$$* M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2$$

$$* M_y = \mu_y M_x$$

E.L.S

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0518 \Rightarrow M_x = 6,23 \text{kNm} \\ \mu_y = 0,8646 \Rightarrow M_y = 5,39 \text{kNm} \end{cases}$$

• Moments en travées

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 5,30 \text{kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 4,58 \text{kNm}$$

• Moments sur appuis

$$M_a = \text{Max} (0,3 M_x; 0,3 M_y) = 1,87 \text{kNm}$$

3- Détermination de la valeur de "y"

$$\frac{b}{2} y^2 + n A'_s (y - c') - n A_s (d - y) = 0 \quad \text{avec : } n = 15$$

4- Moment d'inertie

$$I = \frac{b y^3}{3} + n A'_s (d - c')^2 + n A_s (d - y)^2$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

		$M_t(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s(MPa)$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Travée	(x-x)	5,30	2,51	3,76	14994,12	1,32	vérifiée	99,36	vérifiée
	(y-y)	4,58	2,51	3,66	13616,96	1,23		90	
Appuis		1,87	2,51	3,76	14994,12	0,47		35,06	

Tableau.III.10. Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens

b. Vérification de la condition de non fragilité [3]

$h=25cm ; b=100cm$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 2,10cm^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 2cm^2 \end{cases}$$

Avec $\begin{cases} \rho_0 = 0,8\% \text{ pour les barres à haute adhérence [1]} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,906 \end{cases}$

➤ **Sens L_{x-x}**

Sur appuis $A_x=2,51cm^2/ml > 2,10cm^2$ vérifiée
 En travée $A_x=2,51cm^2/ml > 2,10cm^2$ vérifiée

➤ **Sens L_{y-y}**

Sur appuis $A_y=2,51cm^2/ml > 2cm^2$ vérifiée
 En travée $A_x=2,51cm^2/ml > 2cm^2$ vérifiée

c. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$D'après [3] \begin{cases} * \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ * \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ * \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0,172 > 0,042 \text{ vérifiée} \\ 0,172 > 0,028 \text{ à } 0,037 \text{ vérifiée} \\ 1,115 \cdot 10^{-3} < 5 \cdot 10^{-3} \text{ vérifiée} \end{cases}$$

Conclusion

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

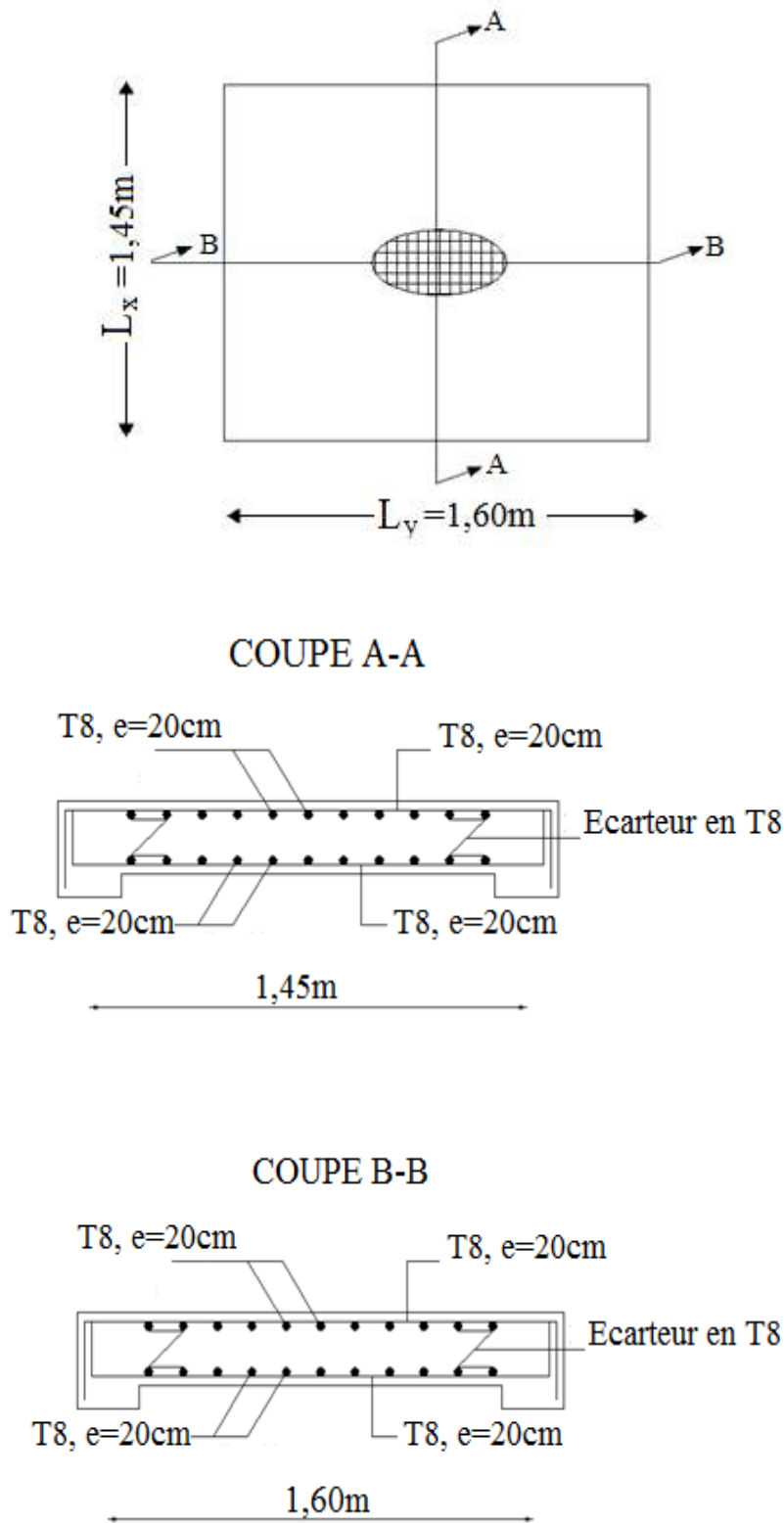


Figure III.8. Ferrailage de la dalle machine

III.4. Escalier

III.4.1. Introduction

Les escaliers sont des éléments constitués d’une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment.
Notre bâtiment comporte deux types d’escaliers.

III.4.2. Définition des éléments d’un escalier

Nous appelons « marche » la partie horizontale (*M*) des gradins constituant l’escalier, et « contre marche » la partie verticale (*C.M*) de ces gradins.

- h* : Hauteur de la marche.
- g* : Largeur de la marche.
- L* : Longueur horizontale de la paillasse.
- H* : Hauteur verticale de la paillasse.
- e*₁ : Epaisseur du palier.
- e*₂ : Epaisseur de la paillasse.

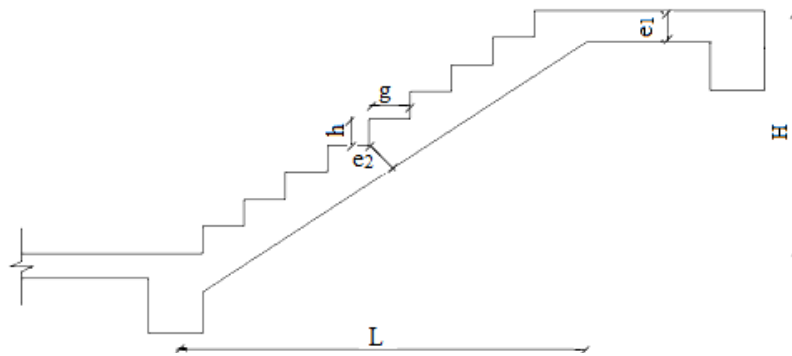


Figure III.9. Dimensions de l’escalier

Pour une réalisation idéale et confortable nous devons avoir $2h+g=64$
Nous obtenons, le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes :

$$\begin{aligned}
 2h+g &= 64 && (1) \\
 n \times h &= H && (2) \\
 (n-1)g &= L && (3)
 \end{aligned}$$

Avec :
n : Le nombre des contre marches
(n-1) : Le nombre des marches

En remplaçant (2) et (3) dans (1), nous obtenons:

$$\begin{aligned}
 64n^2 - n(64 + 2H + L) + 2H &= 0 \\
 \text{Avec :} \\
 n &: \text{La racine de l'équation}
 \end{aligned}$$

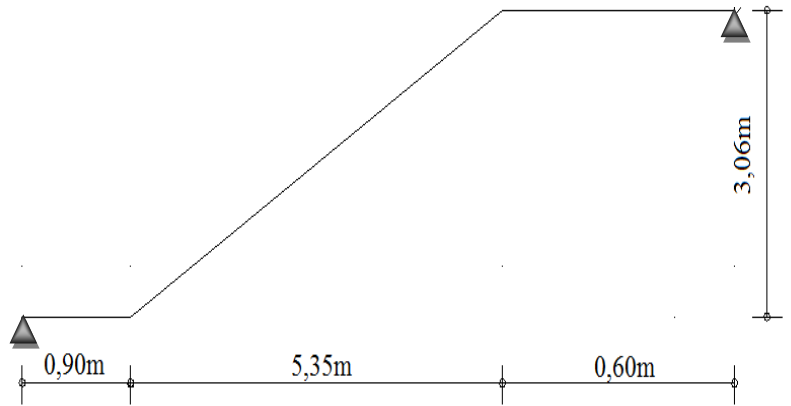
III.4.3. Escalier type "I"

$$64n^2 - n1211 + 612 = 0$$

Solution

$$n_1 = 0,52 \dots \dots \dots \text{refusée.}$$

$$n_2 = 18$$



Donc nous prenons :

- le nombre de contre marche $n = 18$
- le nombre des marches $n - 1 = 17$

Alors :

$$h = \frac{H}{n} = 0,17m = 17cm$$

$$g = \frac{L}{n-1} = 0,30m = 30cm$$

a. Vérification de l'équation de "BLONDEL"

$$\begin{cases} (59 \leq (g + 2h) \leq 66)cm \\ (16 \leq h \leq 18)cm \\ (22 \leq g \leq 33)cm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 2h + g = 64cm \\ h = 17cm \\ g = 30cm \end{cases} \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

b. Détermination de l'épaisseur de la paille

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad \text{Avec } L=535cm \quad \Rightarrow \quad 17,83 \leq e \leq 26,75cm$$

Nous prenons donc l'épaisseur $e = 20 cm$

N.B : Le palier aura la même épaisseur que la paille.

Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient satisfaites.

c. Angle d'inclinaison de la paille

$$tg\alpha = \frac{H}{L} = \frac{306}{535} = 0,572 \Rightarrow \alpha = 29^\circ 76'$$

III.4.3.1. Evaluation des charges

a. Palier

a. 1. Charges permanentes

- Carrelage ($e=2cm$)	0,50KN/m ²
- Mortier de pose ($e=2cm$)	0,40KN/m ²
- Lit de sable ($e=3cm$)	0,54KN/m ²
- Dalle pleine ($e=20cm$)	5,00KN/m ²
- Enduit en ciment ($e=2cm$)	0,36KN/m ²
	$G_1=6,80KN/m^2$

a. 2. Charge d'exploitation

$$Q_1=2,50KN/m^2$$

b. Paillasse

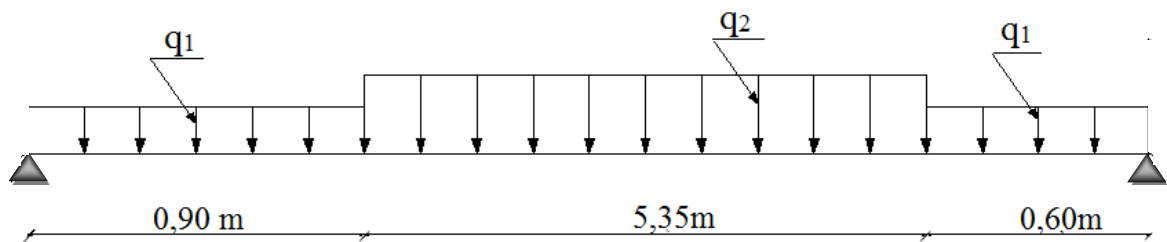
b. 1. Charges permanentes

- Carrelage ($e=2cm$)	0,50KN/m ²
- Mortier de pose ($e=2cm$)	0,40KN/m ²
- Poids propre de la marche $\frac{25 \times 0,17}{2} =$	2,13KN/m ²
- Poids propre de la paillasse $\left(\frac{25 \times 0,20}{\cos 29,76} \right) =$	5,75KN/m ²
- Garde corps	1,00KN/m ²
- Enduit en ciment ($e=2cm$)	0,36KN/m ²
	$G_2=10,14KN/m^2$

b. 2. Charge d'exploitation

$$Q_2=2,50KN/m^2$$

III.4.3.2. Schéma statique



III.4.3.3. Combinaison des charges

E.L.U

$$q_{u1}=1,35G_1+1,5Q_1$$

$$q_{u2}=1,35G_2+1,5Q_2$$

E.L.S

$$q_{ser1}=G_1+Q_1$$

$$q_{ser2}=G_2+Q_2$$

Le chargement de la rampe pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

	q_1 (KN/ml)	q_2 (KN/ml)
ELU	16,30	21,34
ELS	11,80	15,53

Tableau III.11. Charge à l'ELU et l'ELS

Du fait que le système est hyperstatique nous avons opté de modéliser et calculer notre élément sur le logiciel de calcul SAP2000.

III.4.3.4. Moment pris SAP2000

Moment en travée, $M_t = 31,87 \text{KN.m}$
 Moment sur appui, $M_a = 90,30 \text{KN.m}$

III.4.3.5. Calcul des armatures

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension ($b \times h$)
 Tel que : $b = 100 \text{cm}$; $h = 20 \text{cm}$
- Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur (organigramme I, voir annexe).

$f_{c28} = 25 \text{MPa}$ $f_{bc} = 14,17 \text{MPa}$; $f_{t28} = 2,10 \text{MPa}$; $\gamma_b = 1,5$;
 $\sigma_s = 348 \text{MPa}$ $\gamma_s = 1,15$; $f_e = 400 \text{MPa}$

	M_u (KNm)	A_s^{cal} / ml (cm^2)	Choix	A_s^{adp} / ml (cm^2)
Travée	31,87	3,44	5T12	5,66
Appuis	90,30	10,08	9T12	10,18

Tableau III.12. Ferrailage de l'escalier Type "I"

Espacement

- **En travée** $esp \leq \frac{100}{5} = 20 \text{cm}$
 Nous prenons : $esp = 15 \text{cm}$
- **Sur appui** $esp \leq \frac{100}{9} = 11,1 \text{cm}$
 Nous prenons : $esp = 10 \text{cm}$

Armature de répartition

- **En travée** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,41 \text{cm}^2 / ml \leq A_r \leq 2,83 \text{cm}^2 / ml$
 Le choix est de 5T8 = $2,51 \text{cm}^2$ avec $S_t = 20 \text{cm}$

▪ **Sur appui** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 2,54cm^2 / ml \leq A_r \leq 5,09cm^2 / ml$

Le choix est de 6T8=3,02cm² avec S_t=15cm

III.4.3.6. Vérification

a. Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,26cm^2$$

En travée : A_s = 5,66cm² > A_s^{min} = 3,26cm²vérifiée

Sur appui : A_s = 10,18cm² > A_s^{min} = 3,26cm²vérifiée

b. Effort tranchant

Nous devons vérifier que : τ_u ≤ τ_u^{bar}

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right) = 3,33MPa$$

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{58,45 \times 10^3}{1000 \times 270} = 0,216MPa < \bar{\tau}_u = 3,33MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

▪ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage)**

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

- Si : T_u - $\frac{M_u}{0,9d}$ < 0 ⇒ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

- Si : T_u - $\frac{M_u}{0,9d}$ > 0 ⇒ il faut satisfaire la condition suivante : A_s ≥ $\left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

- T_u - $\frac{M_u}{0,9d}$ = 65,68.10³ - $\frac{76,75.10^6}{0,9 \times 270}$ = -250,16KN < 0

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

▪ **Vérification des armatures transversales**

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = 0,216MPa < 0,05 f_{c28} = 1,25MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c. Vérification à l'E.L.S

c.1. Vérification des contraintes du béton

- Position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

- Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec :

$$n=15 ; c'=2cm ; d=27cm ; b=100cm ; A'_s=0$$

Nous devons vérifier que:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

	$M_{ser}(KNm)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	23,09	5,66	5,97	44640,49	3,09	<i>Vérifiée</i>
Appui	65,43	10,18	10,73	81600,86	8,60	

Tableau III.13. Vérification à l'E.L.S

c.2. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{20}{535} = 0,0373 \geq 0,0625 \quad \text{non vérifiée} \\ \frac{5,66}{100 \times 27} = 0,0031 \leq 0,0105 \quad \text{vérifiée} \\ 0,0373 \geq \frac{1}{10} = 0,1 \quad \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ [1].

$$\text{Avec } \begin{cases} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{cases} \quad L=5,35m > 5m$$

• **Moment d'inertie de la section homogène I_0**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$$

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases} \quad \text{Moment d'inertie fictif}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} \end{cases} ; \begin{cases} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases}$$

$E_i=32164,20MPa ; E_v=10721,40MPa$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
23,09	5,66	0,0023	183,22	9,13	3,65	0,03	237225,6	204841,95	213813,07

Tableau III.14. Vérification de la flèche de l'escalier Type "I"

Donc :

$$\left. \begin{matrix} f_i = 0,10cm \\ f_v = 0,28cm \end{matrix} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,18cm$$

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} = 0,5 + \frac{535}{500} = 1,03cm$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,18cm < \bar{f} = 1,03cm \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

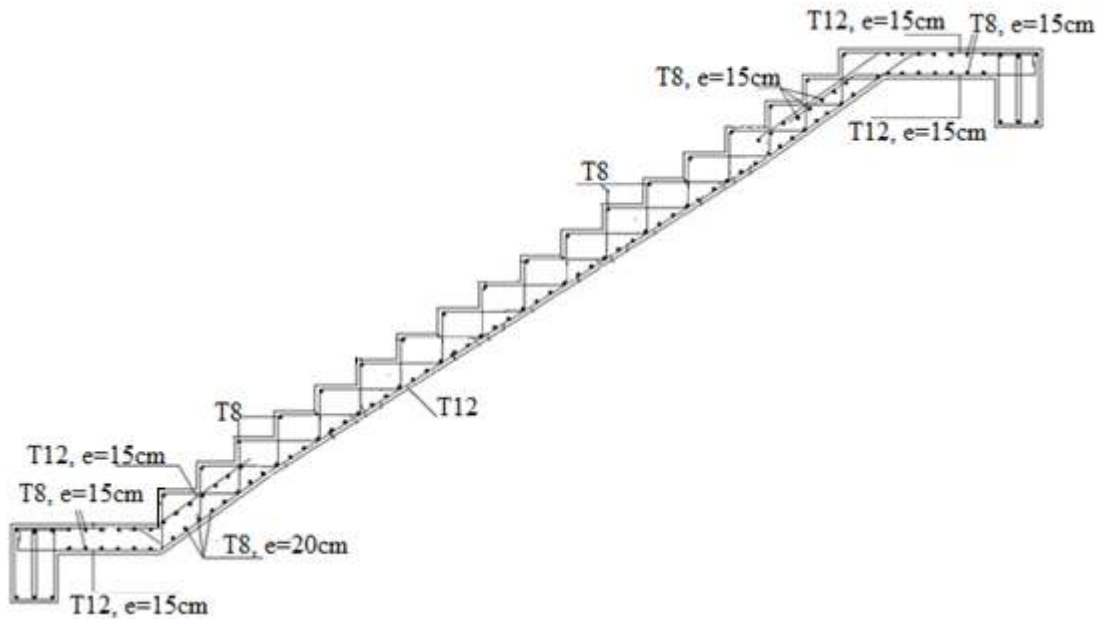


Figure III.10. Ferrailage de l'escalier Type "I"

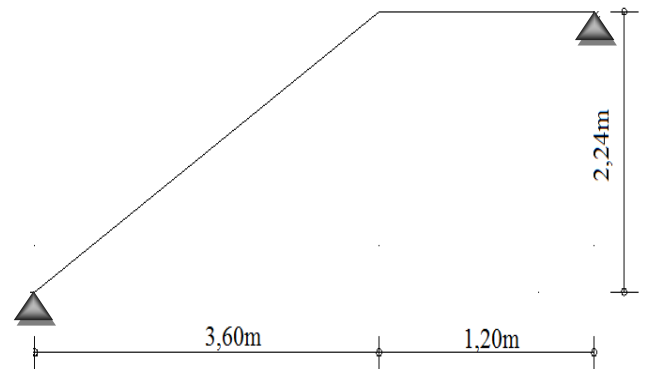
III.4.4. Escalier type "II"

$$64n^2 - n872 + 448 = 0$$

Solution :

$$n_1 = 0,53 \dots \dots \dots \text{refusée.}$$

$$n_2 = 13$$



Donc on prend :

- le nombre de contre marche $n = 13$
- le nombre des marches $n - 1 = 12$

Alors :

$$h = \frac{H}{n} = 0,17m = 17cm$$

$$g = \frac{L}{n - 1} = 0,30m = 30cm$$

a. Vérification de l'équation de "BLONDEL"

$$\begin{cases} (59 \leq (g + 2h) \leq 66) \text{cm} \\ (16 \leq h \leq 18) \text{cm} \\ (22 \leq g \leq 33) \text{cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 2h + g = 64 \text{cm} \\ h = 17 \text{cm} \\ g = 30 \text{cm} \end{cases} \quad \text{Vérifiée}$$

b. Détermination de l'épaisseur de la paillasse

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad \text{Avec } L=360 \text{cm} \Rightarrow 12 \leq e \leq 18 \text{cm}$$

Nous prenons donc l'épaisseur $e=15 \text{ cm}$

N.B : Le palier aura la même épaisseur que la paillasse.

Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient satisfaites.

c. Angle d'inclinaison de la paillasse

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{224}{360} = 0,622 \Rightarrow \alpha = 31,89^\circ$$

III.4.4.1. Evaluation des charges

a. Palier

a. 1 Charges permanentes

- Carrelage ($e=2\text{cm}$)	$0,50\text{KN/m}^2$
- Mortier de pose ($e=2\text{cm}$)	$0,40\text{KN/m}^2$
- Lit de sable ($e=3\text{cm}$)	$0,54\text{KN/m}^2$
- Dalle pleine ($e=15\text{cm}$)	$3,75\text{KN/m}^2$
- Enduit en ciment ($e=2\text{cm}$)	$0,36\text{KN/m}^2$
	$G_1=5,55\text{KN/m}^2$

a. 2 Charge d'exploitation

$$Q_1=2,50\text{KN/m}$$

b. Paillasse

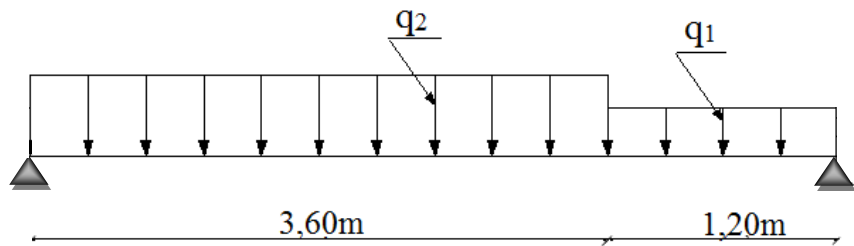
b. 1 Charges permanentes

- Poids propre de la paillasse $\left(\frac{25 \times 0,15}{\cos 31,89}\right) = \dots\dots\dots 4,42\text{KN/m}^2$
 - Carrelage ($e=2\text{cm}$) $\dots\dots\dots 0,50\text{KN/m}^2$
 - Mortier de pose ($e=2\text{cm}$) $\dots\dots\dots 0,40\text{KN/m}^2$
 - Poids propre de la marche $\frac{25 \times 0,17}{2} = \dots\dots\dots 2,13\text{KN/m}^2$
 - Garde corps $\dots\dots\dots 1,00\text{KN/m}^2$
 - Enduit en ciment ($e=2\text{cm}$) $\dots\dots\dots 0,36\text{KN/m}^2$
- $G_2=8,81\text{KN/m}^2$**

b. 2 Charge d'exploitation

$Q_2=2,50\text{KN/m}^2$

III.4.4.2. Schéma statique



III.4.4.3. Combinaison des charges

Le chargement de la rampe pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

	q_1 (KN/ml)	q_2 (KN/ml)
ELU	14,61	19,61
ELS	10,55	14,25

Tableau III.15. Charge à l'ELU et l'ELS

Du fait que le système est hyperstatique nous avons opté de modéliser et calculer notre élément sur le logiciel de calcul SAP2000.

III.4.4.4. Moments pris du SAP2000

Moment en travée, $M_t= 14,47\text{KN.m}$

Moment sur appui, $M_a= 41\text{KN.m}$

III.4.4.5. Calcul des armatures

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension ($b \times h$)
Tel que : $b=100cm$; $h=15cm$
- Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur (organigramme I, voir annexe).

$f_{c28} = 25MPa$ $f_{bc} = 14,17MPa$; $f_{t28} = 2,10MPa$; $\gamma_b = 1,5$;
 $\sigma_s = 348MPa$ $\gamma_s = 1,15$; $f_e=400MPa$

	M_u (KNm)	A_s^{cal} / ml (cm^2)	Choix	A_s^{adp} / ml (cm^2)
Travée	14,47	1,86	5T12	5,66
Appuis	41	5,39	7T12	7,92

Tableau III.16. Ferrailage de l'escalier Type "II"

Espacement

- **En travée** $esp \leq \frac{100}{5} = 20cm$
Nous prenons : $esp=15cm$
- **Sur appui** $esp \leq \frac{100}{7} = 14,28cm$
Nous prenons : $esp=10cm$

Armature de répartition

- **En travée** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,41cm^2 / ml \leq A_r \leq 2,83cm^2 / ml$
Le choix est de 5T8=2,51cm² avec $S_t=20cm$
- **Sur appui** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,98cm^2 / ml \leq A_r \leq 3,96cm^2 / ml$
Le choix est de 5T8=2,51cm² avec $S_t=15cm$

III.4.4.6. Vérifications

a. Condition de non fragilité

$A_s \geq A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,71cm^2$

En travée : $A_s = 5,66cm^2 \succ A_s^{min} = 2,71cm^2$ vérifiée

Sur appui : $A_s = 7,92cm^2 \succ A_s^{min} = 2,71cm^2$ vérifiée

b. Effort tranchant

Nous devons vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right) = 3,33 \text{MPa}$$

$$\tau = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd} = \frac{40,23 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0,178 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

▪ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage)**

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ il faut satisfaire la condition suivante : $A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

- $T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 48,38.10^3 - \frac{47,60.10^6}{0,9 \times 225} = -186,68 \text{KN} < 0$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

▪ **Vérification des armatures transversales**

$$\tau = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd} = 0,178 \text{MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c. Vérification à l'E.L.S

c. 1. Vérification des contraintes du béton

- Position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s (y - c') - nA_s (d - y) = 0$$

- Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA'_s (y - c')^2 + nA_s (d - y)^2$$

Avec :

$$n=15 ; d=22,50 \text{cm} ; b=100 \text{cm} ; A'_s=0$$

Nous devons vérifier que:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

	$M_{ser}(KNm)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
Travée	10,48	5,65	7,08	32000,33	2,32	<i>Vérifiée</i>
Appui	29,69	7,92	8,59	44129,43	5,78	

Tableau III.17. Vérification à l'E.L.S

c. 2. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{15}{360} = 0,0416 \geq 0,0625 \quad \text{vérifiée} \\ \frac{5,65}{100 \times 22,50} = 0,0025 \leq 0,0105 \quad \text{vérifiée} \\ 0,0416 \geq \frac{1}{10} = 0,1 \quad \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche
 Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ [1].

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{array} \right. \quad L=3,60 < 5m$$

• **Moment d'inertie de la section homogène I_0**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_y \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_y \mu} \end{array} \right. \quad \text{Moment d'inertie fictif.}$$

$$\text{Avec} \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{cases} ; \begin{cases} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases}$$

$E_i = 32164,20 \text{MPa}$; $E_v = 10721,40 \text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
10,48	5,65	0,0028	82,44	7,98	3,19	0,21	47193,75	17637,24	28261,42

Tableau III.18. Vérification de la flèche de l'escalier Type "II"

Donc :

$$\left. \begin{matrix} f_i = 0,23 \text{cm} \\ f_v = 0,45 \text{cm} \end{matrix} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,22 \text{cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{360}{500} = 0,72 \text{cm}$$

$\Rightarrow \Delta f_T = 0,22 \text{cm} < \bar{f} = 0,72 \text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

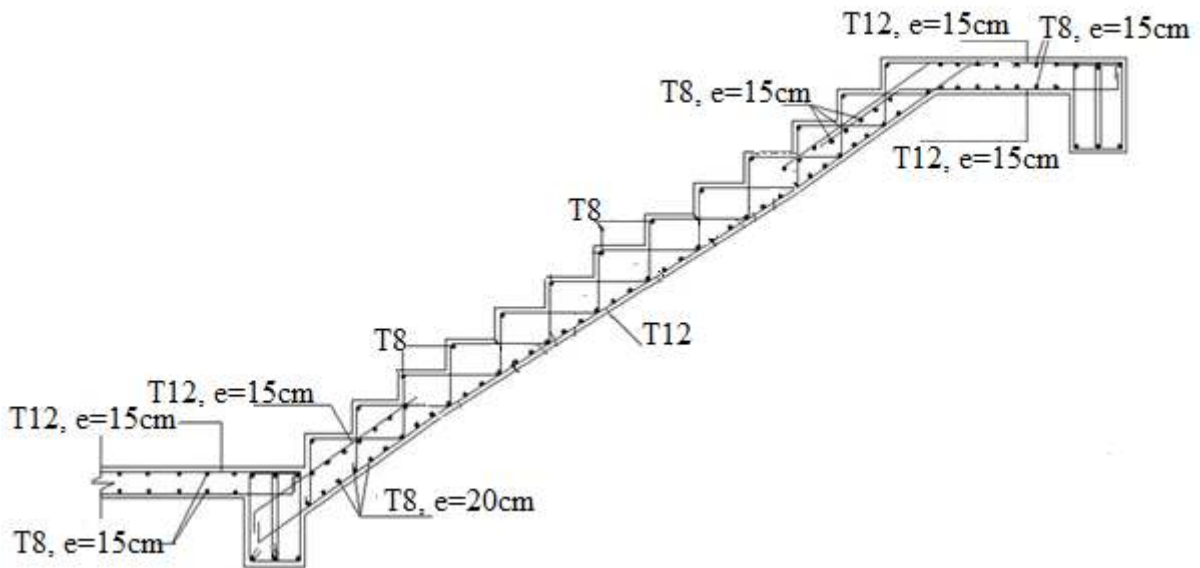


Figure III.11. Ferrailage de l'escalier Type "II"

III.5. Balcons

III.5.1. Introduction

Notre ouvrage comporte un seul type de balcon qui repose sur quatre appuis, il se calcule comme une dalle pleine.

