

République Algérienne Démocratique & Populaire

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Université de BLIDA « BLIDA 1 »

كلية البلدية 1

Faculté De Technologie

كلية التكنولوجيا

Département de Génie Civil

دائرة الهندسة المدنية

Mémoire de Projet De Fin d'Etudes

مذكرة نهاية التدرج

Pour l'Obtention du Diplôme Master 2 Génie Civil

Option :

Structures

Thème :

***ETUDE D'UN HÔTEL R+8+1S/S
AVEC PORTIQUES CONTREVENTES
PAR DES VOILES.***

Présenté par :

M^r: BENKREIRA MOHAMED RAMI

M^r: CHELLALI TADJEDDINE

Promoteur :

M^{me}: C.cherfa

∞ **Promotion 2020/2021** ∞

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

المخلص

❖ هذا المشروع هو عبارة عن دراسة مفصلة لعمارة مكونة من طابق تحت أرضي زائد طابق أرضي وثمانية طوابق علوية.

❖ اشتملت الدراسة على أربعة محاور:

✓ المحور الأول: تفصيل عام للمشروع يشتمل على تعريف المشروع و البناية، مع إعطاء الأبعاد الأولية للعناصر وحمولة كل عنصرا لمكونة لها .

✓ المحور الثاني: دراسة الأجزاء الثانوية من البناية (المدارج و البلاطات المفرغة و المملوءة).

✓ المحور الثالث : الدراسة الديناميكية للبناية بواسطة برنامج **SAP 2000** الذي يزودنا بالنتائج النهائية التي تسمح بتسليح مختلف العناصر المكونة للبناية، مع الأخذ بعين الاعتبار كل توصيات القوانين الجزائرية المقاومة للزلازل **RPA99** المنقحة **2003**

✓ أما المحور الأخير : يشتمل على دراسة الأجزاء المقاومة للبناية (الأعمدة، العارضات، و الأساسات) اعتمادا على **BAEL91** المنقح سنة **1999** و **RPA99** المنقح سنة **2003**.

❖ الكلمات المفتاحية:

- العمارة ، الخرسانة.

- SAP2000, Socotec, RPA -99/2003,BAEL91

Résumé

❖ Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment de forme irrégulière à usage multiple constitué de sous sols, un rez de chaussée +8 étages, implanté dans la wilaya de« BLIDA » .

❖ Cette étude se compose de quatre parties.

✓ **La première partie** :c'est la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment, Ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

✓ **La deuxième partie** :a été consacrée aux éléments secondaires (l'escalier poutrelles, dalles pleines et l'acrotère).

✓ **L'étude dynamique**de la structure a été entamée dans la troisième partie par « SAP2000 » afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanente, d'exploitation et chargesismique).

✓ **La dernière partie** :comprend le ferrailage des différentes éléments résistants de la structure (fondation, poteaux, poutres). en tenant compte des recommandations du« BAEL91 ,modifiée99 » et des règlements parasismiques algériens « RPA 99/2003 ».

❖ **Mots clés** :

- Bâtiment, béton, SAP2000, Socotec, RPA99/2003, BAEL91

Summary

- ❖ This project presents a detailed study of an irregularly shaped building multi- use consists of basements, a ground floor + 8 étage implanted in the wilaya of "Blida" .

- ❖ This study consists of four parts.
 - ✓ **The first part:** is the general description of the project with a presentation of the architectural aspects of building elements, then the prédimensionnement structure and finally the descent of the load.

 - ✓ **The second part :**was devoted to secondary nutrients (the staircase beams, solid slabs and parapetwall).

 - ✓ **The dynamic study**of the structure was begun in the third part determined by "SAP2000" to various stresses due to loads (permanent loads, operational and seismicloading).

 - ✓ **The last part:** includes the reinforcement of the various resistance elements of the structure (foundation, columns, beams).

- ❖ Taking into account the recommendations of "BAEL91", modifiée99, Algerian seismic regulations and "RPA 99/2003".

- ❖ **Keywords:**building, concrete, SAP2000, Socotec, Excel, RPA 99/2003, BAEL91.

REMERCIEMENT

Tous d'abord, Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, courage et la volonté pour élaborer ce modeste travail,

Nous tenons à remercier dignement, profondément et sincèrement notre promotrice M^{me} : cherfa pour son aide, sa patience, sa compétence et ses précieux conseils et grâce à son appui on a achevé ce travail.

Nous sommes reconnaissants à notre école et à l'ensemble des enseignants qui ont contribués à notre formation avec beaucoup de dévouement et de compétence en n'oubliant jamais les personnes qui ont participés de près ou de loin à ce modeste travail.

Ainsi, nous saluons tout personne qui nous à encourager et soutenue de près ou de loin dans notre étude jusqu'à atteindre ce stade de formation

En fin toute nos gratitudees aux membres du jury qui nous font l'honneur de jury ce travail.

Rami et Tadjeddine

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à:

- ❁ *A mes très chères parents qui m'ont soutenue moralement et financièrement et de tendresse qu'Allah me les garde durant toute ma vie.*
- ❁ *A mon frère : **Mohamed, Abderrahman, Houssam, Ismail** .*
- ❁ *A mes très chères sœurs .*
- ❁ *Les petits de ma famille: " cherouk , M^{ed} Amine , Monsef , Rahaf , serine , Maram , Kater El nada.*
- ❁ *A mon frère et mon binôme **Rami** .*
- ❁ *A mes amies intime : **Abdelouhab, Rami , Abdelhak , Said, wail , Adel , oussama , haroun , cherifa , rania , Bilal , Ahmed , Mourad , Ibrahim, Aymen , Lotfi.***
- ❁ *Toutes les autres qui je n'ai pas cité nommément et qui se reconnaître dans ma dédicace.*

A tous ma promotion de Génie Civil 2020/2021.

Tadjeddine



Dédicace

Je dédie ce travail à mes très chers parents, pour leur soutien et tous les efforts qu'on m'a donnée le long de mon parcours et je leurs souhaite bonne santé et longue vie.

A toute la famille Benkreira et la famille chellali.

A mes chères frères et sœurs.

A tous mes cousins et cousines.

A tous mes oncles et mes tantes.

A mes grands parents et grandes mères.

A tous mes proches.

A tous mes chères amies sans oublier mon

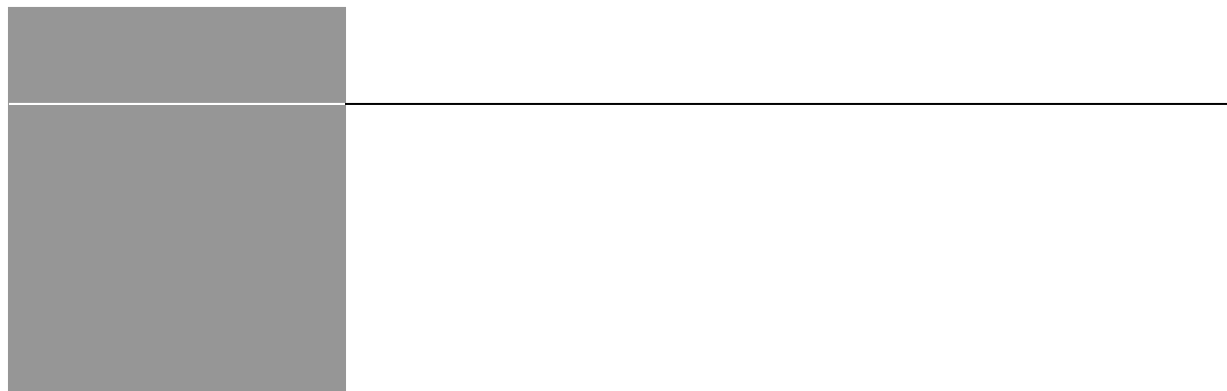
Binôme Tadj eddine et A tous ma promotion de

Génie Civil 2020/2021.

A tous ceux que j'aime et qui m'aiment.

Ce mémoire leur est dédié.

Rami



Liste des tableaux

LISTE DES TABLEAUX

Tableau. 2.1: Dégression des surcharges pour le poteau central.....	24
Tableau. 2.2: Descente de charge pour le poteau central.....	25
Tableau 2.3 :Choix des sections des poteaux centraux.....	26
Tableau.2.4.vérification de critère de résistance des poteaux centraux	27
Tableau 2.5:Dégression des surcharges pour le poteau de rive.....	29
Tableau 2.6: Descente de charge du poteau rive.....	31
Tableau 2.7: Choix des sections des poteaux de rive.....	31
Tableau 2.8 :vérification de critère de résistance des poteaux de rives.....	32
Tableau 2.9:Dégression des surcharges pour le poteau d'angle.....	34
Tableau 2.10: Descente de charge du poteau d'angle.....	36
Tableau 2.11:Choix des sections des poteaux d'angle.....	37
Tableau 2.12 : vérification de critère de résistance des poteaux d'angles.....	38
Tableau 2.13: Tableau reconstitutif de section des poteaux.....	38
Tableau.3.1. : Facteur de qualité.....	51
Tableau.3.2. : Les caractéristiques des voiles.....	52
Tableau 3.3: Période et facteurs de participation massique du modèle final.....	53
Tableau 3.4: Vérification des déplacements inter étages (modèle final).....	55
Tableau.3.5. Vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux	56
Tableau 3.6:Vérification des portiques sous 25% de l'effort tranchant d'étage.(X-X).....	57
Tableau 3.7 :Vérification des portiques sous 25% de l'effort tranchant d'étage.(Y-Y).....	58
Tableau 3.8: . Justification vis-à-vis de l'Effet P- Δ	59
Tableau 4.1: Caractéristiques du béton et de l'acier.....	60
Tableau4.2: Ferrailages des poteaux a l'ELU.....	62
Tableau4.3: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (0,8G+E).....	63
Tableau4.4.Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle (G+Q+E).....	64
Tableau 4.5 : Choix des armatures longitudinales des poteaux.....	65
Tableau 4.6 : Vérification des contraintes pour les poteaux	67
Tableau 4.7 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux .	68
...Tableau 4.8 : Espacements maximales selon RPA99 pour un pote.....	70
Tableau 4.9 : Choix des armatures transversales pour les poteaux .	71
Tableau 4.10.Ferrailage des poutres porteuses 35×55(à l'ELU).....	76
Tableau4.11.Ferrailage des poutres porteuses 35×55(0.8G±E).....	76
Tableau 4.12.Ferrailage des poutres porteuses 35×55(G+Q±E).....	77
Tableau4.13.Choix des armatures pour les poutres porteuses35×55.....	77

Tableau 4.14. Ferrailage des poutres secondaire 25×35(à l'ELU).	78
Tableau 4.15. : Ferrailage des poutres secondaire 25×35 (0.8G±E)	78
Tableau 4.16. : Ferrailage des poutres secondaire 25×35 (G+Q±E)	78
Tableau 4.17. Choix des armatures pour les poutres secondaire 25×35.	79
. Tableau 4.18. Ferrailage de nervure 25×35(à l'ELU)	79
. Tableau 4.19 : Ferrailage de nervure 25×35 (0.8G±E)	80
Tableau 4.20 : Ferrailage de nervure 25×35 (G+Q±E)	80
Tableau 4.21 : Choix des armatures pour la nervure 25×35	81
Tableau 4.22 : Vérification de la condition de non fragilité	81
Tableau 4.23 : Vérification des poutres principale (35×55) à l'ELS.	82
Tableau 4.24 : Vérification des poutres secondaire (25×35) à l'ELS.	82
Tableau 4.25 : Vérification de la nervure (25×35) à l'ELS.	83
Tableau 4.26 : Vérification des contrainte thermique dans les poutres principale 35x55 à l'ELS.	84
Tableau 4.27 : Vérification des contrainte thermique dans les poutres secondaires 25x35 à l'ELS.	85
Tableau 4.28 : Vérification des contrainte thermique dans la nervure 25x35 à l'ELS	85
Tableau 4.29 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans la poutre principale (35×55)	86
Tableau 4.30 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans la poutre secondaire (25×35)	86
Tableau 4.31 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans la nervure (25×35)	86
Tableau 4.32 : Calcul des armatures transversales.	87
Tableau 4.33 : tableau récapitulatif du calcul de la flèche	90
Tableau 4.34: Valeurs de (lf/l).	96
Tableau 4.35: Calcul de σ_{lim}	97
Tableau 4.36 : Aciers verticaux et horizontaux.	98
Tableau 4.37: Aciers transversaux.	99
Tableau 4.38 : Aciers supplémentaires.	101
Tableau 4.39 : Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple.	103
Tableau 4.40: Calcul des armatures verticales de l'exemple.	105
Tableau 4.41 : Caractéristique du voile.	107
Tableau 4.42 : Calcul des armatures du voile (Vx1).	107
Tableau 4.43 : Calcul des armatures du voile (Vx2).	107
Tableau 4.44 : Calcul des armatures du voile (Vx3).	108
Tableau 4.45: Calcul des armatures du voile (Vx4).	108
Tableau 4.46 : Calcul des armatures du voile (Vy1).	108
Tableau 4.47 : Calcul des armatures du voile (Vy2).	109
Tableau 4.48 : Calcul des armatures du voile (Vy3).	109
Tableau 4.49: Calcul des armatures du voile (Vy4).	109
Tableau 4.50 : Calcul des aciers de coutures du voile (Vx1).	109

Tableau 4.51 : Calcul des aciers de coutures du voile (V_{x2}).....	110
Tableau 4.52 : Calcul des aciers de coutures du voile (V_{x3}).	110
Tableau 4.53 : Calcul des aciers de coutures du voile (V_{x4}).	110
Tableau 4.54 : Calcul des aciers de coutures du voile (V_{y1}).	111
Tableau 4.55: Calcul des aciers de coutures du voile (V_{y2}).....	111
Tableau 4.56 : Calcul des aciers de coutures du voile (V_{y3}).....	111
Tableau 4.57 : Calcul des aciers de coutures du voile (V_{y4}).	112
Tableau 4.58: Calcul des armatures de compression du voile (V_{x1}).....	112
Tableau 4.59: Calcul des armatures de compression du voile (V_{x2}).....	112
Tableau 4.60 : Calcul des armatures de compression du voile (V_{x3}).. ..	113
Tableau 4.61 : Calcul des armatures de compression du voile (V_{x4}).	113
Tableau 4.62 : Calcul des armatures de compression du voile (V_{y1}).	113
Tableau 4.63 : Calcul des armatures de compression du voile (V_{y2}).	114
Tableau 4.64 : Calcul des armatures de compression du voile (V_{y3}).	114
Tableau 4.65 : Calcul des armatures de compression du voile (V_{y4}).	114
Tableau 4.66 : Calcul des aciers horizontaux des voiles (suivent x).....	115
Tableau 4.67 : Calcul des aciers horizontaux des voiles (suivent y).....	115
Tableau 5.1: Caractéristique géométriques du radier	125
Tableau 5.2: Contraintes sous le radier à l'ELU.....	128
Tableau.5.3: Contraintes sous le radier à l'ELS	128
Tableau 5.4: Ferrailage des panneaux du radier.....	131
Tableau 5.5 : Vérification des contraintes.....	132
Tableau 5.6 : Vérification des contraintes (correction).. ..	132
Tableau 5.7 : Ferrailage des nervures (sens y-y).....	134
Tableau 5.8 : Ferrailage des nervures (sens x-x).....	134
Tableau 5.9 : Vérification des contraintes à l'ELS.	135
Tableau 5.10: choix des armatures transversales.	136
Tableau 5.11.: Ferrailage du débord.....	138
Tableau 5.12 : Vérification des contraintes du débord.....	139
Tableau 5.13: Ferrailage du voile périphérique.....	144
Tableau.5.14 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	149
Tableau 5.15 : Vérification des contraintes à l'ELS (correction).....	149



Liste des figures

LISTE DES FIGURES

Figure.1.1. Vue en 3D du bâtiment.....	3
Figure.1.2.Diagramme Contraintes–Déformations à l’ELU	6
Figure.1.3.Diagramme Contraintes–Déformations à l’ELS	6
Figure.1.4.DiagrammeContraintes–Déformations de l’Acier à l’ELU	7
Figure 2.1 : Coupe verticale du plancher terrasse à dalle pleine.....	11
Figure 2.2 : Coupe verticale du plancher courant à dalle pleine... ..	11
Figure.2.3 : Constituants d’un mur extérieur.	11
Figure 2.4 : Dimensions de l’acrotère.....	12
Figure 2.5 : schéma de repérage des poutres.....	16
Figure 2.6 : Schéma du voile.	17
Figure 2.7: schéma statique de la descente de charge.....	21
Figure 2.8: schéma de repérage les trois types des poteaux.....	21
Figure 2.9: surface reprise par le poteau central.....	22
Figure 2.10 : surface reprise par le poteau de rive.....	27
Figure.2.11 : surface reprise par le poteau d’angle.....	32
Figure 3.1 : modèle Final.....	51
Figure 4.1 (RDC) : poteau 75×75.....	72
Figure 4.2 (1er étage) : poteau 70×70.....	72
Figure 4.3 (2ème étage) : poteau 65×60.....	73
Figure 4.4 (3èmeétage) : poteau 60×60.....	73
Figure 4.5 (4ème&5ème étage) : poteau 55×55.....	73
Figure4.6 (6ème étage): poteau 50×50.....	73
Figure 4.7 (7èmeétage) : poteau 45×45.....	73
Figure 4.8 (8ème étage) : poteau 40×40.....	73
Figure 4.9 : Arrêts de barres.....	87
Figure 4.10 : ferrailage des poutres principales 35×55 (terrasse).....	90
Figure 4.11: ferrailage des poutres principales 35×55 (RDC-8ème étage).	90
Figure 4.12 : ferrailage des poutres secondaires 25×35(terrasse).	90
Figure 4.13 : ferrailage des poutres secondaires25×35 (RDC-8ème étage)	90
Figure 4.14: ferrailage des poutres de chaînage25×35(terrasse).	91
Figure 4.15: ferrailage des poutres de chaînage25×35 (RDC-8ème étage)	91
Figure.4.16:Schéma d’un voile plein.	93

Figure 4.17.:Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.	94
Figure 4.18: Définition de l'élément mur.	95
Figure 4.19.:Schéma d'un mur non raidi	95
Figure 4.20 : discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.....	99
Figure .4.21: Disposition des armateurs verticales dans les voiles.	101
Figure.4.22: Disposition des voiles	105
Figure.4.23:ferrailage de voile Vx1 (RDC...4 ^{ème} étage).	115
Figure.4.24: ferrailage de voile Vx1 (5 ^{ème} ...8 ^{ème} étage)	115
Figure 4.39 : Ferrailage des linteaux.	119
Figure 5.1 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.	121
Figure.5.2: Panneau de la dalle du radier.	129
Figure 5.3: Schéma statique du débord.....	137
Figure 5.4 : schéma de ferrailage de dalle de radier sens X-X.	139
Figure 5.5 : schéma de ferrailage de dalle de radier sens Y-Y..	140
Figure 5.6: schéma de ferrailage des nervures.	140
Figure 5.7: Évaluation des charges	143
Figure 5.8.Ferrailage du voile périphérique (sens x-x).....	150
Figure 5.9.Ferrailage du voile périphérique (sens y-y).	150



Liste des symboles

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.
- ϕ : Diamètre des armatures, mode propre.
- φ : Angle de frottement.
- C : Cohésion.
- uu : non consolidé non drainé.
- σ_p : la contrainte de pré consolidation.
- C_c : le coefficient de compression.
- C_g : coefficient de gonflement.
- q_{adm} : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- 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 pondéraux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéraux états limites ultime.

- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant, Période.
- S_f : Espacement.
- λ : Elancement.
- e : Epaisseur.
- f : Force concentrée.
- f : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- D : Fiche d'ancrage, diamètre, zone utile.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion).
- A_{cv} : section brute du béton par mètre linéaire limité par l'épaisseur de l'âme
- 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.
- γ' : poids volumique déjaugé.
- 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 à la base.
- I : Moment d'inertie.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.

- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
- K : Coefficient de raideur de sol.
- δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- Y : Position de l'axe neutre.
- q_1 : Pression verticale limite
- P_1 : la pression pressiométrique limite P_1 .
- e : l'indice des vides.
- $\sigma_v(Z)$: est la contrainte verticale effective.
- P_{le}^* pression limite équivalent.
- K_p : est dit facteur de portance pressiométrique.
- K_0 : coefficient de pression des terres.
- q_d^e : résistance dynamique.