Epaisseur de balcon

$e=15\text{cm}$. (Déjà définit dans le chapitre II)

III.5.2. Combinaison des charges

$G=5,55\text{kN/m}^2$, $Q=3,50\text{kN/m}^2$
Déjà définit dans le chapitre II.

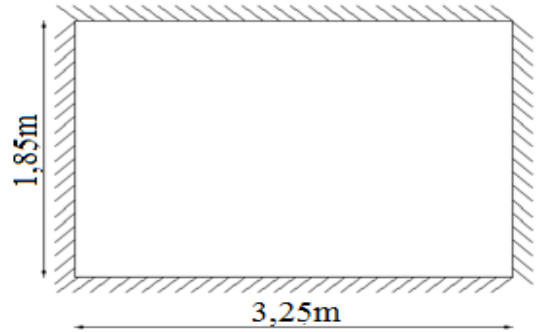
ELU

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 12,74\text{kN/m}^2$$

ELS

$$q_{ser} = G + Q = 9,05\text{kN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,85}{3,25} = 0,57 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$



III.5.3. Calcul des moments

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .

$$\nu: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire [1].

$$\rho = 0,57 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0865 \\ \mu_y = 0,2582 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 3,77\text{kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0,97\text{kNm}$$

- **Moments en travées**

$$M_{tx} = 0,75M_x = 2,83\text{kNm}$$

$$M_{ty} = 0,75M_y = 0,73\text{kNm}$$

• **Moments sur appuis**

$$M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x=1,88kNm$$

III.5.4. Ferrailage du balcon

$b=100cm ; h=15cm ; d=0,9h=13,50cm ; f_e=400MPa ; f_{c28}=25MPa ; f_{t28}=2,1MPa ; \sigma_s=348MPa$
 Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Sens	M_u (kNm)	μ	A_s' (cm ²)	α	Z(cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	2,83	0,011	0	0,014	13,42	0,61	5T10	3,93	20
	y-y	0,73	0,003		0,004	12,48	0,17			
Appuis	x-x y-y	1,88	0,007		0,010	13,45	0,40			

Tableau III.19. Ferrailage du balcon

Espacement

• **Travée**

Sens x-x, $esp = \frac{100}{5} = 20cm < Min(3h;33cm) = 33cm.....Vérifiée$

Sens y-y, $esp = \frac{100}{5} = 20cm < Min(4h;45cm) = 45cm.....Vérifiée$

• **Appuis**

Sens x-x, $esp = \frac{100}{5} = 20cm < Min(3h;33cm) = 33cm.....Vérifiée$

Sens y-y, $esp = \frac{100}{5} = 20cm < Min(4h;45cm) = 45cm.....Vérifiée$

III.5.5. Condition de non fragilité

On a : $12cm \leq e \leq 30cm$
 $h=e=15cm ; b=100cm$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 1,46cm^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1,2cm^2 \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} \rho_0 = 0,8\% \text{ pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,57 \end{cases}$

• **Travée**

Sens x-x, $A_x = 0,61cm^2 < A_s^{min} = 1,46cm^2 \dots\dots\dots Non\ Vérifiée$

$$\text{Nous prenons : } 4T8 = 2,01cm^2 \Rightarrow esp = \frac{100}{4} = 25cm$$

Sens y-y, $A_y = 0,17cm^2 < A_s^{min} = 1,82cm^2 \dots\dots\dots Non\ Vérifiée$

$$\text{Nous prenons : } 4T8 = 2,01cm^2 \Rightarrow esp = \frac{100}{4} = 25cm$$

• **Appuis**

Sens x-x, $A_x = 0,40cm^2 < A_s^{min} = 1,82cm^2 \dots\dots\dots Non\ Vérifiée$

$$\text{Nous prenons : } 4T8 = 2,01cm^2 \Rightarrow esp = \frac{100}{4} = 25cm$$

Sens y-y, $A_y = 0,40cm^2 < A_s^{min} = 1,82cm^2 \dots\dots\dots Non\ Vérifiée$

$$\text{Nous prenons : } 4T8 = 2,01cm^2 \Rightarrow esp = \frac{100}{4} = 25cm$$

III.5.6. Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25MPa$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{12,74 \times 1,85 \times 3,25}{2 \times 1,85 + 3,25} = 11,02kN$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 7,85kN$$

$$T_u^{max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 11,02kN$$

$$\tau_u = \frac{11,02 \cdot 10^3}{1000 \times 180} = 0,061MPa < \bar{\tau}_u = 1,25MPa \dots\dots\dots Vérifiée$$

III.5.7. Vérification à l'ELS

a. Evaluation des sollicitations à l'ELS

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,57 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0910 \\ \mu_y = 0,4357 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 2,82kNm \\ M_y = \mu_y M_x = 1,23kNm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x = 2,40kNm \\ M_{ty} = 0,85 M_y = 1,05kNm \\ M_a = 0,3 M_x = 0,85kNm \end{cases}$$

b. Vérification des contraintes

• **Béton**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$$

• **Acier**

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \left(\frac{f_e}{2}; 110 \sqrt{\eta F_{ij}} \right) \right\} = 201,63MPa$$

Avec :

$$\eta = 1,6 \text{ pour HA ; } f_e = 400MPa$$

5- Détermination de la valeur de “y”

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s (y - c') - nA_s (d - y) = 0 \quad \text{avec : } n = 15$$

6- Moment d’inertie

$$I = \frac{by^3}{3} + nA'_s (d - c')^2 + nA_s (d - y)^2$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

		$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s(MPa)$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Travée	(x-x)	2,40	2,01	2,57	4167,69	1,48	vérifiée	94,41	vérifiée
	(y-y)	1,05	2,01	2,46	3535,40	0,73		44,73	
Appuis		0,85	2,01	2,57	4167,69	0,52		33,44	

Tableau III.20. Vérification des contraintes à l’ELS

c. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci dessous sont vérifiées simultanément : [3]

$$\left. \begin{array}{l} 1 - \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ 2 - \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ 3 - \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} 0,081 > 0,037 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 0,081 > 0,028 \text{ à } 0,037 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 1,49 \cdot 10^{-3} < 5 \cdot 10^{-3} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

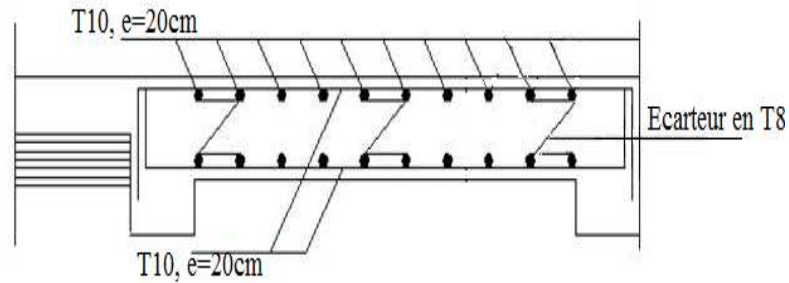


Figure III.12. Ferrailage du balcon

IV.1. Introduction

Vu que l'activité sismique peut se produire à tout moment, provoquant d'importants dégâts humains et matériels, les structures doivent être conçues et construites de manière adéquate afin de résister à ses secousses sismiques, tout en respectant les recommandations des règlements parasismiques.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurité imposés par les règles parasismiques Algériennes **RPA99/version 2003**.

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **SAP2000** qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

IV.2. Etude sismique

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propre de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

IV.2.1. Modélisation de rigidité

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisée par un élément surfacique type Shell à quatre nœuds après on l'a divisé en mailles.
- A tous les planchers nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (6DDL bloqués).

IV.2.2. Modélisation de la masse

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le **RPA99 version 2003** avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage d'habitation. (mass source).
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir $25kN/m^3$.

- La charge de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).

IV.3. Choix de la méthode de calcul

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir aux mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) propose trois méthodes de calcul des sollicitations.

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.3.1. La méthode statique équivalente

a) 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

b) Conditions d'applications

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes :

- Zone III** {
- groupe d'usages 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m
 - groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
 - groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m

- la méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure est en zone **III** de groupe d'usage 1B et sa hauteur dépasse les 48 m.

IV.3.2. La méthode modale spectrale

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

Dans notre projet, une étude dynamique de la structure s'impose du fait que les conditions de régularité en plan et en élévation ne sont pas satisfaites.

a) Principe

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

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes soit aux moins égales 90%.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20 \text{sec} \quad \dots\dots (4-14) [1]$$

Où : N est le nombre de niveaux au dessus de sol et T_K la période du mode K.

b) Analyse spectrale

➤ **Utilisation des spectres de réponse**

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 (ζ) et de la pulsation naturelle (ω).

Donc pour des accélérogrammes donnés si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé 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 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases} \dots\dots\dots(4-13)[1]$$

➤ **Représentation graphique du spectre de réponse**
Sa/g

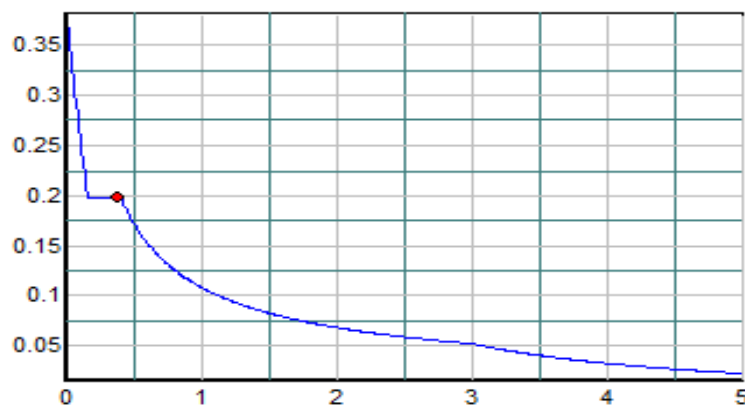


Figure IV.1. Spectre de réponse

Avec :

g : accélération de la pesanteur, (g =9,81N)

A : coefficient d'accélération de zone, (A=0,30)

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement (R = 5).

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, (T₁ =0,15sec, T₂ =0,40sec)

Q : Facteur de qualité. (Q = 1,20)

➤ **Résultante des forces sismiques de calcul**

L'une des premières vérifications préconisée par le “*RPA99 version 2003*” est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base “ V_t ” obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente “ V ” pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport $\frac{0,8V}{V_t}$.

➤ **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente**

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

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad [1]$$

Avec

A : coefficient d'accélération de zone.

* groupe d'usage : **1B** (bâtiment d'habitation collective dont la hauteur dépasse 48m).

* zone sismique : **III** (wilaya d'Alger)

} → **A=0,30 [2]**

D : facteur d'amplification dynamique moyen

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associée a la catégorie du site est donnée dans **le tableau 4.7 de RPA99/version 2003.**

$$\text{Catégorie } S_2 \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ sec.} \\ T_2 = 0,40 \text{ sec.} \end{cases}$$

➤ **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 selon le **RPA99/version 2003** sont :

$$T = \min \left(T = C_T \times h_N^{3/4}, \quad T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

$$C_T = 0,05$$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 59,36\text{m}$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée a sa base dans la direction de calcul considéré

$$\begin{cases} D_x = 37,25\text{m} \\ D_y = 21,50\text{m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \bar{T}_x = 0,09 \frac{59,36}{\sqrt{37,25}} = 0,857 \text{ sec} \\ T_x = 0,09 \frac{59,36}{\sqrt{21,50}} = 1,152 \text{ sec} \end{cases}$$

On calcul le facteur D suivant les deux directions par les formules suivantes :

$$\bullet \begin{cases} T_2 \leq T_x \leq 3s \Rightarrow D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} \\ T_2 \leq T_y \leq 3s \Rightarrow D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} \end{cases}$$

$$\bullet \quad \eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0,7$$

$$\bullet \quad \text{avec } \xi = 7\% \rightarrow \eta = 0,8819$$

$$\begin{cases} D_x = 2,5(0,8819) \left(\frac{0,4}{0,875} \right)^{2/3} = 1,308 \\ D_y = 2,5(0,8819) \left(\frac{0,4}{1,152} \right)^{2/3} = 1,089 \end{cases}$$

R : coefficient de comportement

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'un coefficient de comportement **R** qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement.

Comme notre bâtiment dépasse les 10 niveaux ou 30m (R+15, h=59,36 m).et le contreventement et assuré par des portiques et des voiles on a choisie un coefficient de comportement (R=5).

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** est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad [1]$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** "est satisfait ou non ".

Sa valeur est donné par le tableau 4.4 (RPA 99/version 2003).

Critère q	Observée (O/N)	Pq // xx	Observée (O/N)	Pq // yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0,05	Non	0,05
Redondance en plan	Non	0,05	Non	0,05
Régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
Régularité en élévation	Non	0,05	Non	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

Tableau IV.1. Facteur de qualité

$$Q//xx=1+ (0,05+0,05+0,05+0,05+0+0)=1,20$$

$$Q//yy=1+ (0,05+0,05+0,05+0,05+0+0)=1,20$$

➤ **W : poids de la structure :**

On préconise de calculer le poids total de la structure de la manière suivante :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

W_i étant donné par : [2]

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec :

W_i : Le poids concentré au niveau du centre masse du plancher " i " ;

W_{Gi} : Le poids dû aux charges permanentes et celui des équipements fixes éventuels, secondaires de la structure au niveau " i " ;

W_{Qi} : Surcharges d'exploitation au niveau " i " ;

B : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$\beta = 0,2$ (bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés). (Tableau 4.5) [2]

IV.4. Résultats de l'analyse dynamique

1 .Modèle initial

La structure comporte uniquement les voiles de l'ascenseur.

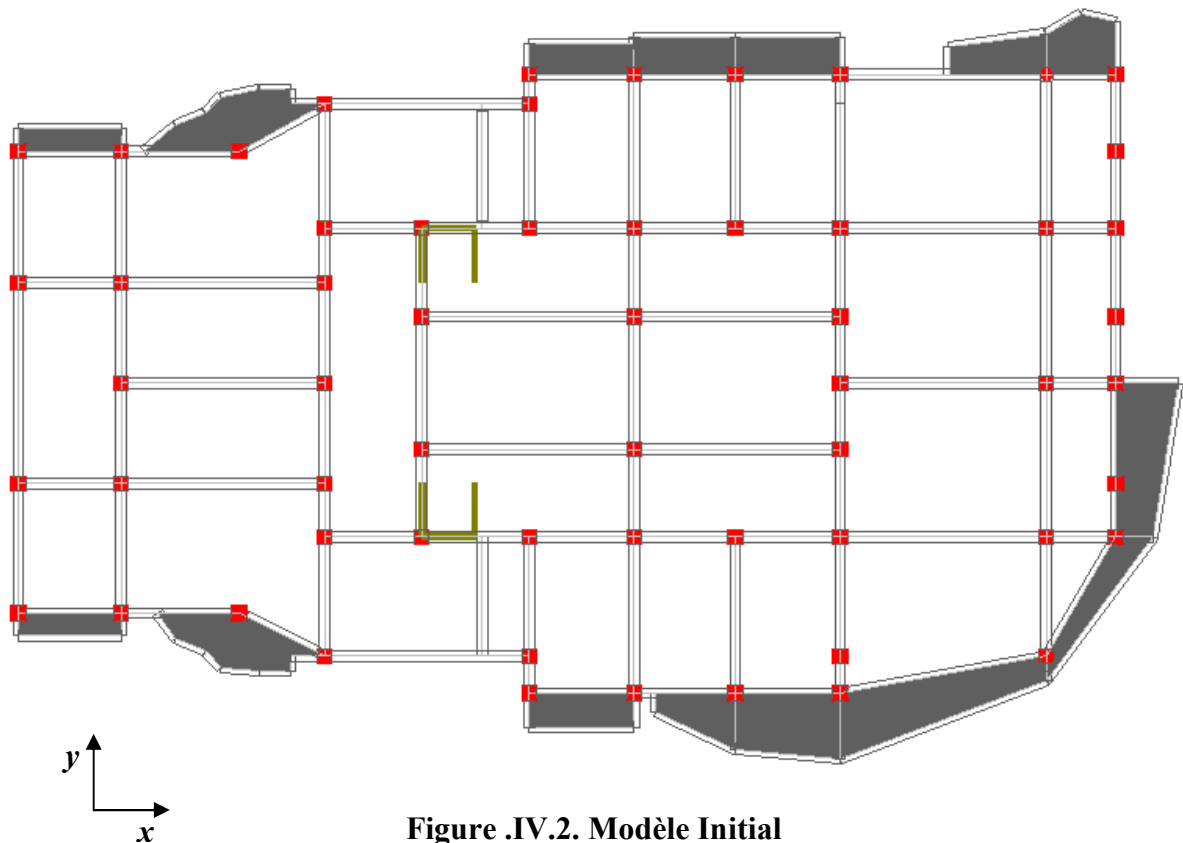


Figure .IV.2. Modèle Initial

a. Caractéristiques dynamique propres du modèle initial

modes	Période (s)	U _x (%)	U _y (%)	U _z (%)	ΣU _x (%)	ΣU _y (%)	ΣU _z (%)
1	1,921	0,197	65,17	0,0001	0,197	65,17	0,0001
2	1,607	2,02	4,324	2,112.10 ⁻⁶	2,217	69,494	0,0001
3	1,599	70,476	0,621	0,0001	72,693	70,115	0,0002
4	0,673	0,014	8,843	0,0003	72,708	78,959	0,001
5	0,578	13,20	0,016	0,0005	85,907	78,975	0,001
6	0,552	0,127	5,061	2,749.10 ⁻⁶	86,034	84,036	0,001
7	0,380	2,467.10 ⁻⁵	2,549	3,416.10 ⁻⁵	86,034	86,584	0,001
8	0,320	5,032	0,008	0,0001	91,067	86,593	0,001
9	0,286	0,011	3,043	8,109.10 ⁻⁵	91,077	89,636	0,001
10	0,255	0,001	1,451	0,0001	91,078	91,087	0,001
11	0,210	2,529	0,003	0,001	93,607	91,09	0,003
12	0,189	6,428.10 ⁻⁶	0,090	0,003	93,607	91,181	0,007
13	0,176	0,001	2,552	0,004	93,609	93,732	0,012

Tableau. IV.2. Période et facteurs de participation massique du modèle initial

b. Constatations

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Une période fondamentale : $T=1,921s$.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 10^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est mode de translation parallèlement à Y-Y.
- Le 2^{ème} mode est un mode de torsion.
- Le 3^{ème} mode est mode de translation parallèlement à X-X.

c. Résultantes des forces sismiques

$$\text{Soit : } V = \frac{ADQ}{R} W$$

$W= 171247,405KN$ (calcul automatique) ; $A=0,30$; $Q=1,20$; $D_x=1,308$; $D_y=1,089$; $R=5$.

$$V^x = \frac{0,30(1,308)(1,20)}{5} 171247,405 = 16127,395kN \Rightarrow 0,8V^x = 12901,916kN$$

$$V^y = \frac{0,30(1,089)(1,20)}{5} 171247,405 = 13427,166kN \Rightarrow 0,8V^y = 10741,733kN$$

D'après le fichier des résultats du **SAP2000** on a $\begin{cases} F_1 = V_i^x = 10740,127kN \\ F_2 = V_i^y = 8784,105kN \end{cases}$

Ce qui donne : $V_t^x < 0,8V^x$ et $V_t^y < 0,8V^y$

$$\begin{cases} r_x = \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 1,20 \\ r_y = \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 1,22 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} r_x = 1,20 \\ r_y = 1,22 \end{cases}$$

Les déplacements utilisés dans la vérification qui suit seront multipliés soit par r_x soit par r_y (selon le cas).

d. Vérification des déplacements inter étage

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99**, concerne les déplacements latéraux inter étages. En effet, selon l'article 5.10 du **RPA99 version 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée

$$\Delta_K^x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$$

Avec :

$$\bar{\Delta} = 0,01h_e$$

Où : h_e représente la hauteur de l'étage.

Avec :

$$\begin{aligned} \delta_K^x &= Rr_x \delta_{eK}^x & \text{et} & \quad \delta_K^y = Rr_y \delta_{eK}^y \\ \Delta_K^x &= \delta_K^x - \delta_{K-1}^x & \text{et} & \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y \end{aligned}$$

Δ_K^x : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ dans le sens $x-x$ (idem dans le sens $y-y$, Δ_K^y).

δ_{eK}^x : le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens $x-x$ (idem dans le sens $y-y$, δ_{eK}^y).

Données $R=5$, $r_x=1,20$, $r_y=1,22$

Z(m)	δ_K^x (mm)	δ_K^y (mm)	Δ_K^x (mm)	Δ_K^y (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Observation
4,08	2,46	3,58	14,75	21,84	40,80	<i>Vérifier</i>
8,16	4,89	7,19	29,30	43,86	40,80	<i>Non Vérifier</i>
11,36	4,44	7,28	26,65	44,41	32	<i>Non Vérifier</i>
14,56	4,63	7,41	27,75	45,20	32	<i>Non Vérifier</i>
17,76	4,68	7,57	25,60	46,17	32	<i>Non Vérifier</i>
20,96	4,86	7,88	29,15	48,07	32	<i>Non Vérifier</i>
24,16	4,78	7,78	28,70	47,45	32	<i>Non Vérifier</i>
27,36	4,66	7,61	27,95	46,42	32	<i>Non Vérifier</i>
30,56	4,85	7,87	29,10	48	32	<i>Non Vérifier</i>
33,76	4,65	7,54	27,90	45,99	32	<i>Non Vérifier</i>
36,96	4,45	7,19	26,70	43,86	32	<i>Non Vérifier</i>
40,16	4,69	7,75	28,15	47,27	32	<i>Non Vérifier</i>
43,36	4,39	6,87	26,35	41,90	32	<i>Non Vérifier</i>
46,56	4,14	6,46	24,85	39,40	32	<i>Non Vérifier</i>
49,76	4,25	7,06	25,50	43,06	32	<i>Non Vérifier</i>
52,96	3,85	6,08	23,10	37,08	32	<i>Non Vérifier</i>
56,16	3,39	5	20,35	30,50	32	<i>Vérifier</i>
59,36	3,06	3,17	18,35	19,33	32	<i>Vérifier</i>

Tableau IV.3. Vérification des déplacements inter étages avant renforcement (modèle initial)

Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure.

2. 2^{ème} Modèle

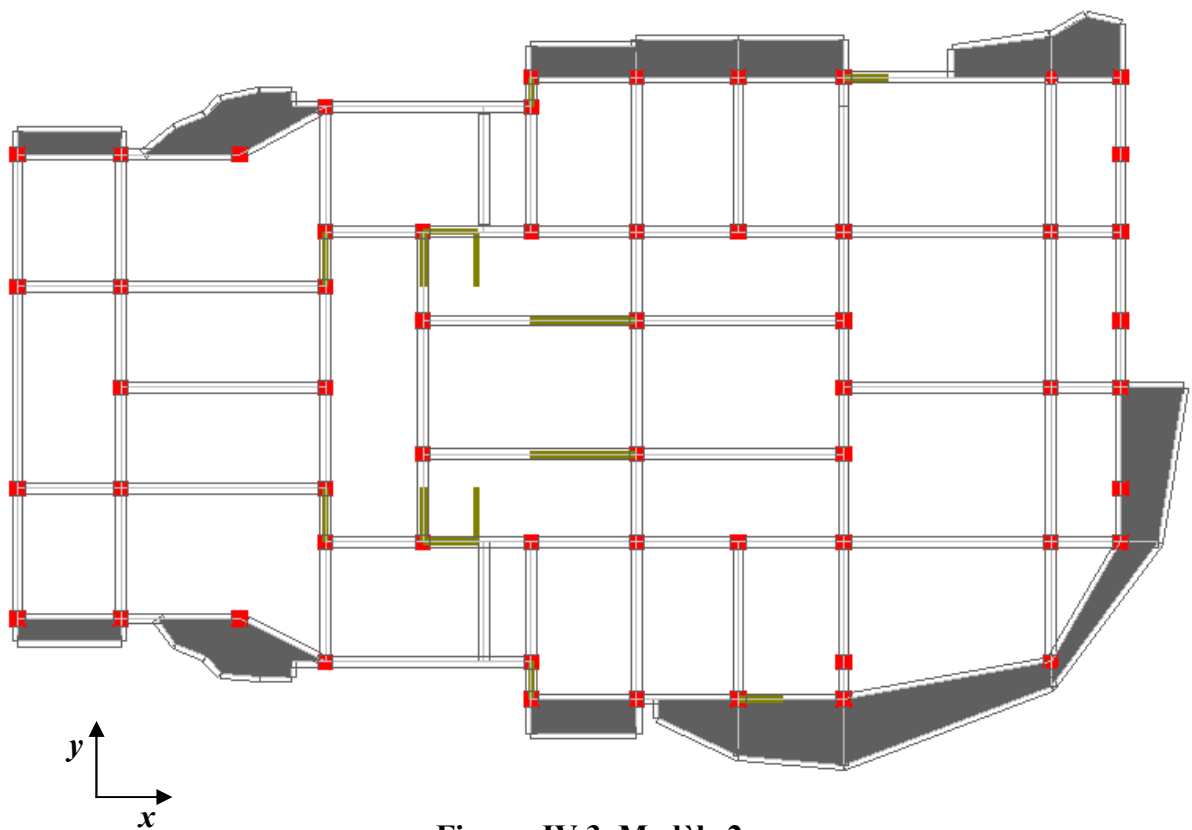


Figure .IV.3. Modèle 2

a. Caractéristiques dynamique propres du modèle 2

Modes	Période (s)	U_x (%)	U_y (%)	U_z (%)	ΣU_x (%)	ΣU_y (%)	ΣU_z (%)
1	1,512	0,194	68,283	0,0003	0,194	68,283	0,0003
2	1,228	6,16	1,015	0,0002	6,354	69,298	0,0005
3	1,192	64,985	0,019	0,0004	71,339	69,318	0,001
4	0,527	0,032	12,021	0,0006	71,371	81,339	0,001
5	0,436	0,173	2,575	$7,707.10^{-5}$	71,543	83,914	0,001
6	0,422	14,141	$5,186.10^{-5}$	0,007	85,684	83,914	0,009
7	0,293	0,008	3,503	$9,591.10^{-5}$	85,693	87,417	0,009
8	0,232	0,026	2,292	0,0001	85,718	89,709	0,009
9	0,230	5,36	0,001	0,007	91,078	89,710	0,017
10	0,196	0,001	1,61	0,002	91,080	91,32	0,019
11	0,149	2,427	0,016	1,115	93,506	91,336	1,134
12	0,147	0,185	0,449	0,290	93,692	91,786	1,424
13	0,143	0,024	1,682	3,015	93,715	93,467	4,439

Tableau IV.4. Période et facteurs de participation massique du modèle 2

b. Constations

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Une période fondamentale : $T=1,512s$.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 10^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est mode de translation parallèlement à Y-Y.
- Le 2^{ème} mode est un mode de torsion.
- Le 3^{ème} mode est mode de translation parallèlement à X-X.

c. Résultantes des forces sismiques

Soit : $V = \frac{ADQ}{R}W$

$W=177333,005KN ; R=5 ; D_x=1,308 ; D_y=1,089 ; Q=1,20 ; A=0,30$

Nous avons

$$V^x = \frac{0,30(1,308)(1,20)}{5}177333,005 = 16700,513kN \Rightarrow 0,8V^x = 13360,410kN$$

$$V^y = \frac{0,30(1,089)(1,20)}{5}177333,005 = 13904,326kN \Rightarrow 0,8V^y = 11123,461kN$$

D'après le fichier des résultats du **SAP2000** on a : $\begin{cases} F_1 = V_t^x = 13299,975kN \\ F_2 = V_t^y = 10992,234kN \end{cases}$

Ce qui donne : $V_t^x \prec 0,8V^x$ et $V_t^y \prec 0,8V^y$

$$\begin{cases} r_x = \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 1 \\ r_y = \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 1,01 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} r_x = 1 \\ r_y = 1,01 \end{cases}$$

Les déplacements utilisés dans la vérification qui suit seront multipliés soit par r_x soit par r_y (selon le cas).

d. Vérification des déplacements inter étage

Données $R=5, r_x=1, r_y=1,01$

Z(m)	δ_K^x (mm)	δ_K^y (mm)	Δ_K^x (mm)	Δ_K^y (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Observation
4,08	1,70	2,51	8,50	12,67	40,80	Vérifier
8,16	3	4,55	15	22,97	40,80	Vérifier
11,36	2,70	4,13	13,50	20,85	32	Vérifier
14,56	2,90	4,39	14,50	22,17	32	Vérifier
17,76	3,04	4,53	15,20	22,87	32	Vérifier
20,96	3,23	4,84	16,15	24,44	32	Vérifier
24,16	3,30	4,93	16,50	24,89	32	Vérifier
27,36	3,30	4,91	16,50	24,79	32	Vérifier
30,56	3,43	5,19	17,15	26,21	32	Vérifier
33,76	3,40	5,13	17	25,90	32	Vérifier
36,96	3,30	4,99	16,50	25,20	32	Vérifier
40,16	3,37	5,29	16,85	26,71	32	Vérifier
43,36	3,30	5,09	16,50	25,70	32	Vérifier
46,56	3,10	4,79	15,50	24,19	32	Vérifier
49,76	3,07	5,08	15,35	25,65	32	Vérifier
52,96	2,83	4,55	14,15	22,97	32	Vérifier
56,16	2,55	3,81	12,75	19,24	32	Vérifier
59,36	2,42	2,70	12,10	13,63	32	Vérifier

Tableau IV.5. Vérification des déplacements inter étages du 2^{ème} modèle

e. Vérification du facteur de comportement R

e.1. Justification des voiles sous charges verticales

$$\frac{\text{Les charges reprises par les voiles}}{\text{le poids total de la structure}} = \frac{36731,80}{268856,523} \times 100 = 13,66\% < 20\%$$

Donc le facteur de comportement, **R=5**.

f. Vérification du critère de l'effort normal réduit

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,30$$

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants

- Poteaux circulaires

D (cm)	N _d (KN)	v	Observation
40	632,568	0,20	Vérifiée
45	819,647	0,21	
50	1119,577	0,23	
55	1423,452	0,24	
60	1857,943	0,26	
65	2079,959	0,25	

- Poteaux carrés

B _c (cm ²)	N _d (KN)	v	Observation
45x45	1175,640	0,23	Vérifiée
50x50	2109,641	0,33	Non vérifiée
55x55	3096,914	0,41	Non vérifiée
60x60	4142,054	0,46	Non vérifiée
65x65	5294,554	0,50	Non vérifiée
70x70	6189,740	0,51	Non vérifiée

3. 3^{ème} Modèle

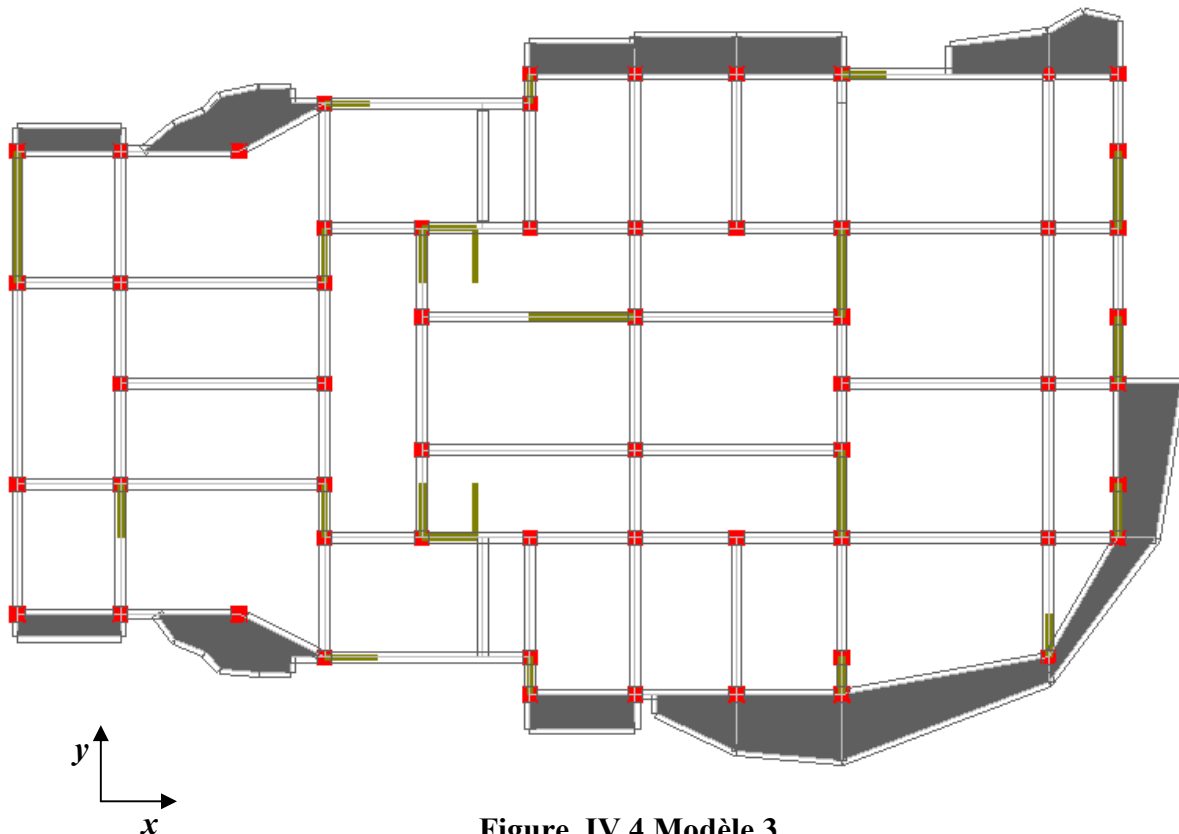


Figure .IV.4.Modèle 3

a. Caractéristiques dynamique propres du 3^{ème} Modèle

Modes	Période (s)	U_x (%)	U_y (%)	U_z (%)	ΣU_x (%)	ΣU_y (%)	ΣU_z (%)
1	1,298	3,452	64,312	0,001	3,452	64,312	0,001
2	1,230	68,537	3,037	$3,526.10^{-5}$	71,989	67,349	0,001
3	1,045	0,183	0,629	0,001	72,173	67,979	0,001
4	0,445	13,145	0,58	0,001	85,317	68,558	0,002
5	0,415	0,589	14,80	0,001	85,906	83,358	0,003
6	0,350	0,012	0,001	0,003	85,918	83,359	0,006
7	0,248	5,026	0,052	$9,173.10^{-5}$	90,945	83,411	0,006
8	0,212	0,049	6,038	0,002	90,994	89,449	0,008
9	0,181	0,001	0,134	0,007	90,995	89,583	0,016
10	0,164	2,521	0,014	0,005	93,516	89,597	0,021
11	0,135	0,002	0,809	3,228	93,518	90,405	3,249
12	0,133	0,009	1,617	11,611	93,528	92,022	14,86
13	0,127	$9,961.10^{-5}$	0,571	25,259	93,528	92,593	40,119

Tableau IV.6. Période et facteurs de participation massique du 3^{ème} Modèle

b. Constatations

- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 11^{ème} mode.
- le premier mode et second mode sont des modes de translation (respectivement parallèlement à y-y et à x-x).
- Le troisième mode est mode de torsion.

c. Résultantes des forces sismiques

Soit : $V = \frac{ADQ}{R} W$

$W = 179999,565kN$; $R = 5$; $D_x = 1,308$; $D_y = 1,089$; $Q = 1,20$; $A = 0,30$

Nous avons

$$V^x = \frac{0,30(1,308)(1,20)}{5} 179999,565 = 16951,639kN \Rightarrow 0,8V^x = 13561,311kN$$

$$V^y = \frac{0,30(1,089)(1,20)}{5} 179999,565 = 14113,405kN \Rightarrow 0,8V^y = 11290,724kN$$

D'après le fichier des résultats du **SAP2000** on a $\begin{cases} F_1 = V_t^x = 13350,778kN \\ F_2 = V_t^y = 12662,963kN \end{cases}$

Ce qui donne : $V_t^x < 0,8V^x$ et $V_t^y > 0,8V^y$

$$\left\{ r_x = \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 1,01 \Rightarrow \{r_x = 1,01 \right.$$

Donc tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) seront multipliés par le rapport utilisé dans la vérification dans le sens x.

d. Vérification des déplacements inter étage

Données $R=5, r_x=1,01$

Z(m)	δ_K^x (mm)	δ_K^y (mm)	Δ_K^x (mm)	Δ_K^y (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Observation
4,08	1,96	1,38	9,88	6,90	40,80	Vérifier
8,16	3,42	2,76	17,28	13,78	40,80	Vérifier
11,36	3,07	2,82	15,53	14,12	32	Vérifier
14,56	3,25	3,29	16,42	16,45	32	Vérifier
17,76	3,33	3,61	16,82	18,07	32	Vérifier
20,96	3,53	3,93	17,82	19,63	32	Vérifier
24,16	3,55	4,12	17,92	20,62	32	Vérifier
27,36	3,51	4,23	17,71	21,16	32	Vérifier
30,56	3,66	4,36	18,47	21,80	32	Vérifier
33,76	3,58	4,37	18,07	21,85	32	Vérifier
36,96	3,45	4,33	17,44	21,65	32	Vérifier
40,16	3,57	4,31	18,04	21,53	32	Vérifier
43,36	3,39	4,17	17,10	20,86	32	Vérifier
46,56	3,15	4,01	15,91	20,06	32	Vérifier
49,76	3,15	3,87	15,91	19,33	32	Vérifier
52,96	2,80	3,64	14,11	18,18	32	Vérifier
56,16	2,40	3,42	12,13	17,12	32	Vérifier
59,36	2,14	1,55	10,79	7,75	32	Vérifier

Tableau IV.7. Vérification des déplacements inter étages (Modèle final)

- Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le “**RPA99 version 2003**”.

Remarque

C'est la disposition des voiles dans le 3^{ème} modèle qui sera utilisée dans la suite de l'étude de la structure donc c'est le modèle final.

e. Vérification du facteur de comportement R

e.1. Justification des voiles sous charges verticales

$$\frac{\text{Les charges reprises par les voiles}}{\text{le poids total de la structure}} = \frac{47021,34}{272456,379} \times 100 = 17,26\% < 20\%$$

Donc le facteur de comportement, **R=5**.

f. Vérification du critère de l'effort normal réduit

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,30$$

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants

- **Poteaux circulaires**

D (cm)	N_d (KN)	ν	Observation
40	601,943	0,19	Vérifiée
45	769,853	0,19	
50	1055,451	0,21	
55	1356,771	0,23	
60	1796,088	0,25	
65	2029,108	0,24	

- **Poteaux carrés**

B_c (cm²)	N_d (KN)	ν	Observation
40x40	1043,769	0,26	Vérifiée
50x50	1769,785	0,28	
60x60	2581,219	0,28	
70x70	3505,407	0,28	
80x80	4594,990	0,28	
90x90	5658,823	0,28	

g. Prise en compte de l'effet de torsion additionnelle

Rappelons que l'effet de la torsion due à l'excentricité théorique (structurale) résultant des plans est pris en charge par le logiciel de calcul **SAP2000**. Néanmoins, d'après le code, dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale $\pm 0,05L$, (L : étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, l'effet de torsion accidentelle sera pris en compte de manière statique [7] selon les étapes suivantes :

- 1- Calcul de la force sismique totale : $V = \frac{ADQ}{R}W$ (à la base) dans les deux directions horizontales (soient V_x et V_y).
- 2- Distribution de la force V_x (et V_y) selon la hauteur du bâtiment et selon les formules suivantes d'après le "**RPA99 version 2003**" : $V = F_t + \sum F_i$

* La force concentrée F_t , au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule :

$$\begin{cases} F_t = 0,07TV & \text{si } T > 0,7s \\ F_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7s \end{cases}$$

* On a

$$F_x^i = \frac{(V_x - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \quad ; \quad F_y^i = \frac{(V_y - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Où :

h_i (et h_j) : Niveau du plancher i (ou j).

$W_{i(j)}$: Poids du niveau i (ou j).

- 3- Calcul des moments de torsion en chaque niveau (et selon chaque direction) selon la formule : $M_x^i = F_x^i e_y^i$; $M_y^i = F_y^i e_x^i$

Où :

$$e_x^i = 5\%L_x \text{ (} L_x \text{ est mesurée au niveau du plancher i).}$$

$$e_y^i = 5\%L_y \text{ (} L_y \text{ est mesurée au niveau du plancher i).}$$

- 4- Les moments M_x^i et M_y^i sont appliqués (séparément et de manière statique) au niveau du centre de masse (nœud maître) de chaque plancher i (ce qui provoquera la rotation pure du plancher).
- 5- Les déplacements (statique) inter étage correspondant à l'effet de M_x^i et M_y^i (on prendra le cas le plus défavorable des deux) soient Δ_M , seront rajoutés à ceux déduit de l'étude sismique soient Δ_s .
- 6- Les déplacements résultants $\Delta = \Delta_M + \Delta_s$ seront comparés aux déplacements limites imposées par le "**RPA99 version 2003**" [2].

g.1. Calcul des moments de torsion additionnelles

$$\begin{cases} V_x = 16951,639kN & ; & V_y = 14113,405kN \\ F_t^x = 1038,287kN & ; & F_t^y = 1138,105kN \end{cases}$$

Diaphragme	$h_i(m)$	$W_i(t)$	$F_x^i(kN)$	$F_y^i(kN)$	$e_x(m)$	$e_y(m)$	$M_x^i(kNm)$	$M_y^i(kNm)$
E.S.1	4,08	10005,63	160,26	130,67	1,86	1,07	171,47	243,04
E.S.2	8,16	8862,14	283,89	231,48	1,86	1,07	303,76	430,55
R.D.C	11,36	8195,14	365,48	298	1,86	1,07	391,06	554,28
1	14,56	8195,14	468,43	381,95	1,86	1,07	501,22	710,42
2	17,76	7982,04	556,53	453,78	1,86	1,07	595,48	844,03
3	20,96	7759,24	638,47	520,59	1,86	1,07	683,16	968,29
4	24,16	7759,24	735,95	600,07	1,86	1,07	787,46	1116,13
5	27,36	7574,34	813,56	663,36	1,86	1,07	870,50	1233,84
6	30,56	7379,24	885,31	721,86	1,86	1,07	947,28	1342,65
7	33,76	7379,24	978,02	797,44	1,86	1,07	1046,48	1483,23
8	36,96	7229,45	1048,98	855,31	1,86	1,07	1122,40	1590,87
9	40,16	7056,16	1112,48	907,09	1,86	1,07	1190,35	1687,18
10	43,36	7056,16	1201,13	979,36	1,86	1,07	1285,20	1821,60
11	46,56	6928,36	1266,41	1032,60	1,86	1,07	1355,05	1920,63
12	49,76	6789,84	1326,39	1081,50	1,86	1,07	1419,23	2011,59
13	52,96	6788,64	1411,44	1150,85	1,86	1,07	1510,24	2140,58
14	56,16	7289,45	1607,14	1310,42	1,86	1,07	1719,63	2437,38
15	59,36	4520,27	1053,39	858,90	3,66	1,07	1127,12	3143,57

Tableau IV.8. Calcul des moments de torsion additionnelle

g.2. calcul des déplacements

On définit pour les tableaux qui suivent :

Δ_s : Déplacement inter étage sans prise en compte de l'effet de torsion accidentelle. Il est dû à l'action sismique E .

Δ_{M_x} : Déplacement inter étage dus aux moments de torsion accidentelle M_x .

Δ_{M_y} : Déplacement inter étage dus aux moments de torsion accidentelle M_y .

$$\Delta = \Delta_s + \Delta_M$$

Avec :

$$\Delta_M = \max(|\Delta_{M_x}|, |\Delta_{M_y}|)$$

Z(m)	δ_{ek}^x (mm)	δ_{ek}^y (mm)	δ_k^x (mm)	δ_k^y (mm)	Δ_x (mm)	Δ_y (mm)
4,08	1,96	1,38	1,96	1,38	9,88	6,90
8,16	5,38	4,13	3,42	2,76	17,28	13,78
11,36	8,45	6,96	3,07	2,82	15,53	14,12
14,56	11,70	10,25	3,25	3,29	16,42	16,45
17,76	15,03	13,86	3,33	3,61	16,82	18,07
20,96	18,56	17,79	3,53	3,93	17,82	19,63
24,16	22,11	21,91	3,55	4,12	17,92	20,62
27,36	25,62	26,14	3,51	4,23	17,71	21,16
30,56	29,28	30,50	3,66	4,36	18,47	21,80
33,76	32,86	34,87	3,58	4,37	18,07	21,85
36,96	36,31	39,20	3,45	4,33	17,44	21,65
40,16	39,88	43,51	3,57	4,31	18,04	21,53
43,36	43,27	47,68	3,39	4,17	17,10	20,86
46,56	46,42	51,69	3,15	4,01	15,91	20,06
49,76	49,57	55,56	3,15	3,87	15,91	19,33
52,96	52,36	59,19	2,80	3,64	14,11	18,18
56,16	54,77	62,62	2,40	3,42	12,13	17,12
59,36	56,90	61,06	2,14	1,55	10,79	7,75

Tableau IV.9. Déplacement inter étage sous l'action sismique "E"

Z(m)	δ_{ex} (mm)	δ_{ey} (mm)	δ_x (mm)	δ_y (mm)	$(\Delta M)_x^{\max}$ (mm)	$(\Delta M)_y^{\max}$ (mm)
4,08	0,14	0,24	0,74	1,20	0,74	1,20
8,16	0,42	0,70	2,15	3,54	1,40	2,34
11,36	0,70	1,18	3,56	5,91	1,41	2,37
14,56	1,02	1,73	5,18	8,65	1,62	2,74
17,76	1,37	2,33	6,94	11,65	1,76	3
20,96	1,75	2,98	8,87	14,93	1,92	3,28
24,16	2,15	3,67	10,89	18,38	2,02	3,44
27,36	2,56	4,38	12,96	21,91	2,06	3,53
30,56	2,99	5,11	15,11	25,59	2,15	3,67
33,76	3,42	5,85	17,27	29,28	2,16	3,69
36,96	3,84	6,58	19,40	32,94	2,13	3,65
40,16	4,27	7,32	21,56	36,63	2,16	3,69
43,36	4,68	8,04	23,65	40,22	2,09	3,59
46,56	5,08	8,73	25,65	43,68	1,99	3,45
49,76	5,47	9,41	27,62	47,08	1,96	3,40
52,96	5,83	10,05	29,45	50,29	1,83	3,21
56,16	6,16	10,66	31,15	53,33	1,69	3,03
59,36	6,49	9,15	32,78	45,75	1,63	7,57

Tableau IV.10. Déplacements maximum inter étage due aux moments de torsion M_x et M_y

Z(m)	$\Delta_{sx}(mm)$	$\Delta_{sy}(mm)$	$\Delta M_x(mm)$	$\Delta M_y(mm)$	$\Delta_x(mm)$	$\Delta_y(mm)$	$\bar{\Delta}(mm)$	Observation
4,08	9,88	6,90	0,74	1,20	10,62	8,10	40,80	Vérifier
8,16	17,28	13,78	1,40	2,34	18,68	16,12	40,80	Vérifier
11,36	15,53	14,12	1,41	2,37	16,94	16,49	32	Vérifier
14,56	16,42	16,45	1,62	2,74	18,04	19,19	32	Vérifier
17,76	16,82	18,07	1,76	3	18,58	21,07	32	Vérifier
20,96	17,82	19,63	1,92	3,28	19,74	22,91	32	Vérifier
24,16	17,92	20,62	2,02	3,44	19,94	24,06	32	Vérifier
27,36	17,71	21,16	2,06	3,53	19,77	24,69	32	Vérifier
30,56	18,47	21,80	2,15	3,67	20,62	25,47	32	Vérifier
33,76	18,07	21,85	2,16	3,69	20,23	25,54	32	Vérifier
36,96	17,44	21,65	2,13	3,65	19,57	25,30	32	Vérifier
40,16	18,04	21,53	2,16	3,69	20,20	25,22	32	Vérifier
43,36	17,10	20,86	2,09	3,59	19,19	24,45	32	Vérifier
46,56	15,91	20,06	1,99	3,45	17,90	23,51	32	Vérifier
49,76	15,91	19,33	1,96	3,40	17,87	22,73	32	Vérifier
52,96	14,11	18,18	1,83	3,21	15,94	21,39	32	Vérifier
56,16	12,13	17,12	1,69	3,03	13,82	20,15	32	Vérifier
59,36	10,79	7,75	1,63	7,57	12,42	15,32	32	Vérifier

Tableau IV.11. Vérification des déplacements inter étages résultants ($\Delta = \Delta_s + \Delta_M$)

h. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \text{ "RPA99 version 2003" [2]}$$

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau "K".

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau "K"

$$V_K = F_t + \sum_{i=K}^n F_i$$

Δ_K : Déplacement relatif du niveau "K" par rapport à "K-1"

h_K : Hauteur de l'étage "K"

- Si $0,10 < \theta_K \leq 0,20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_K)}$
- Si $\theta_K > 0,20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Avec:

$$\begin{cases} F_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7s \\ F_t = 0,07TV & \text{si } T > 0,7s \end{cases}$$

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant:

h_K (m)	P_K (kN)	$\Delta_x 10^{-3}$ (m)	$\Delta_y 10^{-3}$ (m)	V_{Kx} (kN)	V_{Ky} (kN)	θ_x	θ_y	$\theta(x \text{ ou } y) \leq 0,1$
4,08	10005,63	9,88	6,90	7345,75	8458,44	0,003	0,002	Oui
8,16	8862,14	17,28	13,78	7210,71	8222,13	0,002	0,002	Oui
11,36	8195,14	15,53	14,12	7094,12	8101,60	0,002	0,001	Oui
14,56	8195,14	16,42	16,45	6560,05	7512,04	0,001	0,001	Oui
17,76	7982,04	16,82	18,07	6607,64	7202,91	0,001	0,001	Oui
20,96	7759,24	17,82	19,63	6487,21	7187,04	0,001	0,001	Oui
24,16	7759,24	17,92	20,62	5951,98	6618,33	0,001	0,001	Oui
27,36	7574,34	17,71	21,16	5978,92	6388,07	0,001	0,001	Oui
30,56	7379,24	18,47	21,80	5716,25	6273,93	0,001	0,001	Oui
33,76	7379,24	18,07	21,85	5089,42	5644,09	0,001	0,001	Oui
36,96	7229,45	17,44	21,65	5022,13	5438,26	0,001	0,001	Oui
40,16	7056,16	18,04	21,53	4521,37	4960,41	0,001	0,001	Oui
43,36	7056,16	17,10	20,86	7731,42	4195,78	0,0003	0,001	Oui
46,56	6928,36	15,91	20,06	3892,06	4231,74	0,001	0,001	Oui
49,76	6789,84	15,91	19,33	3070,68	3352,98	0,001	0,001	Oui
52,96	6788,64	14,11	18,18	2811,57	2850,29	0,001	0,001	Oui
56,16	7289,45	12,13	17,12	2832,10	3746,05	0,001	0,001	Oui
59,36	4520,27	10,79	7,75	2732,44	3686,55	0,0003	0,0002	Oui

Tableau IV.12. Calcul de θ_x et θ_y

Vu les résultats obtenus, les conditions $\theta_x \text{ et } \theta_y \leq 0,1$ sont satisfaites, d'où l'effet P- Δ peut être négligé.

Conclusion

Les étapes de vérification suivies pour définir le modèle final étaient de:

- ◆ Déterminer les modes propres de telle sorte que le 1^{er} et 2^{ème} translation, le 3^{ème} torsion pour avoir plus de sécurité.
- ◆ Vérifier l'effort tranchant à la base obtenu par l'approche statique équivalente est spécifié comme l'effort tranchant minimal à la base ($=0,8.V_{MSE}$), avec l'amplification de ce obtenu par l'analyse dynamique qui est ajustée par rapport à la valeur obtenue par le calcul statique équivalent s'il été inférieur.
- ◆ Vérifier l'effet de torsion additionnelle.
- ◆ Vérifier le déplacement inter-étage qui est un indice de dommage de l'étage.
- ◆ Vérifier l'effet P- Δ pour la stabilité de structure vis-à-vis de moment de 2^{ème} ordre.
- ◆ Vérifier le pourcentage donné par le **RPA99 version2003** pour justifier le choix de coefficient de comportement.

Ces critères sont vérifiés au fur et à mesure qu'on charge le modèle, donc on adopte cette disposition des voiles concernant le contreventement de la structure.

V.1. Introduction

Pour les ouvrages dont les dimensions en plan dépassent les **30m** dans les wilayas côtières, il ya lieu de prendre en considération les effets thermiques dans les éléments exposés, ou bien de prévoir un joint de dilatation (**CBA93 Art B5.1**) [3].

Dans notre cas, nous avons pris en compte l'effet de la température en introduisant un gradient de température de 10°C dans les poutres extérieures exposées. Ces dernières seront ferrillées à l'ELU et vérifiées l'ELS.

L'introduction de la température donnera naissance à des efforts normaux dans les poutres. Ces efforts normaux seront de traction (traction dans les aciers seulement) ou bien de compression (compression dans le béton et les aciers). Par conséquent, les poutres seront sollicitées à la flexion composée.

Vu que l'une des dimensions en plan de la structure est supérieure à **30m** ($L_x=37,25\text{m}$) ; il est impératif de faire une étude thermique. En plus des contraintes produites par les chargements verticaux et horizontaux, notre structure sera sollicitée par des contraintes thermiques.

V.2. Effet de la température

La température à une influence sur la vie de la structure suivant les changements saisonniers. Une augmentation sensible de la température provoque un raccourcissement de ces derniers.

V.3. Coefficient dilatation

Le coefficient de dilatation du béton est de l'ordre de 7 à $12 \cdot 10^{-6}$, il dépend de :

- La nature des agrégats.
- Rapport eau ciment E/C
- L'humidité relative et de l'intervalle de température.

Ces coefficients sont voisins de celui de l'acier qui est de l'ordre de 10^{-5} . Cette circonstance a permis le développement du béton armé.

Pour les ouvrages hyperstatiques soumis à des variations de températures importantes, il est intéressant de mettre en vue un béton dont le coefficient de dilatation thermique soit le plus faible, ce résultat peut être obtenu en utilisant des adjuvants spéciaux.

V.4. Coefficient thermique

A fin de quantifier les induits par la température dans les différents éléments de contreventement de la structure en égard des dimensions en plans : $L_x=37,25\text{m}$ et $L_y=21,50\text{m}$.

Un calcul à la température a été conduit sur la base, $\Delta t = 10^{\circ}\text{C}$, $\alpha=7 \cdot 10^{-6}$

Le calcul a été effectué sur les poutres de l'extérieur, les plus exposées à la variation de température, en l'occurrence les poutres ou nous tiendrons compte que de la dilatation horizontale.

Le calcul a été fait à l'aide du logiciel SAP2000 (version12) en introduisant le gradient de température comme charge d'accompagnement.

La sollicitation la plus défavorable est celle de la température, **1,35G+1,5Q+0,80T**

V.5.Résultat de calcul

Les efforts résultants maximaux qui agissent sur les différentes poutres ainsi que leurs sections de ferrailage ont été effectuées par le logiciel SAP (version 12) et ils sont résumés dans les tableaux ci-dessous pour la poutre de chaînage la plus sollicitée :

1^{er} cas (+10°C)

Section	position	N^r (kN)	M^{max} (kNm)	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
35x45	Travée	380,315	152,276	7,89	0	7,87
	Appui	319,135	283,386	1,86	23,90	

Tableau V.1. Ferrailage de la poutre de chaînage

2^{ème} cas (-10°C)

Section	position	N^r (kN)	M^{max} (kNm)	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
35x45	Travée	152,276	372,324	7,97	0	7,87
	Appui	283,386	433,505	0	29,68	

Tableau V.2. Ferrailage de la poutre de chaînage

VI.1. Introduction

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **BAEL 91[1]** et le **RPA99 version 2003 [2]**.

VI.2. Ferraillage des poteaux**VI.2.1. Introduction**

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations. Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N) qui est due à l'excentricité de l'effort normal " N " par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant " M " dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants:

- Section entièrement tendue *SET*.
- Section entièrement comprimée *SEC*.
- Section partiellement comprimée *SPC*.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (*E.L.U*) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes:

a. Situation durable

- **Béton:** $\gamma_b=1,5$; $f_{c28}=25MPa$; $\sigma_{bc}=14,17MPa$
- **Acier:** $\gamma_s=1,15$; Nuance *FeE400* ; $\sigma_s=348MPa$

b. Situation accidentelle

- **Béton:** $\gamma_b=1,15$; $f_{c28}=25MPa$; $\sigma_{bc}=18,48MPa$
- **Acier:** $\gamma_s=1,00$; Nuance *FeE400* ; $\sigma_s=400MPa$

VI.2.2. Combinaison d'action

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

a. Selon BAEL 91 [1]**a.1. ELU Situation durable**

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

a.2. ELS Situation durable

$$G+Q$$

b. Selon RPA 99 [2] Situation accidentelle

- $G+Q+E$
- $0,8G\pm E$

Avec:

G : Charges permanentes.

Q : Surcharge d'exploitation.

E : Action du séisme.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants:

- 1- M^{max}, N^{corr}
- 2- N^{max}, M^{corr}
- 3- N^{min}, M^{corr}

VI.2.3. Recommandation selon RPA99 version 2003

D'après le **RPA99 version 2003**, pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leurs pourcentage est limité par:

$$* 0,9 < \frac{A_s}{B} < 4\% \quad \text{Zone courante (Z.C)}$$

$$* 0,9 < \frac{A_s}{B} < 6\% \quad \text{Zone de recouvrement (Z.R)}$$

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton (cm^2).

- Le diamètre minimal est de $12mm$.
- La longueur minimale de $50\emptyset$ en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser $20cm$.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'intérieur des zones nodales.