SOMMAIRE

Résumés.....	I
Remerciements	IV
Dédicaces.....	V
Liste Des Tableaux	VII
Liste Des Figures	X
Liste Des Symboles.....	XII
Sommaire	XV
Les Plans	XIX

INTRODUCTION

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

CHAPITRE 1: PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Introduction	2
Présentation de l'ouvrage.....	2
Description de l'ouvrage.....	2
Caractéristiques géométriques.....	2
Conception de la structure	3
Caractéristiques mécanique et massique des matériaux.....	4
Le béton	4
Les Contrainte Limites	5
L'Aciers	6
Les contraintes limites de calcul	7
Hypothèses De Calcul	8
Conclusion	9

CHAPITRE2: PRE SDIMENETIONEMNT DES ELEMENTS PRINCIPEAUX

Introduction	10
Pré dimensionnement Des Planchers	10
Plancher à Dalle Pleine	10

Evaluation des charges.....	11
Charges Permanentes	11
Maçonnerie.....	12
Acrotère	13
Charges d’exploitation	14
Pré dimensionnement des poutres et nervures	14
Pré dimensionnement des voiles	16
Pré dimensionnement des Poteaux	18
Les poteaux centraux	22
Les poteaux de rives.....	27
Les poteaux d’angles.....	32
Choix final des sections des poteaux	37

CHAPITRE3: ETUDE DYNAMIQUE

Introduction	38
Objectif de l’étude sismique.....	38
Modélisation de la structure étudiée.....	39
Décomposition Modale des Equations de Mouvement.....	41
Choix de la méthode de calcul.....	44
Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente	47
Modèle Final.....	51
Résultats de l’analyse dynamique	52

CHAPITRE4: ETUDE DES ELEMNTS STRUCTURAUX

Introduction	59
Ferraillage des poteaux	59
Introduction	59
Combinaison d’action	59
Recommandations du RPA99 pour le ferraillage des poteaux	60
Sollicitations de calcul et calcul les sections d’armatures	60
Choix des armatures.....	63

Vérification vis-à-vis de l'état limite de service	64
Vérification De L'effort Tranchant	66
Ferraillage transversal des poteaux	67
Ferraillage des poteaux du sous-sol.....	70
Schéma de Ferraillage des poteaux	72
Ferraillage des poutres.....	74
Introduction.....	74
Combinaisons spécifiques de calcul	74
Recommandation du RPA99version 2003	74
Calcul de ferraillage	74
Condition de non fragilité.....	80
Vérification vis à vis de l'ELS	80
Vérification des contraintes thermiques dans les poutres du bâtiment.....	82
Vérification de l'effort tranchant.....	84
Calcul des armatures transversale.	85
Recouvrement des armatures longitudinales	87
Arrêt des barres.....	87
Vérification de la flèche	87
Schéma de ferraillage des poutres.....	90
Ferraillage des voiles	92
Généralités	93
Introduction au ferraillage des voiles	93
Justifications sous sollicitations normales	94
Méthode simplifiée basée sur les contraintes :(calcul des aciers verticaux).....	98
Aciers horizontaux.....	100
Aciers supplémentaires et dispositions constructives	100
Préconisation du règlement parasismique algérien (RPA99 modifié en 2003).....	100
Présentation des résultats pour le reste des voiles du bâtiment étudié	105

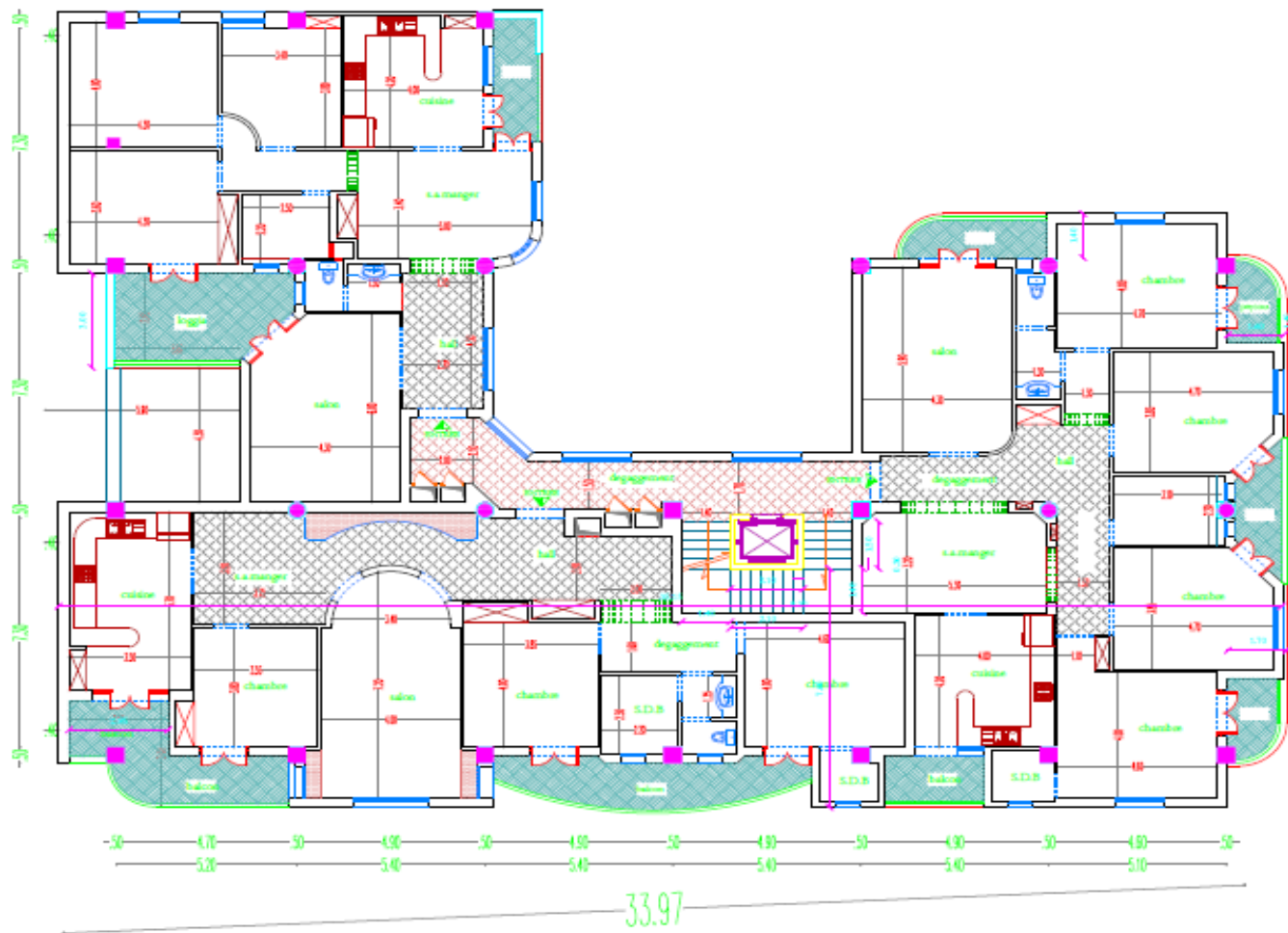
Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture).....	108
Armature verticale de compression.....	111
Aciers horizontaux.....	113
Schéma de ferrailage des voiles.....	115
Ferrailage des linteaux.....	116

CHAPITRE 5 : ETUDE DE FONDATION

Introduction.....	120
Calcul des fondations	121
Introduction.....	121
Pré dimensionnement de radier	122
Vérifications Nécessaires	125
Vérification de la stabilité du radier	125
Vérification des contraintes sous le radier.....	126
Détermination des sollicitations les plus défavorables.....	128
Ferrailage du radier	129
Ferrailage des nervures	134
Armatures de peau	137
Schémas de ferrailage de radier& nervure	139
Etude du voile périphérique	141
Schémas de ferrailage voile périphérique.....	149
Conclusion Générale	151

Référence

Annexe



PLAN ETAGE COURANT



Introduction général

INTRODUCTION

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme, et l'une de ses accusations privilégiées. De nos jour également, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays, et très nombreux sont les professionnels qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou les travaux publics.

Cependant, si le métier de construire peut être considéré comme le plus ancien exercé par l'homme , il fait reconnaître qu'il leur fallu au cours des dernières décades, s'adapter pour tenir compte de l'évolution des goûts et des mœurs , mais surtout aux nouvelles technique de constructions qui permettent une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis des aléas naturels ,tel que les séismes.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière à ce ;

- ✓ Qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son cout.
- ✓ Elle ne doit pas être endommagé par des événements, tels que : Explosion, choc, ou conséquence d'erreurs humaine.
- ✓ Elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard des couts d'entretien.

Pour satisfaire aux exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux ; définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés, spécialement les procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de la production de la construction et de l'exploitation. Pour ce faire il faut impérativement se munir des règlements propres à chaque pays (RPA 99 version 2003 pour le cas de l'Algérie) .

L'ouvrage faisant l'objet de la présence étude est un bâtiment (**RDC +8 +1S/Sol**) à usage d'habitation implanté à wilaya de BLIDA. ce site est classé comme zone de forte sismicité (zone **III**) selon le règlement parasismique Algérien « **RPA 99 version 2003** ».

Présentation de l'ouvrage

1.1. Introduction :

Pour qu'une étude génie civil soit bien faite , présenter les données du bâtiment, telles que le type de la structure, des éléments constituant cette dernière, la géométrie et quelques propriétés des matériaux ainsi les reconnaissances des caractéristiques géométriques de la structure et les caractéristiques mécaniques des matériaux .

1.2. Présentation de l'ouvrage :

Ce projet porte sur l'étude d'un hôtel (**R+8+1S/sol**) à usage d'habitation ; l'ouvrage sera réalisé à Boulevard Mohamed Boudiaf (Willaya de Blida) qui est classé comme zone III selon le classement des zones établi par le Règlement Parasismique Algérien (**RPA 99 version 2003**). [2]

1.3 Description de l'ouvrage :

Le présent projet consiste à faire la conception et l'étude des éléments structuraux d'un hôtel présentant de l'irrégularité en plan, cette hôtel est constitué d'une bloc en R+8 +sous sols .

- Le sous-sol est un parking.
- des étages est à usage d'habitation.

1.4 Caractéristiques géométriques :

a. Dimensions en plan :

- La longueur totale =35.19 m
- La largeur totale =25.05 m

b -Dimension en élévation :

- Hauteur du sous/sol 3.06 m.
- Hauteur du RDC 3.06 m.
- Hauteur des étages courants..... 3.06 m.
- Hauteur totale du hôtel avec acrotère.....28.29 m.
- Hauteur totale du hôtel sans acrotère.....27.54 m.

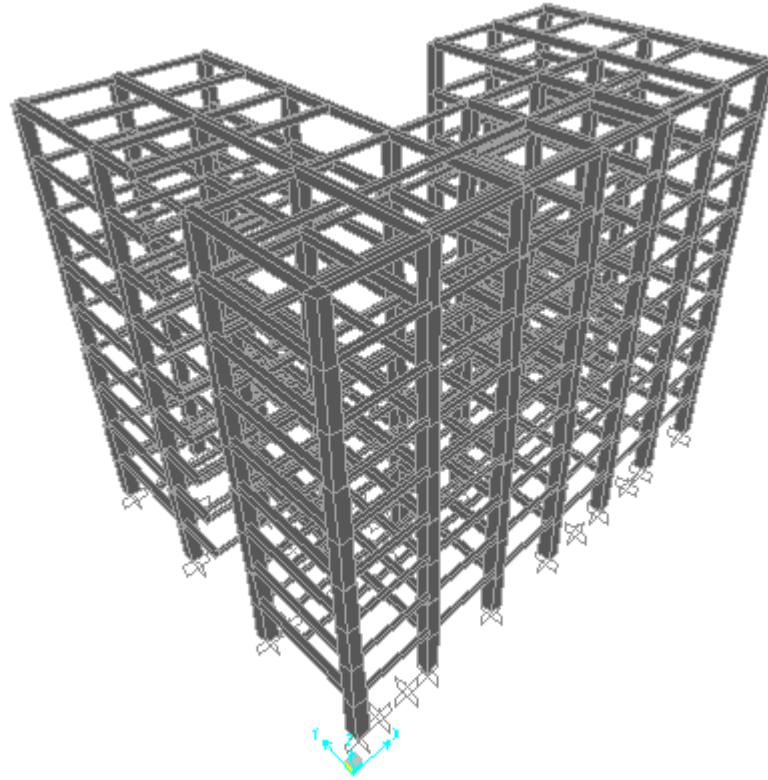


Figure 1. 1: structure en 3D.

1.5.CONCEPTION DE LA STRUCTURE :

a -Système de contreventement

La structure du hôtel a un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques.

b - Les planchers :

Type de plancher est adopté pour cette structure, c'est le plancher à dalle pleine.

c- Maçonnerie :

La maçonnerie sera exécutée en brique creuse

- Murs extérieurs : à double cloison

- Brique creuse de 15 cm

- L'âme d'air de 5cm d'épaisseur

- Brique creuse de 10cm

- Murs intérieurs ;

Ils sont constitués de brique creuse de 10cm.

d -l'escalier :

Élément constitué d'une suite régulière de marches, permettent de se déplacer d'un étage à un autre.

e - Les balcons :

Les balcons sont réalisés en dalle pleine

f- L'acrotère :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé à une hauteur de 75 cm.

h - Fondation:

Le sol d'assise de la construction est un sol meuble d'après le rapport de laboratoire géotechnique. La contrainte du sol est $\sigma_{\text{admissible}} = 2 \text{ bars}$

1.6 - Caractéristiques mécanique et massique des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du hôtel doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé et aux règlements applicables en Algérie à savoir : **BAEL99** et **RPA99 version 2003**

1.6.1-Le béton :

Le béton est un matériau composé de ciment, l'eau, de sable, et de granulats. Il peut être utilisé seul en grande masse, mais le plus souvent combiné avec l'acier pour donner le béton armé.

BAEL 91 modifié 99 [1] et du **RPA 99/version 2003[2]**,

a- Résistance mécanique :

Le béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$. (**Article A.2.1,11 du BAEL 91 [1]**)

Cette résistance est mesurée sur des cylindres droits de révolution de 200 cm^2 de section ($\varnothing = 16 \text{ cm}$) et ayant une hauteur de $h = 32 \text{ cm}$, Pour notre étude on prend $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

b-Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours est déduite de celle à la compression par la relation : (**Article A.2.1,12 BAEL 91 [1]**)

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} ; \text{ pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa.}$$

$$\text{Où : } f_{c28} = 25 \text{ MPa, donc : } f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

c- Module de déformation longitudinale :

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

d-Module de déformation instantanée :

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

(Article A.2.1,21 du BAEL 91 [1]).

$$E_{ij} = 1100 \times \sqrt[3]{f_{cj}}, \text{D'ou on a:}$$

$$E_{i\ 28} = 32164,2 \text{MPa}$$

e-Module de déformation longitudinale différée :

Pour des charges de longue durée d'application on a :

(Article A.2.1,22 du BAEL 91 [1])

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}, \text{D'ou on a:}$$

$$E_{v\ 28} = 10818,86 \text{MPa}$$

f – La masse volumique du béton armé :

$$\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$$

g– Coefficient de poisson :

La déformation longitudinale est accompagnée par une déformation transversale, le coefficient de poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

Dans les calculs, le coefficient de poisson est égale à : (l'article A.2.1,3 du BAEL 91 [1]) :

$$\nu = 0 \text{ béton fissuré à L'E.L.U}$$

$$\nu = 0,2 \text{ béton non fissuré à L' E.L.S}$$

1.6.2 - Les Contrainte Limites :

En se referant au règlement du BAEL. 91 on distingue deux états limites.

a-Etat limite ultime « E.L.U » :

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par :

(L'article A.4.3,41 du BAEL 91 [1])

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

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \text{ cas des actions courantes transitoires} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ cas des actions accidentelles} \end{array} \right.$$

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

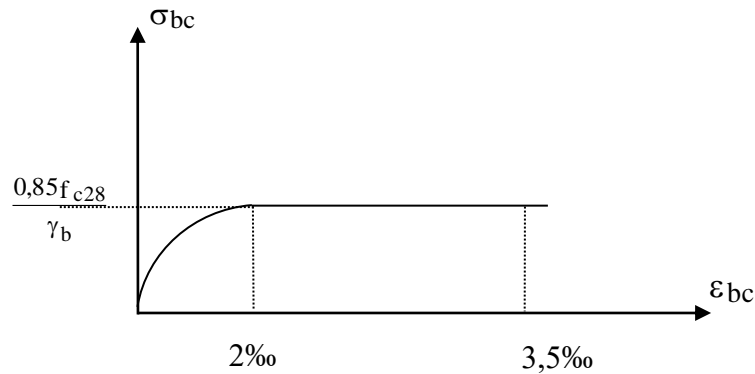


Figure I. 2: Diagramme contrainte-déformations ELU.

b-Etat 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 :

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

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on trouve :

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

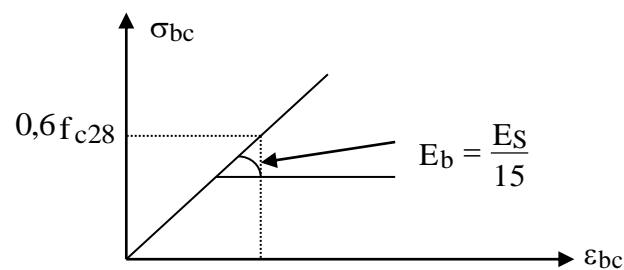


Figure I. 3: Diagramme contraintes-déformations ELS.

1.6.3. 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 :

- Ponds lisses (R.L) : $F_e E_{24}$

- Barres à hautes adhérences (HA) : $F_e 40$
- Treillis soudés (T.S) : $TLE 52 \phi = 8 \text{ mm}$ pour les dalles.

a- Les limites élastiques :

- Les ronds lisses (R.L) : $f_e = 235 \text{ MPa}$
- Barres à haute adhérence (H.A) : $f_e = 400 \text{ MPa}$
- Treillis soudés (T.S) : $f_e = 520 \text{ MPa}$.

b Module d'élasticité des aciers :

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale

Les expériences ont montrés que sa valeur est fixée quelque soit la nuance de l'acier.

$E_s = 2,0 \times 10^5 \text{ MPa}$. (l'article A.2.2,1 du BAEL 91 [1])

1-7- Les contraintes limites de calcul :

a. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U) :

On adopte le diagramme contraintes déformations suivant :

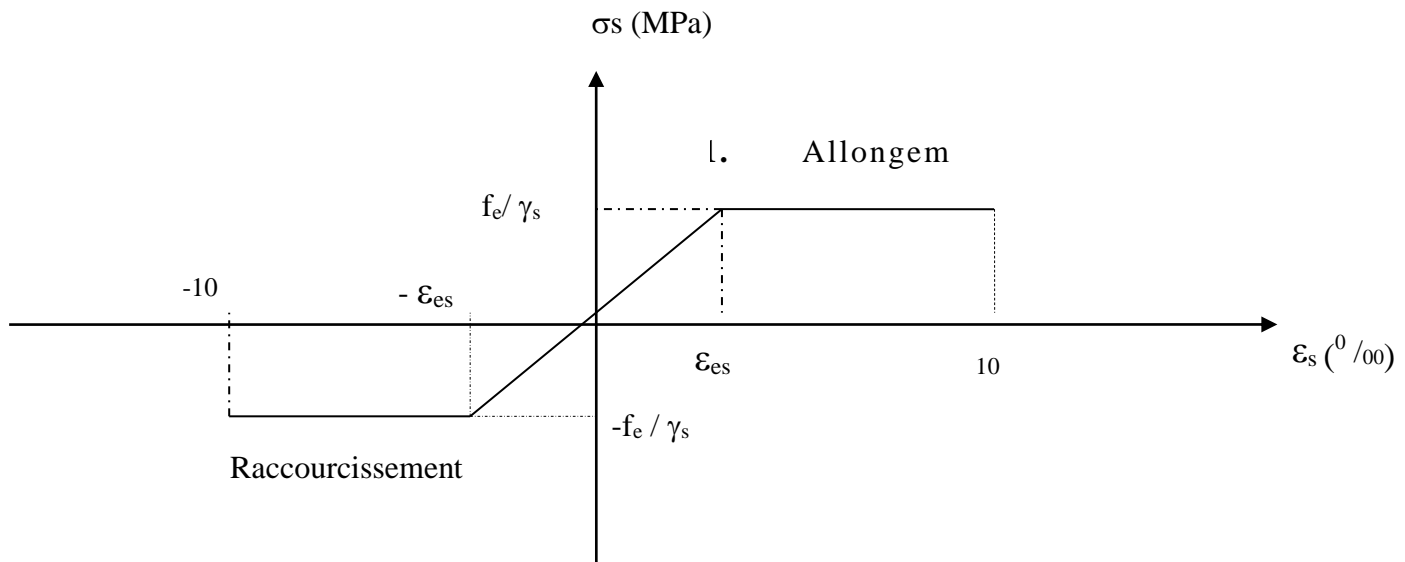


Figure I. 4: Diagramme contraintes-déformations de l'acier à L'ELU.

Avec :

f_e : Contrainte limite élastique.

ϵ_s : Déformation (allongement) relative de l'acier $\epsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

$$\epsilon_{es} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$$

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

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier. (**Article A.4.3,2 du BAEL 91 [1]**)

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

b- 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 appropriés :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \text{Min} \left(\frac{1}{2} f_e; 90 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$

η : Coefficient de fissuration

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

c- Le coefficient d'équivalence :

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

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

1.8. Hypothèses De Calcul :

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

- Les sections droites restent planes après déformations.
- 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 le cas de 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 a :

$$\text{acier doux} \quad \left. \begin{array}{l} \sigma_s = 204,34MPa \\ \sigma_s = 235MPa \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Situation durable} \\ \text{Situation accidentelle} \end{array}$$

$$\text{acier à haute adhérence} \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 348MPa \\ \sigma_s = 400MPa \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{Situation durable} \\ \text{Situation accidentelle} \end{array}$$

1.9 Conclusion :

Lors de l'étude du hôtel, vous devez disposer d'informations précises sur la nature du hôtel, le type d'utilisation, ses dimensions, sa situation géographique et les matériaux qui seront utilisés dans sa construction.

Pré dimensionnement Des éléments principaux

2.1. Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres et voiles) d'une structure est une étape primordiale dans un projet de génie civil.

En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur (**BEAL 91 modifié 99**) et vérifier selon le règlement (**RPA 99 version 2003**).

Pour ce faire, nous commençons le pré dimensionnement du sommet vers la base :

1. Les planchers.
2. Les poutres.
3. Les voiles.
4. Les poteaux.

2.2. Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des aires limitant les différents niveaux d'un bâtiment, leur rôle principal est la transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs.

En plus de cette participation à la stabilité de la structure, ils offrent une isolation thermique entre les différents étages.

2.1. Plancher a dalle pleine :

Ce plancher est constitué par une dalle d'épaisseur constante reposant sur un système de poutre secondaire et principale; les panneaux de la dalle reçoivent les charges statiques et dynamiques et les transmettent aux poutres ; L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent beaucoup plus des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes

❖ Résistance au feu :

- $e = 07 \text{ cm}$ pour une heure de coupe de feu
- $e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe de feu

❖ 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 : $\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$

- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$

• Avec :

- Lx : La petite portée du panneau le plus sollicité.

Dans notre cas les dalles reposent sur quatre appuis dont la plus petite portée est de l'ordre de 4.9 m On aura donc : $9.8 \leq e \leq 12.25$

- D'après les conditions précédentes, l'épaisseur des dalles pleines :
 $e \geq \max(11 ; 15 ; 12) \text{ cm} \quad \rightarrow e = 15 \text{ cm.}$

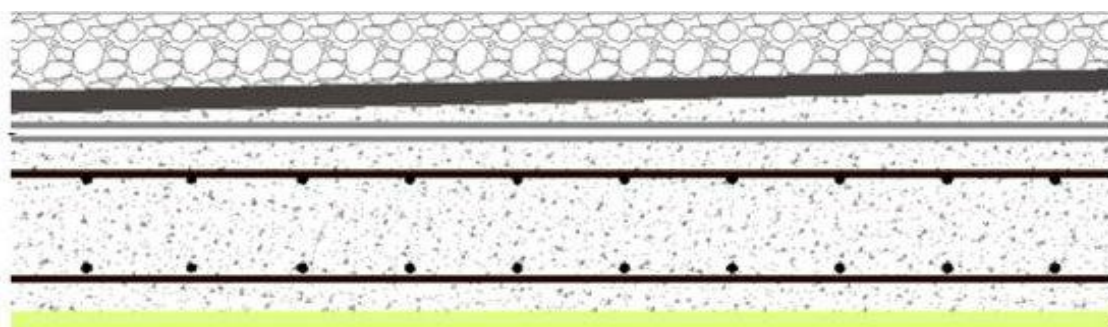
2.3. Evaluation des Charge G et surcharge Q :

Cette étape consiste à déterminer les charges selon le **DTR B.C.2.2 [4]** qui influent sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

2.3.1 .charges permanentes :

a- Plancher Terrasse inaccessible :

• Dalle pleine :



Composants d'un plancher terrasse en dalle pleine.

Figure 2.1 : Coupe verticale du plancher terrasse à dalle pleine

1. Protection mécanique en gravier ($e=5\text{ cm}^2$) $(0,05) \cdot (17) = 0,85\text{kN/m}^2$
2. Etanchéité multicouche $0,12\text{ kN/m}^2$
3. Forme de pente ($e_{\text{moy}}=10\text{cm}$) $2,2\text{ kN/m}^2$
4. Isolation thermique ($e=4\text{cm}$) $0,16\text{ kN/m}^2$
5. Dalle pleine ($e=15\text{cm}$, $\rho_b=25\text{ kN/ m}^3$) 3.75kN/m^2
6. Enduit au plâtre ($e= 2\text{ cm}$) $0,20\text{ kN/m}^2$

$\Sigma G = 7.28\text{kN/m}^2$

b. Plancher étage courant :

- Dalle pleine :

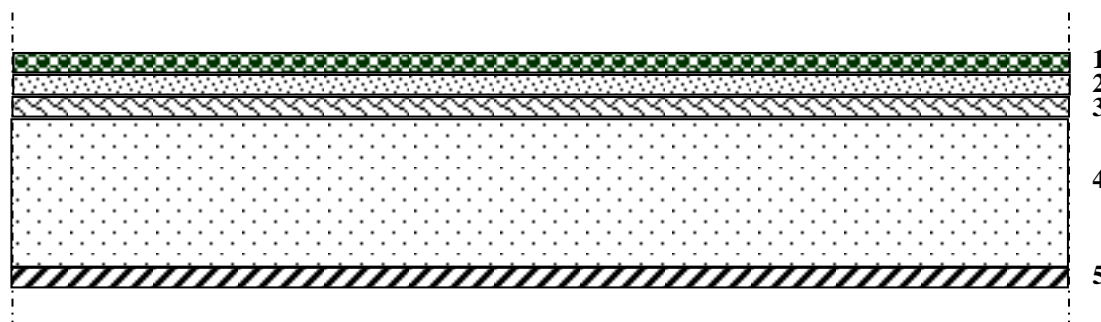


Figure 2.2 : Coupe verticale du plancher courant à dalle pleine.

- 1- Carrelage ($e=2\text{ cm}$) $(0,02) (22) = 0,44\text{kN/m}^2$
- 2- 2- Mortier de pose ($e=2\text{ cm}$) $(0,02) (20) = 0,4\text{ kN/m}^2$
- 3- 3- Lit de sable ($e=3\text{cm}$) $(0,03) (18) = 0,54\text{kN/m}^2$
- 4- 4- Dalle à épaisseur (15cm) $(0,15) (25) = 3.75\text{kN/m}^2$
- 5- 5- Enduit à la plate (2 cm) $(0,02) (10) = 0,20\text{ kN/m}^2$
- 6- 6- Cloisons légères $=1,00\text{ kN/m}^2$

$\Sigma G = 6,33\text{kN/m}^2$

c. Maçonnerie :

- Mur extérieur à double cloison :

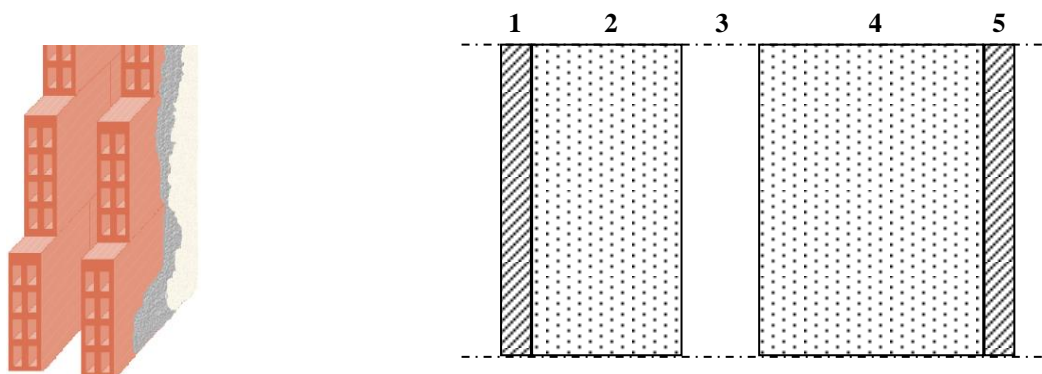


Figure.2.3 : Constituants d'un mur extérieur.

- 1- Enduit intérieur au plâtre (e= 2 cm) (0,02) (10) = 0,20 kN/m²
- 2- 2- Briques creux (e= 10 cm) (0,10) (9) = 0,9 kN/m²
- 3- 3- L'âme d'air (e= 5 cm) = 0 kN/m²
- 4- 4- Briques creux (e= 15 cm) (0,15) (9) = 1,35 kN/m²
- 5- 5- Enduit extérieur au ciment (e= 2 cm) (0,02) (18) = 0,36 kN/m²

$$\Sigma G = 2,81 \text{ kN/m}^2$$

d. Acrotère :

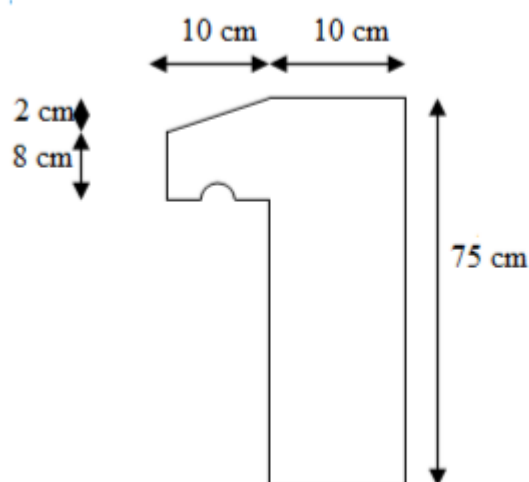


Figure 2.4 : Dimensions de l'acrotère.

- Le poids propre de l'acrotère pour 1 ml est de : $G1 = \rho_b \cdot S$

ρ_b : Le poids volumique du béton tel que $\rho_b = 25 \text{ kN/m}^3$

S : La surface transversale totale.

$$S = (0,1 \cdot 0,75) + (0,08 \cdot 0,1) + 0,1 \cdot \frac{0,02}{2} = 0,084 \text{ m}^2$$

D'où le poids propre de l'acrotère :

$$G1 = 25 \times 0,084 = 2,1 \text{ kN/m}$$

Le poids des enduits au ciment (ep=1,5cm) :

$$G2 = \rho \cdot P \cdot e = 0,51 \text{ kN/m}$$

ρ : Poids volumique de ciment

P : périmètre de l'acrotère (P = 1.88 m)

Le poids total de l'acrotère :

$$G = G1 + G2 = 2,61 \text{ kN/m}$$

2.3.2. Charges d'exploitation :

Vu la nature des planchers et leur usage, on distingue les charges d'exploitation:

- Acrotère (main courante) Q = 1,0kN/ml
- Plancher terrasse (inaccessible) Q = 1,0kN/m²
- Plancher à usage habitation Q = 1,5kN/m²
- Escaliers Q = 2,5kN/m²
- Balcon Q = 3,5kN/m²
- Parking(sous-sol)..... Q = 2,5 kN/m²

2.4. Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé ; leur pré dimensionnement se base sur les deux étapes suivantes :

- Détermination des dimensions (h, b) à partir des formules empiriques données par le **B.A.E.L 91 modifié 99**[1]
- Vérification des conditions imposées sur (h, b) par le Règlement Parasismique Algérien (**RPA 99 version 2003**).[2]

❖ Vérification de la rigidité.

Les deux étapes précédentes sont résumées dans ce qui suit :

- Selon le **BAEL 91 modifié 99**[1] :
 - La hauteur h de la poutre doit être : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
 - La longueur b de la poutre doit être : $0.3 h \leq b \leq 0.7 h$

Avec :

- L : Portée de la poutre.
- h : Hauteur de la poutre.
- b : Largeur de la poutre.
-
- Selon l'article 7.5.1 du **R.P.A 99(ver .03)** [2] :
 - La hauteur h de la poutre doit être : h ≥ 30 cm
 - La largeur b de la poutre doit être : b ≥ 20 cm
 - Le rapport hauteur largeur doit être : $\frac{h}{b} \leq 4$

2.4.1. poutre principales :

$L_{\max} = 7.30 \text{ m}$ « entre nœud d'appui » .

$$48.66 \leq h \leq 73 \text{ cm} \implies h = 55 \text{ cm}$$

$$16.5 \leq b \leq 38.5 \text{ cm} \implies b = 35 \text{ cm}$$

- Nous choisissons une poutre de : $b \times h = 55 \times 35 \text{ cm}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{-Vérification selon le RPA99 :} \\ b = 35 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 55 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1.57 \leq 4 \end{array} \right.$$

- Alors les trois conditions dictées par le **RPA99** sont vérifiées

2.4.2. Poutre secondaire :

$L_{\max} = 4.90 \text{ m}$ «entre nœud d'appui »

$$32.66 \text{ cm} \leq h \leq 49 \text{ cm} \implies h = 35 \text{ cm}$$

$$10.5 \leq b \leq 24.5 \text{ cm} \implies b = 25 \text{ cm}$$

-Nous choisissons une poutre de : $b \times h = 25 \times 35 \text{ cm}^2$

- Vérification selon le **RPA99** :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1.40 \leq 4 \end{array} \right.$$

•

- les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées.

2.4.3. La nervure:

$L_N = 4.90 \text{ m}$

$$32.66 \leq h \leq 49 \text{ cm} \implies h = 35 \text{ cm}$$

$$10.5 \leq b \leq 24.5 \text{ cm} \implies b = 25 \text{ cm}$$

- Nous choisissons une poutre de : $b \times h = 25 \times 35 \text{ cm}^2$

- Vérification selon le RPA99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \text{ .} \\ h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \text{ .} \\ \frac{h}{b} = 1.40 \leq 4 \end{array} \right.$$

- Les trois conditions dictées par le **RPA99** sont vérifiées.

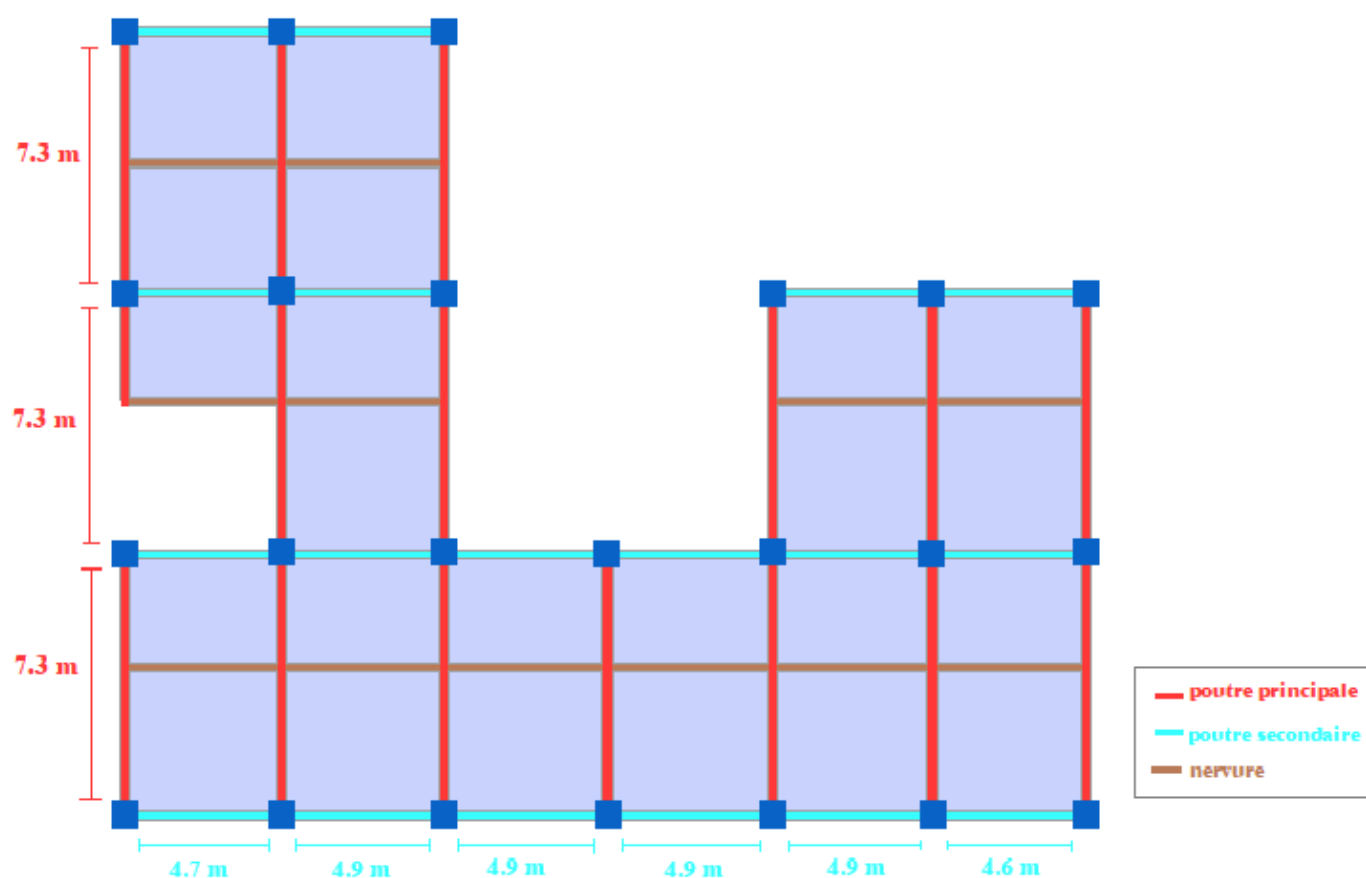


Figure 2.5 : schéma de repérage des poutres

2.5. Pré dimensionnement des voiles :

On appelle voiles, les murs réalisés en béton armé, qui auront pour rôle le contreventement du bâtiment ; pour leurs pré dimensionnement, nous sommes basés sur les recommandations du règlement **l'article 7.7.1 du RPA 99 / modifié 2003 [2]**. L'épaisseur minimale des voiles est de 15 cm, de plus, cette épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

Avec :

L : longueur de voile.
 a : épaisseur du voile.
 h_e : Hauteur d'étage.

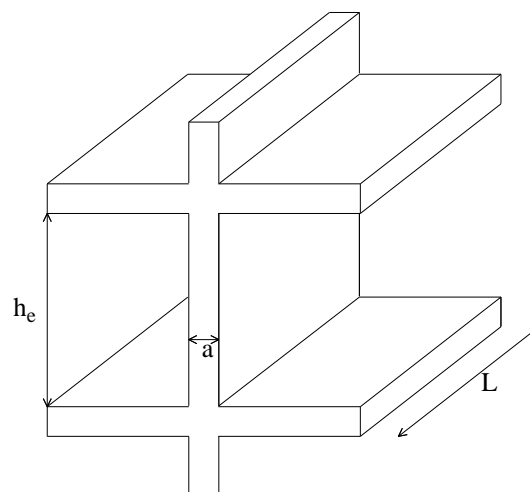


Figure 2.6 : Schéma du voile.

➤ **Dans notre cas:**

$$A_{\min} \geq \max (15\text{cm}; h_e/ 20)$$

Avec:

$$h_e : \text{Hauteur d' étage (} h_e = 3.06 - 0.55 = 2.51 \text{ m)}$$

A_{\min} : Epaisseur de voile

$$A_{\min} \geq \max (15\text{cm} ; 12.5 \text{ cm}) \implies a_{\min} \geq 15 \text{ cm}$$

- On choisie l'épaisseur de voile $e = 15 \text{ cm}$

2.6. Pré dimensionnement des poteaux :

Principe :

Les poteaux sont prè 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 utilise un calcul basé sur la descente de charge. On applique la loi de dégression des charges d'exploitation.

• Etapes de pré dimensionnement (calcul) :

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Évaluation 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 «RPA99version2003».

• Loi de dégression:

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment, $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$ les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1, 2, 3, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adopte pour le calcul des charges d'exploitation suivantes:

- Sous terrasse Q_0
- Sous dernier étage (étage 1) $Q_0 + Q_1$
- (étage 2) $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$
- (étage 3) $Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- (étage 4) $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
- (étage n) $Q + (3 + n/2n)(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

Lorsque le nombre d'étage est supérieur à cinq ($n \geq 5$) on applique la loi suivante :

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \text{ Donnée par [DTR B.C.2.2.], [4]}$$

Avec:

n : nombre d'étage.