Les résultats des efforts et ferrailage des poteaux sont regroupés dans les tableaux suivants :

VI.2.4. Ferraillage des poteaux carrés

1. Ferraillages des poteaux avec (M^{max} , N^{corr})

Niveaux	Section (cm ²)	N°	M^{max} (kN)	N^{corr} (kNm)	Combinaison	Sollicitation	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
E.S1+E.S2	90x90	2810	697,19	3861,36	G+Q+Ex	SEC	0	0	72,90
R.D.C+1 ^{er}	80x80	1335	630,19	2200,59	G+Q+Ey	SEC		0	57,60
2 ^{ème} +3 ^{ème} +4 ^{ème}	70x70	1343	580,95	1588,11	G+Q+Ey	SPC		10,02	44,10
5 ^{ème} +6 ^{ème} +7 ^{ème}	60x60	1349	466,65	1041,25	G+Q+Ey	SPC		16,69	32,40
8 ^{ème} +9 ^{ème} +10 ^{ème}	50x50	1357	322,08	569,75	G+Q+Ey	SPC		18,18	22,50
11 ^{ème} +12 ^{ème} +13 ^{ème} +14 ^{ème} +15 ^{ème}	40x40	4496	166,07	111,09	G+Q+Ey	SPC		14,12	14,40

Tableau.VI.1. Ferraillages des poteaux avec (M^{max} , N^{corr})

2. Ferraillages des poteaux avec (N^{max} , M^{corr})

Niveaux	Section (cm ²)	N°	N^{max} (kNm)	M^{corr} (kN)	Combinaison	Sollicitation	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
E.S1+E.S2	90x90	23	5441,01	14,67	ELU	SEC	0	0	72,90
R.D.C+1 ^{er}	80x80	4389	4568,76	27,95					57,60
2 ^{ème} +3 ^{ème} +4 ^{ème}	70x70	4398	3505,40	33,67					44,10
5 ^{ème} +6 ^{ème} +7 ^{ème}	60x60	4407	2581,22	34,44					32,40
8 ^{ème} +9 ^{ème} +10 ^{ème}	50x50	4416	1769,78	29,26					22,50
11 ^{ème} +12 ^{ème} +13 ^{ème} +14 ^{ème} +15 ^{ème}	40x40	4425	1043,77	19,50					14,40

Tableau.VI.2. Ferraillages des poteaux avec (N^{max} , M^{corr})

3. Ferraillages des poteaux avec (N^{min} , M^{corr})

Niveaux	Section (cm ²)	N°	N^{min} (kN)	M^{corr} (kNm)	Combinaison	Sollicitation	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
E.S1+E.S2	90x90	48	806,02	45,91	0,8G+Ey	SET	9,75	13,42	72,90
R.D.C+1 ^{er}	80x80	4834	618,90	120,70		SET	3,47	14,32	57,60
2 ^{ème} +3 ^{ème} +4 ^{ème}	70x70	4852	310,89	155,56		SPC	0	12,09	44,10
5 ^{ème} +6 ^{ème} +7 ^{ème}	60x60	4870	96,55	138,63		SPC	0	9,08	32,40
8 ^{ème} +9 ^{ème} +10 ^{ème}	50x50	4542	9,65	169,80		SPC	0	11,47	22,50
11 ^{ème} +12 ^{ème} +13 ^{ème} +14 ^{ème} +15 ^{ème}	40x40	4554	50,15	66,94		SPC	0	6,36	14,40

Tableau.VI.3. Ferraillages des poteaux avec (N^{min} , M^{corr})

VI.2.4.1. Choix des armatures

Nous remarquons que le ferraillage maximum a été obtenu par la combinaison ($G+Q\pm E$).

Niveaux	Sections (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
E.S1+E.S2	90x90	50,26	72,90	8T25+8T25	78,54
R.D.C+1 ^{er}	80x80	50,26	57,60	8T25+8T20	64,40
2 ^{ème} +3 ^{ème} +4 ^{ème}	70x70	50,26	44,10	8T20+8T20	50,27
5 ^{ème} +6 ^{ème} +7 ^{ème}	60x60	57,34	32,40	4T25+12T20	57,34
8 ^{ème} +9 ^{ème} +10 ^{ème}	50x50	57,34	22,50	4T25+12T20	57,34
11 ^{ème} +12 ^{ème} +13 ^{ème} +14 ^{ème} +15 ^{ème}	40x40	45,74	14,40	12T20+4T16	45,74

Tableau.VI.4. Choix des armatures des poteaux carrés

Vérification vis-à-vis de l'E.L.S

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}) puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

Nous devons vérifier que

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left(\frac{f_e}{2} ; 110 \sqrt{\eta F_{tj}} \right) \right\} = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

- Poteaux carrés avec (N^{max} , M^{corr})

Niveaux	Section (cm ²)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
E.S1+E.S2	90x90	3974,05	10,67	3,86	15	57,70	201,63	Oui
R.D.C+1 ^{er}	80x80	3335,98	20,35	4,95		73,60		
2 ^{ème} +3 ^{ème} +4 ^{ème}	70x70	2559,01	24,52	4,26		63,10		
5 ^{ème} +6 ^{ème} +7 ^{ème}	60x60	1883,98	25,09	3,90		57,50		
8 ^{ème} +9 ^{ème} +10 ^{ème}	50x50	1291,62	21,31	3,50		51,20		
11 ^{ème} +12 ^{ème} +13 ^{ème} +14 ^{ème} +15 ^{ème}	40x40	761,98	14,19	2,73		39,60		

- Poteaux carrés avec (N^{corr} , M^{max})

Niveaux	Section (cm ²)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
E.S1+E.S2	90x90	2645,51	110,24	3,11	15	44,90	201,63	Oui
R.D.C+1 ^{er}	80x80	1927,24	135,62	4,08		57,20		
2 ^{ème} +3 ^{ème} +4 ^{ème}	70x70	1414,72	150,58	3,86		53		
5 ^{ème} +6 ^{ème} +7 ^{ème}	60x60	985,68	155,12	4,12		55		
8 ^{ème} +9 ^{ème} +10 ^{ème}	50x50	600,01	143,70	4,53		58,10		
11 ^{ème} +12 ^{ème} +13 ^{ème} +14 ^{ème} +15 ^{ème}	40x40	72,10	113,23	3,86		57		

VI.2.4.2. Vérification de l'effort tranchant

VI.2.4.2.1. Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

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.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

*** Selon le BAEL 91 modifié 99 [1]**

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13 f_{c28}, 5 \text{MPa})$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,15 f_{c28}, 4 \text{MPa})$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

*** Selon le RPA 99 version 2003 [2]**

$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$

$\rho_d = 0,075$ si l'élancement $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$ si l'élancement $\lambda < 5$

Avec :

λ : L'élancement du poteau

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm ²)	T_u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
E.S1+E.S2	90x90	85,49	0,12	3,17	0,040	1	3,75	Oui
R.D.C+1 ^{er}	80x80	137,65	0,24	2,80	0,040	1		
2 ^{ème} +3 ^{ème} +4 ^{ème}	70x70	152,31	0,34	3,20	0,040	1		
5 ^{ème} +6 ^{ème} +7 ^{ème}	60x60	156,95	0,48	3,73	0,040	1		
8 ^{ème} +9 ^{ème} +10 ^{ème}	50x50	145,63	0,65	4,48	0,040	1		
11 ^{ème} +12 ^{ème} +13 ^{ème} +14 ^{ème} +15 ^{ème}	40x40	112,21	0,78	5,60	0,075	1,87		

Tableau VI.5. Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux carrés

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **BAEL91 modifié 99** et celles du **RPA99 version 2003** ; elles sont données comme suit :

*** Selon BAEL91 [1]**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \quad (\text{Art III.3.a Page BAEL91}) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

- A_t : Section d'armatures transversales.
- b : Largeur de la section droite.
- h : Hauteur de la section droite.
- S_t : Espacement des armatures transversales.
- ϕ_t : Diamètre des armatures transversales.
- ϕ_l : Diamètre des armatures longitudinales.

*** Selon le RPA99 version 2003**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

- A_t : Section d'armatures transversales.
- S_t : Espacement des armatures transversales.
- T_u : Effort tranchant à l'ELU.
- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.
- h : Hauteur totale de la section brute.
- ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.
- $\rho_a = 2,5$ si $\lambda_g \geq 5$
- $\rho_a = 3,75$ si $\lambda_g < 5$
- λ_g : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t \leq 10\text{cm}$ Zone nodale (zone III).

$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l\right)$ Zone courante (zone III).

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 < \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e=400MPa$ (FeE40).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Niveaux	Section (cm ²)	Barres	\varnothing_l (mm)	S_t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
E.S1+E.S2	90x90	8T25+8T25	25	10	15
R.D.C+1 ^{er}	80x80	10T25+6T20	25 et 20	10	15
2 ^{ème} +3 ^{ème} +4 ^{ème}	70x70	8T20+8T20	20	10	15
5 ^{ème} +6 ^{ème} +7 ^{ème}	60x60	4T25+12T16	25 et 16	10	10
8 ^{ème} +9 ^{ème} +10 ^{ème}	50x50	4T25+12T16	25 et 16	10	10
11 ^{ème} +12 ^{ème} +13 ^{ème} 14 ^{ème} +15 ^{ème}	40x40	4T25+12T20	25 et 20	10	10

Tableau VI.6. Espacements maximums selon RPA99

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm ²)	L_f (m)	λ_g (%)	ρ_a	T_u^{max} (kN)	Zone	S_t (cm)	A_t^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
E.S1+E.S2	90x90	2,86	3,17	3,75	85,49	N	10	0,19	8T8	4,02
						C	15	0,47		
R.D.C+1 ^{er}	80x80	2,24	2,80	3,75	137,65	N	10	0,40		
						C	15	0,60		
2 ^{ème} +3 ^{ème} +4 ^{ème}	70x70	2,24	3,20	3,75	152,31	N	10	0,45		
						C	15	0,67		
5 ^{ème} +6 ^{ème} +7 ^{ème}	60x60	2,24	3,73	3,75	156,95	N	10	0,46		
						C	10	0,46		
8 ^{ème} +9 ^{ème} +10 ^{ème}	50x50	2,24	4,48	3,75	145,63	N	10	0,43		
						C	10	0,43		
11 ^{ème} +12 ^{ème} +13 ^{ème} +14 ^{ème} +15 ^{ème}	40x40	2,24	5,60	3,75	112,21	N	10	0,33		
						C	10	0,33		

Tableau VI.7. Choix des armatures transversales pour les poteaux carrés

VI.2.4.3. Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de $L_r=50\varnothing_l$ en zone III.

Pour : T25..... $L_r=125cm$

T20..... $L_r=100cm$

T16..... $L_r=80cm$

VI.2.4.4. Ferraillage de poteaux du sous sol

Les poteaux du sous sol sont calculés à la compression simple, le ferraillage est donnée par :

$$A_s \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r}{0,9} \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

B_r : Section réduite du poteau considéré ($B_r = (a-2)(b-2)$) cm^2

α : Coefficient dépendant de l'élancement.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \frac{0,6(50)^2}{\lambda} & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

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

L_f : Longueur de flambement.

$$\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$$

i : Rayon de giration

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 $L_f = 0,7l_0$.

La section réduite $B_r = (a-0,02)^2$ (m^2).

a. Calcul de l'effort normal pondéré

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal.

$$N_u(SS2) = 1,35G + 1,5Q = 6290,78kN$$

$$N_u(SS2) = 6290,78kN$$

Donc l'effort normal total revenant au poteau du sous sol 2 : $N_{u(ss2)} = 6290,78kN$

b. Calcul du ferraillage

- $i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 25,98cm$
- $\lambda = \frac{0,90 \times 3,06 \cdot 10^2}{25,98} = 10,60 < 50$
- $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,83$
- $Br = 7744cm^2$

D'où :

$$A_s \geq \left(\frac{6290,78 \cdot 10^3}{0,83} - \frac{7744 \cdot 10^2}{0,9} \cdot \frac{25}{1,5} \right) \frac{1,15}{400}$$

$$A_s \geq -194,39 \text{ cm}^2$$

$$A_s^{\min} = 0,9\%B \text{ (Selon le RPA99 version 2003)}$$

$$A_s = A_s^{\min} = 72,90 \text{ cm}^2$$

Nous prenons : $8T25+8T25=78,54 \text{ cm}^2$.

c. Détermination des armatures transversales

Pour les poteaux d'infrastructure ; $A_t=4T10=3,14 \text{ cm}^2$.

Espacement en zone nodale : $S_t=10 \text{ cm}$

Espacement en zone courante : $S_t=15 \text{ cm}$

VI.2.5. Ferraillage des poteaux circulaires

1. Ferraillages des poteaux avec (M^{\max} , N^{corr})

Niveaux	Diamètre (cm)	N°	M^{\max} (kN)	N^{corr} (kNm)	combinaison	Sollicitation	A_s (cm ²)	A_s^{\min} (RPA) (cm ²)
E.S1+E.S2	65	2819	290,47	843,25	G+Q+Ex	SPC	14,18	29,86
R.D.C+1 ^{er}	60	4847	293,26	1183,75			15,35	25,44
2 ^{ème} +3 ^{ème} +4 ^{ème}	55	4865	270,97	1026,57			22,01	21,38
5 ^{ème} +6 ^{ème} +7 ^{ème}	50	4883	238,43	857,07			26,29	17,67
8 ^{ème} +9 ^{ème} +10 ^{ème}	45	4901	189,77	659,96			25,78	14,31
11 ^{ème} +12 ^{ème} +13 ^{ème} 14 ^{ème} +15 ^{ème}	40	4907	134,05	586,26			20,05	11,30

Tableau.VI.8. Ferraillages des poteaux avec (M^{\max} , N^{corr})

2. Ferraillages des poteaux avec (N^{\max} , M^{corr})

Niveaux	Diamètre (cm)	N°	N^{\max} (kNm)	M^{corr} (kN)	combinaison	Sollicitation	A_s (cm ²)	A_s^{\min} (RPA) (cm ²)
E.S1+E.S2	65	49	2362,40	59,56	G+Q+Ey	SEC	0	29,86
R.D.C+1 ^{er}	60	4835	2100,46	45,82	G+Q+Ey	SEC	0	25,44
2 ^{ème} +3 ^{ème} +4 ^{ème}	55	4853	1585,97	67,38	G+Q+Ey	SEC	0	21,38
5 ^{ème} +6 ^{ème} +7 ^{ème}	50	4871	1174,80	61,54	G+Q+Ey	SEC	0	17,67
8 ^{ème} +9 ^{ème} +10 ^{ème}	45	4889	799,83	45,41	G+Q+Ex	SEC	0	14,31
11 ^{ème} +12 ^{ème} +13 ^{ème} 14 ^{ème} +15 ^{ème}	40	4907	601,94	73,34	ELU	SPC	1,90	11,30

Tableau.VI.9. Ferraillages des poteaux avec (N^{\max} , M^{corr})

3. Ferraillages des poteaux avec (N^{min} , M^{corr})

Niveaux	Diamètre (cm)	N°	N^{min} (kN)	M^{corr} (kNm)	combinaison	Sollicitation	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
E.S1+E.S2	65	2819	71,95	3,79	0,8G+Ex	SEC	0	29,86
R.D.C+1 ^{er}	60	4841	58,57	50,31	0,8G+Ey	SPC	3,93	25,44
2 ^{ème} +3 ^{ème} +4 ^{ème}	55	4853	67,46	47,82	0,8G+Ey	SPC	3,98	21,38
5 ^{ème} +6 ^{ème} +7 ^{ème}	50	4871	110,53	47,19	0,8G+Ey	SPC	3,40	17,67
8 ^{ème} +9 ^{ème} +10 ^{ème}	45	4889	130,53	60,88	0,8G+Ex	SPC	6,36	14,31
11 ^{ème} +12 ^{ème} + 13 ^{ème} + 14 ^{ème} +15 ^{ème}	40	4925	8,77	36,40	0,8G+Ex	SPC	6,42	11,30

Tableau.VI.10. Ferraillages des poteaux avec (N^{min} , M^{corr})

VI.2.5.1. Choix des armatures

On remarque que le ferraillage maximum a été obtenu par la combinaison ($G+Q\pm E$)

Niveaux	Diamètre (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
E.S1+E.S2	65	14,18	29,86	4T20+4T25	32,21
R.D.C+1 ^{er}	60	15,35	25,44	4T20+4T25	32,21
2 ^{ème} +3 ^{ème} +4 ^{ème}	55	22,01	21,38	8T20	25,13
5 ^{ème} +6 ^{ème} +7 ^{ème}	50	26,29	17,67	4T16+4T20	20,61
8 ^{ème} +9 ^{ème} +10 ^{ème}	45	25,78	14,31	8T16	16,08
11 ^{ème} +12 ^{ème} +13 ^{ème} + 14 ^{ème} +15 ^{ème}	40	20,05	11,30	8T14	12,31

Tableau.VI.11. Choix des armatures des poteaux circulaire

Vérification vis-à-vis de l'E.L.S

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}) puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left(\frac{f_e}{2} ; 110 \sqrt{\eta F_{tj}} \right) \right\} = 201,63 \text{MPa}$$

Nous devons vérifier que

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c,28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \left(\frac{f_e}{2}; 110 \sqrt{\eta F_{tj}} \right) \right\} = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

• **Poteaux circulaires avec (N^{max} , M^{corr})**

Niveaux	D (cm)	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
E.S1+E.S2	65	1480,55	15,48	4,40	15	64,61	201,63	Oui
R.D.C+1 ^{er}	60	1308,93	10,27	4,38		64,47		
2 ^{ème} +3 ^{ème} +4 ^{ème}	55	989,10	79,17	7,68		103,03		
5 ^{ème} +6 ^{ème} +7 ^{ème}	50	769,40	78,01	9,04		118,26		
8 ^{ème} +9 ^{ème} +10 ^{ème}	45	561,29	67,49	10,52		133,61		
11 ^{ème} +12 ^{ème} +13 ^{ème} +14 ^{ème} +15 ^{ème}	40	438,28	53,27	11,97		149,53		

• **Poteaux circulaires avec (N^{corr} , M^{max})**

Niveaux	D (cm)	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
E.S1+E.S2	65	1338,70	53,73	5,23	15	73,44	201,63	Oui
R.D.C+1 ^{er}	60	1176,75	48,46	5,47		76,31		
2 ^{ème} +3 ^{ème} +4 ^{ème}	55	820,34	101,63	8,68		112,48		
5 ^{ème} +6 ^{ème} +7 ^{ème}	50	619,08	94,74	10,73		134,06		
8 ^{ème} +9 ^{ème} +10 ^{ème}	45	471,61	77,76	12,41		151,19		
11 ^{ème} +12 ^{ème} +13 ^{ème} +14 ^{ème} +15 ^{ème}	40	95,61	67,53	11,97		179,02		

VI.2.5.2. Vérification de l'effort tranchant

VI.2.5.2.1. Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

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.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

* Selon le BAEL 91 modifié 99 [1]

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13 f_{c28}, 5 \text{MPa})$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,15 f_{c28}, 4 \text{MPa})$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

* Selon le RPA 99 version 2003 [2]

$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$

$\rho_d = 0,075$ si l'élancement $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$ si l'élancement $\lambda < 5$

Avec :

λ : L'élancement du poteau

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

Niveaux	Diamètre (cm)	T_u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
E.S1+E.S2	65	41,19	0,14	4,39	0,040	1	3,75	Vérifiée
R.D.C+1 ^{er}	60	99,36	0,39	3,73	0,040			
2 ^{ème} +3 ^{ème} +4 ^{ème}	55	105,15	0,49	4,07	0,040			
5 ^{ème} +6 ^{ème} +7 ^{ème}	50	98,48	0,56	4,48	0,040			
8 ^{ème} +9 ^{ème} +10 ^{ème}	45	81,16	0,57	4,97	0,040			
11 ^{ème} +12 ^{ème} +13 ^{ème} +14 ^{ème} +15 ^{ème}	40	71,36	0,63	5,60	0,075			

Tableau VI.12. Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux circulaires

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **BAEL91 modifié 99** et celles du **RPA99 version 2003** ; elles sont données comme suit :

*** Selon BAEL91 [1]**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \quad (\text{Art III.3.a Page BAEL91}) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

- A_t : Section d'armatures transversales.
- b : Largeur de la section droite.
- h : Hauteur de la section droite.
- S_t : Espacement des armatures transversales.
- ϕ_t : Diamètre des armatures transversales.
- ϕ_l : Diamètre des armatures longitudinales.

*** Selon le RPA99 version 2003**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

- A_t : Section d'armatures transversales.
- S_t : Espacement des armatures transversales.
- T_u : Effort tranchant à l'ELU.
- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.
- h : Hauteur totale de la section brute.
- ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.
- $\rho_a = 2,50$ si $\lambda_g \geq 5$
- $\rho_a = 3,75$ si $\lambda_g < 5$
- λ_g : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t \leq 10\text{cm}$ Zone nodale (zone III).

$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l\right)$ Zone courante (zone III).

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$0,3\%$ si $\lambda_g \geq 5$

$0,8\%$ si $\lambda_g \leq 3$

Interpolation entre les valeurs limites précédentes si $3 < \lambda_g < 5$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau $\left(\lambda_g = \frac{4L_f}{D}\right)$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e=400MPa$ (FeE40).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Niveaux	Diamètre (cm)	Barres	\varnothing_l (mm)	S_t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
E.S1+E.S2	65	4T25+4T20	25 et 20	10	15
R.D.C+1 ^{er}	60	4T25+4T20	25 et 20	10	15
2 ^{ème} +3 ^{ème} +4 ^{ème}	55	8T20	20	10	15
5 ^{ème} +6 ^{ème} +7 ^{ème}	50	4T16+4T20	16 et 20	10	10
8 ^{ème} +9 ^{ème} +10 ^{ème}	45	8T16	16	10	10
11 ^{ème} +12 ^{ème} +13 ^{ème} 14 ^{ème} +15 ^{ème}	40	8T14	14	10	10

Tableau VI.13. Espacements maximums selon RPA99

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Niveaux	Diamètre (cm)	L_f (m)	λ_g (%)	ρ_a	T_u^{max} (kN)	Zone	S_t (cm)	A_t^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
E.S1+E.S2	65	2,86	17,60	3,75	41,19	N	10	0,10	2T10	1,57
						C	15	0,14		
R.D.C+1 ^{er}	60	2,24	14,93	3,75	99,36	N	10	0,29		
						C	15	0,44		
2 ^{ème} +3 ^{ème} +4 ^{ème}	55	2,24	16,29	3,75	105,15	N	10	0,31		
						C	15	0,46		
5 ^{ème} +6 ^{ème} +7 ^{ème}	50	2,24	17,92	3,75	98,48	N	10	0,28		
						C	15	0,43		
8 ^{ème} +9 ^{ème} +10 ^{ème}	45	2,24	19,91	3,75	81,16	N	10	0,24		
						C	15	0,36		
11 ^{ème} +12 ^{ème} +13 ^{ème} 14 ^{ème} +15 ^{ème}	40	2,24	22,40	2,50	71,36	N	10	0,14		
						C	10	0,21		

Tableau VI.14. Choix des armatures transversales pour les poteaux circulaires

VI.2.5.3. Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de $L_r=50\varnothing_l$ en zone III.

Pour : T25..... $L_r=125cm$

T20..... $L_r=100cm$

T16..... $L_r=80cm$

T14..... $L_r=70cm$

VI.2.5.4. Ferrailage des poteaux du sous sol

Les poteaux du sous sol sont calculés à la compression simple, le ferrailage est donnée par :

$$A_s \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r}{0,9} \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

B_r : Section réduite du poteau considéré.

α : Coefficient dépendant de l'élanement.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \frac{0,6(50)^2}{\lambda} & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

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

L_f : Longueur de flambement.

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considéré.

B : Section du poteau ($B = \frac{\pi}{4} d^2$).

N_u : L'effort normal maximal au niveau des poteaux du sous sol.

La longueur de flambement $L_f = 0,7l_0$.

La section réduite $B_r = \frac{\pi}{4} (d - 0,02)^2$ [m²].

d. Calcul de l'effort normal pondéré

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal.

$$N_u(SS2) = 1,35G + 1,5Q = 4628,53 \text{ kN}$$

$$N_u(SS2) = 4628,53 \text{ kN}$$

Donc l'effort normal total revenant au poteau du sous sol 2 : $N_{u(ss2)} = 4628,53 \text{ kN}$

e. Calcul du ferrailage

- $i = \frac{d}{4\sqrt{\pi}} = 9,17 \text{ cm}$
- $\lambda = \frac{0,65 \times 3,06 \cdot 10^2}{9,17} = 21,69 < 50$
- $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,79$
- $B_r = 3523,86 \text{ cm}^2$

D'où :

$$A_s \geq \left(\frac{4628,53 \cdot 10^3}{0,83} - \frac{3523,86 \cdot 10^2}{0,9} \cdot \frac{25}{1,5} \right) \frac{1,15}{400}$$

$$A_s \geq -27,29 \text{ cm}^2$$

$$A_s^{\min} = 0,9\%B \text{ (Selon le RPA99 version 2003)}$$

$$A_s = A_s^{\min} = 29,85 \text{ cm}^2$$

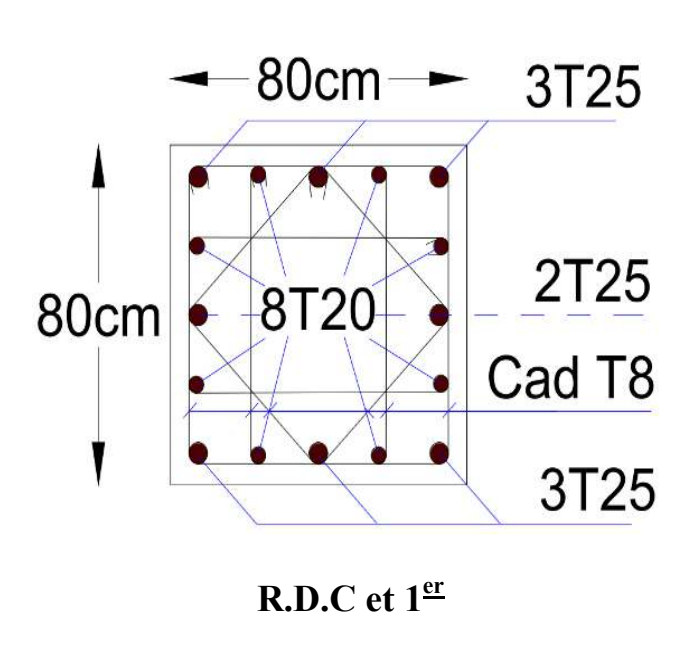
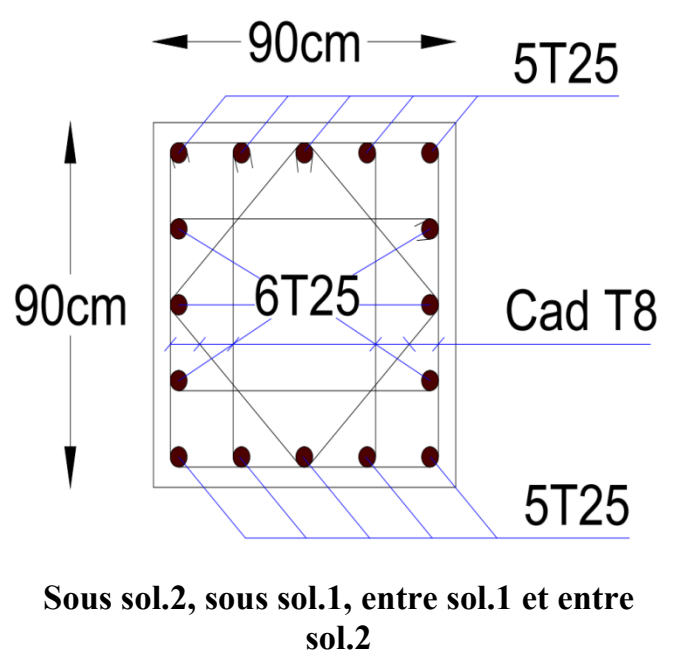
Nous prenons : $8T25 = 39,27 \text{ cm}^2$.

f. Détermination des armatures transversales

Pour les poteaux d'infrastructure : $A_t = 2T10 = 1,57 \text{ cm}^2$.

Espacement en zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$.

Espacement en zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$.