Q_0 : la surcharge d'exploitation sur la terrasse.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n : les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

- Pré dimensionnement des poteaux:

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

$$N_u = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots \dots (1)$$

Avec:

- N_u : Effort normal ultime (compression) = $1,35G + 1,5Q$.
- α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$).
- λ : Elancement d'EULER $\lambda = (l_f/i)$
- 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
- B : Surface de la section du béton
- γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b=1,50$)..... situation durable.
- γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s=1,15$) situation durable.
- f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e=400\text{MPa}$)
- f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28}=25\text{MPa}$).
- A_s : Section d'acier comprimée
- B_r : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie

➤ Selon le « BAEL91 modifié 99 [1] »

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

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que :

$$A_s/B = 1\%$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1+0,2(\lambda/35)^2} \quad \text{Si } \lambda \leq 50. \\ \alpha = 0,6(\lambda/50)^2 \quad \text{Si } 50 < \lambda < 100. \end{array} \right.$$

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

On tire de l'équation (1) la valeur de B_r :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right]} = 0,064 N_u$$

➤ Le minimum requis par le « RPA99 version 2003 [2] »

- Pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum :

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

Avec :

- (a ; b) : Dimensions de la section
- h_e : Hauteur d'étage. On opte pour des poteaux de section carrée (a=b).

➤ Calcul des poteaux :

Le calcul se fait pour :

- 1- Poteau central.
- 2- Poteau de rive.
- 3- Poteau d'angle.

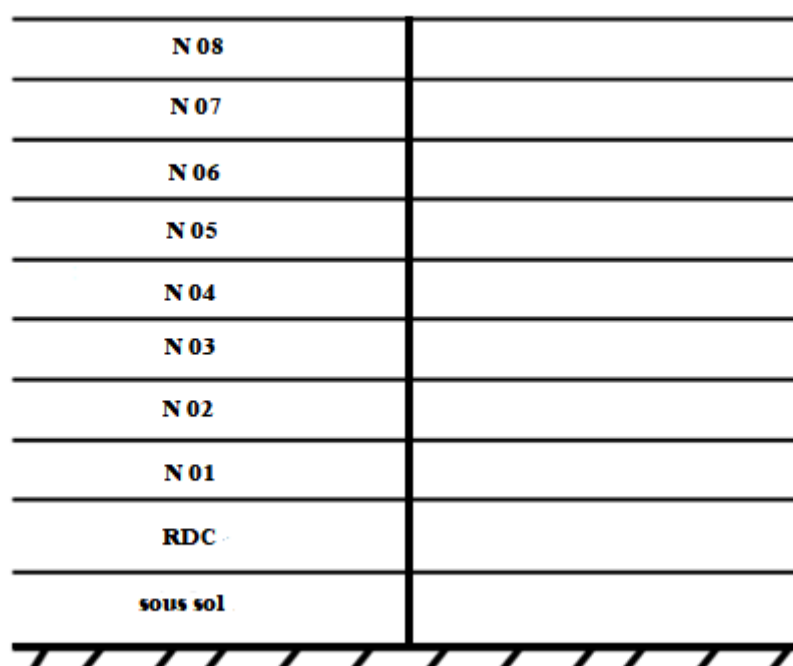


Figure 2.7: schéma statique de la descente de charge.

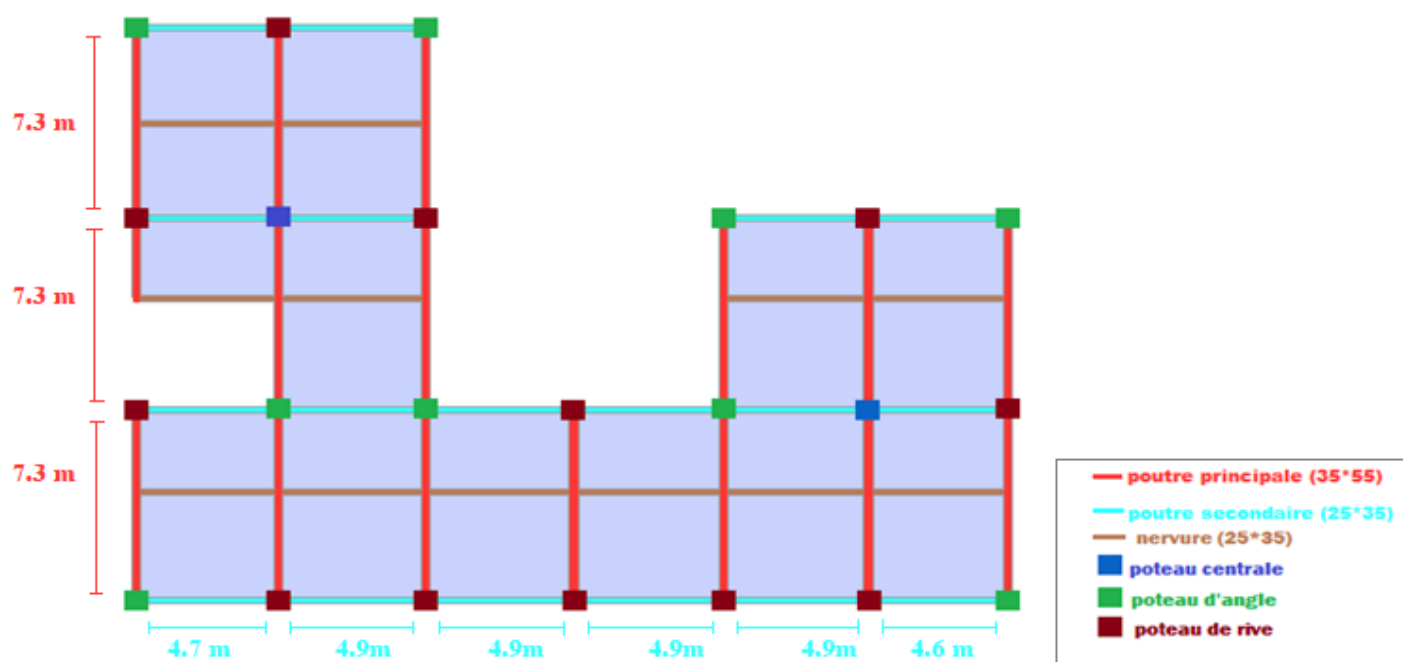


Figure 2.8: schéma de repérage les trois types des poteaux

2.7/ Les poteaux centraux:

- Surface afférente : $S = (5.25 \times 7.8) = 40.95 \text{ m}^2$

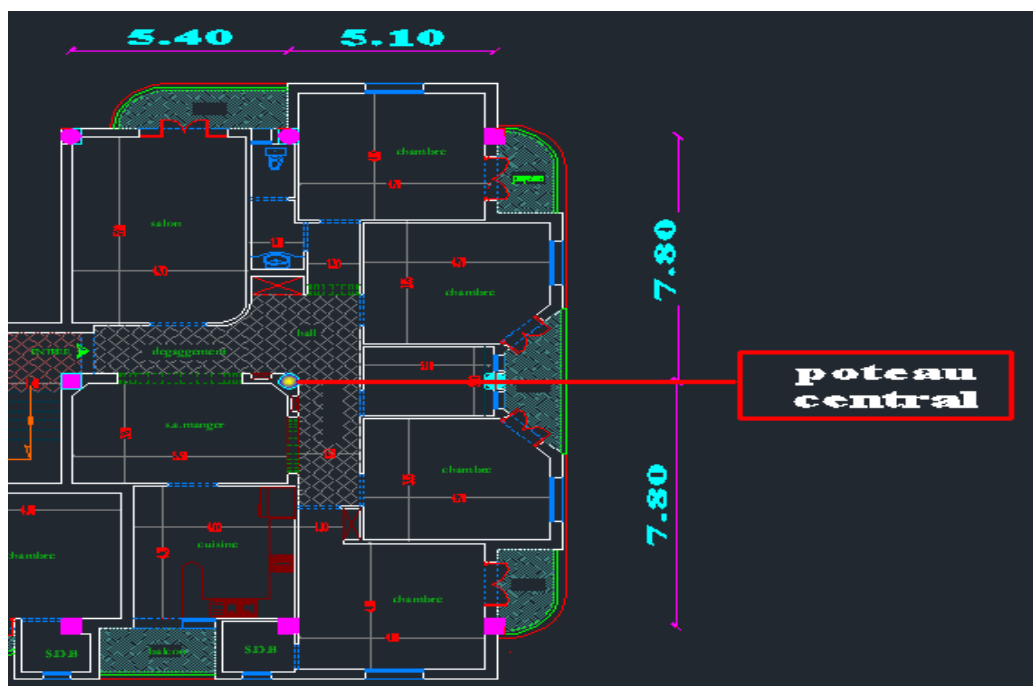


Figure 2.9:surface reprise par le poteau central.

• Calcul des différents poids :

Poids des planchers :

- Plancher terrasse $40.95 \times 7.28 = 298.11 \text{ kN}$
- Plancher courant..... $40.95 \times 6.33 = 259.21 \text{ kN}$

Poids des poutres :

- Poutre principale..... $25 \times 0.35 \times (0.55 - 0.15) \times 7.8 = 27.3 \text{ kN}$
- Poutre secondaire..... $25 \times 0.25 \times (0.35 - 0.15) \times 4.75 = 5.93 \text{ kN}$

Poids des poteaux :

- Poteau (RDC ... 8^{ème}):..... $25 \times 0.30^2 \times (3.06 - 0.55) = 5.64 \text{ kN}$

➤ **Dégression des surcharges :**

Niveau des planchers	Q_i	Σ charges d'exploitations	$Q_{cumulé}$ (kN/m ²)
Plancher terrasse	Q_0	$\Sigma_0=Q_0$	1
Plancher 8 ^{ème}	Q_1	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	2.5
Plancher 7 ^{ème}	Q_2	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	3.85
Plancher 6 ^{ème}	Q_3	$\Sigma_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	5.05
Plancher 5 ^{ème}	Q_4	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6.1
Plancher 4 ^{ème}	Q_5	$\Sigma_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7
Plancher 3 ^{ème}	Q_6	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	7.75
Plancher 2 ^{ème}	Q_7	$\Sigma_7=Q_0+0,714(Q_1+ \dots +Q_7)$	8.49
Plancher 1 ^{er}	Q_8	$\Sigma_8=Q_0+0,687(Q_1+ \dots +Q_8)$	9.24
Plancher RDC	Q_9	$\Sigma_8=Q_0+0,666(Q_1+ \dots +Q_9)$	10

Tableau. 2.1: Dégression des surcharges pour le poteau central.

➤ **Descente de charge:**

Niveau des planchers	Niveau	Désignation des éléments	G(kN)	Q(kN)
Sous plancher terrasse	N1	Poids du plancher terrasse	298.11	40.95
		Poids des poutres	33.23	
		Total	331.34	
8^{ème} plancher	N2	Venant de N1	331.34	102.21
		Poids du plancher courant	259.21	
		Poids des poutres	33.23	
		Poids de poteau	5.64	
		Total	629.42	
7^{ème} plancher	N3	Venant de N2	629.42	157.41
		Poids du plancher courant	259.21	
		Poids des poutres	33.23	
		Poids de poteau	5.64	
		Total	927.5	

6^{ème} plancher	N4	Venant de N3 Poids du plancher courant Poids des poutres Poids de poteau Total	927.5 259.21 33.23 5.64 1225.58	206.48
5^{ème} plancher	N5	Venant de N4 Poids du plancher courant Poids des poutres Poids de poteau Total	1225.58 259.21 33.23 5.64 1523.66	249.41
4^{ème} plancher	N6	Venant de N5 Poids du plancher courant Poids des poutres Poids de poteau Total	1523.66 259.21 33.23 5.64 1821.74	286.21
3^{ème} plancher	N7	Venant de N6 Poids du plancher courant Poids des poutres Poids de poteau Total	1821.74 259.21 33.23 5.64 2119.82	316.87
2^{ème} plancher	N8	Venant de N7 Poids du plancher courant Poids des poutres Poids de poteau Total	2119.82 259.21 33.23 5.64 2417.9	347.13
1^{er} plancher	N9	Venant de N8 Poids du plancher courant Poids des poutres Poids de poteau Total	2417.9 259.21 33.23 5.64 2715.98	377.80
Plancher De RDC	N9	Venant de N8 Poids du plancher courant Poids des poutres Poids de poteau Total	2715.98 259.21 33.23 5.64 3014.06	408.87

Tableau. 2.2: Descente de charge pour le poteau central.

➤ choix des sections des poteaux centraux:

	POTEAU	N _G (kN)	N _Q (kN)	N _u (kN)	BR (cm ²)	a=b (cm)	RPA (cm ²)	Choix (cm ²)
Central	poteau 8 ^{ème}	331.34	40.95	508.73	325.58	20.93	30*30	30*30
	poteau 7 ^{ème}	629.42	102.21	1003.03	641.93	27.33	30*30	30*30
	poteau 6 ^{ème}	927.5	157.41	1488.24	952.49	32.42	30*30	35*35
	poteau 5 ^{ème}	1225.58	206.48	1964.25	1257.12	37.45	30*30	40*40
	poteau 4 ^{ème}	1523.66	249.41	2431.05	1555.87	41.44	30*30	45*45
	poteau 3 ^{ème}	1821.74	286.21	2888.66	1848.74	45.00	30*30	45*45
	poteau 2 ^{ème}	2119.82	316.87	3337.06	2135.71	48.21	30*30	50*50
	poteau 1 ^{ème}	2417.9	347.13	3784.86	2422.31	51.21	30*30	55*55
	Poteau RDC	2715.98	377.8	4233.27	2709.29	54.05	30*30	55*55
	Poteau s.sol	3014.06	408.87	4682.28	2996.65	56.74	30*30	60*60

Tableau 2.3 : Choix des sections des poteaux centraux.

➤ **Vérification de critère de résistance:**

$$N_u/B \leq f_{bc} = 14.2 \text{ MPA}$$

- Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :
- B ; section de poteau.
- N_u : (G+Q±E)

Poteau	N _u (kN)	Choix (cm ²)	B (cm ²)	N _u /B (MPA)	Conditions
poteau 8 ^{ème}	508.73	30*30	900	5.64	ok
poteau 7 ^{ème}	1003.03	30*30	900	11.14	ok
poteau 6 ^{ème}	1488.24	35*35	1225	12.14	ok
poteau 5 ^{ème}	1964.25	40*40	1600	12.27	ok
poteau 4 ^{ème}	2431.05	45*45	2025	12.00	ok
poteau 3 ^{ème}	2888.66	45*45	2025	14.26	Non
poteau 2 ^{ème}	3337.06	50*50	2500	13.34	ok

poteau 1^{ème}	3784.86	55*55	3025	12.51	ok
Poteau RDC	4233.27	55*55	3025	13.99	ok
Poteau s.sol	4682.28	60*60	3600	13.00	ok

Tableau 2.4 : Vérification de critère de résistance pour les poteaux centraux

- Nous remarquons que la condition n'est pas vérifiée dans le 3^{ème} plancher, alors on va augmenter la section d'armatures.

	Poteau	Nu (kN)	Choix (cm²)	B (cm²)	Nu/B (MPa)	Conditions
Central	poteau 8^{ème}	508.73	30*30	900	5.64	ok
	poteau 7^{ème}	1003.03	30*30	900	11.14	ok
	poteau 6^{ème}	1488.24	35*35	1225	12.14	ok
	poteau 5^{ème}	1964.25	40*40	1600	12.27	ok
	poteau 4^{ème}	2431.05	45*45	2025	12.00	ok
	poteau 3^{ème}	2888.66	50*50	2500	11,55	ok
	poteau 2^{ème}	3337.06	50*50	2500	13.34	ok
	poteau 1^{ème}	3784.86	55*55	3025	12.51	ok
	Poteau RDC	4233.27	55*55	3025	13.99	ok
	Poteau s.sol	4682.28	60*60	3600	13.00	ok

2.8/ .Les poteaux de rives:

- Surface afférente : $S = (4.3 * 7.8) = 33.54 \text{ m}^2$

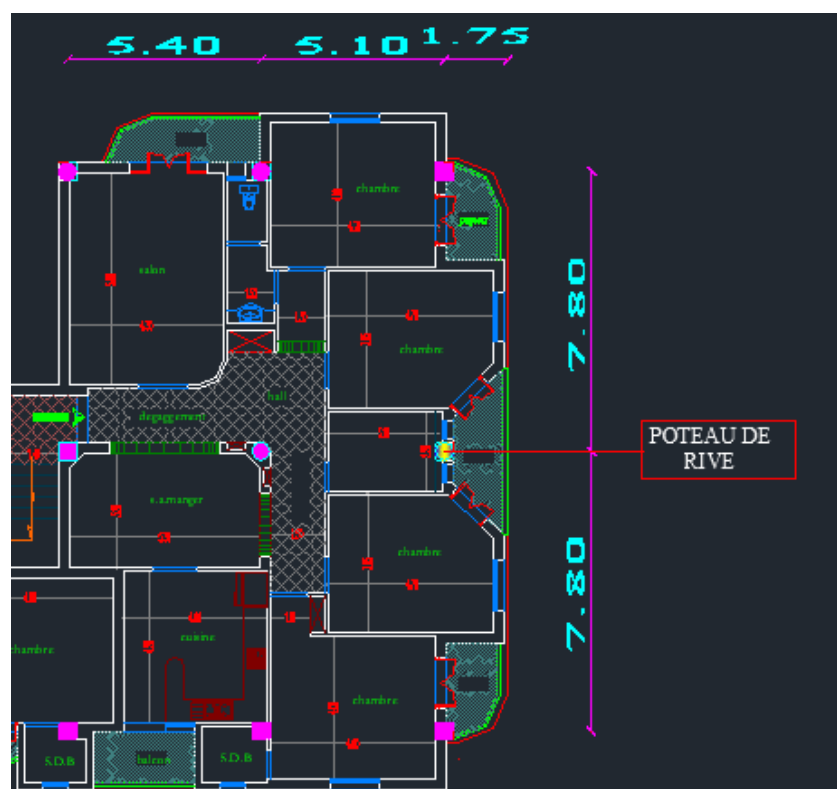


Figure 2.10 : surface reprise par le poteau de rive

- Calcul des différents poids:

Poids des planchers :

Plancher terrasse..... $33.54 \times 7.28 = 244.17 \text{ kN}$

Plancher courant..... $33.54 \times 6.33 = 212.31 \text{ kN}$

Poids des poutres :

Poutre principale..... $25 \times 0.35 \times (0.55 - 0.15) \times 7.8 = 27.3 \text{ kN}$

Poutre secondaire..... $25 \times 0.25 \times (0.35 - 0.15) \times 3.8 = 4.75 \text{ kN}$

Poids du poteau :

Poteau (RDC ... 8^{ème}) :..... $25 \times 0.3 \times 0.3 \times (3.06 - 0.55) = 5.64 \text{ kN}$

Poids des murs :

Mur extérieure..... $2.81 \times 7.8 \times 3.06 = 67.06 \text{ kN}$

Poids de l'acrotère..... $2.61 \times 7.8 = 20.35 \text{ kN}$.

➤ **Dégression des surcharges :**

Niveau des planchers	Q_i	Σ charges d'exploitations	$Q_{\text{cumulé}}$ (kN/m ²)
Plancher terrasse	Q_0	$\Sigma_0=Q_0$	1
Plancher 8 ^{ème}	Q_1	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	2.5
Plancher 7 ^{ème}	Q_2	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	3.85
Plancher 6 ^{ème}	Q_3	$\Sigma_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	5.05
Plancher 5 ^{ème}	Q_4	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6.1
Plancher 4 ^{ème}	Q_5	$\Sigma_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7
Plancher 3 ^{ème}	Q_6	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	7.75
Plancher 2 ^{ème}	Q_7	$\Sigma_7=Q_0+0,714(Q_1+\dots+Q_7)$	8.49
Plancher 1 ^{er}	Q_8	$\Sigma_8=Q_0+0,687(Q_1+\dots+Q_8)$	9.24
Plancher RDC	Q_9	$\Sigma_8=Q_0+0,666(Q_1+\dots+Q_9)$	10

Tableau2.5:Dégression des surcharges pour le poteau de rive.

➤ **Descente de charge:**

Étages	Niveau	Désignation des éléments	G(kN)	Q(kN)
Sous plancher terrasse	N1	Poids du plancher terrasse	244.17	33.54
		Poids des poutres	32.05	
		Poids de l'acrotère	20.35	
		Total	296.57	
8 ^{ème} étage	N2	Venant de N1	296.57	83.85
		Poids du plancher courant	212.31	
		Poids des poutres	32.05	
		Poids de poteau	5.64	
		Poids Mur	67.06	
		Total	613.63	

7^{ème} étage	N3	Venant de N2 Poids du plancher courant Poids des poutres Poids de poteau Poids Mur Total	613.63 212.31 32.05 5.64 67.06 930.69	129.13
6^{ème} étage	N4	Venant de N3 Poids du plancher courant Poids des poutres Poids de poteau Poids Mur Total	930.69 212.31 32.05 5.64 67.06 1247.75	169.37
5^{ème} étage	N5	Venant de N4 Poids du plancher courant Poids des poutres Poids de poteau Poids Mur Total	1247.75 212.31 32.05 5.64 67.06 1564.81	204.60
4^{ème} étage	N6	Venant de N5 Poids du plancher courant Poids des poutres Poids de poteau Poids Mur Total	1564.81 212.31 32.05 5.64 67.06 1881.87	234.78
3^{ème} étage	N7	Venant de N6 Poids du plancher courant Poids des poutres Poids de poteau Poids Mur Total	1881.87 212.31 32.05 5.64 67.06 2198.93	259.93
2^{ème} étage	N8	Venant de N7 Poids du plancher courant Poids des poutres Poids de poteau Poids Mur Total	2198.93 212.31 32.05 5.64 67.06 2515.36	284.75

1^{er} étage	N9	Venant de N8	2515.36	309.91
		Poids du plancher courant	212.31	
		Poids des poutres	32.05	
		Poids de poteau	5.64	
		Poids Mur	67.06	
		Total	2832.42	
RDC	N10	Venant de N8	2547.76	335.4
		Poids du plancher courant	212.31	
		Poids des poutres	32.05	
		Poids de poteau	5.64	
		Poids Mur	67.06	
		Total	3149.48	

Tableau 2.6: Descente de charge du poteau rive.

➤ **Choix des sections des poteaux rive:**

	POTEAU	N_G (kN)	N_Q (kN)	N_U (kN)	BR (cm²)	a=b (cm)	RPA (cm²)	Choix (cm²)
Rive	poteau 8^{ème}	296.57	33.54	450.67	288.42	18.98	30*30	30*30
	poteau 7^{ème}	613.63	83.85	954.17	610.66	26.71	30*30	30*30
	poteau 6^{ème}	930.69	129.13	1450.12	928.07	32.46	30*30	35*35
	poteau 5^{ème}	1247.75	169.37	1938.51	1240.64	37.22	30*30	40*40
	poteau 4^{ème}	1564.81	204.6	2419.39	1548.40	41.34	30*30	45*45
	poteau 3^{ème}	1881.87	234.78	2892.69	1851.32	45.02	30*30	50*50
	poteau 2^{ème}	2198.93	259.93	3358.45	2149.40	48.36	30*30	50*50
	Poteau 1^{ème}	2515.36	284.75	3822.86	2446.63	51.46	30*30	55*55
	Poteau RDC	2832.42	309.91	4288.63	2744.72	54.39	30*30	55*55
	Poteau s.sol	3149.48	335.4	4754.89	3043.12	57.16	30*30	60*60

Tableau 2.7: Choix des sections des poteaux de rive.

➤ **Vérification de critère de résistance :**

- Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

	Poteau	Nu (kN)	Choix (cm²)	B (cm²)	Nu/B (MPa)	Conditions
Rive	poteau 8^{ème}	450.67	30*30	900	5.00	ok
	poteau 7^{ème}	954.17	30*30	900	10.60	ok
	poteau 6^{ème}	1450.12	35*35	1225	11.83	ok
	poteau 5^{ème}	1938.51	40*40	1600	12.11	ok
	poteau 4^{ème}	2419.39	45*45	2025	11.94	ok
	poteau 3^{ème}	2892.69	50*50	2500	11.57	ok
	poteau 2^{ème}	3358.45	50*50	2500	13.43	ok
	poteau 1^{ème}	3822.86	55*55	3025	12.63	ok
	Poteau RDC	4288.63	55*55	3025	14.17	ok
	Poteau s.sol	4754.89	60*60	3600	13.20	ok

Tableau.2.8 : vérification de critère de résistance des poteaux de rives.

2.9/ Les poteaux d'angles:

- Surface afférente : $S = (7.8 \times 2.7) + (3.9 \times 2.7) = 31.59 \text{ m}^2$

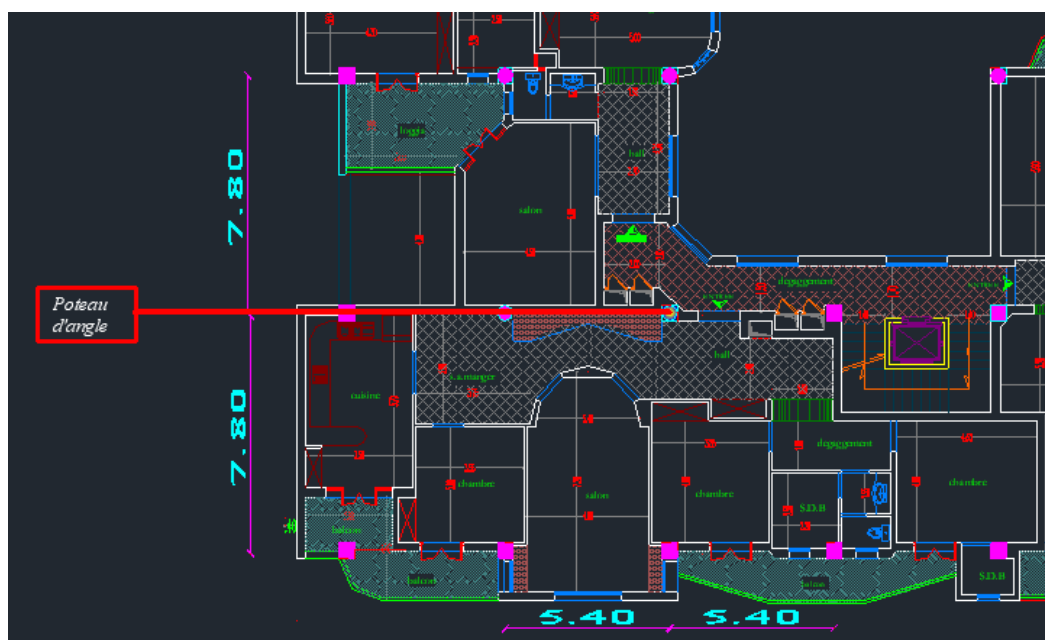


Figure 2.11 : surface reprise par le poteau d'angle.

- **Calcul des différents poids:**

Poids des planchers:

- Plancher terrasse $31.59 \times 7.28 = 229.97 \text{ kN}$
- Plancher courant $31.59 \times 6.33 = 199.96 \text{ kN}$

Poids des poutres :

- Poutre principale..... $25 \times 0.35 \times (0.55 - 0.15) \times 7.8 = 27.3 \text{ kN}$
- Poutre secondaire..... $25 \times 0.25 \times (0.35 - 0.15) \times 4.9 = 6.125 \text{ kN}$

Poids des poteaux :

- Poteau (RDC ... 8^{ème}):..... $25 \times 0.3 \times 0.3 \times (3.06 - 0.55) = 5.64 \text{ kN}$

Poids des murs :

- Mur extérieure..... $2.81 \times 6.35 \times 3.06 = 54.60 \text{ kN}$
- Poids de l'acrotère..... $2.61 \times 6.35 = 16.57 \text{ kN}$.

➤ **Dégression des surcharges :**

Niveau des planchers	Q_i	Σ charges d'exploitations	$Q_{cumulé}$ (kN/m ²)
Plancher 8 ^{ème}	Q 0	$\Sigma_0=Q_0$	1
Plancher 7 ^{ème}	Q 1	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	2.5
Plancher 6 ^{ème}	Q 2	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	3.85
Plancher 5 ^{ème}	Q 3	$\Sigma_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	5.05
Plancher 4 ^{ème}	Q 4	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6.1
Plancher 3 ^{ème}	Q 5	$\Sigma_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7
Plancher 2 ^{ème}	Q 6	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	7.75
Plancher 1 ^{er}	Q 7	$\Sigma_7=Q_0+0,714(Q_1+ \dots \dots \dots +Q_7)$	8.49
Plancher RDC	Q 8	$\Sigma_8=Q_0+0,687(Q_1+ \dots \dots \dots +Q_8)$	9.24
Plancher Sous sol	Q 9	$\Sigma_8=Q_0+0,666(Q_1+ \dots \dots \dots +Q_9)$	10

Tableau2.9:Dégression des surcharges pour le poteau d'angle.

➤ **Descente de charge:**

Etages	Niveau	Désignation des éléments	G(kN)	Q(kN)
Sous plancher terrasse	N1	Poids du plancher terrasse	229.97	31.59
		Poids des poutres	33.42	
		Poids de l'acrotère	16.57	
		Total	297.96	
8^{ème} étage	N2	Venant de N1	297.96	78.97
		Poids du plancher courant	199.96	
		Poids des poutres	33.42	
		Poids de poteau	5.64	
		Poids de mur	54.60	
		Total	567.46	
7^{ème} étage	N3	Venant de N2	567.46	121.62
		Poids du plancher courant	199.96	
		Poids des poutres	33.42	
		Poids de poteau	5.64	
		Poids de mur	54.60	
		Total	861.08	
6^{ème} étage	N4	Venant de N3	861.08	159.52
		Poids du plancher courant	199.96	
		Poids des poutres	33.42	
		Poids de poteau	5.64	
		Poids de mur	54.60	
		Total	1154.7	
5^{ème} étage	N5	Venant de N4	1154.7	192.69
		Poids du plancher courant	199.96	
		Poids des poutres	33.42	
		Poids de poteau	5.64	
		Poids de mur	54.60	
		Total	1448.32	

4^{ème} étage	N6	Venant de N5 Poids du plancher courant Poids des poutres Poids de poteau Poids de mur Total	1448.32 199.96 33.42 5.64 54.60 1741.94	221.13
3^{ème} étage	N7	Venant de N6 Poids du plancher courant Poids des poutres Poids de poteau Poids de mur Total	1741.94 199.96 33.42 5.64 54.60 2035.56	244.82
2^{ème} étage	N8	Venant de N7 Poids du plancher courant Poids des poutres Poids de poteau Poids de mur Total	2035.56 199.96 33.42 5.64 54.60 2329.18	268.19
1^{er} étage	N9	Venant de N8 Poids du plancher courant Poids des poutres Poids de poteau Poids de mur Total	2329.18 199.96 33.42 5.64 54.60 2622.8	291.89
RDC		Venant de N8 Poids du plancher courant Poids des poutres Poids de poteau Poids de mur Total	2622.8 199.96 33.42 5.64 54.60 2916.42	315.9

Tableau 2.10: Descente de charge du poteau d'angle.

➤ **Choix des sections des poteaux d'angle:**

	poteau	N_G (kN)	N_Q (kN)	N_U (kN)	B_r (cm²)	a=b (cm)	RPA (cm²)	Choix (cm²)
Angle	poteau 8^{ème}	297.96	31.59	449.63	287.76	18.96	30*30	30*30
	poteau 7^{ème}	567.46	78.97	898.02	574.73	25.97	30*30	30*30
	poteau 6^{ème}	861.08	121.62	1344.88	860.72	31.33	30*30	35*35
	poteau 5^{ème}	1154.7	159.52	1798.12	1150.79	35.92	30*30	40*40
	poteau 4^{ème}	1448.32	192.69	2244.26	1436.32	39.89	30*30	40*40
	poteau 3^{ème}	1741.94	221.13	2683.31	1717.31	43.44	30*30	45*45
	poteau 2^{ème}	2035.56	244.82	3115.23	1993.74	46.65	30*30	50*50
	poteau 1^{ème}	2329.18	268.19	3546.67	2269.86	49.64	30*30	50*50
	Poteau RDC	2622.8	291.89	3978.61	2546.31	52.46	30*30	55*55
	Poteau s.sol	2916.42	315.9	4411.01	2823.04	55.13	30*30	60*60

Tableau 2.11: Choix des sections des poteaux d'angle.

➤ **Vérification de critère de résistance :**

- Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

	poteau	N_U (kN)	Choix (cm²)	B (cm²)	NU/B (MPA)	Conditions
Angle	poteau 8^{ème}	449.63	30*30	900	4.99	ok
	poteau 7^{ème}	898.02	30*30	900	9.97	ok
	poteau 6^{ème}	1344.88	35*35	1225	10.97	ok
	poteau 5^{ème}	1798.12	40*40	1600	11.23	ok
	poteau 4^{ème}	2244.26	40*40	1600	14.02	ok

	poteau 3^{ème}	2683.31	45*45	2025	13.25	ok
	poteau 2^{ème}	3115.23	50*50	2500	12.46	ok
	poteau 1^{ème}	3546.67	50*50	2500	14.18	ok
	Poteau RDC	3978.61	55*55	3025	13.15	ok
	Poteau s.sol	4411.01	60*60	3600	12.25	ok

Tableau 2.12 : vérification de critère de résistance des poteaux d'angles.

2.10.Choix final des sections des poteaux:

- D'après l'article 7.4.1 dans l'RPA 99 version 2003 [2]

« Pour leur conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner aux poteaux d'angles et de rives, des sections comparables à celles des poteaux centraux. » .

- Choix final des poteaux est résumé dans le tableau ci-dessous:

Poteau du	Poteau centrale	Poteau de rive	Poteau d'angle	Section finale
8 ^{ème}	30*30	30*30	30*30	30*30
7 ^{ème}	30*30	30*30	30*30	30*30
6 ^{ème}	35*35	35*35	35*35	35*35
5 ^{ème}	40*40	40*40	40*40	40*40
4 ^{ème}	45*45	45*45	40*40	45*45
3 ^{ème}	50*50	50*50	45*45	50*50
2 ^{ème}	50*50	50*50	50*50	50*50
1 ^{er}	55*55	55*55	50*50	55*55
RDC	55*55	55*55	55*55	55*55
SOUS SOL	60*60	60*60	60*60	60*60

Tableau 2.13: Tableau reconstitutif de section des poteaux

• Conclusion :

Les sections des éléments de la structure déterminée au terme du pré dimensionnement ne sont pas définitives.

Etude dynamique

3.1. Introduction :

Les séismes représentent une menace permanente pour l'homme. Depuis l'antiquité, les questions relatives à la nature de ces séismes ont préoccupé les hommes vivants dans les zones à risque sismique. Car ceux-ci peuvent causer des pertes énormes que ce soit en vies humaines ou en infrastructures.

Après chaque séisme destructeur, les hommes essayent de connaître les causes du cataclysme afin que cela ne se reproduise plus jamais. On a ainsi successivement attribué ces phénomènes aux passages des comètes, à la disposition des astres ou encore aux conditions atmosphériques, bien sûr sans résultats.

De ces circonstances, des études ont été développées pour connaître l'origine des mouvements sismiques et déterminer les solutions les plus adéquates à même de réduire les pertes en vies humaines et les pertes économiques. Et l'une des préventions les plus valables est la construction parasismique.

3.2 -Objectif de l'étude sismique :

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme.

Ce calcul est mené par les trois méthodes suivantes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

" Ces méthodes se basent sur une modélisation mathématique par éléments finis ".

3.3. Modélisation :

3.3.1 Modélisation mathématique par élément finis :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (D.D.L) infini par un modèle ayant un nombre de D.D.L fini et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes ; la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure.

3.3.2 Détermination des fréquences et modes propres :

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment tant qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie. Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non forcé, l'équation de mouvement d'un tel système est donnée par :

$$[M] \left\{ \ddot{x}(t) \right\} + [K] \{x\} = \{0\} \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} [M] : \text{Matrice de masse de la structure.} \\ [K] : \text{Matrice de rigidité de la structure.} \\ \left\{ \ddot{x} \right\} : \text{Vecteur des accélérations relatives.} \\ \left\{ x \right\} : \text{Vecteur des déplacements relatifs.} \end{array} \right.$$

L'analyse d'un système à plusieurs degré de liberté nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui est donné par :

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

$\{A\}$: Vecteur des amplitudes.

ω : Fréquence de vibration.

φ : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

$$\left\{ \ddot{x} \right\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (3)$$

En substituant les équations (2) et (3) dans l'équation (1) ; on aura :

$$([K] - \omega^2 [M]) \{A\} \sin(\omega t + \varphi) = 0 \dots \dots \dots (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quelque soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$([K] - \omega^2 [M]) \{A\} = \{0\} \dots \dots \dots (5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues « A_i ». Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice Δ_ω est nul c'est à dire :

$$\Delta_\omega = \det([K] - \omega^2 [M]) = 0 \dots \dots \dots (6)$$

L'expression ci dessus est appelée «Equation caractéristique ».

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (n) en (ω^2) .

Les (n) solutions $(\omega_1^2; \omega_2^2; \dots; \omega_n^2)$ sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de vibrations possibles.

Le 1^{er} mode vibratoire correspond a ω_1 et il est appelé mode fondamental $(\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n)$

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{A\}_i$ ou forme modale (modale Shape).

3.3.3 Décomposition modale des équations de mouvement :

Soit un système structural linéaire, à masse concentrée ayant plusieurs degrés de liberté et dont la base repose sur plusieurs supports. Ce système est soumis à une excitation sismique de translation (dans une seule direction) de nature uniforme. Les équations couplées du mouvement peuvent s'écrire sous la forme matricielle suivante :

$$[M]\{\ddot{x}\} + [c]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = \{P(t)\} \dots \dots \dots (7)$$

Si la structure étudiée est un bâtiment à plusieurs étages pour lequel les déplacements de la structure sont mesurés parallèlement au mouvement du sol alors $\{P(t)\}$ peut s'écrire :

$$\{P(t)\} = \{R\}^T [M] \ddot{U}_g(t) \dots \dots \dots (8)$$

$\ddot{U}_g(t)$: Accélération du sol.

$\{R\}$: Vecteur colonne unitaire.

$[M]$, $[c]$ et $[K]$: Matrices masse, Amortissement et Rigidité respectivement.

$\{\ddot{x}\}$, $\{\dot{x}\}$ et $\{x\}$: Vecteurs Accélérations absolues, Vitesses et Déplacements relatifs respectivement.

L'équation (7) représente un système d'équations différentielles couplées. Elle peut être résolue directement par l'intégration directe des équations couplées. Cependant lors de l'analyse de la réponse sismique des structures linéaires, il semble plus efficace de transformer le système d'équation en un système de coordonnées normales en vue de découpler les équations différentielles du mouvement.

En effet, pratiquement, il a été démontré que ce type d'excitation de support tend à exciter particulièrement les quelques premiers modes de vibration. Subséquemment, une

approximation satisfaisante de la réponse sismique de système ayant un nombre élevé de degré de liberté peut être obtenue en excluant de l'analyse modale un certain nombre de modes.

Il est donc certain que la technique de superposition modale reste un moyen performant permettant d'approcher au mieux les solutions du système d'équation différentielles données par (7).

Elle nécessite l'introduction de la transformation suivante :

$$\{x\} = [\phi]\{y\} \dots \dots \dots (9)$$

$[\phi]$: Est la matrice de transformation et $\{y\}$ est identique au vecteur des coordonnées normales.

Dans ce cas la substitution de l'équation (9) dans l'équation (7) et le pré multiplication par $[\phi]^T$ permet d'écrire :

$$([\phi]^T [M] [\phi]) \{\ddot{y}\} + ([\phi]^T [c] [\phi]) \{\dot{y}\} + ([\phi]^T [K] [\phi]) \{y\} = -[\phi]^T \{R\}^T [M] \ddot{U}_g(t)$$

Supposons à présent que la structure est amortie de manière classique cette hypothèse permet de découpler les équations de mouvement en une série d'équations modales indépendantes et cela en utilisant les vecteurs et valeurs propres réels correspondants au système non amorti. L'application des propriétés d'orthogonalité permet alors d'écrire :

$$\ddot{Y}_K + (2\xi_K W_K) \dot{Y}_K + W_K^2 Y_K = -\gamma_K \ddot{U}_g(t) \dots \dots \dots (10)$$

Y_K : kième coordonné modale.

ξ_K : Facteur d'amortissement modale donné par : $2\xi_K W_K = \frac{\{\phi\}_K^T [c] \{\phi\}_K}{\{\phi\}_K^T [M] \{\phi\}_K}$

W_K : Fréquence angulaire propre (modale) donnée par : $W_K^2 = \frac{\{\phi\}_K^T [K] \{\phi\}_K}{\{\phi\}_K^T [M] \{\phi\}_K}$

γ_K : Facteur de participation du mode K est donné par :

$$\gamma_K = \frac{\{\phi\}_K^T [M] \{\phi\}_K \{R\}}{\{\phi\}_K^T [M] \{\phi\}_K} = \frac{L_K}{\{\phi\}_K^T [M] \{\phi\}_K} = \frac{L_K}{M_K}$$

La définition de L_K est analogue à celle de γ_K .