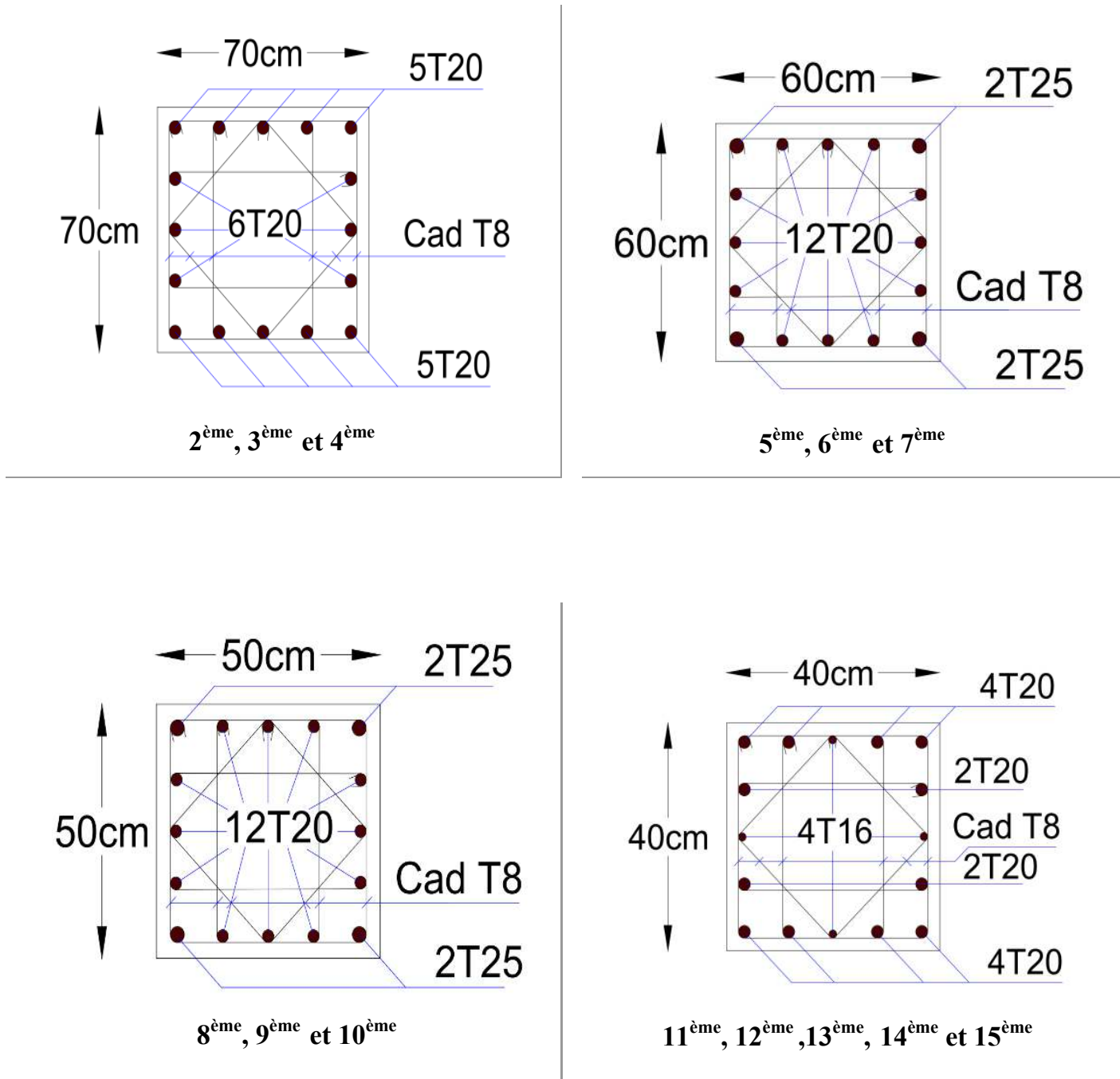


Figure VI.1. Ferraillage des poteaux carrés

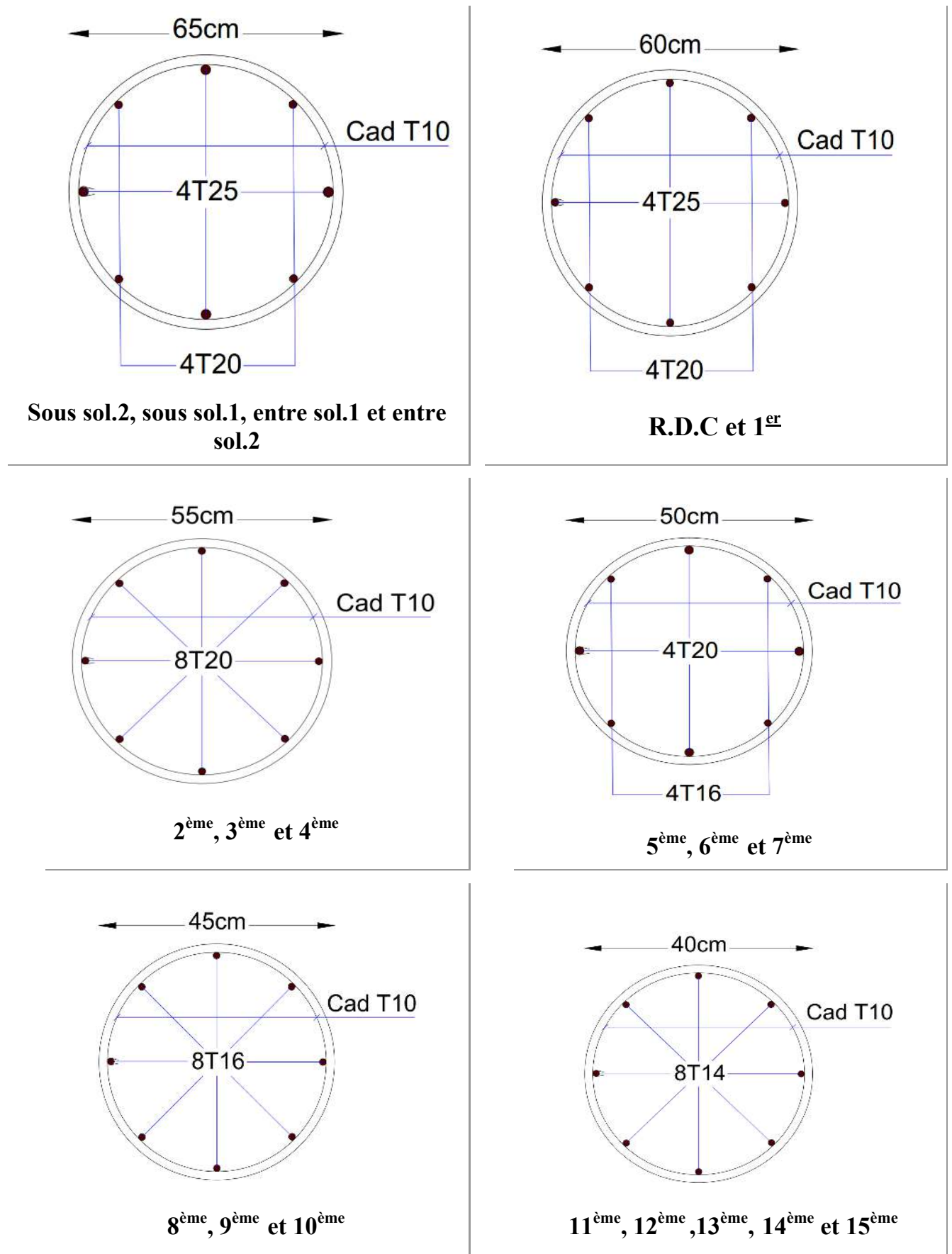


Figure VI.2. Ferraillage des poteaux circulaires

VI.3. Ferraillage des poutres

VI.3.1. Introduction

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants. Le ferraillage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple (voir annexe). On fait le calcul pour les situations suivantes

Combinaisons donné par BAEL.91 [1]

- Situation durable $\begin{cases} 1,35G + 1,5Q \\ G + Q \end{cases}$

Combinaisons donné par RPA99 VERSION 2003 [2]

- Situation accidentelle $\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm Q \end{cases}$

VI.3.2. Recommandation du RPA99 version 2003

- 1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- 2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- 3- La longueur minimale de recouvrement est de 50Ø en zone III.
- 4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

VI.3.3. Calcul du ferraillage

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre porteuse).
- Sens non porteur (poutre non porteuse).

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants

1. Ferraillage des poutres

a. Poutres porteuses

Section (cm ²)	Position	combinaison	N°	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
35x60	Travée	0,8G+Ex	3103	508,76	35,52	0	10,50
	Appui	G+Q+Ex	3022	556,46	0	40,69	

Tableau VI.15. Ferraillage des poutres porteuses (35x60)

b. Poutres non porteuses

Section (cm ²)	Position	combinaison	N°	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
35x45	Travée	G+Q+Ey	5568	465,39	43,03	11,80	7,87
	Appui	G+Q+Ey	5567	463,67	11,67	42,89	

Tableau VI.16. Ferraillage des poutres non porteuses (35x45)

c. Poutres de chaînage

Section (cm ²)	Position	combinaison	N°	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
35x45	Travée	0.8G+Ey	737	67,65	5,03	0	7,87
	Appui	1,35G+1,5Q	1310	108,21	0	8,29	

Remarque

Nous ne pouvons pas utiliser les résultats du tableau ci-dessus pour ferrailler les poutres de chaînage car ils sont inférieurs aux résultats prouvés au chapitre précédent.

Donc nous utilisons ce tableau suivant :

Section	Position	N ^r (kN)	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{s(RPA)} ^{min} (cm ²)
35x45	Travée	152,276	372,324	7,97	0	7,87
	Appui	283,386	433,505	0	29,68	

Tableau VI.17. Ferraillage des poutres de chaînage (35x45)

VI.3.4. Choix des armatures

Le ferraillage final adopté est donné par le tableau suivant :

1- **Les poutres**

Section (cm ²)	Position	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	A _s ' (cm ²)	Choix des armatures pour A _s	A _s ^{adp} (cm ²)	Choix des armatures pour A _s '	A _s ^{adp} (cm ²)
35x60	Travée	10,50	35,52	0	8T25	39,27	4T25	19,64
	Appui	10,50	0	40,69	10T25	8,05	4T16	49,11
35x45	Travée	7,87	43,03	11,80	10T25	49,11	4T25	19,64
	Appui	7,87	11,67	42,89	10T25	19,64	4T25	49,11
35x45	Travée	7,87	7,97	0	8T20	25,14	4T16	8,05
	Appui	7,87	0	29,68	10T20	8,05	4T16	31,43

Tableau VI.18. Choix des armatures pour les poutres

VI.3.5. Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \quad [1]$$

Avec :

$$f_{t28}=2,1MPa ; f_e=400MPa$$

Section (cm ²)	A _{s(choisi)} ^(min) (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	Vérification
35x60	19,64	2,28	Vérifiée
35x45	19,64	1,71	
35x45	8,05	1,71	

Tableau VI.19. Vérification de la condition de non fragilité

VI.3.6. Vérification vis-à-vis de l'E.L.S

La fissuration est considérée préjudiciable

Nous devons vérifier que

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left(\frac{f_e}{2} ; 110 \sqrt{\eta F_{tj}} \right) \right\} = 201,63 MPa \end{array} \right.$$

Section (cm ²)	Position	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
35x60	Travée	110,29	3,56	15	60,50	201,63	Oui
	Appui	205,49	8,40		54,10		
35x45	Travée	94,25	4,44		56,10		
	Appui	111	4,52		42,80		
35x45	Travée	33,29	2,27		38,30		
	Appui	78,07	5,26		40,70		

VI.3.7. Vérification de l’effort tranchant

a. Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : l’effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa})$ Fissuration préjudiciable (Art III.2.a page108 BAEL91).

Section (cm ²)	T _u ^{max} (kN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Vérifiée
35x60	270,44	1,43	2,50	Oui
35x45	143,05	1,01		
35x45	69,48	0,49		

Tableau VI.20. Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poutres

b. Calcul des armatures transversales

L’acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE40 (f_e=400MPa).

- Selon le BAEL 91 [I]

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min} (0,9 d ; 40 \text{ cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{t28}}{0,9 \frac{f_e}{\gamma_s}} \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right) \end{array} \right. \quad \text{(Art III.3.a BAEL91)}$$

- Selon le RPA 99 version 2003 [2]

$$\begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} & \text{(Art 7.5.2.2 page 67 RPA 99(V2003)} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 2\text{cm}$$

Nous prenons : $\phi_t = 8\text{mm}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Section	$T_u(\text{kN})$	$\tau_u(\text{MPa})$	BAEL91	RPA99		S_t^{adp} (cm)		A_t^{max} (cm ²)	Choix
			$S_t(\text{cm})$	$S_t(\text{cm})\text{ZN}$	$S_t(\text{cm})\text{ZC}$	ZN	ZC		
35x60	270,44	1,43	40	15	30				
35x45	143,05	1,01	36,45	11,25	22,50	10	15	1,57	4T8
35x45	69,48	0,49	36,45	11,25	22,50				

Tableau VI.21. Calcul des armatures transversales

VI.3.8. Recouvrement des armatures transversales

$L_r = 50\phi$ (zone III). (Art 7.5.2.1 page 66 RPA 99 version 2003)

L_r : Longueur de recouvrement.

Nous avons :

- $\phi = 25\text{mm} \dots\dots\dots L_r = 125\text{cm}$
- $\phi = 20\text{mm} \dots\dots\dots L_r = 100\text{cm}$
- $\phi = 16\text{mm} \dots\dots\dots L_r = 80\text{cm}$

VI.3.9. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

a. Appuis intermédiaires

a.1. Vérification des armatures longitudinales [1]

Les armatures longitudinales inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui pour équilibrer l'effort tranchant.

Si : $T_u - \frac{M_{ua}}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ pas de force de traction dans les armatures longitudinales inférieures.

Si : $T_u - \frac{M_{ua}}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ les armatures longitudinales inférieures sont soumises à un effort de traction.

Dans ce cas on doit vérifier que : $A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u - \frac{M_{ua}}{0,9d} \right)$

Section (cm ²)	T_u^{\max} (kN)	M_{ua} (kNm)	$\frac{M_{ua}}{0,9d}$ (kN)	$T_u - \frac{M_{ua}}{0,9d}$ (kN)	$T_u - \frac{M_{ua}}{0,9d} < 0$
35x60	270,44	556,46	1030,48	-760,04	Oui
35x45	143,05	463,67	1272,07	-1129,02	
35x45	69,48	108,21	296,87	-227,39	

Tableau VI.22. Vérification de la section d'armatures pour les poutres

a.2. Vérification de la contrainte de compression de l'aire d'appui [1]

La contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui doit vérifier la relation suivante :

$$\sigma_{bc}^m = \frac{T_u}{a.b} \leq \frac{1,3f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$a = \text{Min}(\hat{a} ; 0,9d)$.

\hat{a} : Largeur d'appuis sans l'enrobage ($\hat{a} = c - c' - 2cm$)

c' : L'enrobage ($c' = 3cm$).

c : Largeur du poteau en appui.

b : Largeur de la poutre.

Section (cm ²)	a(cm)	a (cm)	T _u ^{max} (kN)	σ _{bc} ^m (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérification
35x60	66	48,60	270,44	1,59	21,67	Vérifiée
35x45	66	36,45	143,05	1,12		
35x45	66	36,45	69,48	0,54		

VI.3.10. Arrêt des barres [1]

- Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$
- Armatures supérieures : $h' \geq \begin{cases} \frac{L^{\max}}{4} & \text{Appuis en travée de rive} \\ \frac{L^{\max}}{5} & \text{Appuis en travée intermédiaire} \end{cases}$

Avec : $L = \text{Max}(L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$

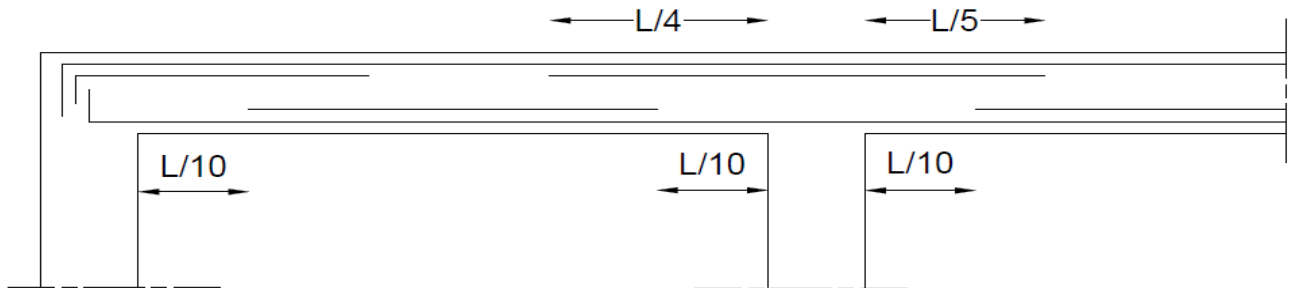


Figure VI.3. Arrêt des barres

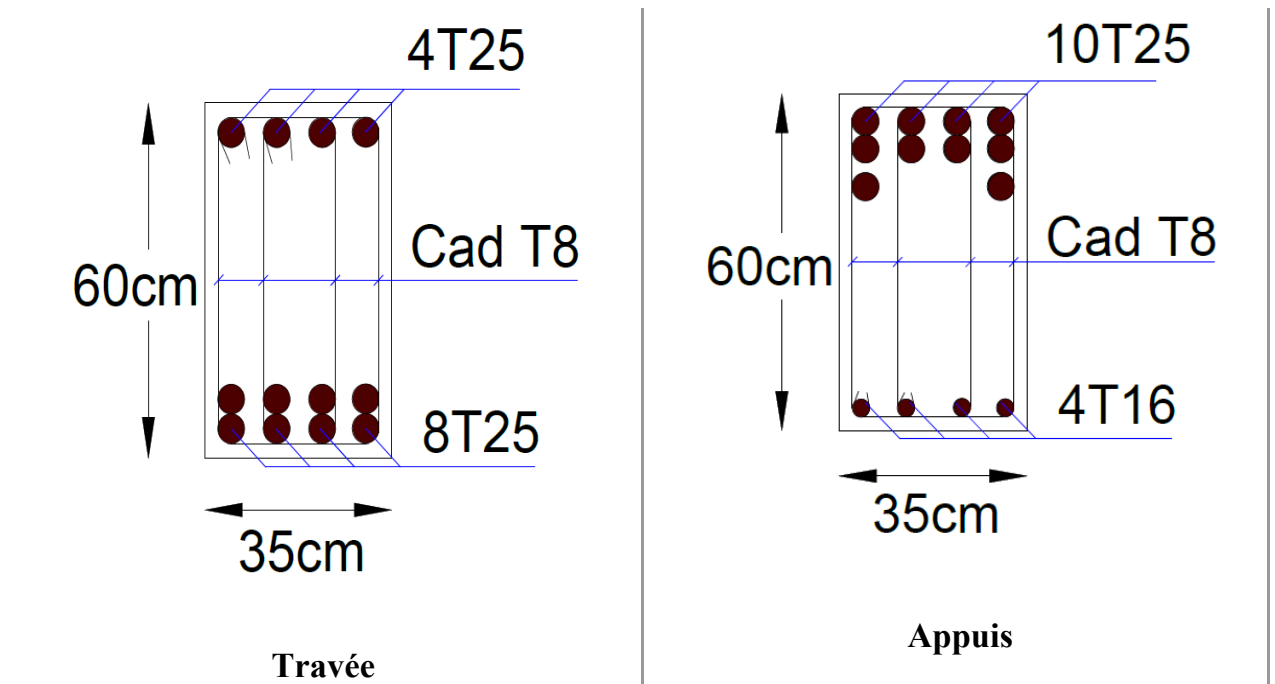


Figure VI.4. Ferraillage des poutres porteuses

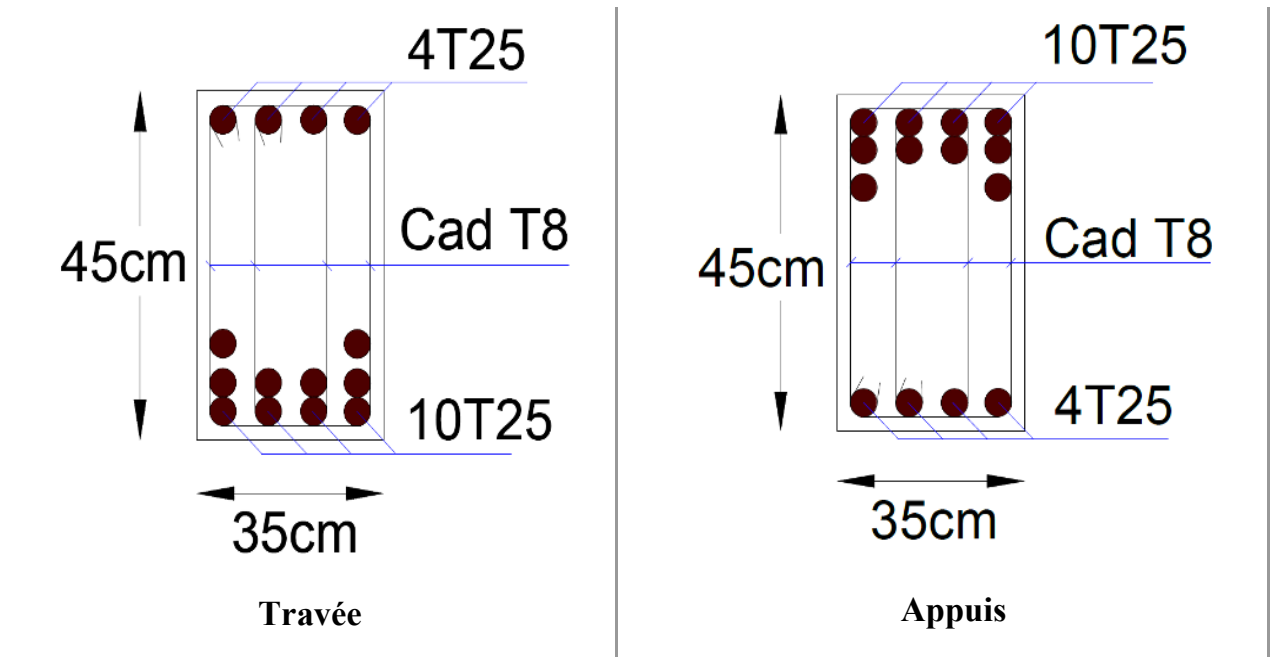


Figure VI.5. Ferraillage des poutres non porteuses

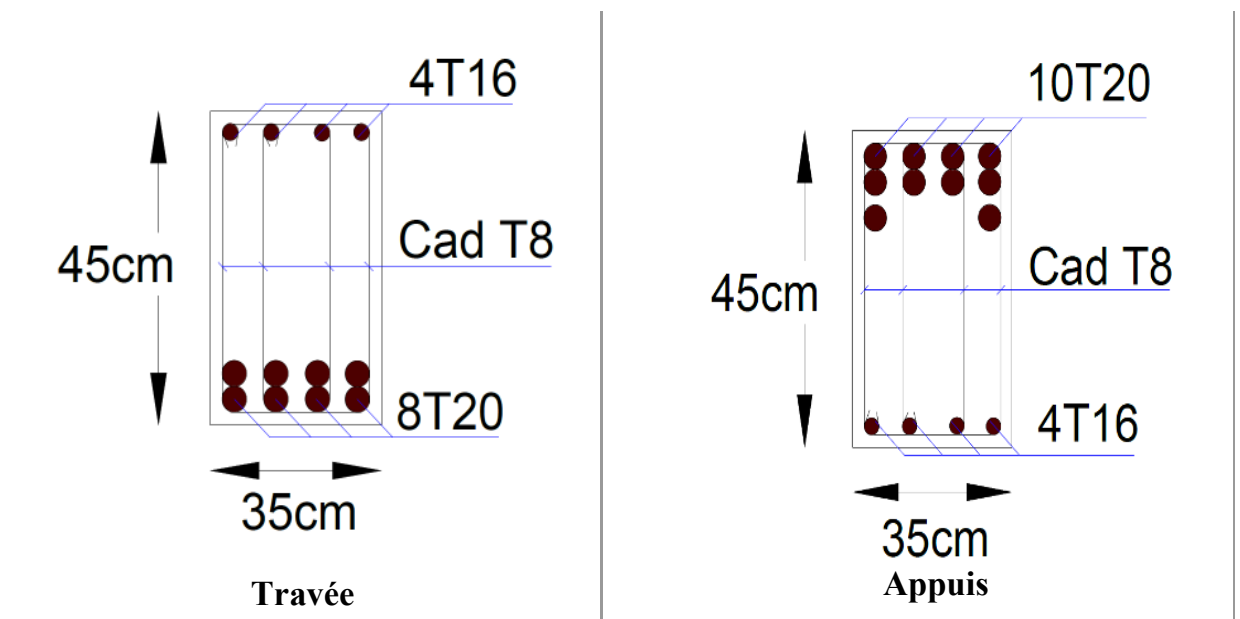


Figure VI.6. Ferraillage des poutres de chaînage

VI.4. Ferrailage des voiles

VI.4.1 Généralités

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan.

Ces éléments peuvent être :

- En maçonnerie non armée ou armée. auxquels on réservera le nom de murs.
- En béton armé ou non armé appelés voiles.

On utilise aussi l'expression murs en béton banché pour désigner les voiles en béton non armé. Une banche est un outil de coffrage de grande surface.

On va traiter l'étude des voiles par la méthode des contraintes :

Pour le ferrailage des trumeaux, le calcul et la disposition des aciers verticaux et les aciers horizontaux est conformément aux règlements **B.A.E.L 91** et **RPA 99**.

VI.4.2 Ferrailage des voiles

Le ferrailage de ces voiles est déterminé par la méthode des contraintes.

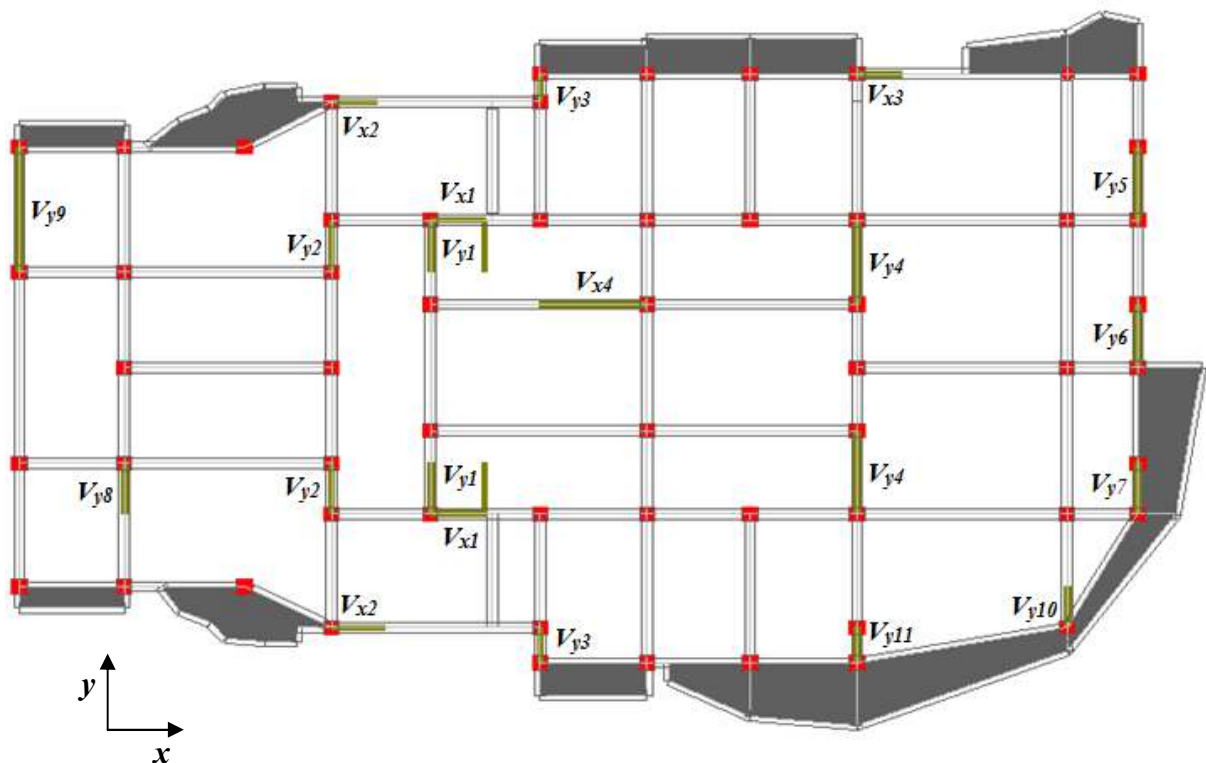


Figure VI.7. Disposition des voiles dans la structure

➤ Procédure de ferrailage des trumeaux

• Introduction

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base. La **figure** ci-après montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.

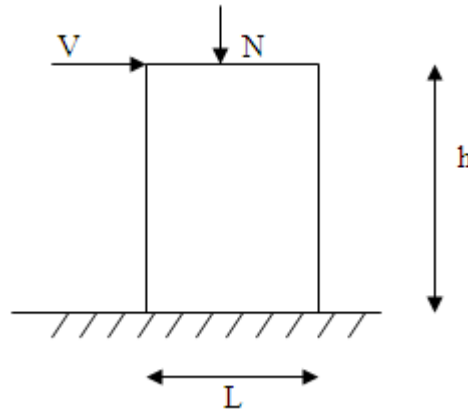


Figure VI.8. Section rectangulaire, soumise à la flexion composée

Le voile est donc sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

- 1- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage ρ_{V0}) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage ρ_V)
- 2- D'armatures horizontales, parallèles aux faces des murs, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage ρ_H
- 3- Les armatures transversales (epingles) (perpendiculaires aux parement du voile).

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures de l'âme horizontales et verticales ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

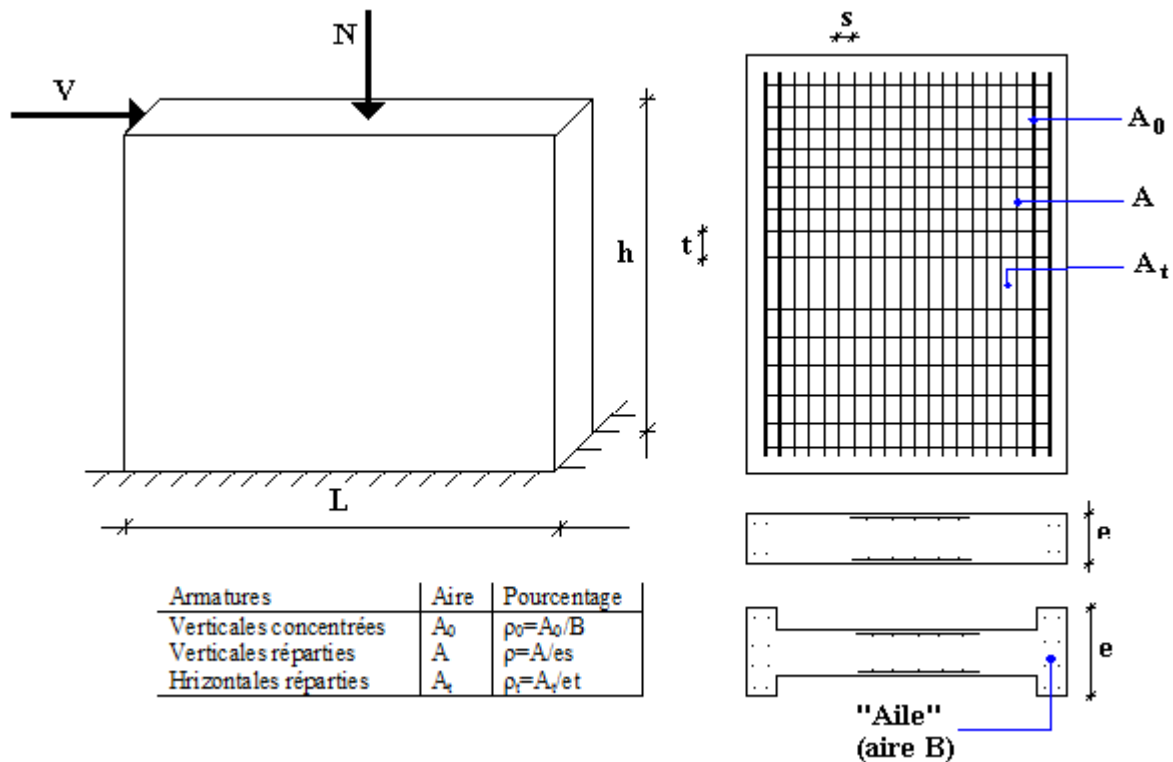


Figure VI.9. Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage

➤ **Préconisation du BAEL91**

• **Justifications sous sollicitations normales**

a. **Conditions d'application**

- La longueur d du mur : $d \geq 5a$
- L'épaisseur a du mur :
 - $a \geq 10cm$ pour les murs intérieurs.
 - $a \geq 12cm$ pour les murs extérieurs comportant une protection.
 - $a \geq 15cm$ pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.
- L'élançement mécanique λ : $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité r : $r \geq 3a$

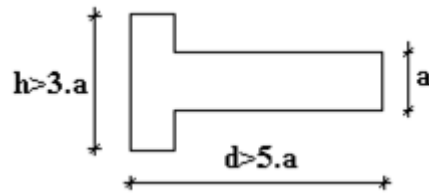


Figure VI.10. Définition de l'élément mur

b. Longueur de flambement (murs non raidi latéralement)

Soit :

l : la hauteur libre du mur;

l_f : la longueur libre de flambement d'un mur non raidi.

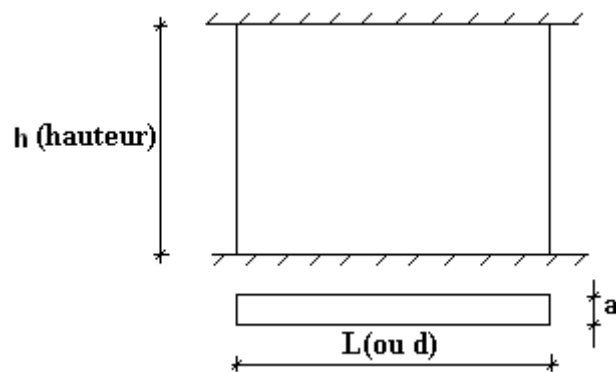


Figure VI.11. Mur encastré

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement de l_f déduit de la hauteur libre du mur l , en fonction de ses liaisons avec le plancher. Les valeurs du rapport $\left(\frac{l_f}{l}\right)$ sont données par le tableau suivant :

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encastré en tête et en pied	Il existe un plancher de part et d'autre	0,80	0,85
	Il existe un plancher d'un seul côté	0,85	0,90
Mur articulé en tête et en pied		1,00	1,00

Tableau .VI.23. Valeurs de $\left(\frac{l_f}{l}\right)$

L'élancement mécanique λ se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

Effort de compression en ELU

Soient :

l_f : longueur de flambement calculée en (b)

a : épaisseur du voile

d : longueur du voile

f_{c28} : 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 $\gamma_s = 1$)

Nota

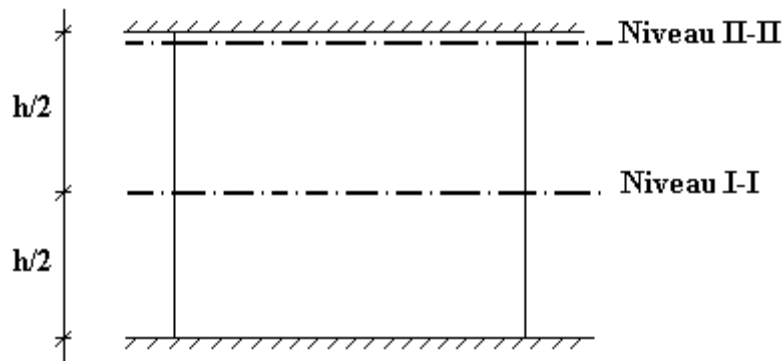
Les valeurs de α données par le tableau ci dessous sont valables dans le cas ou plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours.

	Notation	Unités	Voiles armé verticalement	Voile non armé verticalement
Elancement	λ	/	$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
Section réduite	B_r	m ²	d(a-0,02)	
Pour $\lambda \leq 50$	α	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30} \right)^2}$
Pour $50 \leq \lambda \leq 80$			$0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$	
Effort limite ELU	$N_{u \text{ lim}}$	kN	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right]$
Contraintes limites	σ	kPa	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$

Tableau VI.24. Calcul de $\sigma_{u \text{ lim}}$

Remarque

La contrainte limite vaut $\sigma_{u\text{lim}} = \frac{N_{u\text{lim}}}{a d}$ que nous appelions σ_{bna} ou σ_{ba} suivant que le béton est non armé ou armé.

c. Niveaux de vérification

On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- 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.

d. Aciers minimaux

Si $\sigma_u^c < \sigma_{bna}$ on a pas besoin d'armatures comprimées, on prendra alors les valeurs minimales données par le tableau suivant : (σ_u^c est la contrainte de compression ultime calculée).

L'épaisseur du voile est désignée par la lettre a .

1. Aciers verticaux, aciers horizontaux

	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Espacement maximal entre axes	$S_t \leq \min(0,33m ; 2a)$	$S_t \leq 0,33m$
Acier minimal	$A_{sv} \geq \rho_v d a$	$\rho_H = \frac{A_H}{100a} \geq \text{Max} \left[\frac{2\rho_{vMax}}{3}; 0,001 \right]$
Pourcentage minimal	$\rho_v = \text{Max} \left[0,001; 0,0015 \frac{400\theta}{f_c} \left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_{u\lim}} - 1 \right) \right]$ par moitié sur chaque face Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire	ρ_{vMax} = le pourcentage vertical de la bande la plus armée

Tableau VI.25. Aciers verticaux et horizontaux

- La section d’armatures correspondant au pourcentage ρ_v doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée.
- La section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d’une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l’élément de mur limité par des ouvertures.

2. Aciers transversaux (perpendiculaire aux parements)

Seuls les aciers verticaux (de diamètre ϕ_l) pris en compte dans le calcul de $N_{u\lim}$ sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre ϕ_t)

	Nombres d’armatures transversales	Diamètre ϕ_t
$\phi_l \leq 12\text{mm}$	4 épingles par m^2 de voile	6mm
$12\text{ mm} < \phi_l \leq 20\text{mm}$	Reprendre toutes les barres verticales	6mm
$20\text{mm} < \phi_l$	Espacement $\leq 15 \phi_l$	8mm

Tableau VI.26. Aciers transversaux

e. Cisaillement

Aucune vérification à l'effort tranchant ultime n'est exigée en compression si le cisaillement est inférieur à $0,05f_{c28}$ (il faudra donc vérifier que $S_{12} \leq 0,05f_{c28}$)

- **méthode simplifiée basée sur les contraintes (calcul des aciers verticaux)**

Comme déjà dit, les voiles du Bâtiment sont sollicités en flexion composée.

Les contraintes normales engendrées (σ) peuvent être soit des contraintes de compression ou de traction

1 - Zone comprimée

Si $\sigma < 0 \rightarrow$ compression

2 - Zone tendue

Si $\sigma > 0 \rightarrow$ traction

Lorsqu' une partie (zone) du voile est tendue, la contrainte de traction (moyenne) σ_m vaut :

$$\sigma_m = \frac{F_T}{(e \times l_m)}$$

Avec :

F_T : force de traction.

e : épaisseur du voile.

l_m : longueur de la section considérée (ici maille).

Cette contrainte entraîne une section d'acier A_s tel que : $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$

Cette quantité d'acier sera répartie en deux nappes (une sur chaque face du voile).

Rappelons que les voiles ont été modélisés par des éléments Shell à 4 nœuds.

Un maillage horizontal et vertical (voir figure ci après) de chaque voile est nécessaire pour approcher les valeurs réelles des contraintes.

Le rapport (a/b) des dimensions de la maille est choisi proche de l'unité

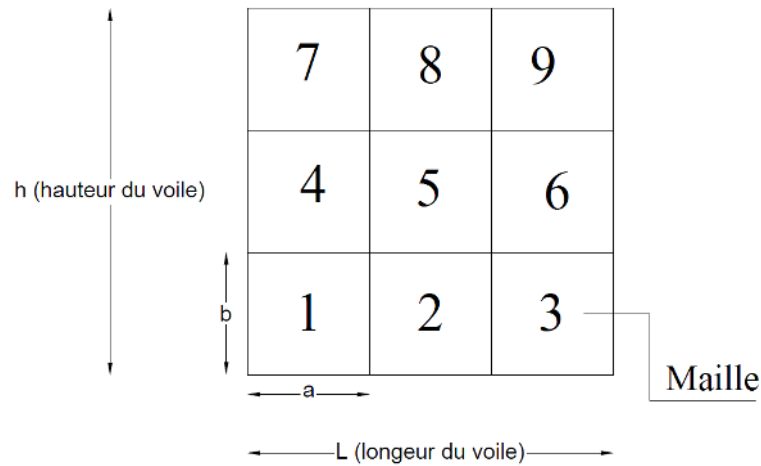


Figure VI.12. Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque

La lecture des contraintes moyennes (de traction ou de compression) se fait directement au milieu de chaque maille dont le ferraillage est calculé par l'équation (1) dans le cas de la traction.

- **Aciers horizontaux**

$$A_{h1} = \frac{2}{3} A_v, \quad (A_v = A_s \text{ précédemment définie})$$

$$A_{h2} = \frac{\bar{\tau}_u b_0 S_t}{0,8(0,8f_e)} = \frac{1,4 \tau_u a S_t}{0,8f_e} 1,25,$$

$\tau_u = S_{12}$ Est donnée par les résultats du logiciel **SAP2000**,

S_t : Espacement maximal trouvé pour A_v ,

$b_0 = a$ (épaisseur du trumeau)

$$A_h \geq \text{Max} (A_{h1}, A_{h2})$$

- **Aciers supplémentaires et dispositions constructives**

➤ **Aciers de peau** : pour limiter les effets hygrothermiques (voir le tableau ci-dessous)

<i>Aciers de peau</i>	<i>Unité</i>	<i>Aciers verticaux</i>	<i>Aciers horizontaux</i>
<i>Section minimale</i>	cm^2	$0,6 \frac{400}{f_e}$	$1,2 \frac{400}{f_e}$
<i>Espacement maximal</i>	m	0,50	0,33

Tableau.VI.27. Aciers supplémentaires

- **Préconisation du règlement parasismique algérien (RPA 99/VER2003)**

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 0,20%.
- 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.
- 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.
- Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $l/10$ de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

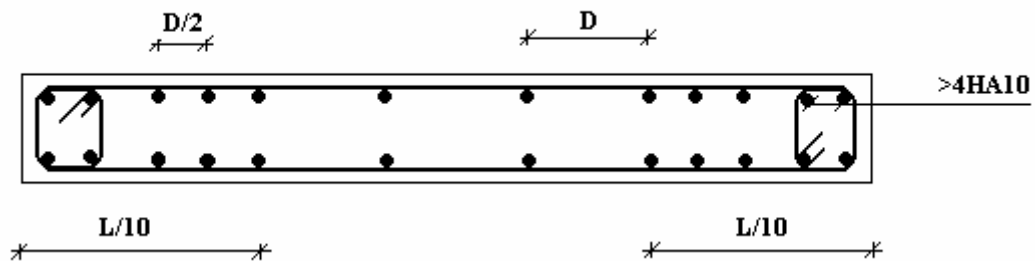


Figure VI.13. Disposition des armatures verticales dans les voiles

a. Aciers horizontaux

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . 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.

b. Règles communes

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- 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 : $S \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30cm \end{cases}$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- 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 :
 - 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- 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 : $A = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

VI.4.3. Exemple de calcul (V_{x1})

Soit le voile de longueur

$L = 1,80m$

$a = 0,20 m$ (épaisseur)

$h_e = 4,08 m$ (hauteur d'étage)

• **Contraintes limites**

Pour une hauteur d'étage de 4,08m d'où la hauteur libre est égale à :

▪ $h_e = 4,08 - 0,60 = 3,48m$ (0,60m : hauteur de la poutre)

	Unité	Béton non armé	Béton armé
Longueur de flambement l_f	m	$0,85 \times 3,48 = 2,958$	$0,80 \times 3,48 = 2,784$
Elancement λ	/	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0.2} = 51,234$	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0.2} = 48,220$
Coefficient α	/	0,410	0,428
Section réduite B_r (par ml) Avec $d = 1\text{ m}$	m^2	$(a-0,02)1 = (0,20-0,02)1 = 0,18$	0,18
Contraintes limites $\sigma = \frac{N_{u \text{ lim}}}{a d}$ Avec $d = 1\text{ m}$	MPa	$\sigma_{bna} = 0,410 \left[\frac{0,18 \times 25}{0,9 \times 1,15 \times 0,20} \right]$ $\sigma_{bna} = 8,91 \text{ MPa}$	$\sigma_{ba} = \frac{0,428}{0,20} \left(\frac{0,18 \times 25}{0,9 \times 1,15} + A_s \frac{400}{1} \right)$ $\sigma_{ba} = 9,47 \text{ MPa}$

Tableau VI.28. Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple (V₁)

• **Remarque**

$\sigma_{ba} = 14,719 \text{ MPa}$ correspondant à $A_s = 0,1\%$ de B_{et}

$$B_{et} = (0,20) (1) \text{ m}^2$$

$$A_s = 2 \text{ cm}^2 = 2 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

• **Armatures de traction**

On pourra décomposer la zone tendue en bande dont la longueur l^i est telle que :

$$l^i = \frac{L}{2} = 0,90 \text{ m} \text{ avec : } L = 1,80 \text{ m (longueur de voile)}$$

Maille (ou élément de voile)	1	2
Dimensions (m ²) $(a \cdot l) = S_j$	0,18	0,18
Contrainte moyenne par bande σ_j (MPa)	1,22	0,76
Force de traction $F_t(\text{MN}) = \sigma_j S_j$	0,22	0,14
Section d'acier (cm ²) $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$ (situation accidentelle $\gamma_s = 1$)	5,50	3,50
Aciers minimaux (cm ²) 1. Selon BAEL: $0,1\% S_{\text{béton}}$ 2. Selon RPA99: $0,2\% S_{\text{béton}}$	1,80 3,60	1,80 3,60
τ (MPa)	1,58	1,58
Acier de couture A_{vj} (cm ²)	10,94	10,94
Somme (cm ²)	16,44	14,54
Choix	2x6T14	2x5T14
A_v adopté	18,48	15,39
S_i : espacement (cm)	15	15

Tableau.VI.29. Calcul des armatures verticales de l'exemple (V₁)

- **Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture)** “RPA99 version 2003”

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad ; \quad \bar{V} = 1,4V_u^{cal} \quad ; \quad V_u^{cal} = S_{12} \cdot a \cdot l$$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{1,58 (200)(900)}{400} 1,4 \cdot 10^{-2} = 10,94 \text{ cm}^2$$

- **Aciers horizontaux**

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u \cdot a \cdot S_t}{(0,8 f_e) 0,8}$$

$$\bar{\tau}_u = 1,4 \tau_u = 1,4 S_{12}$$

$$S_{t \min} = 300 \text{ mm}$$

$$A_{h1} = \frac{1,4 (1,58) (200) (300)}{(0,8) (400) (0,8)} \cdot 10^{-2} = 5,18 \text{ cm}^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v \quad ; \quad A_v = \{ \text{section d'acier vertical de la bande la plus armée} \}$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (5,50) = 3,67 \text{ cm}^2$$

$$A_{h \min} = (0,15\%) \cdot a \cdot l = \frac{0,15}{100} (20)(90) = 2,70 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_h = \text{Max}(A_{h1}, A_{h2}, A_h^{\min}) = 5,18 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 2 \times 7T10 = 11 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } S_t = \frac{900}{7} = 129 \text{ mm}$$

Nous prenons : $S_t = 129 \text{ mm} < S_{t \min} = 300 \text{ mm}$ *Vérifiée*

- Sens x-x

Hauteur (m)	bande	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	τ_u (MPa)	A_{vj} (cm ²)	A_v (cm ²)	Le choix	$A_{adopté}$ (cm ²)	S_i (cm)
0-8,16	1	0,18	1,22	0,21	5,49	1,58	10,94	16,43	2x6T14	18,48	15
	2	0,18	0,76	0,13	3,42			14,54	2x6T14	18,48	15
43,36-52,96	1	0,18	1,10	0,19	4,59	1,28	8,87	13,46	2x6T12	13,57	15
	2	0,18	0,34	0,061	1,53			12,47	2x6T12	13,57	15
52,96-59,36	1	0,18	1,18	0,21	5,11	0,64	4,30	9,41	2x6T10	9,42	15
	2	0,18	0,46	0,082	2,07			6,37	2x6T10	9,42	15

Tableau VI.30. Calcul des armatures du voile (Vx1, L=1,8m)

Hauteur (m)	bande	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	τ_u (MPa)	A_{vj} (cm ²)	A_v (cm ²)	Le choix	$A_{adopté}$ (cm ²)	S_i (cm)
0-8,16	1	0,15	1,42	0,21	5,32	1,30	7,50	12,83	2x6T12	13,58	10
43,36-52,96	1	0,15	0,92	0,13	3,45	0,66	3,81	7,26	2x6T10	9,42	10
	2	0,15	0,46	0,06	1,72			6,81	2x6T10	9,42	10
52,96-59,36	1	0,15	1,22	0,18	4,57	0,70	4,04	8,61	2x6T10	9,42	10
	2	0,15	0,76	0,11	2,85			7,04	2x6T10	9,42	10

Tableau VI.31. Calcul des armatures du voile (Vx2, L=1,5m)

Hauteur (m)	bande	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	τ_u (MPa)	A_{vj} (cm ²)	A_v (cm ²)	Le choix	$A_{adopté}$ (cm ²)	S_i (cm)
0-8,16	1	0,15	1,32	0,19	4,95	1,23	7,10	12,05	2x6T12	13,58	10
52,96-59,36	1	0,15	1,11	0,16	4,16	0,54	3,11	7,28	2x6T10	9,43	10
	2	0,15	1,49	0,22	5,58			8,70	2x6T10	9,43	10

Tableau VI.32. Calcul des armatures du voile (Vx3, L=1,5m)

Hauteur (m)	bande	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	τ_u (MPa)	A_{vj} (cm ²)	A_v (cm ²)	Le choix	$A_{adopté}$ (cm ²)	S_i (cm)
0-8,16	3	0,176	1,11	0,19	4,88	1,65	11,18	16,06	2x6T14	18,48	10
	4	0,176	1,93	0,33	7,29			18,47	2x6T14	18,48	10
43,36-52,96	1	0,176	1,12	0,19	4,92	0,88	5,96	10,89	2x6T12	13,57	10
	3	0,176	0,38	0,06	1,67			9,48	2x6T12	13,57	10
	4	0,176	0,61	0,10	2,68			9,48	2x6T12	13,57	10
52,96-59,36	1	0,176	0,52	0,09	2,28	0,76	5,14	8,66	2x6T10	9,43	10
	2	0,176	0,25	0,04	1,10			8,66	2x6T10	9,43	10
	3	0,176	0,22	0,03	0,96			8,66	2x6T10	9,43	10
	4	0,176	0,62	0,11	2,72			8,66	2x6T10	9,43	10

Tableau VI.33. Calcul des armatures du voile (Vx4, L=3,55m)

- Sens y-y

Hauteur (m)	bande	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	τ_u (MPa)	A_{vj} (cm ²)	A_v (cm ²)	Le choix	$A_{adopté}$ (cm ²)	S_i (cm)
0-8,16	1	0,18	1,70	0,30	7,65	1,06	7,34	14,99	2x8T12	18,10	10
43,36-52,96	1	0,18	1,43	0,25	6,43	0,40	2,77	9,20	2x8T10	12,57	10
	2	0,18	0,29	0,05	1,30			6,37	2x8T10	12,57	10
52,96-59,36	1	0,18	2,01	0,36	9,04	0,28	1,94	10,98	2x8T10	12,57	10
	2	0,18	0,50	0,09	2,25			5,54	2x8T10	12,57	10

Tableau VI.34. Calcul des armatures du voile (Vy1, L=1,8m)

Hauteur (m)	bande	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	τ_u (MPa)	A_{vj} (cm ²)	A_v (cm ²)	Le choix	$A_{adopté}$ (cm ²)	S_i (cm)
43,36-52,96	1	0,18	1,20	0,21	5,40	0,94	6,51	11,91	2x8T10	12,57	10
	2	0,18	0,94	0,16	4,23			10,74	2x8T10	12,57	10
52,96-59,36	1	0,18	1,48	0,26	6,66	0,71	4,92	11,58	2x8T10	12,57	10
	2	0,18	1,08	0,19	4,86			9,78	2x8T10	12,57	10

Tableau VI.35. Calcul des armatures du voile (Vy2, L=1,8m)

Hauteur (m)	bande	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	τ_u (MPa)	A_{vj} (cm ²)	A_v (cm ²)	Le choix	$A_{adopté}$ (cm ²)	S_i (cm)
43,36-52,96	1	0,125	1,01	0,12	3,15	0,70	3,36	6,52	2x8T10	12,57	10
	2	0,125	0,32	0,04	1			5,86	2x8T10	12,57	10
52,96-59,36	1	0,125	1,75	0,21	5,46	1,28	6,16	11,62	2x8T10	12,57	10
	2	0,125	0,66	0,08	2,06			8,66	2x8T10	12,57	10

Tableau VI.36. Calcul des armatures du voile (Vy3, L=1,25m)

Hauteur (m)	bande	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	τ_u (MPa)	A_{vj} (cm ²)	A_v (cm ²)	Le choix	$A_{adopté}$ (cm ²)	S_i (cm)
0-8,16	1	0,20	1,92	0,38	9,60	1,51	11,62	21,22	2x8T14	24,63	10
43,36-52,96	1	0,20	1,43	0,28	7,15	0,70	5,39	12,54	2x8T10	12,57	10
52,96-59,36	1	0,20	1,10	0,22	5,50	0,61	4,69	10,19	2x8T12	12,57	10
	2	0,20	1,42	0,28	7,10			11,79	2x6T12	13,57	10
	3	0,20	1,67	0,33	8,35			13,04	2x8T12	12,57	10

Tableau VI.37. Calcul des armatures du voile (Vy4, L=3m)

Hauteur (m)	bande	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	τ_u (MPa)	A_{vj} (cm ²)	A_v (cm ²)	Le choix	$A_{adopté}$ (cm ²)	S_i (cm)
0-8,16	1	0,174	2,24	0,38	9,74	1,54	10,31	20,06	2x7T14	21,56	10
	2	0,174	0,13	0,022	0,56			13,79	2x7T12	15,84	10
	3	0,174	1,04	0,18	4,52			14,84	2x7T14	21,56	10
43,36-52,96	1	0,174	1,51	0,26	6,56	0,79	5,29	11,86	2x7T12	15,83	10
	3	0,174	1,50	0,26	6,52			11,81	2x7T12	15,83	10
52,96-59,36	1	0,174	0,29	0,05	1,26	0,61	4,08	7,56	2x7T10	11,00	10
	2	0,174	0,61	0,10	2,65			7,56	2x7T12	15,83	15
	3	0,174	1,89	0,32	8,22			12,30	2x7T12	15,83	10

Tableau VI.38. Calcul des armatures du voile (Vy5, L=2,60m)

Hauteur (m)	bande	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	τ_u (MPa)	A_{vj} (cm ²)	A_v (cm ²)	Le choix	$A_{adopté}$ (cm ²)	S_i (cm)
0-8,16	1	0,15	1,10	0,16	4,12	1,51	8,72	12,84	2x6T12	13,58	10
	3	0,15	1,01	0,15	3,78			12,50	2x6T12	13,58	10
43,36-52,96	1	0,15	0,91	0,13	3,41	1,07	6,17	9,59	2x6T12	13,58	10
	3	0,15	0,34	0,05	1,27			9,17	2x6T12	13,58	10
52,96-59,36	1	0,15	1,78	0,26	6,67	0,58	3,34	10,02	2x6T12	13,58	10
	2	0,15	1,13	0,16	4,23			7,58	2x5T10	7,86	15
	3	0,15	1,05	0,15	3,93			7,28	2x6T12	13,58	10

Tableau VI.39. Calcul des armatures du voile (Vy6, L=2,25m)

Hauteur (m)	bande	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	τ_u (MPa)	A_{vj} (cm ²)	A_v (cm ²)	Le choix	$A_{adopté}$ (cm ²)	S_i (cm)
0-8,16	1	0,18	0,68	0,12	3,06	1,12	7,76	11,36	2x6T12	13,58	15
	2	0,18	0,20	0,03	0,90			11,36	2x6T12	13,58	15
43,36-52,96	1	0,18	0,75	0,13	3,37	0,91	6,30	9,90	2x6T12	13,58	15
	2	0,18	0,29	0,05	1,30			9,90	2x6T12	13,58	15
52,96-59,36	1	0,18	0,90	0,16	4,05	0,37	2,56	6,61	2x6T10	9,42	15
	2	0,18	0,75	0,13	3,37			6,16	2x6T10	9,42	15

Tableau VI.40. Calcul des armatures du voile (Vy7, L=1,80m)

Hauteur (m)	bande	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	τ_u (MPa)	A_{vj} (cm ²)	A_v (cm ²)	Le choix	$A_{adopté}$ (cm ²)	S_i (cm)
0-8,16	1	0,18	1,24	0,22	5,58	1,15	7,96	13,54	2x6T12	13,58	15
43,36-52,96	1	0,18	0,41	0,07	1,81	0,65	4,45	8,05	2x6T10	9,42	15
	2	0,18	1,11	0,19	4,99			9,41	2x6T10	9,42	15
52,96-59,36	1	0,18	0,41	0,07	1,84	0,61	4,22	7,82	2x6T12	13,58	15
	2	0,18	1,74	0,31	7,83			12,05	2x6T12	13,58	15

Tableau VI.41. Calcul des armatures du voile (Vy8, L=1,80m)

Hauteur (m)	bande	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	τ_u (MPa)	A_{vj} (cm ²)	A_v (cm ²)	Le choix	$A_{adopté}$ (cm ²)	S_i (cm)
0-8,16	1	0,178	2,39	0,42	10,63	1,80	12,33	22,97	2x8T14	24,64	10
	2	0,178	0,58	0,10	2,58			15,89	2x6T14	18,48	10
	4	0,178	0,29	0,05	1,29			15,89	2x6T14	18,48	10
	5	0,178	1,69	0,30	7,52			19,85	2x8T14	24,64	10
8,16-43,36	1	0,178	1,90	0,33	8,45	1,31	8,97	17,43	2x8T12	18,10	10
	2	0,178	0,26	0,04	1,15			12,53	2x6T12	13,57	10
	5	0,178	1,22	0,21	5,42			14,40	2x8T12	18,10	10
43,36-52,96	1	0,178	1,30	0,23	5,78	0,61	4,18	9,96	2x8T10	12,57	10
	4	0,178	0,35	0,06	1,55			7,74	2x6T10	9,42	10
	5	0,178	1,58	0,28	7,03			1,21	2x8T10	12,57	10
52,96-59,36	1	0,178	1,05	0,18	4,67	0,73	5	9,67	2x8T10	12,57	10
	2	0,178	0,22	0,04	0,97			8,56	2x6T10	9,43	10
	3	0,178	0,049	0,01	0,21			8,56	2x3T14	9,24	10
	4	0,178	0,30	0,05	1,33			8,56	2x6T10	9,43	10
	5	0,178	1,36	0,24	6,05			11,05	2x8T10	12,57	10

Tableau VI.42. Calcul des armatures du voile (Vy9, L=4,45m)

Hauteur (m)	bande	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	τ_u (MPa)	A_{vj} (cm ²)	A_v (cm ²)	Le choix	$A_{adopté}$ (cm ²)	S_i (cm)
43,36-52,96	1	0,145	1,40	0,20	5,07	0,65	3,62	8,70	2x6T10	9,43	10
	2	0,145	1,01	0,14	3,66			7,28	2x6T10	9,43	10
52,96-59,36	1	0,145	1,62	0,23	5,87	0,72	4,02	9,89	2x6T12	13,57	10
	2	0,145	1,13	0,16	4,09			8,11	2x6T12	13,57	10

Tableau VI.43. Calcul des armatures du voile (Vy10, L=1,45m)

Hauteur (m)	bande	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	τ_u (MPa)	A_{vj} (cm ²)	A_v (cm ²)	Le choix	$A_{adopté}$ (cm ²)	S_i (cm)
52,96-59,36	1	0,125	0,41	0,05	1,28	0,72	3,46	5,96	2x5T10	7,86	10
	2	0,125	1,05	0,13	3,28			6,74	2x5T10	7,86	10

Tableau VI.44. Calcul des armatures du voile (Vy11, L=1,25m)