$\{\phi\}_K$: Vecteur propre du k ème mode de vibration.

L'équation (10) est analogue à l'équation d'équilibre gouvernante d'un oscillateur à un degré de liberté. Sa résolution peut se faire soit par intégration numérique (intégral de Duhamel), ce qui nécessite la connaissance de l'exacte évolution temporelle du chargement $\ddot{U}_g(t)$, soit par la méthode du spectre de réponse, ce qui implique la connaissance du spectre de réponse de l'excitation mais qui fournit uniquement la réponse modale maximale, c'est à dire, $\max(Y_K)$. Dans notre cas l'excitation sismique est définie par son spectre de réponse.

3.3.4. Détermination de la réponse physique :

En effet, les réponses modales maximales représentent les ordonnées du spectre de réponse caractérisant un mouvement sismique donné. De ce fait, pour chaque mode individuel de la structure, la réponse maximale peut être obtenue directement par simple lecture à partir du spectre de réponse, ce qui s'écrit par exemple pour le vecteur déplacement relatif maximum associé au mode « K » comme suit :

$$\{X_K, \max\} = \{\phi\}_K \gamma_K S_d(\xi_K, \xi_K)$$

Où : $S_d(\xi_K, \xi_K)$: Représente le déplacement spectrale correspondant à l'amortissement et à la période du k ème mode de vibration.

Par ailleurs, la réponse physique (par opposition à modale) maximale de la structure ne peut être approchée par simple addition des réponses modales maximales, car ces derniers ne sont pas nécessairement toutes atteints au même instant. Par conséquent, la superposition (S.A.V sum of absolute values) des réponses modales (maximales) fournit incontestablement une limite supérieure de la réponse et de manière générale sur estime le maximum escompté de manière significative. Il apparaît donc plus raisonnable, de combiner de manière judicieuse les réponses modales. La plus simple des méthodes de combinaison modale fréquemment utilisée est sans doute, La S.R.S.S (square root of sum of square).

Par exemple pour le vecteur déplacement, elle s'écrit :

$$\{x\}_{\max} = \sqrt{\{x_1, \max\}^2 + \{x_2, \max\}^2 + \dots + \{x_n, \max\}^2} = \sqrt{\sum_{i=1}^n \{x_i, \max\}^2}$$

Où : n : Représente le nombre de mode considéré dans l'analyse, alors que les termes sous la racine carrée représentent le carré des vecteurs déplacements relatifs maximum associé à chaque mode.

Néanmoins, la méthode S.R.S.S bien que plus raffinée que la S.A.V, peut mener à une sous estimations de la réponse. Pour palier ses aspects négatifs d'autres règles de combinaisons plus élaborées ont été développés. Elles se basent sur la théorie des vibrations aléatoires et tiennent compte de l'inter corrélation modale par l'introduction dans la combinaison de coefficient de corrélation inters modaux. A titre d'exemple nous pouvons citer la règle de combinaison dite C.Q.C (complète quadratique combinaison).

3.4. 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)[2] 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

❖ 3.4.1 Principe :

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

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur.

Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

➤ 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 a 30 m on zone III
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes :

Zone III : {
 Groupe d'usage 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 2 et sa hauteur dépasse les 17m.

3.4.2. 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.

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

Où :

N est le nombre de niveaux au dessus de sol et T_k la période du mode K

❖ 3.4.3 Analyse spectrale :

- **Utilisation des spectres de réponse :(Article 4.3.3) (RPA99/version2003) [2]**

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 données 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 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : facteur de correction d'amortissement.

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

Q: Facteur de qualité.

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, ($T_1 = 0.15\text{sec}$, $T_2 = 0.50\text{sec}$).

❖ 3.4.4 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 $0,8V / V$

❖ 3.5. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente (Article 4.2.3) (RPA99/version2003) [2] :

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

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage : 2} \\ \text{Zone sismique: III} \end{array} \right\} \mathbf{A=0.25}$$

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)

$$\begin{array}{l} T_{\text{analytique}} \leq T_{\text{empirique}} \Rightarrow T_{\text{Analytique}} \leq T_{\text{empirique}} \\ T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} < 1.3 \times T_{\text{empirique}} \Rightarrow T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} < 1.3 \times T_{\text{empirique}} \\ 1.3 \times T_{\text{empirique}} \leq T_{\text{analytique}} \Rightarrow T_{\text{Analytique}} \geq 1.3 \times T_{\text{empirique}} \end{array}$$

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 . \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s . \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0s . \end{cases}$$

T1, T2 : périodes caractéristiques associée a la catégorie du site est donnée par le tableau 4.7 de RPA99/version 2003[2].

$$\text{Catégorie } S_3 \rightarrow \text{site meuble} \begin{cases} T1 = 0.15 \text{ sec.} \\ T2 = 0.50 \text{ sec.} \end{cases}$$

$$\bullet \quad \eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0,7$$

$$\text{avec } \xi = 7\% \rightarrow \eta = 0,8819$$

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure (T)(Article 4.2.4) (RPA99/version2003) [2]:**

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[2]** sont :

$$T = C_T \times h_N^{3/4}$$

$$T = 0,09 h_N / \sqrt{D}$$

$$C_T = 0,05$$

Avec :

$$h_N = 27,54\text{m}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à parti de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré.

- $D_x = 35,19\text{ m}$
- $D_y = 25,05\text{m}$

$$T = 0,05 (27,54)^{3/4} = 0,60\text{ s}$$

- **dans les deux directions.**

$$T = 0,09 h_N / \sqrt{d} \text{ (formule 4.7 du RPA99 version 2003)}$$

- Suivant la direction (x - x)

$$L_x = 34,70\text{m} \Rightarrow T_x = 0,42\text{s}$$

- Suivant la direction (y - y)

$$L_y = 18,20\text{m} \Rightarrow T_y = 0,50\text{s}$$

$$\text{➤ Sens (x-x) : } T_x = \min(0,60; 0,42) = 0,42\text{sec}$$

$$\text{➤ Sens (y-y) : } T_y = \min(0,60; 0,50) = 0,50\text{sec}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} D_x \text{ final} = 2,5 \times 0,8819 = 2,20 \\ D_y \text{ final} = 2,5 \times 0,8819 = 2,20 \end{array} \right.$$

3.6 Coefficient de comportement « R »:

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.

Le coefficient de comportement global de la structure, Sa valeur unique est donnée par le **tableau (4.3) de RPA 99 v2003[2]** en fonction du système de contreventement.

$R=5$ (mixte portique/voiles avec interaction).

- **3.7 Facteur de qualité « Q » :**

- ❖ Le facteur de qualité de la structure est fonction de :
 - La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
 - La régularité en plan et en élévation
 - La qualité de contrôle de la construction

- ❖ La valeur de **Q** déterminée par la formule :
$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

P_q : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** "est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée par (RPA 99, p. 43). [2]

Critère « q »	valeurs des pénalités P_q			
	P_q		X-X	Y-Y
	Observé	N/observé		
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05	0,05	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05	0	0
3. Régularité en plan	0	0,05	0,05	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05	0,05	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,1	0,1	0,1

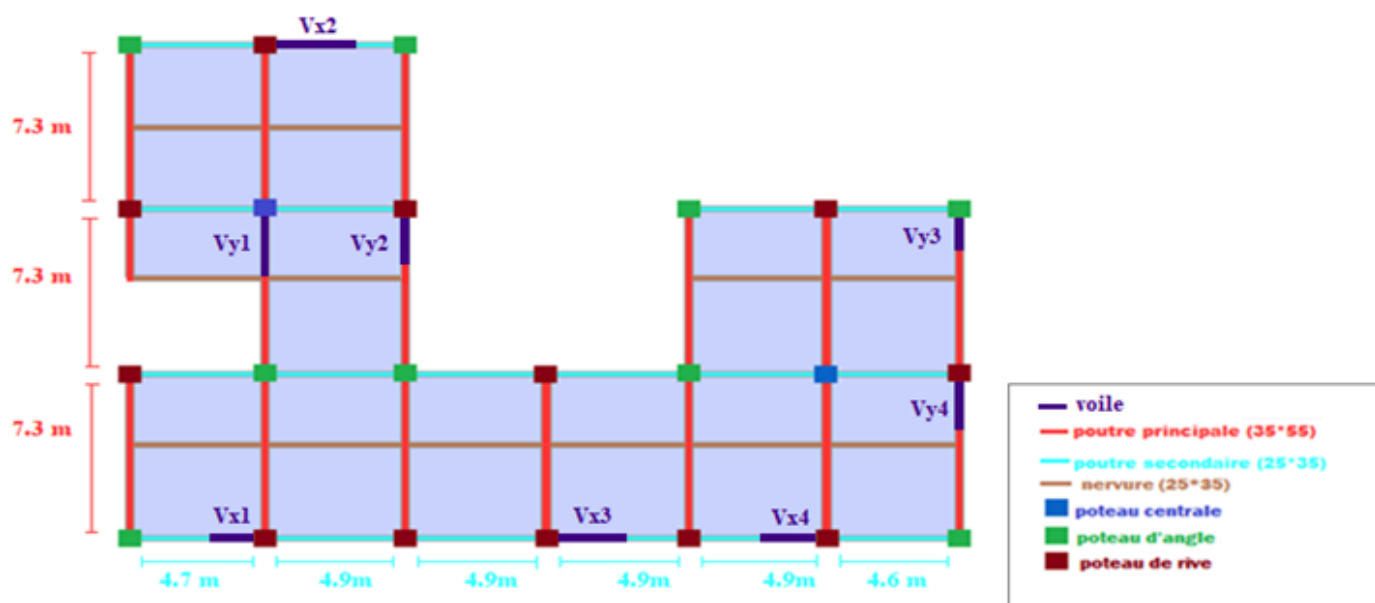
Tableau.3.1. : Facteur de qualité

$$Q_{xx} = 1 + (0,05 + 0 + 0,05 + 0 + 0,05 + 0,1) = \mathbf{1,25}$$

$$Q_{yy} = 1 + (0,05 + 0 + 0,05 + 0 + 0,05 + 0,1) = \mathbf{1,25}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R} \times W \\ V_y = \frac{A \times D_y \times Q}{R} \times W \end{array} \right.$$

❖ 4.Modèle Final :



• 4.1.Les caractéristiques des voiles :

Suivant X-X			Suivant Y-Y		
voile	la longueur (m)	Epaisseur (m)	voile	la longueur (m)	Epaisseur (m)
Vx1	1.45	0.18	Vy1	3.25	0.18
Vx2	3.65	0.18	Vy2	2.45	0.18
Vx3	1.5	0.18	Vy3	2.28	0.18
Vx4	2.04	0.18	Vy4	1.5	0.18

Tableau.3.2. : Les caractéristiques des voiles

➤ 5. Résultats de l'analyse dynamique

5.1 Caractéristiques dynamiques propres :

StepType	StepNum	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Mode	1	0,994145	0,6597	0,00033	3,236E-07	0,6597	0,00033	3,236E-07
Mode	2	0,934579	0,00031	0,71021	0,00001616	0,66001	0,71054	0,00001649
Mode	3	0,82043	0,03653	0,000002039	0,000006466	0,69654	0,71054	0,00002295
Mode	4	0,279745	0,13395	0,00437	0,000001362	0,83049	0,7149	0,00002432
Mode	5	0,27531	0,00506	0,13708	3,977E-07	0,83555	0,85198	0,00002471
Mode	6	0,227467	0,01556	0,00029	0,00005441	0,85111	0,85227	0,00007913
Mode	7	0,136831	0,00063	0,00264	0,00151	0,85174	0,85491	0,00159
Mode	8	0,131975	0,00036	0,04871	0,00024	0,8521	0,90362	0,00183
Mode	9	0,128955	0,05312	0,00001449	0,00005862	0,90522	0,90363	0,00189

Tableau 3.3: Période et facteurs de participation massique du modèle final

❖ Constatations

- Une période fondamentale : 0.994 s.
- La participation massique dans les deux directions latérales dépasse le seuil des 90% partir du 9^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement A X-X.
- Le 2^{ème} mode est mode de translation parallèlement A Y-Y.
- Le 3^{ème} mode est mode de torsion.

5.2. Calcul des forces sismiques :

$$\text{Soit : } V = \frac{ADQ}{R} W$$

- $W=52650,685\text{kN}$;
- $R=5$; $D_x=2.20$; $D_y=2.20$; $Q=1,25$; $A=0,25$
- **On a :**

$$\left\{ \begin{array}{l} V^x = 7239,47\text{kN} \Rightarrow 0,8V^x = 5791,58\text{kN} \\ V^y = 7239,47\text{kN} \Rightarrow 0,8V^y = 5791,58\text{kN} \end{array} \right.$$

- D'après le fichier des résultats de **SAP2000** on a : $\begin{cases} F_1 = V_t^x = 3564,024\text{kN} \\ F_2 = V_t^y = 3883,24\text{kN} \end{cases}$

Ce qui donne :

$$V_t^x < 0,8V^x \quad \text{et} \quad V_t^y > 0,8V^y \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} r_x = 1,63 \\ r_y = 1,49 \end{cases}$$

5.3. Vérification du déplacement inter étage :

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99** version 2003, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon l'article 5.10 du **RPA 99** [2]. L'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$

Avec : $\bar{\Delta} = 0,01he$

Où : he représente la hauteur de l'étage.

Avec :

$$\begin{aligned} \delta_K^x &= Rr_x \delta_{eK}^x & \text{et} & & \delta_K^y &= Rr_y \delta_{eK}^y \\ \Delta_K^x &= \delta_K^x - \delta_{K-1}^x & \text{et} & & \Delta_K^y &= \delta_K^y - \delta_{K-1}^y \end{aligned}$$

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 : Est 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 : $r_x=1,63$, $r_y=1,49$, $R=5$.

	U1 (Cm)	U2 (Cm)	$\delta_K^x (cm)$	$\delta_K^y (cm)$	$\Delta_K^x (cm)$	$\Delta_K^y (cm)$	$\bar{\Delta} (cm)$	Observation	
RDC	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	3,06	OK	OK
1	0,09	0,12	0,45	0,60	0,73	0,89	3,06	OK	OK
2	0,29	0,38	1,45	1,90	1,63	1,94	3,06	OK	OK
3	0,57	0,73	2,85	3,65	2,28	2,61	3,06	OK	OK
4	0,89	1,13	4,45	5,65	2,61	2,98	3,06	OK	OK
5	1,23	1,53	6,15	7,65	2,77	2,98	3,06	OK	OK
6	1,57	1,92	7,85	9,60	2,77	2,91	3,06	OK	OK
7	1,9	2,28	9,50	11,40	2,69	2,68	3,06	OK	OK
8	2,22	2,61	11,10	13,05	2,61	2,46	3,06	OK	OK
9	2,51	2,91	12,55	14,55	2,36	2,24	3,06	OK	OK

Tableau 3.4: Vérification des déplacements inter étages (modèle final).

❖ Constatations

Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le RPA99 version 2003

5.4. vérification spécifique aux sollicitations normales :

$$V = \frac{Nd}{f_{c28} * B_r} < 0,3$$

- Avec :
 - B_c : section de poteau.
 - $f_{c28} = 25$ MPA.
 - $N_d (G+Q \pm E)$.
 - Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveaux	N_d	h	b	ν	Obs	h	b	ν	Obs
	(KN)	(mm)	(mm)			(cm)	(cm)		
P8	388,674	400	400	0,10	Ok	1300	550	0,02	Ok
P7	781,409	450	450	0,15	Ok	1300	550	0,04	Ok
P6	1206,328	500	500	0,19	Ok	1350	600	0,06	Ok
P5	1646,98	550	550	0,22	Ok	1350	600	0,08	Ok
P4	2103,019	550	550	0,28	Ok	1400	650	0,09	Ok
P3	2565,383	600	600	0,29	Ok	1400	650	0,11	Ok
P2	3036,421	650	650	0,29	Ok	1450	700	0,12	Ok
P1	3509,419	700	700	0,29	Ok	1450	700	0,14	Ok
R,D,C	3974,146	750	750	0,28	Ok	1500	700	0,15	Ok

Tableau.3.5: Vérification de l'effort normal pour les poteaux .

❖ Constatations :

Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le « RPA99 version 2003[2] »

❖ 5.5. Vérification des conditions du facteur de comportement R:

❖ Justification des voiles sous charges verticales :

- L'effort normal total à la base de la structure $P_{Tot}=63337,96kN$
- L'effort normal à la base repris par les voiles $P_{voiles}= 12224,90kN$.

$P_{voiles}/ P_{Tot}=19,30\% < 20\%$. (RPA99 version 2003) [2]

- Alors les voiles de contreventement reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

5.6. Justification des portiques sous charges horizontale :

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

- Dans le sens X-X (Ex):

Les voiles doivent reprendre au plus 75 % de l'effort tranchant (**RPA99 version 2003**) [2].

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)		Observation	
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles		
RDC	1341,93	2223,41	3565,34	37,64	62,36	vérifiée	
Etage 1	1254,33	2240,76	3495,09	35,89	64,11	vérifiée	
Etage 2	1298,71	2004,02	3302,73	39,32	60,68	vérifiée	
Etage 3	1236,97	1802,29	3039,26	40,70	59,30	vérifiée	
Etage 4	1327,09	1425,77	2752,86	48,21	51,79	vérifiée	
Etage 5	1168,65	1246,53	2415,18	48,39	51,61	vérifiée	
Etage 6	1025,63	1013,38	2039,01	50,30	49,70	vérifiée	
Etage 7	820,94	808,51	1629,45	50,38	49,62	vérifiée	
Etage 8	773,87	401,86	1175,73	65,82	34,18	vérifiée	

Tableau 3.6: Vérification des portiques sous 25% de l'effort tranchant d'étage. (X-X)

❖ Dans le sens Y-Y (Ey):

Les voiles doivent reprendre au plus 75 % de l'effort tranchant.

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)		Observation	
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles		
RDC	1639,81	2244,87	3884,68	42,21	57,79	vérifiée	
Etage 1	1504,73	2305,86	3810,59	39,49	60,51	vérifiée	
Etage 2	1600,67	2009,19	3609,86	44,34	55,66	vérifiée	
Etage 3	1499,44	1828,86	3328,3	45,05	54,95	vérifiée	
Etage 4	1587,13	1424,4	3011,53	52,70	47,30	vérifiée	
Etage 5	1361,83	1272,75	2634,58	51,69	48,31	vérifiée	

Etage 6	1159,7	1159,7	2319,4	50,00	50,00	vérifiée	
Etage 7	900,14	831,16	1731,3	51,99	48,01	vérifiée	
Etage 8	772,48	395,05	1167,53	66,16	33,84	vérifiée	

Tableau 3.7 : Vérification des portiques sous 25% de l'effort tranchant d'étage. (Y-Y)

5.7. Justification vis-à-vis de l'Effet P-Δ :

L'effet P-Δ peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux (RPA99 version 2003) [2] :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10$$

Avec :

- P_k : Poids totale de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k »

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

h_k : hauteur de l'étage « k ».

Dans le sens X-X							
Niveaux	h_k (cm)	P_k (KN)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	Observation	
RDC	306,0	51413,5	0,73	3565,34	0,035	vérifiée	
Etage 1	306,0	45413,4	1,63	3495,09	0,069	vérifiée	
Etage 2	306,0	39464,2	2,28	3302,73	0,089	vérifiée	
Etage 3	306,0	33625	2,61	3039,26	0,094	vérifiée	
Etage 4	306,0	27785,76	2,77	2752,86	0,091	vérifiée	
Etage 5	306,0	22047,7	2,77	2415,18	0,083	vérifiée	
Etage 6	306,0	16402,01	2,69	2039,01	0,071	vérifiée	
Etage 7	306,0	10839,9	2,61	1629,45	0,057	vérifiée	
Etage 8	306,0	5331,92	2,36	1175,73	0,035	vérifiée	
Dans le sens Y-Y							
Niveaux	h_k (cm)	P_k (KN)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	Observation	
RDC	306,0	51413,5	0,89	3884,68	0,039	vérifiée	
Etage 1	306,0	45413,4	1,94	3810,59	0,075	vérifiée	
Etage 2	306,0	39464,2	2,61	3609,86	0,093	vérifiée	

Etage 3	306,0	33625	2,98	3328,3	0,098	vérifiée	
Etage 4	306,0	27785,76	2,98	3011,53	0,090	vérifiée	
Etage 5	306,0	22047,7	2,91	2634,58	0,079	vérifiée	
Etage 6	306,0	16402,01	2,68	2319,4	0,062	vérifiée	
Etage 7	306,0	10839,9	2,46	1731,3	0,050	vérifiée	
Etage 8	306,0	5331,92	2,24	1167,53	0,033	vérifiée	

Tableau 3.8 : Justification vis-à-vis de l'Effet P- Δ

- Constatations :

On constate que θ_x et θ_y sont inférieurs à 0,1, donc l'effet P- Δ peut être négligé pour le cas de notre structurel 'étude de ce projet de fin d'étude nous permis de voir au détail l'ensemble des étapes à suivre dans la conception du bâtiment. Les conclusions que nous avons arrivées à constater sont résumées dans les points suivants :

Le pré dimensionnement et une étape préliminaire son but est de choisir les sections des éléments structuraux du bâtiment qui peuvent changer considérablement après l'étude dynamique.

L'analyse dynamique est l'étape la plus importante dans l'analyse de la superstructure, en effet, elle permet de

Donner une vision proche de la réalité du comportement de la structure après les vérifications nécessaires

Des codes réglementaires (RPA99ver 2003[2], C.B.A 93[3] et BAEL 91[1] modifiée 99...ex.)

Pour le contreventement et la disposition des voiles, on a constaté que la disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité de voile à placer dans une structure et a un rôle déterminant dans le comportement de ce dernier vis-à-vis du séisme.

Le ferrailage des poutres et des poteaux a été fait à l'aide du logiciel Socotec, en vérifiant les critères imposés par RPA99 et BAEL99, par contre les voiles ont été ferrillés par la méthode simplifiée basée sur les contraintes.

Le choix du type de fondation dépend de la nature de sol et du volume des charges prévenant de la structure

Les éléments résistant

4.1. Introduction :

Le ferrailage des éléments résistants doit être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **CBA 93 [3]** et le **RPA99 version 2003[2]**.

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

1. Poteaux.
2. Poutres.
3. Voiles.

4.2. Ferrailage des poteaux :

4.2.1. 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),

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 sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,17	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

Tableau 4.1: Caractéristiques du béton et de l'acier.

4.2.2. Combinaison d'action :

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes

a. Selon CBA 93[3] :

Situation durable → ELU : $1,35G+1,5Q$

b. Selon RPA 99[2] :

Situation accidentelle : $G+Q\pm E$ et $0,8G\pm E$

A Partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

- 1- Effort normal maximal et le moment 2 correspondant ($N_{\max}, M_{2\text{corr}}$)
- 2- Effort normal maximal et le moment 3 correspondant ($N_{\max}, M_{3\text{corr}}$)
- 3- Effort normal minimal et le moment 2 correspondant ($N_{\min}, M_{2\text{corr}}$)
- 4- Effort normal minimal et le moment 3 correspondant ($N_{\min}, M_{3\text{corr}}$)
- 5- Le moment maximum 2 et l'effort normal correspondant ($M_2^{\max}, N_{\text{corr}}$)
- 6- Le moment maximum 3 et l'effort normal correspondant ($M_3^{\max}, N_{\text{corr}}$)

4.2.3 Recommandation selon RPA99 version 2003[2] :

D'après le **RPA99 version 2003[2]**, pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur 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 $50\varnothing$ 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'extérieur des zones nodales.

4.2.4. Sollicitations de calcul et calcul les section d 'armatures :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, Le calcul du ferrailage est obtenu par le logiciel SOCOTEC.

- Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

1. Situation durable :

- Combinaison : ELU \Rightarrow 1,35G+1,5Q

Combinaison	Etage	RDC	1 ^{ere}	2 ^{eme}	3 ^{eme}	4 ^{eme} /5 ^{eme}	6 ^{eme}	7 ^{eme}	8 ^{eme}
ELU	Section(cm²)	75×75	70×70	65×65	60×60	55×55	50×50	45×45	40×40
	N^{max}	-4904,4	-4308,24	-3725,87	-3157,77	-2603,23	-1517,42	-1014,1	-521,68
	M₂^{corr}	-11,583	-16,1761	-11,2101	-8,1584	-9,2794	-6,095	4,1963	11,7948
	A_s'	0	0	0	0	0	0	0	0
	A_s	0	0	0	0	0	0	0	0
	N^{max}	-4904,4	-4308,24	-3725,86	-3157,77	-2603,23	-1517,42	-1014,1	-521,68
	M₃^{corr}	3,2633	12,8894	13,2776	15,8995	21,2007	23,0254	-8,5211	-9,7809
	A_s'	0	0	0	0	0	0	0	0
	A_s	0	0	0	0	0	0	0	0
	N^{min}	-2040,92	-1676,93	-1560,94	-1327,11	-841,14	-608,14	-385,39	-173,99
	M₂^{corr}	44,4152	-7,5824	-39,1593	-33,3813	-44,7096	-44,8916	-38,659	-48,839
	A_s'	0	0	0	0	0	0	0	0
	A_s	0	0	0	0	0	0	0	1.42
	N^{min}	-2040,92	-1676,93	-1560,94	-1327,11	-841,14	-608,14	-385,39	-173,99
	M₃^{corr}	1,5727	-5,0246	1,9151	3,3856	45,8232	49,6182	47,2484	62,6199
	A_s'	0	0	0	0	0	0	0	2.62
	A_s	0	0	0	0	0	0	0	0
	M₂^{max}	79,3571	61,8953	54,9105	55,8571	63,3711	55,2417	50,686	55,91
	N^{corr}	-3452,95	-1723,62	-2687,29	-2286,56	-1893,34	-1114,79	-733,76	-216,38
	A_s'	0	0	0	0	0	0	0	1.47
	A_s	0	0	0	0	0	0	0	0
	M₃^{max}	59,256	38,1147	34,8192	35,179	45,8232	49,6182	47,2484	62,6199
	N^{corr}	-2194,38	-3095,09	-1614,25	-1345,47	-841,139	-608,139	-385,39	-173,99
	A_s'	0	0	0	0	0	0	0	2.62
	A_s	0	0	0	0	0	0	0	0

Tableau4.2: Ferrailages des poteaux à l'ELU

- 2.Situation accidentelle : \Rightarrow **0,8G±E**

Combinaison	Etage	RDC	1 ^{ere}	2 ^{eme}	3 ^{eme}	4 ^{eme} /5 ^{eme}	6 ^{eme}	7 ^{eme}	8 ^{eme}
0,8G±E	Section(cm²)	75×75	70×70	65×65	60×60	55×55	50×50	45×45	40×40
	N^{max}	-3207,65	-2916,29	-2541,68	-2126,03	-1702,34	-906,419	-589,07	-299,23
	M₂^{corr}	-411,615	-220,785	-169,561	-135,29	-129,371	-282,254	-219,96	-154,19
	A'_s	0	0	0	0	0	0	0	0
	A_s	0	0	0	0	0	7,07	8.2	8,09
	N^{max}	-3207,65	-2916,29	-2541,68	-2126,03	-1702,34	-906,419	-589,07	-299,23
	M₃^{corr}	-347,919	-243,11	-210,371	-186,252	-189,109	-167,737	-137,61	-111,83
	A'_s	0	0	0	0	0	0	0	0
	A_s	0	0	0	0	0	0	1,91	4,54
	N^{min}	1176,723	1159,854	1045,085	875,083	684,344	318,024	172,34	55,752
	M₂^{corr}	125,3074	15,8258	88,8721	112,3408	133,6364	113,8654	90,179	88,4433
	A'_s	19,18	15,11	16,77	16,04	15,24	10,02	7,65	6,86
	A_s	10,23	13,89	9,36	5,83	1,87	0	0	0
	N^{min}	1176,723	1159,854	1045,085	875,083	684,344	318,024	172,34	55,752
	M₃^{corr}	84,2557	70,6215	140,5006	155,5611	182,8346	157,9958	126,299	145,8067
	A'_s	17,72	17,21	18,92	18,01	17,67	12,6	9,89	11,17
	A_s	11,7	11,78	7,21	3,87	0	0	0	0
	M₂^{max}	472,4032	384,0258	385,7715	365,5092	416,9383	315,6701	224,247	199,6977
	N^{corr}	-885,584	-724,056	-613,967	-510,5	-443,14	-306,747	-224,25	-130,39
	A'_s	6,52	6,23	9,06	11,06	17,12	14,89	12,03	13,71
	A_s	0	0	0	0	0	0	0	0
	M₃^{max}	494,7878	375,3213	334,3135	302,0476	325,9888	280,7591	227,762	234,7523
	N^{corr}	-723,119	-592,173	-498,812	-428,12	-347,797	-235,071	-171,26	-103,093
	A'_s	9,24	7,38	8,04	8,77	12,74	13,43	12,84	17,17
A_s	0	0	0	0	0	0	0	0	

Tableau4.3: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (**0,8G±E**)

- 3. Situation accidentelle : \Rightarrow **G+Q±E**

Combinaison	Etage	RDC	1 ^{ere}	2 ^{eme}	3 ^{eme}	4 ^{eme} /5 ^{eme}	6 ^{eme}	7 ^{eme}	8 ^{eme}
G+Q±E	Section(cm²)	75x75	70x70	65x65	60x60	55x55	50x50	45x45	40x40
	N^{max}	-4204,57	-3723,65	-3224,99	-2723,57	-2229,17	-1271,81	-821,12	-392,48
	M₂^{corr}	-472,751	-406,959	-390,493	-357,065	-378,348	-259,503	-200,31	-103,286
	A'_s	0	0	0	0	0	0	0	0
	A_s	0	0	0	0	1.42	2.41	4.59	2.84
	N^{max}	-4204,57	-3723,65	-3224,99	-2723,57	-2229,17	-1271,81	-821,12	-392,48
	M₃^{corr}	-429,649	-296,479	-249,709	-217,431	-223,509	-160,846	-130,945	-106,729
	A'_s	0	0	0	0	0	0	0	0
	A_s	0	0	0	0	0	0	0	3.12
	N^{min}	587,27	650,509	612,37	515,754	395,437	161,498	78,648	23,018
	M₂^{corr}	142,2275	-0,1971	74,2661	99,6816	119,6933	101,2437	78,0061	78,7212
	A'_s	12.42	8.12	10.75	10.89	10.88	7.51	5.71	5.75
	A_s	2.26	8.14	4.56	1.92	0	0	0	0
	N^{min}	587,27	650,509	612,37	515,754	395,437	161,498	78,648	23,018
	M₃^{corr}	272,362	81,7058	152,7811	167,6737	197,6719	174,0011	142,1503	161,9851
	A'_s	17	11.27	14.02	14.02	14.68	11.55	9.76	12.09
	A_s	0	4.99	1.29	0	0	0	0	0
	M₂^{max}	478,8841	465,94	419,363	369,5516	421,3013	318,1056	243,4536	199,5238
	N^{corr}	-2055,04	-1748,61	-1495,82	-1246,95	-1042,93	-641,121	-429,861	-209,942
	A'_s	0	0	0	1.5	11.99	11.99	11.52	12.96
	A_s	0	0	0	0	0	0	0	0
	M₃^{max}	496,7732	378,2379	336,2386	303,6124	325,298	280,4259	227,5842	234,9817
	N^{corr}	-1661,29	-1410,82	-1200,81	-1016,35	-820,28	-494,873	-328,659	-160,683
	A'_s	0	0	0.73	2.45	7.85	10.75	11.24	16.71
A_s	0	0	0	0	0	0	0	0	

Tableau4.4 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (G+Q±E)

4.2.5. choix des armatures :

- Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Niveaux	Sections (cm ²)	A _{s,cal/face} (cm ²)	A _{s,nec} (cm ²)	As.mi nRPA	A _{s,max} (Z.C) (cm ²)	A _{s,max} (Z.R) (cm ²)	Choix des armatures	As. adp (cm ²)	
RDC	75×75	19,18	2T25+3T20=19,24	57,34	50,625	225	337,5	4T25+12T20	57,34
1 ^{er}	70×70	17,21	2T25+3T20=19,24	57,34	44,1	196	294	4T25+12T20	57,34
2 ^{ème}	65×65	18,92	2T25+3T20=19,24	57,34	38,025	169	253,5	4T25+12T20	57,34
3 ^{ème}	60×60	18,01	2T25+2T20+1T16=18.11	52,80	32,4	144	216	4T25+8T20+4T16	52,80
4 ^{ème} /5 ^{ème}	55×55	17,67	2T25+2T20+1T16=18.11	52,80	27,225	121	181,5	4T25+8T20+4T16	52,80
6 ^{ème}	50×50	14,89	2T25+2T20+1T16=18.11	52,80	22,5	100	150	4T25+8T20+4T16	52,80
7 ^{ème}	45×45	12,84	2T25+2T20+1T16=18.11	52,80	18,225	81	121,5	4T25+8T20+4T16	52,80
8 ^{ème}	40×40	17,17	2T25+2T20+1T16=18.11	52,80	14,4	64	96	4T25+8T20+4T16	52,80

Tableau 4.5 : Choix des armatures longitudinales des poteaux.

4.2.6. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}) (annexe, Organigramme), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

- **Béton :**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

- **Acier :**

- Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable..... $\overline{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, 150\eta\right)$
- Fissuration très préjudiciable..... $\overline{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{1}{3}f_e, 110\eta\right)$

Avec :

$\eta=1,6$ pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s=240\text{MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Section (cm ²)	Sollicitation	Ns (kN)	Ms (kN.m)	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Vérification
75×75	N _{max} →M _{2corr}	-3544,15	-8,3875	5.62	84,4	OK
	N _{max} →M _{3corr}	-3544,15	2,2649	5.74	86,1	OK
	N _{min} →M _{2corr}	-1479,81	32,1102	2.75	40.8	OK
	N _{min} →M _{3corr}	-1479,81	1,1632	2.4	36	OK
	M _{2max} →N _{corr}	-2499,67	57,0652	4.67	69.4	OK
	M _{3max} →N _{corr}	-1587,70	20,2493	2.79	41.6	OK
70×70	N _{max} →M _{2corr}	-3113,57	-11,77	5.84	87.5	OK
	N _{max} →M _{3corr}	-3113,57	9,2016	5.56	83.6	OK
	N _{min} →M _{2corr}	-1305	-31,742	2.81	41.7	OK
	N _{min} →M _{3corr}	-1305	-0,268	2.39	35.8	OK
	M _{2max} →N _{corr}	-2241,55	42,6861	4.66	69.4	OK
	M _{3max} →N _{corr}	-2241,55	27,2882	4.46	66.5	OK
65×65	N _{max} →M _{2corr}	-2693,104	-8,1701	5.74	86	OK
	N _{max} →M _{3corr}	-2693,104	9,4672	5.76	86.5	OK
	N _{min} →M _{2corr}	-1131,74	-28,458	2.82	41.7	OK
	N _{min} →M _{3corr}	-1131,74	1,4425	2.38	35.7	OK
	M _{2max} →N _{corr}	-1946,40	39,4197	4.69	69.6	OK
	M _{3max} →N _{corr}	-1168,08	24,7745	2.83	42	OK
60×60	N _{max} →M _{2corr}	-2283,07	-5,9555	5.58	83.6	OK
	N _{max} →M _{3corr}	-2283,07	11,3518	5.24	85.1	OK
	N _{min} →M _{2corr}	-962,292	-24,271	2.78	41.2	OK
	N _{min} →M _{3corr}	-962,292	2,503	2.35	35.2	OK
	M _{2max} →N _{corr}	-1656,5	40,106	3.17	70.4	OK
	M _{3max} →N _{corr}	-973,78	25,073	2.83	41.2	OK
55×55	N _{max} →M _{2corr}	-1882,95	-6,7717	5.39	80.7	OK
	N _{max} →M _{3corr}	-1882,95	15,1496	5.6	83.5	OK
	N _{min} →M _{2corr}	-609,249	-32,2144	2.48	36.1	OK
	N _{min} →M _{3corr}	-609,249	32,7297	2.49	36.3	OK
	M _{2max} →N _{corr}	45,5013	-1372,13	4.92	72.3	OK
	M _{3max} →N _{corr}	-609,249	32,7297	2.49	36.3	OK
50×50	N _{max} →M _{2corr}	-1099,65	-4,4608	3.71	55.5	OK

	$N_{\max} \rightarrow M_{3\text{corr}}$	-1099,65	16,4802	4.08	60.4	OK
	$N_{\min} \rightarrow M_{2\text{corr}}$	-440,983	-32,4	2.43	34.9	OK
	$N_{\min} \rightarrow M_{3\text{corr}}$	-440,983	35,5179	2.53	36.2	OK
	$M_{2\text{max}} \rightarrow N_{\text{corr}}$	-809,191	39,6714	3.85	55.9	OK
	$M_{3\text{max}} \rightarrow N_{\text{corr}}$	-440,983	35,5179	2.53	36.2	OK
45×45	$N_{\max} \rightarrow M_{2\text{corr}}$	-736,298	2,4818	2.93	34.7	OK
	$N_{\max} \rightarrow M_{3\text{corr}}$	-736,298	-6,2659	3.08	45.7	OK
	$N_{\min} \rightarrow M_{2\text{corr}}$	-280,245	-27,7158	2.17	30.7	OK
	$N_{\min} \rightarrow M_{3\text{corr}}$	-280,245	33,7343	2.42	34	OK
	$M_{2\text{max}} \rightarrow N_{\text{corr}}$	-533,837	36,3351	3.48	40.8	OK
	$M_{3\text{max}} \rightarrow N_{\text{corr}}$	-280,245	33,7343	2.42	34	OK
40×40	$N_{\max} \rightarrow M_{2\text{corr}}$	-382,361	8,2658	2.18	31.9	OK
	$N_{\max} \rightarrow M_{3\text{corr}}$	-382,361	-7,154	2.12	31.2	OK
	$N_{\min} \rightarrow M_{2\text{corr}}$	-127,885	-35,8218	2.63	34.9	OK
	$N_{\min} \rightarrow M_{3\text{corr}}$	-127,885	45,3992	3.2	42	OK
	$M_{2\text{max}} \rightarrow N_{\text{corr}}$	-158,759	40,8122	3.04	40.6	OK
	$M_{3\text{max}} \rightarrow N_{\text{corr}}$	-127,885	45,3992	3.2	42	OK

Tableau 4.6 : Vérification des contraintes pour les poteaux.

4.2.7. Vérification de l'effort tranchant :

4.2.7.1. 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 limité aux valeurs suivantes :

- Selon le BAEL 91 modifié 99 [1] :

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13f_{c28}, 5\text{MPa}) \dots\dots\dots$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4\text{MPa}) \dots\dots\dots$ 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'élanement $\lambda \geq 5$

$\rho_d=0,040$si l'élanement $\lambda < 5$

Avec :

λ : L'élanement du poteau avec : $\left(\lambda = \frac{L_f}{i}\right)$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

- Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u^{\text{RPA}}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{\text{BAEL}}$ (MPa)	Vérification
RDC	75×75	28,492	0,0524	9,893	0,075	1,875	2,5	ok
1 ^{er}	70×70	45,231	0,0832	10,6	0,075	1,875	2,5	ok
2 ^{eme}	65×65	41,73	0,0767	11,42	0,075	1,875	2,5	ok
3 ^{eme}	60×60	38,863	0,715	12 ,37	0,075	1,875	2,5	ok
4 ^{eme} /5 ^{eme}	55×55	43,377	0,797	13,49	0,075	1,875	2,5	ok
6 ^{eme}	50×50	38,509	0,0708	14,84	0,075	1,875	2,5	ok
7 ^{eme}	45×45	34,652	0,0637	16,49	0,075	1,875	2,5	ok
8 ^{eme}	40×40	42,067	0,0774	18,55	0,075	1,875	2,5	ok

Tableau 4.7 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

4.2.7.2. Ferrailage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **BAEL91 modifié 99[1]** et celles du **RPA99 version 2003[2]** ; elles sont données comme suit :

- Selon BAEL91 modifié 99 [1] :

$$\begin{cases} S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

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 [2]:

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes.} \dots\dots\dots \text{si } 3 < \lambda < 5 \end{array} \right.$$

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 $f_e=400\text{MPa}$ (FeE400).

Les tableaux suivants rassemblent les résultats des espacements maximums des poteaux :

Niveaux	Section (cm ²)	Barres	Ø ₁ (mm)	S _t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC	75×75	4T25+12T20	20	10	20
1 ^{er}	70×70	4T25+12T20	20	10	20
2 ^{ème}	65×65	4T25+12T20	20	10	20
3 ^{ème}	60×60	2T25+2T20+1T16	16	10	20
4 ^{ème} /5 ^{ème}	55×55	2T25+2T20+1T16	16	10	20
6 ^{ème}	50×50	2T25+2T20+1T16	16	10	20
7 ^{ème}	45×45	2T25+2T20+1T16	16	10	20
8 ^{ème}	40×40	2T25+2T20+1T16	16	10	20

Tableau 4.8 : Espacements maximales selon RPA99 pour un poteau.