• Armature verticale de compression

Si $\sigma^{max} < \sigma_{ba} \Rightarrow$ le voile n'est pas armé à la compression, on prend la section minimale

$$\rho_v = \text{Max} \{ \text{min BAEL} ; \text{min RPA 99} \}$$

Selon le BAEL $\rho_v = 0,10\%$

Selon le RPA 99 $\rho_v = 0,15\%$

$$A_{v\text{ cal}} = \text{Max}(A_{v\text{ RPA}} , A_{v\text{ BAEL}})$$

Le tableau présente les valeurs des sections d'aciers de compression :

Voiles	Niveaux	A_v^{cal} (cm ²)	choix	$A_{adopté}$ (cm ²)	S_i (cm)
V_{x1}	8,16-43,36	2,70	2x6T10	9,42	15
V_{x2}	0-8,16	2,25	2x6T10	9,42	10
	8,16-43,36				
V_{x3}	0-8,16	2,25	2x6T12	13,57	10
	8,16-43,36		2x6T10	9,42	
	43,36-52,96				
V_{x4}	0-8,16	2,66	2x6T10	9,42	10
	8,16-43,36				
	43,36-52,96				

V_{y1}	0-8,16	2,70	2x8T12	18,10	10
	8,16-43,36		2x8T10	12,57	
V_{y2}	0-8,16	2,70	2x8T10	12,57	10
	8,16-43,36				
V_{y3}	0-8,16	1,87	2x8T10	12,57	10
	8,16-43,36				
V_{y4}	0-8,16	3	2x6T10	9,42	15
	8,16-43,36				
	43,36-52,96				
V_{y5}	8,16-43,36	2,60	2x7T10	11,00	10
	43,36-52,96				
V_{y6}	0-8,16	2,25	2x5T10	7,85	10
	8,16-43,36				
	43,36-52,96				
V_{y7}	8,16-43,36	2,70	2x6T10	9,42	15
V_{y8}	0-8,16	2,70	2x6T10	9,42	15
	8,16-43,36				
V_{y9}	0-8,16	2,67	2x3T10	4,71	10
	8,16-				

	43,36				
	43,36-52,96				
V_{y10}	0-8,16	2,17	2x6T10	9,42	10
	8,16-43,36				
V_{y11}	0-8,16	1,87	2x5T10	7,85	10
	8,16-43,36				
	43,36-52,96				

Tableau VI.45. Calcul des armatures de compression des voiles

• Aciers horizontaux

Voile	Niveaux	τ_u (Mpa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	A_h (cm ²)	choix	A_h adoptée (cm ²)	S_t (cm)
V_{X1}	0-8,16	1,58	5,18	3,66	2,70	5,18	2x7T10	11,00	10
	43,36-52,96	1,28	4,20	3,30	2,70	4,20			
	52,96-59,36	0,64	2,10	3,54	2,70	3,54			
V_{X2}	0-8,16	1,30	4,26	3,55	2,25	4,26	2x7T10	11,00	10
	43,36-52,96	0,66	2,16	2,30	2,25	2,30			
	52,96-59,36	0,70	2,29	3,05	2,25	3,05			
V_{X3}	0-8,16	1,23	4,03	3,30	2,25	4,03	2x7T10	11,00	10
	52,96-59,36	0,54	1,77	3,72	2,25	3,72			
V_{X4}	0-8,16	1,65	5,41	5,72	2,67	5,72	2x7T10	11,00	10
	43,36-52,96	0,88	2,88	3,32	2,67	3,32			
	52,96-59,36	0,76	2,49	1,84	2,67	2,67			

V_{Y1}	0-8,16	1,06	3,47	5,04	2,67	5,04	2x7T10	11,00	10
	43,36-52,96	0,40	1,31	4,24	2,67	4,24			
	52,96-59,36	0,28	0,91	5,96	2,67	5,96			
V_{Y2}	43,36-52,96	0,94	3,08	3,60	2,70	3,60	2x7T10	11,00	10
	52,96-59,36	0,71	2,33	4,44	2,70	4,44			
V_{Y3}	43,36-52,96	0,70	2,29	3,03	2,70	3,03	2x7T10	11,00	10
	52,96-59,36	1,28	4,20	5,25	2,70	5,25			
V_{Y4}	52,96-59,36	0,61	2	5,56	3	5,56	2x7T10	11,00	10
V_{Y5}	0-8,16	1,54	5,05	6,49	2,61	6,49	2x7T10	11,00	10
	43,36-52,96	0,79	2,59	4,37	2,61	4,37			
	52,96-59,36	0,61	2	5,48	2,61	5,48			
V_{Y6}	0-8,16	1,51	4,95	2,92	2,61	4,95	2x7T10	11,00	10
	43,36-52,96	1,07	3,51	2,63	2,61	3,51			
	52,96-59,36	0,58	1,90	5,16	2,61	5,16			
V_{Y7}	0-8,16	1,12	3,67	2,04	2,70	3,67	2x7T10	11,00	10
	43,36-52,96	0,91	2,98	2,25	2,70	2,98			
	52,96-59,36	0,37	1,21	2,70	2,70	2,70			
V_{Y8}	0-8,16	1,15	3,77	3,72	2,70	3,77	2x7T10	11,00	10
	43,36-52,96	0,65	2,13	3,33	2,70	3,33			
	52,96-59,36	0,61	2	5,22	2,70	5,22			
V_{Y9}	0-8,16	1,80	5,90	7,09	2,67	7,09	2x7T10	11,00	10
	8,16-43,36	1,31	4,29	5,63	2,67	5,63			
	43,36-52,96	0,61	2	4,68	2,67	4,68			

	52,96-59,36	0,73	2,39	4,03	2,67	4,03			
V_{Y10}	43,36-52,96	0,65	2,13	3,38	2,17	3,38	2x7T10	11,00	10
	52,96-59,36	0,72	2,36	3,91	2,17	3,91			
V_{Y11}	52,96-59,36	0,72	2,36	2,18	1,87	2,36	2x7T10	11,00	10

Tableau VI.46. Calcul des aciers horizontaux des voiles

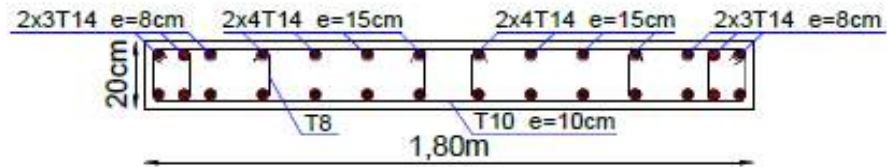
Remarque

Les résultats de ferraillage trouvés dans les tableaux précédents nous donnent plusieurs modèles de ferraillage. La mise en œuvre de ces modèles sur chantier exige des moyens importants tels que la main d’œuvre qualifiée. Pour éviter tous risque de lacune dans la réalisation nous choisirons un modèle de ferraillage simple, uniforme, qui répond aux exigences réglementaires.

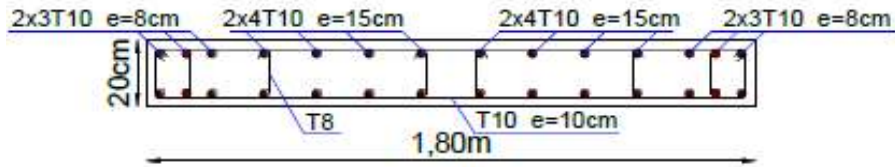
VI.4.4. Ferraillage des voiles du sous-sol

Les voiles du sous-sol travaillent en compression pure. Ils sont soumis à leur propre poids et à l’effort normal leur revenant de la superstructure.

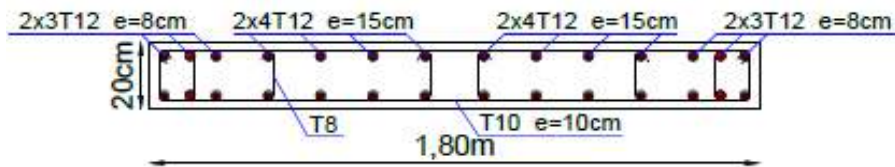
Pour le ferraillage des voiles du sous-sol nous sommes amené du point de vue théorique et pratique à uniformiser les armatures, afin d’assurer la continuité des barres (c’est à dire même nombre de barre). Cette continuité elle-même assure une bonne transmission des efforts entre les différents étages jusqu’à la fondation.



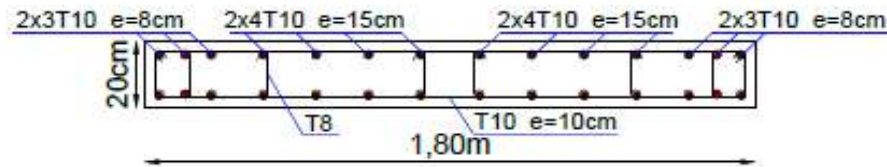
Du l'E.S1 à l'E.S2



Du R.D.C au 9^{ème}



Du 10^{ème} au 12^{ème}



Du 13^{ème} au 15^{ème}

Figure VI.14. Schéma de ferrailage du voile (V_{x1})

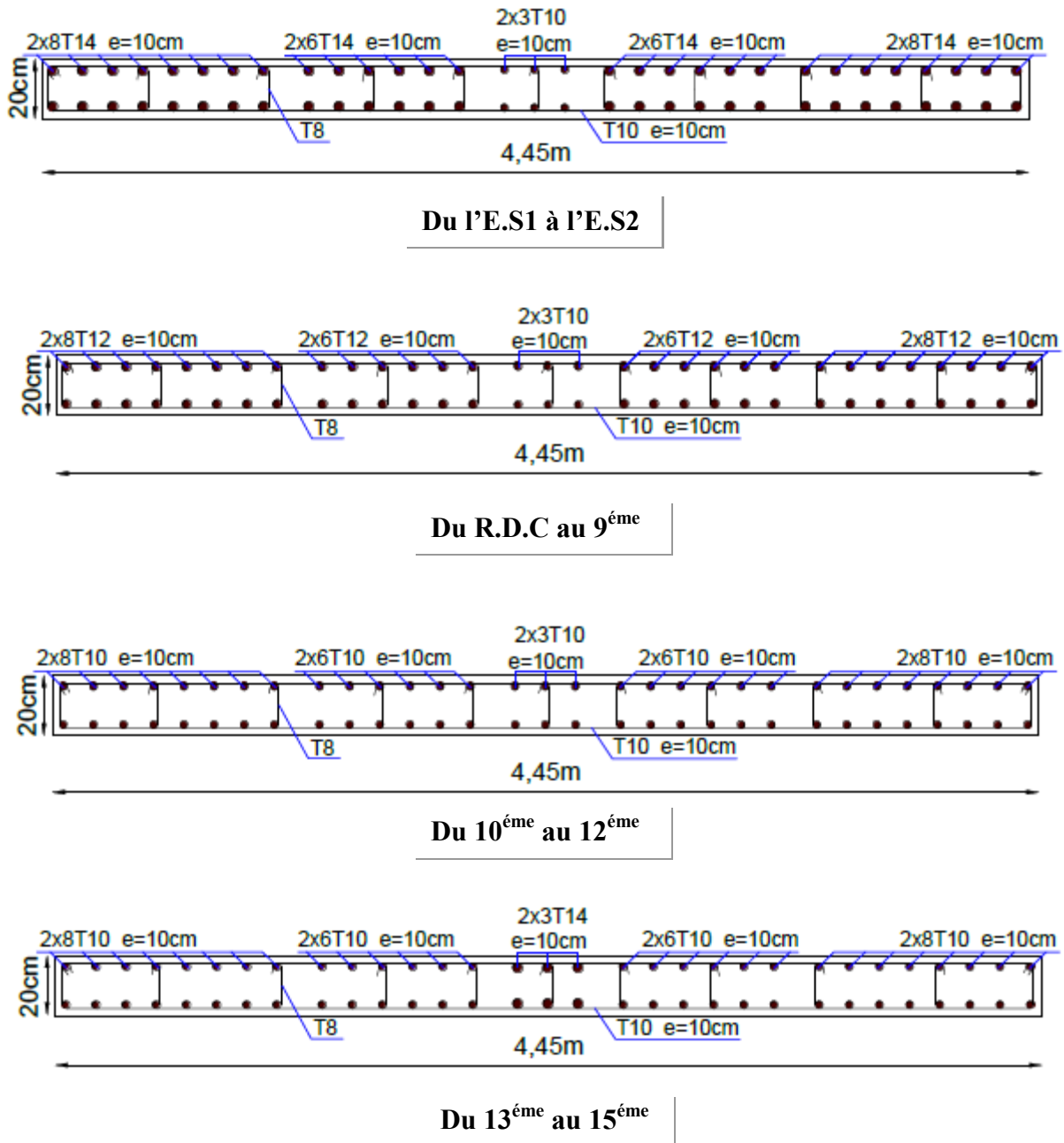


Figure VI.15. Schéma de ferrailage du voile (V₉)

VII.1. Introduction

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

VII.2. Classification des fondations

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).
- Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

Donc le choix de type de fondation dépend de plusieurs critères suivants :

- Les charges et surcharges transmises par la structure.
- La capacité portante du sol.
- La distance entre les axes des poteaux.

VII.1.2. Calcul des fondations

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes donnée du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (*C.D.G*) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N}{S_{néc}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{néc} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \text{ avec } \begin{cases} \sigma_{sol} : \text{Contrainte du sol.} \\ N : \text{Effort normal appliqué sur la fondation.} \\ S_{néc} : \text{Surface de la fondation.} \end{cases}$$

Remarque

Nous négligeons le calcul des semelles isolées et celui des semelles filantes car la surface occupée par les semelles dépasse 50% de la surface de l'emprise du sol ($S_{néc} > 50\%S_{bat.}$).

Nous optons définitivement au choix du radier général.

VII.1.2.1. Radier général

VII.1.2.1.1. Introduction

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, nous opterons pour un radier nervuré (plus économique que pratique).

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

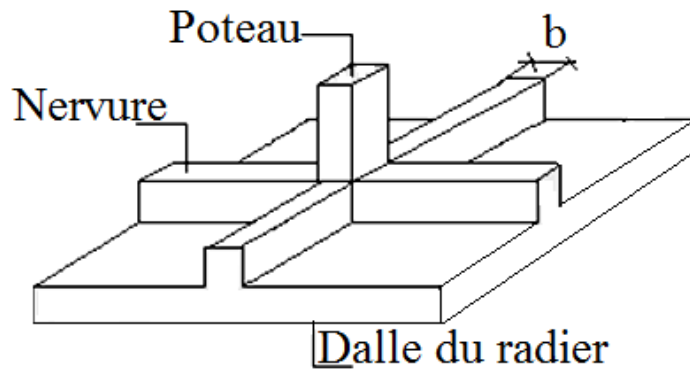


Figure VII.1. Schéma d'un radier

VII.1.2.1.2. Surface nécessaire

Pour déterminer la surface du radier in faut que: $\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec.} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$\begin{cases} N = 227002,062kN \\ \sigma_{sol} = 3bar \end{cases} \rightarrow S_{nec.} \geq \frac{227002,062}{3.100} = 756,67m^2 \Rightarrow S_{nec.} < S_{bat} = 800,87m^2 \text{ (surface du bâtiment)}$$

Donc la surface totale du radier est de 800,87m²

VII.1.2.1.3. Pré dimensionnement du radier

1. La Dalle

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante:

a. Condition forfaitaire [4]

$$h \geq \frac{L_{max}}{20} \text{ avec } L_{max} = 7m \text{ (La longueur maximale entre nus des poteaux)}$$

$$\Rightarrow h \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{700}{20} = 35cm, \text{ nous optons pour } h = 60cm$$

2. Les Nervures

a. Condition de coffrage (largeur de la nervure) [4]

$$b \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{700}{10} = 70cm, \text{ nous optons pour } b = 90cm$$

b. Condition de la raideur

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante: $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e + a$

Avec $\left\{ \begin{array}{l} L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}} \\ I : \text{Inertie de la section transversale du radier} \\ E : \text{Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne } E = 20000\text{MPa)}. \\ b = 5,22\text{m.} \\ a = 0,90\text{m} \\ K : \text{Coefficient de raideur du sol (} 5\text{MPa} \leq K \leq 120\text{MPa)} \\ \text{Nous optons pour } K = 40\text{MPa} \rightarrow \text{pour un sol de densité moyenne} \end{array} \right.$

h_{nervure} (m)	0,60	0,90	1,20	1,60	1,70
I (m⁴)	0,094	0,146	0,276	0,62	0,74
$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$ (m)	2,45	2,73	3,21	3,92	4,09
$\frac{\pi}{2} L_e + a$ (m)	4,74	5,20	5,94	7,06	7,33

Tableau VII.1. Choix de la hauteur des nervures

$L_{\max} < \frac{\pi}{2} L_e + a \Rightarrow 7\text{m} \leq 7,06\text{m}$ pour $h_{nervure} = 160\text{cm}$

Résumé

	h (cm)	h_{nervure} (cm)	b (cm)
Epaisseur de la dalle du radier	60	/	
Les dimensions de la nervure	/	160	90

VI.1.2.1.4. Vérification de la stabilité du radier

Pour assurer la stabilité du bâtiment au renversement il faut que la condition suivante soit vérifiée

$e_0 = \frac{Mr}{Nr} \leq \frac{B}{4}$ (Art .10.1.5 P95 RPA 99 version 2003).

Avec :

- e_0 : La plus grande valeur de l'excentricité due aux charges sismiques.
- M_r : Moment de renversement dû aux forces sismique.
- N_r : N_1 (de la superstructure) + N_2 (sous sol).
- B : la largeur du radier.

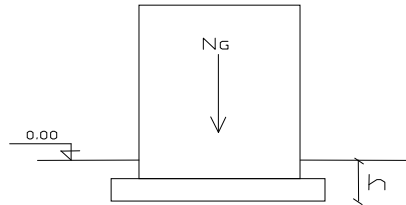


Figure VII.2 : Schéma statique du bâtiment

$N_r = 2819565,35\text{kN}$
 $M_r = 459593,095\text{kN}$

$$e_0 = \frac{M_r}{N_r} = \frac{459293095}{281956535} = 1,54\text{m} < \frac{B}{4} = \frac{26,85}{4} = 6,71\text{m} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

VII.1.2.1.6. Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferrailage de la dalle du radier se fait comme celui d'une dalle de plancher. La fissuration est considérée préjudiciable.

a. Ferrailage de la dalle du radier

a.1. Détermination des efforts [1]

- Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:
 $M_x = \mu_x PL_x^2 \dots\dots\dots$ sens de la petite portée.
 $M_y = \mu_y M_x \dots\dots\dots$ sens de la grande portée.

ELU

$$P_u = \frac{1,35 \sum G + 1,50 \sum Q}{S_{bat.}} = \frac{297386,016}{800,87} = 371,33\text{kN} / \text{m}$$

ELS

$$P_{ser} = \frac{\sum G + \sum Q}{S_{bat.}} = \frac{217002,062}{800,87} = 270,96\text{kN} / \text{m}$$

Pour le calcul, nous supposons que les panneaux sont encastres aux niveaux des appuis, d'où nous déduisons les moments en travée et les moments sur appuis.

Panneau de rive (Panneau le plus sollicité)

- Moment en travée $M_{tx}=0,85M_x$
 $M_{ty}=0,85M_y$
- Moment sur appuis $M_{ax}=M_{ay}= 0,5M_x$

a.3. Moment en travée et sur appuis à l'E.L.U (v=0)

Nous avons le rapport des panneaux $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

	L_x (m)	L_y (m)	$\frac{L_x}{L_y}$	μ_x	μ_y	P_u (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_{app} (kNm)
Panneau le plus sollicité	5,20	7	0,74	0,0633	0,4938	371,33	635,58	540,24	313,85	266,77	317,79

Tableau VII.2. Calcul des moments à l'E.L.U

a.4. Moment en travée et sur appuis à l'E.L.S (v=0,2)

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

	L_x (m)	L_y (m)	$\frac{L_x}{L_y}$	μ_x	μ_y	P_{ser} (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_{app} (kNm)
Panneau le plus sollicité	5,20	7	0,74	0,0696	0,6315	270,96	509,94	433,45	322,02	273,72	254,97

Tableau VII.3. Calcul des moments à l'E.L.S

a.5. Calcul du ferrailage

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis.

Nous appliquons l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple (organigramme I, voire annexe).

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

$$f_{c28}=25MPa ; f_{t28}=2,10MPa ; \sigma_{bc}=14,17MPa ; f_e=400MPa ; \sigma_s=348MPa ; b=100cm ; h=60cm.$$

		Sens	M_u (kNm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	S_t (cm)
Panneau le plus sollicité	Travée	x-x	540,24	30,35	12T25	58,91	5,76	8
		y-y	266,77	14,40	9T20	28,27	5,76	10
	Appui	x-x y-y	317,79	17,27	9T20	28,27	5,76	10

Tableau VII.4. Ferrailage des panneaux du radier

$$A_s^{min} = 1,2 \times 0,8 \times b \times h = 1,2 \times 0,8 \times 10^{-3} \times 100 \times 60 = 5,76 \text{ cm}^2$$

Espacement

- **Travée**

Sens x-x

$$Esp \leq \text{Min}(3h; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(180 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = \frac{100}{12} = 8,33 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

Nous optons $S_t = 8 \text{ cm}$

Sens y-y

$$Esp \leq \text{Min}(4h; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(240 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$S_t = \frac{100}{9} = 11,11 \text{ cm} < 40 \text{ cm}$$

Nous optons $S_t = 10 \text{ cm}$

- **Appui**

Sens (x-x et y-y)

$$Esp \leq \text{Min}(3h; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(180 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = \frac{100}{9} = 11,11 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

Nous optons $S_t = 10 \text{ cm}$

2. Vérification des contraintes à l'E.L.S

		Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Panneau le plus sollicité	Travée	x-x	433,45	58,91	6,88	15	156,30	201,63	Oui
		y-y	273,72	28,27	5,96		200,10		
	Appui	x-x	254,97	28,27	5,55		186,40		
		y-y							

Tableau VII.5. Vérification des contraintes

b. Ferrailage des nervures

b.1. Calcul des efforts

Pour le calcul des efforts, nous utilisons la méthode forfaitaire (BAEL91 modifier 99 [1])

Nous avons : $M_0 = \frac{PL^2}{8}$

En travée $M_t = 0,85M_0$

Sur appuis $M_{app} = 0,50M_0$

b.2. Calcul des armatures

$b=90cm; h=160cm; L=7m.$

	M_u (kNm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	3211,76	63,02	14T25	68,72
Appuis	1889,27	36,17	14T20	43,98

Tableau VII.6. Ferrailage des nervures

2. Vérification des contraintes à l'E.L.S

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	2343,74	68,72	11,40	15	64	201,63	Oui
Appuis	1378,67	43,98	5,73		49,80		

Tableau VII.7. Vérification des contraintes

3. Vérification de la contrainte tangentielle du béton [1]

Nous devons vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,50\text{MPa}$

Avec

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{371,33 \times 7}{2} = 1299,65\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{1299,65 \cdot 10^3}{900 \times 1550} = 0,93\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

4. Armatures transversales

- **BAEL 91 modifié 99**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \\ S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm} \\ \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) = 0,40\text{MPa} \end{array} \right.$$

- **RPA99 version 2003**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = 40\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} = 80\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 2\text{cm}$$

$$f_e = 400\text{MPa} ; \tau_u = 0,89\text{MPa} ; f_{t28} = 2,10\text{MPa} ; b = 90\text{cm}.$$

Nous trouvons

$$S_t = 15\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale.}$$

$$S_t = 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante.}$$

$$A_t \geq 4,05\text{cm}^2$$

Nous prenons $6T10 = 4,71\text{cm}^2$

5. Armature de peau

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration. En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures. Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses

Pour les bâtiments courant nous avons $3\text{cm}^2/\text{m}$ pour les armatures de peau [3]

Nous optons $4T14 = 6,16/\text{m}$ pour les armatures de peau [3]

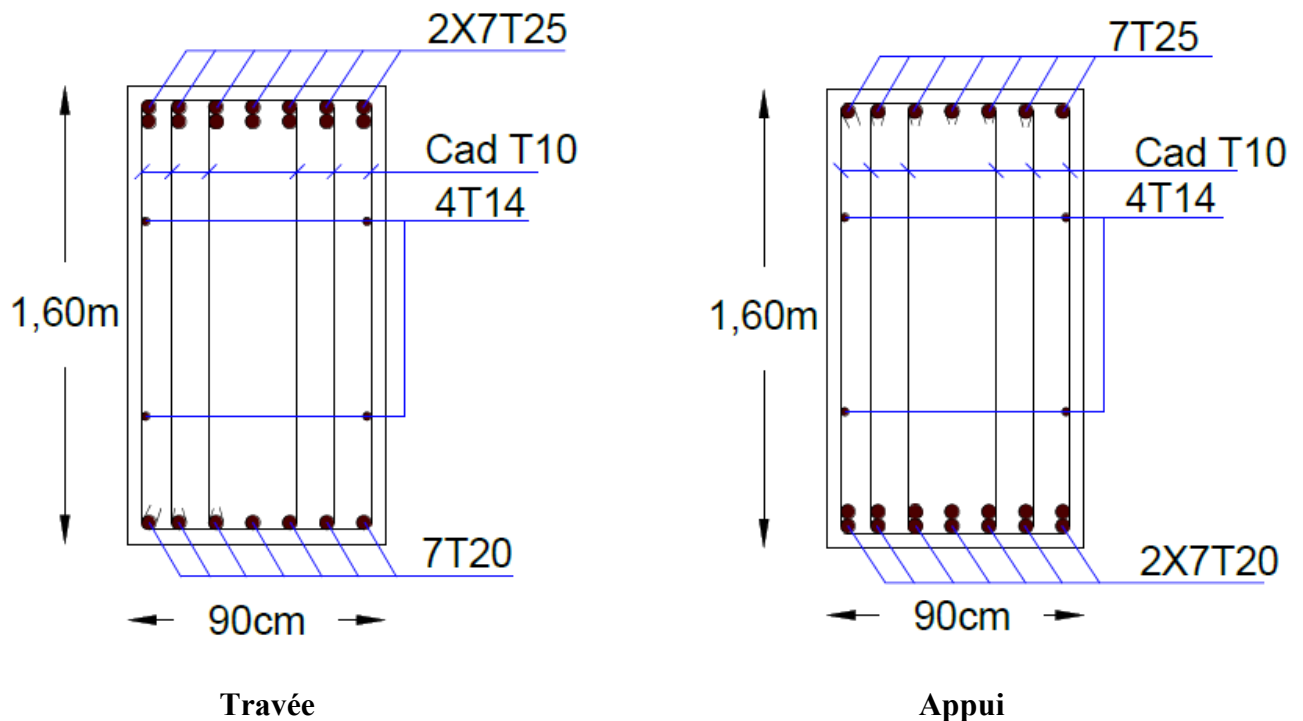


Figure VII.3. Ferrailage des nervures

VII.3. Etude du voile de soutènement

VII.3.1. Introduction

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, le sous sol et les fondations.

VII.3.2. Pré dimensionnement

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 version 2003**, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- Les ossatures au dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
 - ✓ Epaisseur $e \geq 15\text{cm}$
 - ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
 - ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (B : Section du voile).
 - ✓ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
 - ✓ La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

VII.3.3. Évaluation des charges

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

$L_x = 3,06\text{m}$; $L_y = 7\text{m}$.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

Selon **BAEL91 modifier 99 [1]**, la charge de poussées des terres est donnée par : $Q = A \cdot \gamma \cdot H$

Avec :

Q : Contrainte à la base sur une bande de 1m .

A : Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma_h = 20\text{kN/m}^3$).

H : Hauteur du voile ($H = 3,06\text{m}$).

$$\varphi = 45^\circ \Rightarrow A = f(\varphi) = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,171$$

$$\text{Donc, } Q = A \cdot \gamma \cdot H = 10,46\text{kN/ml} \Rightarrow Q_u = 1,35Q = 14,13\text{kN/ml}$$

VII.3.4. Effort dans la dalle

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,43 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0,1062 ; \mu_y = 0,2500$$

$$M_x = \mu_x Q_u L_x^2 = 14,05\text{kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 3,51\text{kNm}$$

• **Moment en travée**

$$M_{tx} = 0,85M_x = 11,94 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 2,98 \text{ kNm}$$

• **Moment sur appuis**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 5,97 \text{ kNm}$$

VII.3.5. Calcul du ferrailage

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant

	Sens	M_u (kNm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	11,94	1,93	5T12	5,65	15
	y-y	2,98	0,47			
Appuis	x-x	5,97	1	5T10	3,93	20
	y-y					

Tableau VII.8. Ferrailage du voile périphérique

VII.3.6. Condition de non fragilité

Pour les dalles travaillent dans les deux sens et dont l'épaisseur est compté entre 12 et 30cm ($12 \leq e \leq 30$) (cm).

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min} ; & A_x^{\min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min} ; & A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0 = 0,0008$ pour les barres de FeE400

$$A_x^{\min} = 0,0008 \left(3 - \frac{3,06}{7} \right) \frac{100 \cdot 20}{2} = 2,05 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,60 \text{ cm}^2$$

En travée

$$\begin{cases} A_x = 5,65 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 2,05 \text{ cm}^2 \\ A_y = 5,65 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1,60 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Sur appuis

$$\begin{cases} A_x = 3,93 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 2,05 \text{ cm}^2 \\ A_y = 3,93 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1,60 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

VII.3.7. Vérification de l'effort tranchant

Nous devons vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 MPa$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 23,07 kN$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 14,41 kN$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 23,07 kN$$

$$\tau_u = \frac{23,07 \cdot 10^3}{1000 \cdot 180} = 0,13 MPa < 1,25 MPa \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

VII.3.8. Vérification à L'E.L.S

a. Evaluation des sollicitations à l'E.L.S

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,43 > 0,4 \Rightarrow Q_{ser} = 10,46 kN / ml$$

$$\mu_x = 0,1087$$

$$\mu_y = 0,3077$$

$$M_x = \mu_x Q_{ser} L_x^2 = 10,65 kNm$$

$$M_y = \mu_y M_x = 3,27 kNm$$

• **Moment en travée**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 9,05 kNm$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 2,78 kNm$$

• **Moment sur appuis**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 5,32 kNm$$

b. Vérification des contraintes

Il faut vérifier que $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

	Sens	$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	Vérification
Travée	x-x	9,05	5,65	2,32	15	Oui
	y-y	2,78	5,65	0,71		
Appuis	x-x	5,32	3,93	1,57		
	y-y					

Tableau VII.9. Vérification des contraintes à l'E.L.S

c. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément : [3]

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,065 > 0,042 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ 0,065 > 0,028 \text{ à } 0,037 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ 3,14 \cdot 10^{-3} < 5 \cdot 10^{-3} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

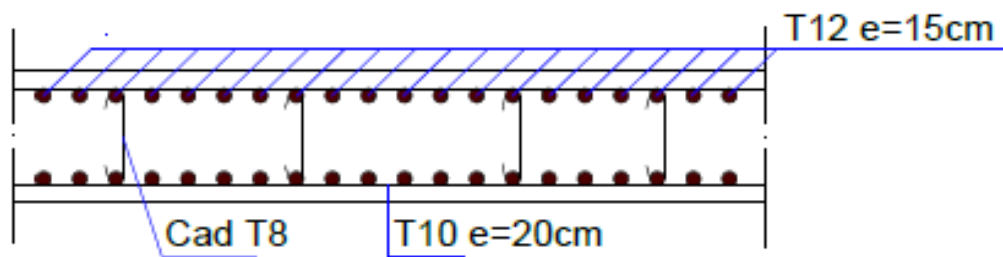


Figure VII.4. Ferrailage du voile de soutènement

Ce projet de fin d'étude, nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation de master, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et certaines méthodes, de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures.

Les points importants tirés de cette étude sont :

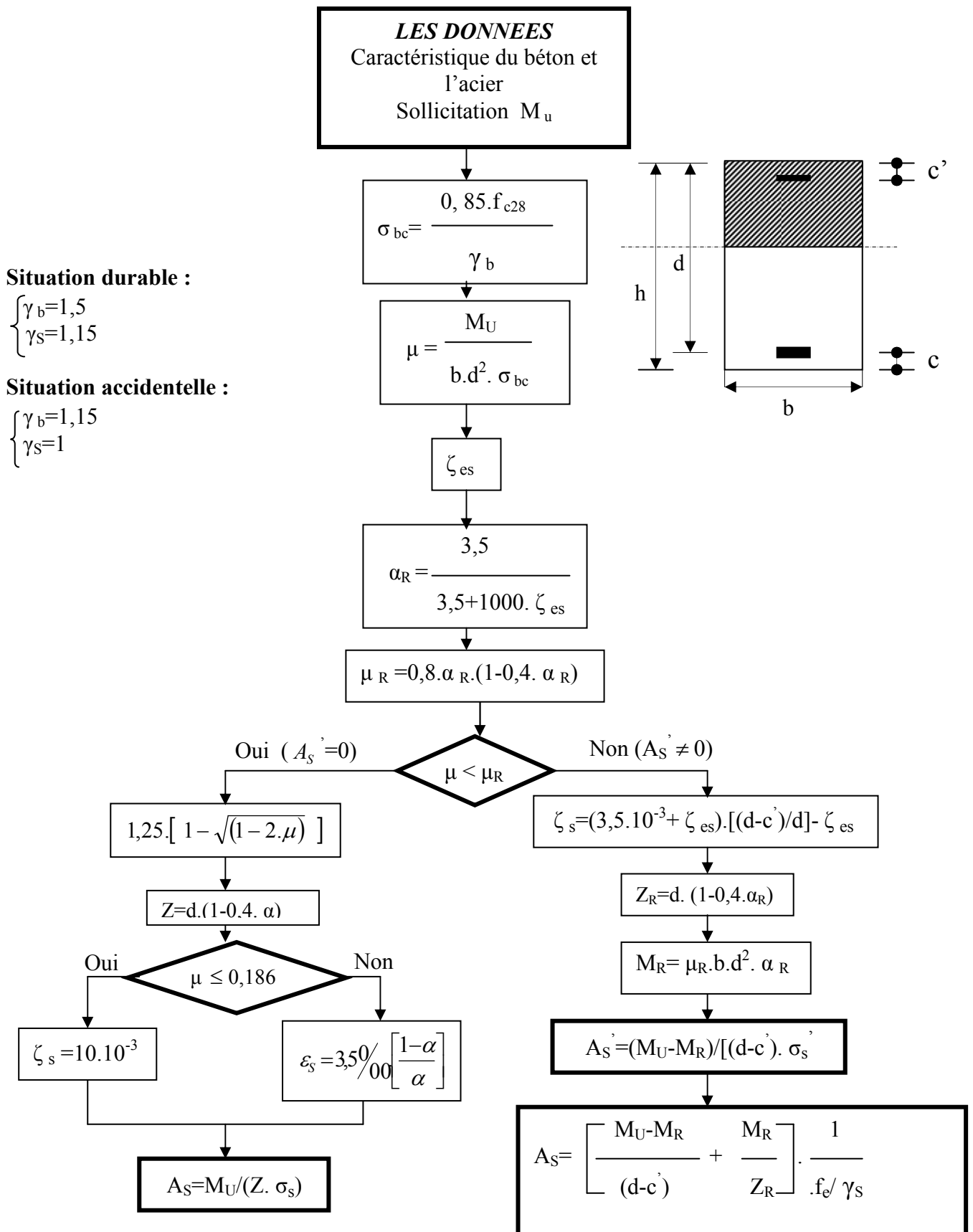
- un pré dimensionnement suffisamment réfléchi facilite les étapes qui le suivent telle que l'analyse dynamique.
- Le séisme peut engendrer des dégâts importants dans les constructions, ce qui rend l'étude dynamique, une étape primordiale dans les calculs des structures en béton armé. Le règlement **RPA99 v.2003** nous a permis de bien s'adapter aux exigences apportées à chaque élément structural.
- L'analyse dynamique représente une étape déterminante et primordiale dans la conception parasismique des structures. Par conséquent des modifications potentielles peuvent être apportées aux éléments résistants de la structure lors de cette étape.
- Cette structure possède une forme irrégulière en plan. Ce qui nous a causé des difficultés pour avoir une structure stable à cause de l'emplacement des voiles.
- Lorsque nous venons de faire l'effet de la torsion additionnelle (accidentelle) qui a été exigé par le règlement **RPA99 v.2003**, nous avons trouvé des difficultés pour avoir le résultat du centre de masse et du centre de rigidité au niveau du logiciel **SAP2000 v.12** car il ne donne pas ces résultats. Donc nous avons utilisé le logiciel **ETABS v.9.7.2** dont les résultats sont introduits dans le logiciel **SAP2000** pour terminer cet effet.
- Le bâtiment a été soumis à des moments de la torsion additionnelle statiques. Les déplacements (Δ_M) résultants ont été ajoutés à ceux résultants des charges **G, Q** et **E**. Le cumul suscité a été fait uniquement pour les déplacements latéraux inter étages. Les valeurs de ce dernier (le cumul) ont été inférieures aux valeurs admissibles.
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, il faut vérifier l'effet du second ordre (Effet P- delta).
- L'effet de la température est indispensable et très important pour une structure ayant une dimension en plan supérieur à **30 mètres**. Les efforts déduits de l'étude thermique ont influencés sur les quantités d'armatures déduites de l'étape de ferrailage.
- Le ferrailage des poteaux et des poutres a été fait respectivement en flexion composée, en flexion simple en utilisant le logiciel **SOCOTEC** qui nous a permis de diminuer les erreurs de calcul manuel et le temps.

- Le ferrailage des voiles a été fait par une méthode simplifiée basée sur les contraintes. L'utilisation de l'interface graphique du logiciel **SAP2000** nous a permis de visualiser ces contraintes.
- Pour l'infrastructure, le radier nervuré est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure, vu le poids de la structure qui est très important.
- L'utilisation des logiciels **SAP2000** et **SOCOTEC** permet de diminuer les erreurs de calcul manuel et le temps de l'étude, néanmoins, pour le **SAP2000**, la fiabilité de leur résultat dépend de la bonne modélisation et exploitation des résultats.

Notre étude nous a beaucoup permis d'enrichir notre bagage scientifique et nos connaissances essentielles acquises durant notre cycle universitaire, surtout dans la conception et la mise en application des codes en vigueur.

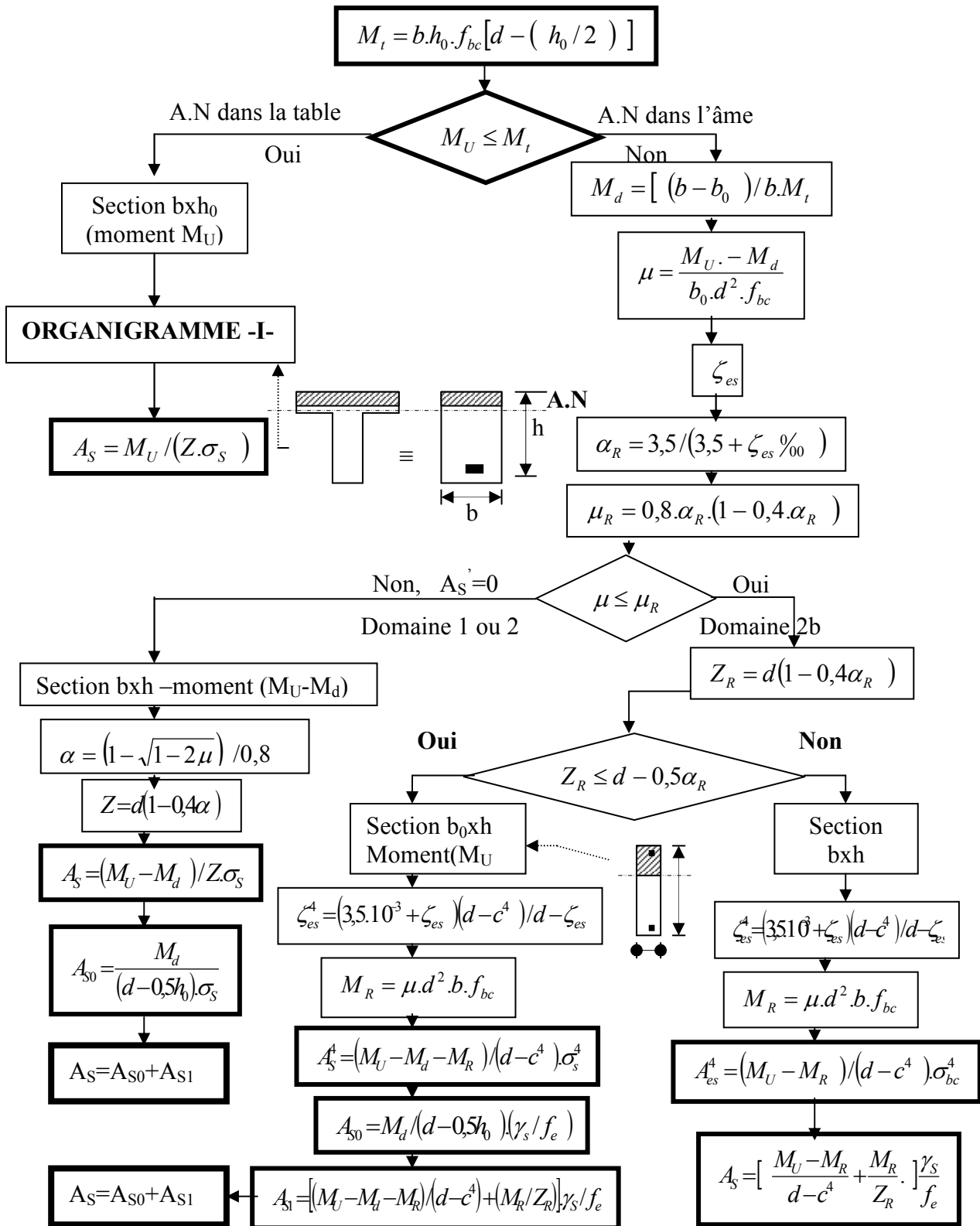
Références

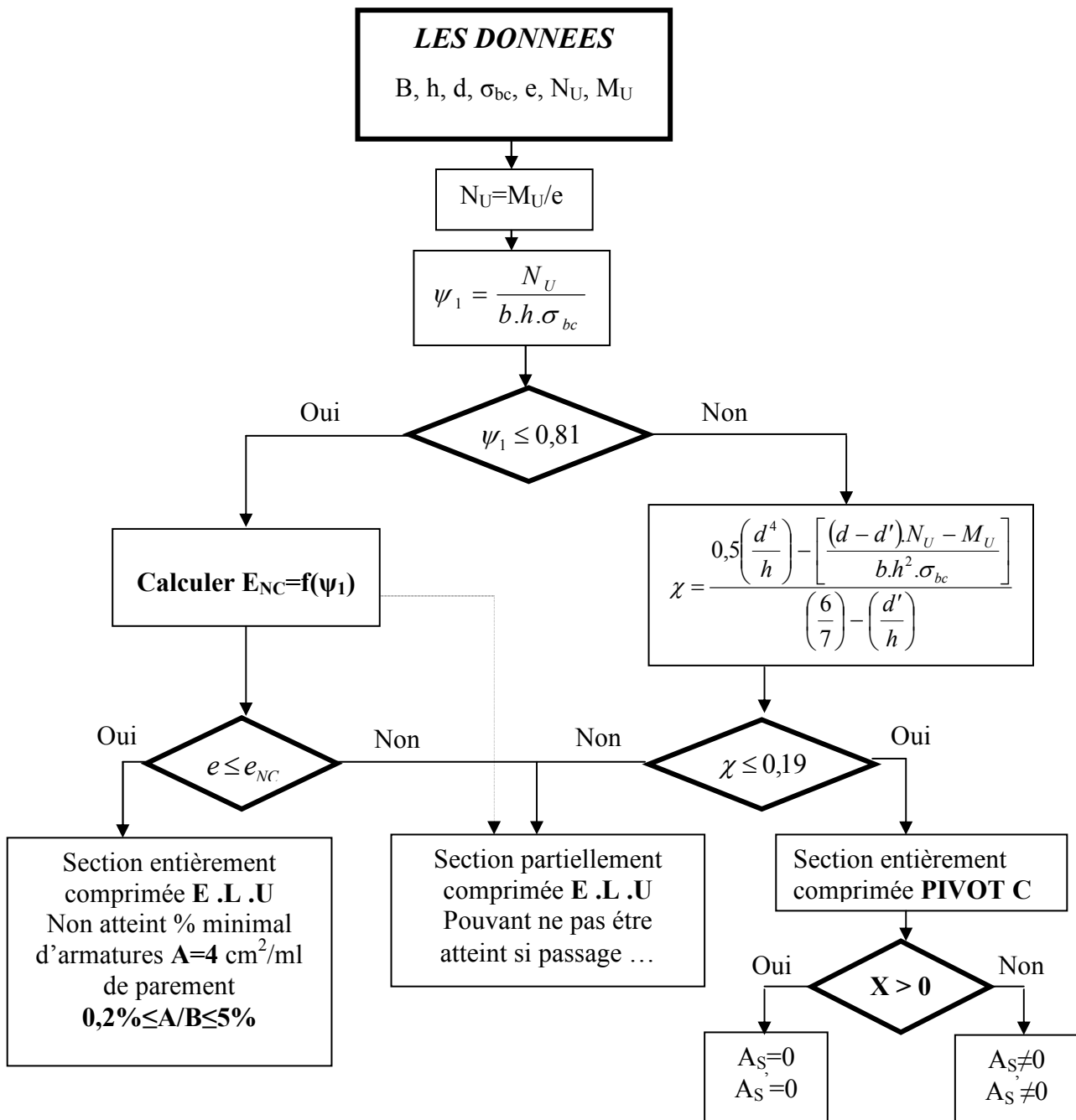
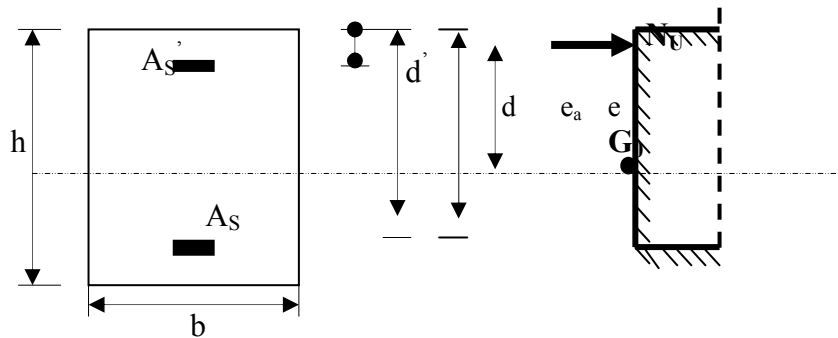
- [1] **Jean Pierre Mougín** - **BAEL 91 modifié 99**, DTU associés - deuxième Edition Eyrolles 2000.
- [2] Règle parasismique Algérienne **RPA99 version 2003** ; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).
- [3] Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **C.B.A 93**
- [4] Charge permanentes et charge d'exploitation (Document technique réglementaire **DTR B.C.2.2**)
- [5] **Victor Davidovici** - Formulaire du Béton Armé: Volume 1; 'Eléments de Calcul' - Moniteur 1996.
- [6] **Henry Thonier** - Conception et calcul des structures de bâtiment (tome1 ; tome2 ; tome3) - 1996.
- [7] **Victor Davidovici** - La construction en zone sismique - Moniteur 1999.
- [8] DTR B-C 2.42 Règles de conception et de calcul des parois et murs en béton banché.
- [9] **Victor Davidovici** - Formulaire du Béton Armé: Volume 2; 'Constructions' - Moniteur 1995.
- [10] **José Ouin** - Béton Armé aux Etats Limites Selon l'Additif du BAEL91.
- [11] **Debabi et Salvador** - Mémoire de PFE intitulé Etude d'un bâtiment en R+14+2SS - 2012.

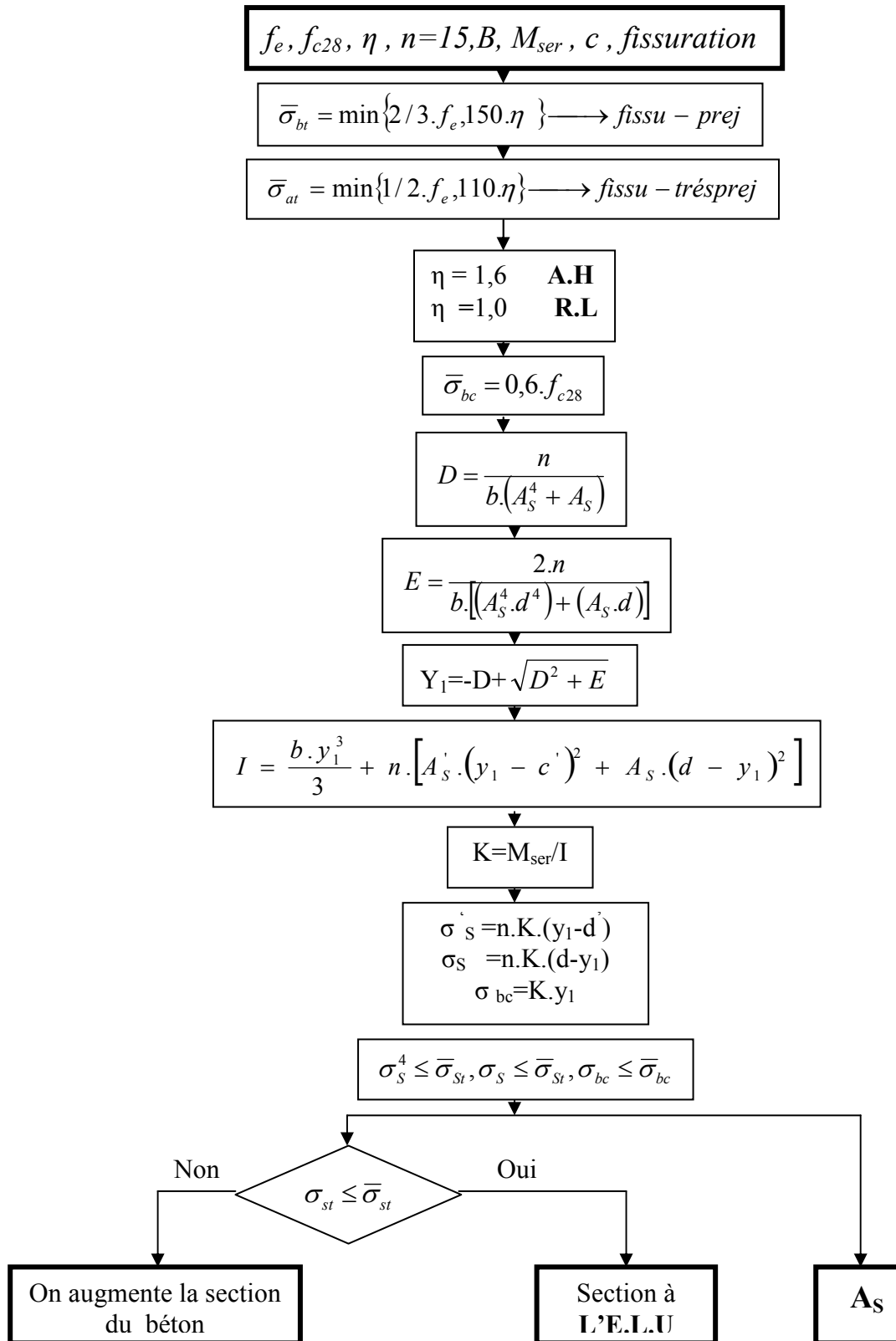
ORGANIGRAMME -I-**SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE**

ORGANIGRAMME -II-

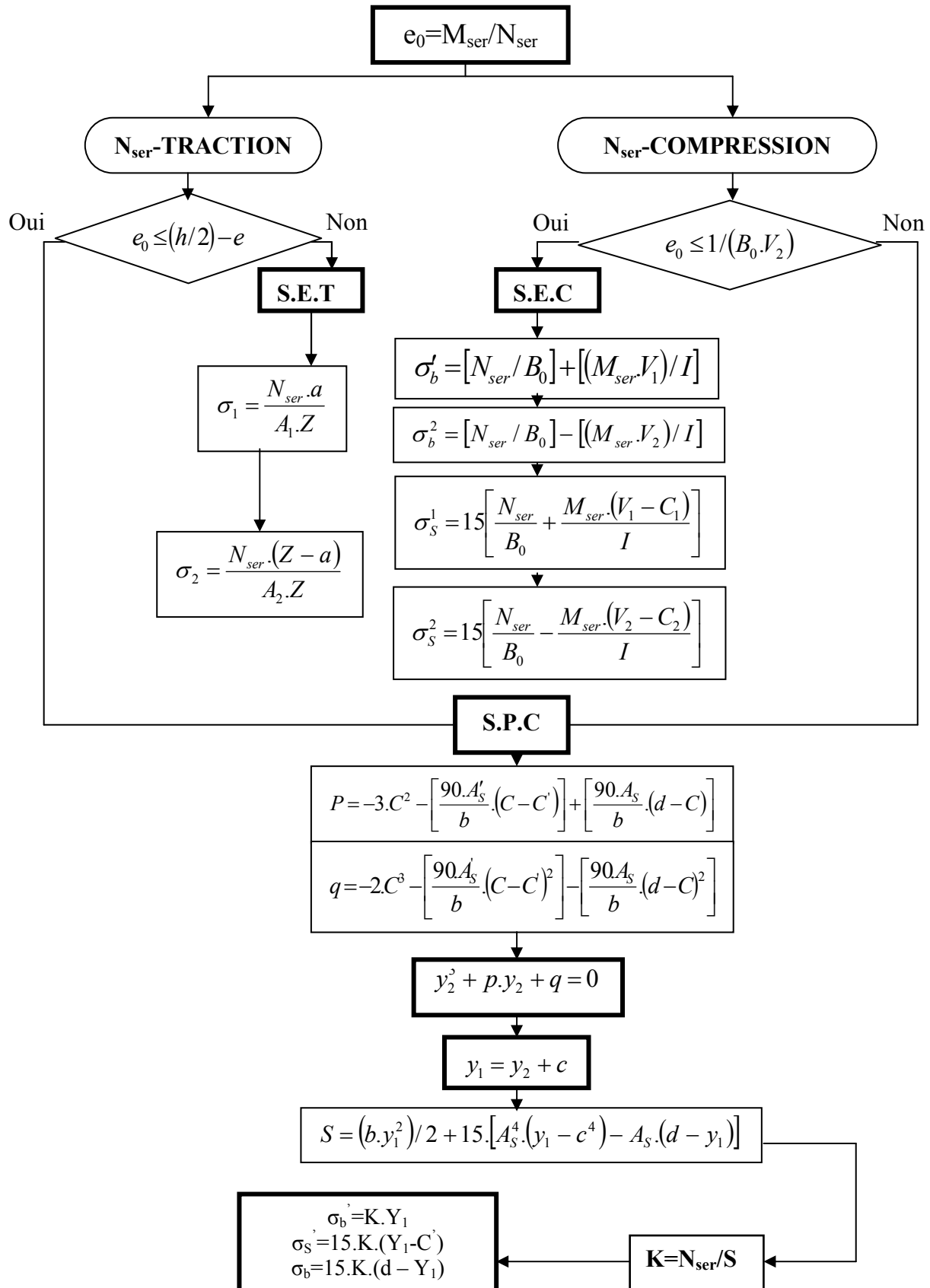
CALCUL D'UNE SECTION EN T- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE

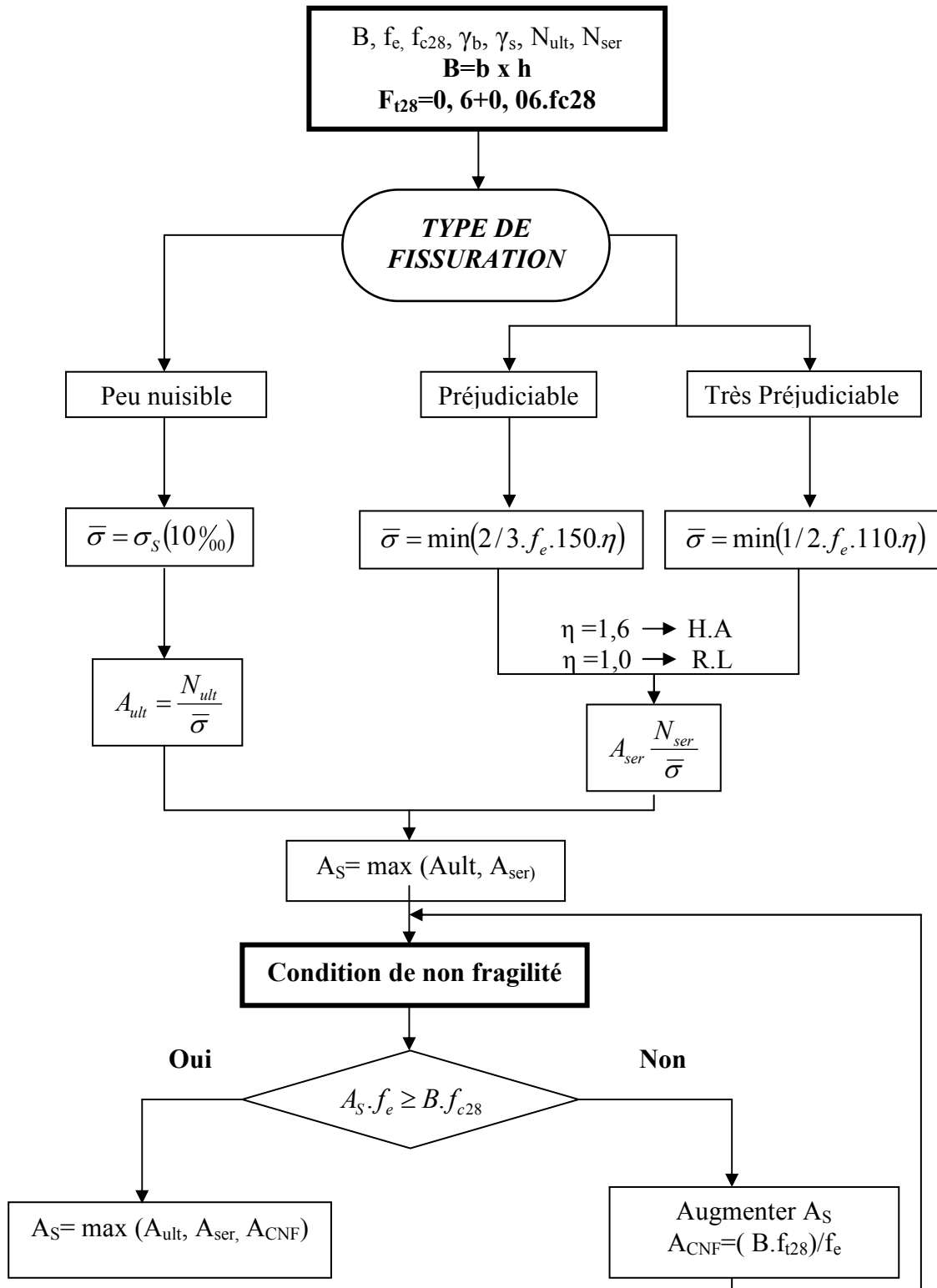


ORGANIGRAMME -III-**CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE**

ORGANIGRAMME -IV-**VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S**

ORGANIGRAMME-V-
FLEXION COMPOSEE A L' E.L.S



ORGANIGRAMME -VI-**TRACTION SIMPLE**

ORGANIGRAMME -VII-**CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE A L'EFFORT TRANCHANT**