Le choix des armatures transversales est regroupé dans les tableaux suivants :

Niveau x	section (cm ²)	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _{u,max} (kN)	Zone	St (cm)	A _{t,cal} (cm ²)	Choix	A _{s,adp} (cm ²)
RDC	75×75	2,142	2.85	3,75	28,492	N	10	0.087	6T8	3.02
						C	20	0.174	6T8	3.02
1 ^{er}	70×70	2,142	3.06	3,75	45,231	N	10	0.1385	6T8	3.02
						C	20	0.277	6T8	3.02
2 ^{ème}	65×65	2,142	3.29	3,75	41,73	N	10	0.127	6T8	3.02
						C	20	0.255	6T8	3.02
3 ^{èm}	60×60	2,142	3.57	3,75	38,863	N	10	0.119	6T8	3.02
						C	20	0.238	6T8	3.02
4 ^{ème} /5 ^{ème}	55×55	2,142	3.89	3,75	43,377	N	10	0.1329	6T8	3.02
						C	20	0.256	6T8	3.02
6 ^{ème}	50×50	2,142	4.284	3,75	38,509	N	10	0.1179	6T8	3.02
						C	20	0.2359	6T8	3.02
7 ^{ème}	45×45	2,142	4.76	3,75	34,652	N	10	0.106	6T8	3.02
						C	20	0.212	6T8	3.02
8 ^{ème}	40×40	2,142	5.355	2.5	42,067	N	10	0.0859	6T8	3.02
						C	20	0.1718	6T8	3.02

Tableau 4.9 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.

4.2.8. Ferrailage des poteaux de sous-sol :

Les poteaux de l'infrastructure sont supposés travailler à la compression simple, la section d'armature longitudinale sera donnée par :

$$A_s \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

Avec :

N_u : Effort normal de compression simple pondéré.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que $\gamma_b = 1,5$.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que $\gamma_s = 1,15$.

α : Coefficient de réduction en fonction de λ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85\alpha}{1 + 2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \frac{0,6(50)^2}{\lambda} & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

- $\lambda = \frac{L_f}{i}$

- L_f : longueur de flambement, on prend $L_f = 0,7L_0$

- i : rayon de giration de la section du béton seul avec : $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}}\right)$

- f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

- f_e : contrainte limite élastique des aciers $f_e = 400 \text{ MPa}$

- B_r : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm

d'épaisseur sur tout sa périphérie tel que :

-Poteau carré..... $B_r = (a-0,02)^2 \text{ [m}^2\text{]}$.

a. Calcul de l'effort normal pondéré :

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal. $N_u \text{ (RDC)} = 4904,391 \text{ kN}$

➤ Charge permanentes :

- Poids du plancher..... $6,33 \times 40,95 = 259,21 \text{ kN}$
- Poids du poteau..... $(0,75)^2 \times (3,06 - 0,55) \times 25 = 32,29 \text{ kN}$
- Poids de la poutre principale..... $0,35 \times 0,55 \times (7,8) \times 25 = 37,54 \text{ kN}$
- Poids de la poutre secondaire..... $0,35 \times 0,25 \times (5,25) \times 25 = 11,48 \text{ kN}$.
- Poids de la poutre chinage..... $0,35 \times 0,25 \times (5,25) \times 25 = 11,48 \text{ kN}$.

G=352kN

➤ Surcharge d'exploitation :

Q=1,5x40.95=61,42 kN

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux de sous-sol :

$N_{u1} = 1.35G + 1.5Q = 576.33 \text{ kN}$

$N_{u(ss)} = N_{u(RDC)} + N_{u1} = 5471.72 \text{ kN}$

b. Calcul du ferrailage :

Le sous-sol est de section carré B= 75x75 cm²

- $i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 21.65\text{cm}$
- $\lambda = \frac{0,7 \times 3,06 \times 10^2}{21.65} = 9.89 < 50$
- $\alpha = \frac{0,75}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,678$
- $Br = (75 - 2)^2 = 5329 \text{ cm}^2$

D'où :

$$A_s \geq \left(\frac{5471.72 \cdot 10^3}{0.678} - \frac{5329 \cdot 10^2}{0,9} \cdot \frac{25}{1,5} \right) \frac{1,15}{400}$$

$$A_s \geq -51,69 \text{ cm}^2$$

Le calcul en compression simple du poteau le plus sollicité au niveau du sous-sol sous un effort normal à la base égal à 5471.72 kN a donné une section inférieure à celle exigée par l'**RPA99 v03** ($A_{s_{\min}}=56.025\text{cm}^2$) ; notre choix est la même section d'armature des poteaux du RDC, soit :

$$A_s = 4T25 + 12T20 = 57.34 \text{ cm}^2$$

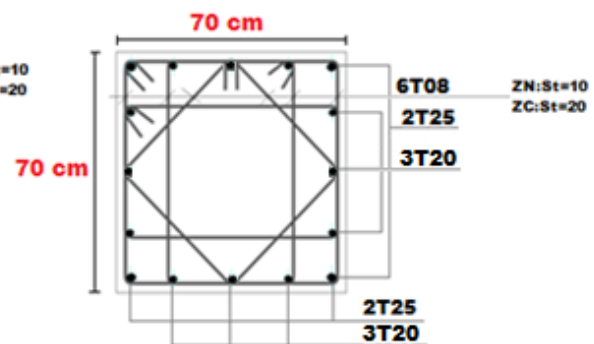
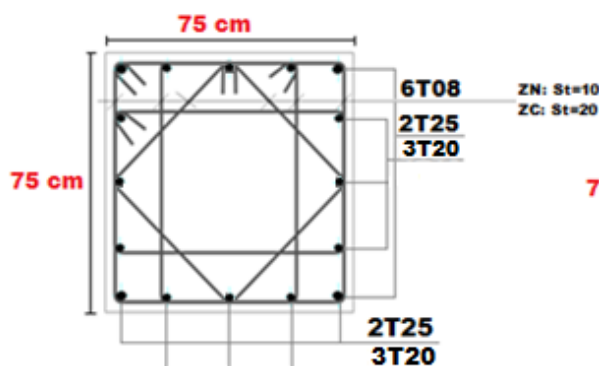
4.2.. Schéma de Ferrailage des poteaux :

Figure 4.1: poteau (s.sol +RDC) 75x75

Figure 4.2: poteau (1^{er} étage) 70x70

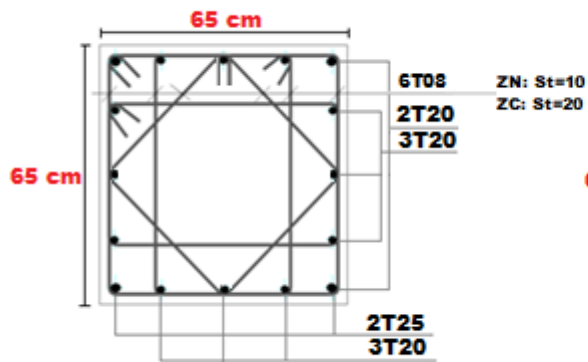


Figure 4.3: poteau (2^{ème} étage) 65×65

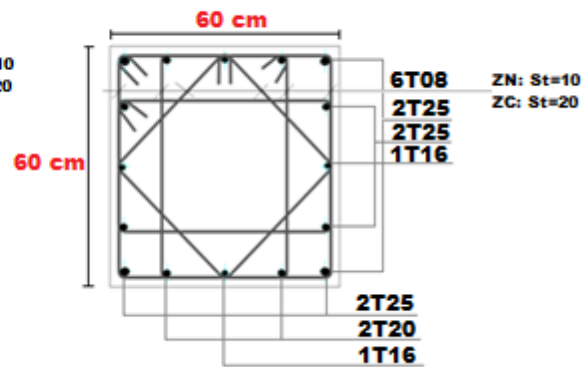


Figure 4.4 : poteau(3^{ème}étage) 60×60

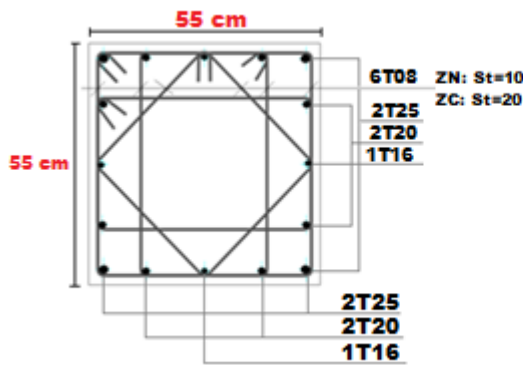


Figure 4.5: poteau (4^{me}&5^{ème}étage)55×55

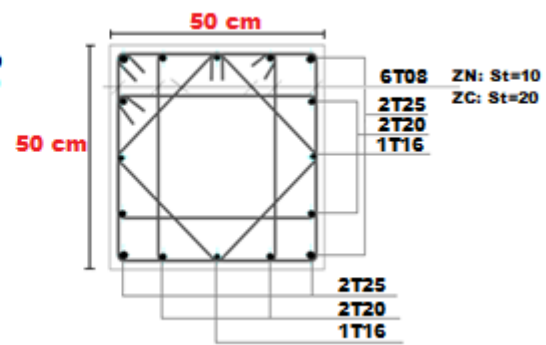


Figure4.6: poteau(6^{ème} étage)50×50

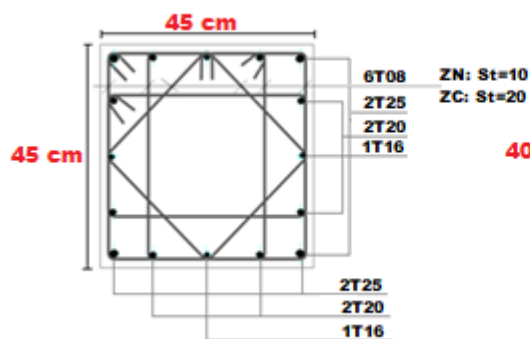


Figure 4.7:poteau (7^{ème}étage) 45×45

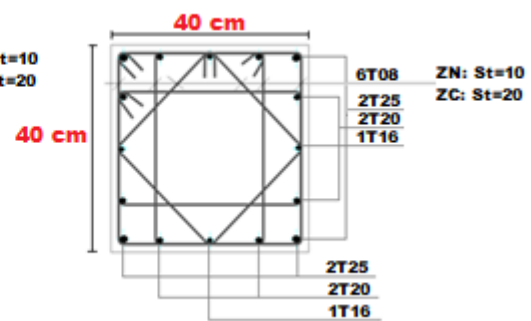


Figure 4.8: poteau(8^{ème}étage) 40×40

4.3. Ferrailage des poutres :

4.3.1. Introduction:

Les poutres sont des éléments linéaires horizontaux sollicitées par des efforts tranchants et des moments fléchissant. Leur calcul se fait donc en flexion simple.

4.3.2. Combinaisons spécifiques de calcul:

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes:

- Combinaisons fondamentales : selon **CBA93 [3]**:

$$1.35G+1.5Q \implies ELU$$

- Combinaisons accidentelles: selon **RPA99version2003 [2]**:

$$G+Q\pm E$$

$$8G\pm E$$

4.3.3. Recommandation du RPA99version 2003:

1-Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de:

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

2-La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en zone III.

3-L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°

4.3.4. Calcul de ferrailage:

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par le logiciel **SAP2000**. Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants:

1. Poutre principale 35×55 :

➤ à l'ELU: 1.35G+1.5Q

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)
Terrasse	35x55	Travée	134,7804	7,79	0
		Appui	-109,3157	0	6,25
1 ^{er} -8 ^{ème}	35x55	Travée	92,4218	5,24	0
		Appui	-122,9234	0	7,06

Tableau4.10:Ferraillage des poutres principale 35×55(à l'ELU).

➤ Situation accidentelle : 0.8G±E

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)
Terrasse	35x55	Travée	233,17	11.94	0
			-164,86	0	8,25
		Appui	125,461	6,20	0
			-292,62	0	15,32
1 ^{er} -8 ^{ème}	35x55	Travée	235,74	12,09	0
			-134,27	0	6,65
		Appui	165,507	8,29	0
			-288,31	0	15,07

Tableau4.11:Ferraillage des poutres principale 35×55 (0.8G±E).

➤ Situation accidentelle : G+Q±E

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)
Terrasse	35x55	Travée	217,7014	11,09	0
			-176,59	0	8,87
		Appui	112,156	5,52	0
			-311,28	0	16,41
1 ^{er} -8 ^{ème}	35x55	Travée	233,8744	11,98	0
			-147,92	0	7,36
		Appui	165,296	8,27	0
			-321,62	0	17,02

Tableau4.12:Ferrailage des poutres principale 35×55 (G+Q±E).

➤ Choix d'armature :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s^{\max}=77 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (\text{En zone courante.}) \\ A_s^{\max}=115,5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (\text{En zone de recouvrement.}) \\ A_s^{\min}(\text{RPA})=9,625 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max(+)} (kN.m)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adop} (cm ²)	M ^{max(-)} (kN.m)	A _s ' ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ' ^{adop} (cm ²)
Terrasse	35×55	Travée	233,17	11,94	3T20+2T14	12,50	-176,59	8,87	3T20	9,42
		Appui	125,461	6,20	3T20	9,42	-311,28	16,41	6T20	18,85
1 ^{er} -8 ^{ème}	35×55	Travée	235,74	12,09	3T20+2T14	12,50	-147,92	7,36	3T20	9,42
		Appui	165,296	8,27	3T20	9,42	-321,62	17,02	6T20	18,85

Tableau4.13:Choix des armatures pour les poutres principale 35×55

2 Poutre secondaire 25×35 :

➤ à l'ELU : 1.35G+1.5Q

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} ELU (KN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)
Terrasse	25×35	Travée	20,686	1,88	0
		Appui	-28,638	0	2,64
1 ^{er} -8 ^{ème}	25×35	Travée	19,3365	1,76	0
		Appui	-41,231	0	3,87

Tableau4.14: Ferrailage des poutres secondaire 25×35(à l'ELU).

➤ Situation accidentelle : 0.8G±E

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)
Terrasse	25x35	Travée	144,85	14,31	0
			-41.782	0	3,36
		Appui	32.3695	2,58	0
			-215,9	0	22,27
1 ^{er} -8 ^{ème}	25x35	Travée	89,346	7.96	0
			-29,028	0	2,30
		Appui	32,1748	2,56	0
			-101,1	0	9,18

Tableau4.15:Ferrailage des poutres secondaire 25×35 (0.8G±E).

➤ Situation accidentelle : G+Q±E

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)
Terrasse	25x35	Travée	136,8285	13,29	0
			-50.5925	0	4,12
		Appui	20.8309	1,64	0
			-229,57	0	23,49
1 ^{er} -8 ^{ème}	25x35	Travée	92,3668	8,27	0
			-28,5383	0	2,26
		Appui	35,7528	2,86	0
			-106,29	0	9,73

Tableau4.16:Ferrailage des poutres secondaire 25×35 (G+Q±E)

➤ **Choix d'armature :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s^{\max}=35 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (\text{En zone courante.}) \\ A_s^{\max}=52,5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (\text{En zone de recouvrement.}) \\ A_s^{\min}(\text{RPA}) = 4,375 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max(+)} (kN.m)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adop} (cm ²)	M ^{max(-)} (kN.m)	A _s ^{'cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{'adop} (cm ²)
Terrasse	25x35	Travée	144,845	14.31	3T20+3T16	15.45	-50.593	4,12	3T25	14,73
		Appui	32.3695	2,58	3T20	9,42	-229,57	23.49	5T25	24.54
1 ^{er} -8 ^{ème}	25x35	Travée	92,3668	8.27	3T16+2T14	9.11	-29,028	2,30	3T16	6,03
		Appui	35,7528	2,86	3T16	6,03	-106,29	9.73	5T16	10.05

Tableau4.17 : Choix des armatures pour les poutres secondaire 25×35.

3 Nervure 25×35 :

➤ **à l'ELU: 1.35G+1.5Q**

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Terrasse	25x35	Travée	9,0479	0,81	0
		Appui	-34,1934	0	3,18
1 ^{er} -8 ^{ème}	25x35	Travée	8,3525	0,75	0
		Appui	-36,2753	0	3,38

Tableau4.18: Ferrailage de nervure 25×35 (à l'ELU).

➤ Situation accidentelle : $0.8G \pm E$

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)
Terrasse	25x35	Travée	24,7451	1.95	0
			-18.436	0	1,45
		Appui	7.0218	0,54	0
			-43,884	0	3,54
1 ^{er} -8 ^{ème}	25x35	Travée	38,44	3.08	0
			-16.233	0	1,27
		Appui	11.8751	0.92	0
			-59,112	0	4,86

Tableau4.19:Ferraillage de nervure 25×35 (0.8G±E)

➤ Situation accidentelle : $G+Q \pm E$

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)
Terrasse	25x35	Travée	20,462	1.61	0
			-23.8129	0	1.88
		Appui	6.1251	0.47	0
			-50,117	0	4,08
1 ^{er} -8 ^{ème}	25x35	Travée	39,7863	3.2	0
			-25.2623	0	2
		Appui	15.5586	1.22	0
			-66,2338	0	5,50

Tableau4.20:Ferraillage de nervure 25×35 (G+Q±E).

➤ Choix d'armature :

$$\left[\begin{array}{l} As^{\max}=35 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (\text{En zone courante.}) \\ As^{\max}=52,5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (\text{En zone de recouvrement.}) \\ As^{\min}(\text{RPA}) = 4,375 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max(+)} (kN.m)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adop} (cm ²)	M ^{max(-)} (kN.m)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adop} (cm ²)
Terrasse	25x35	Travée	24,741	1.95	5T12	5.65	-23.812	1.88	3T12	3,39
		Appui	7.0218	0.54	3T12	3,39	-50,117	4.08	5T12	5.65
1 ^{er} -8 ^{ème}	25x35	Travée	39,783	3.2	5T12	5.65	-25.262	2	3T12	3,39
		Appui	15.5586	1.22	3T12	3,39	-66,2338	5.50	5T12	5.65

Tableau4.21 : Choix des armatures pour la nervure25×35.

4.3.5. Condition de non fragilité (BAEL 91/ Art. A.4.2.1) [1]:

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

Avec: $f_{t28}=2.1\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$

Section (cm ²)	A _s ^{choisi} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	Vérification
35×55	21,92	2.21	Vérifiée
25×35	15,14	0.98	Vérifiée
25×35	9,04	0.98	Vérifiée

Tableau4.22: Vérification de la condition de non fragilité.

4.3.6. Vérification vis à vis de l'ELS :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}, N_{ser}), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

- La fissuration est considérée préjudiciable.

- **Béton :**

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

- **Acier :**

• Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

• Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, 150\eta\right)$

- Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{1}{2} f_e, 110\eta\right)$

Avec :

$\eta=1,6$ pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que :
$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{MPa} \end{cases}$$

1. Poutre principale 35×55:

Niveaux	Position	Mser (kN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Terrasse	Travée	123,443	6.31	15	206.26	240	Vérifie
	Appui	-112,13	5.09	15	126.59	240	Vérifie
1^{er}-8^{eme}	Travée	73,952	3.78	15	123.57	240	Vérifie
	Appui	-95,408	4.33	15	107.71	240	Vérifie

Tableau4.23: Vérification des poutres principale (35×55) à l'ELS.

2. Poutre secondaire 25×35 :

Niveaux	Position	Mser (kN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Terrasse	Travée	19,7617	1.98	15	43.95	240	Vérifie
	Appui	-53,575	5.75	15	78.06	240	Vérifie
1^{er}-8^{eme}	Travée	13,9578	2.14	15	52.98	240	Vérifie
	Appui	-29,691	2.08	15	48.24	240	Vérifie

Tableau4.24 : Vérification des poutres secondaire (25×35) à l'ELS.

3. Nervure 25×35:

Niveaux	Position	M _{ser} (kN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Terrasse	Travée	6,5938	1.31	15	40.00	240	Vérifie
	Appui	-25,006	4.96	15	151.70	240	Vérifie
1 ^{er} -8 ^{ème}	Travée	5,8765	1.17	15	35.65	240	Vérifie
	Appui	-26,109	5.18	15	158.39	240	Vérifie

Tableau 4.25: Vérification de la nervure (25×35) à l'ELS

4.3.7 Vérification des contraintes thermiques dans les poutres du bâtiment

➤ Le règlement CBA93[3] exige une vérification par une étude thermique Pour toute Structure ayant des dimensions en plan supérieures à 25m. Sous l'effet de la variation de la température, l'allongement ou le rétrécissement de l'élément est donné Par la formule suivante :

$$\Delta L = \alpha \Delta T \dots\dots\dots (1)$$

$$\zeta = \frac{\Delta L}{l_0} \dots\dots\dots (2)$$

On substitue l'équation (2) dans l'équation (1), on obtient :

$$\zeta = \alpha \Delta T \dots\dots\dots (3)$$

La contrainte est évaluée par la loi de Hooke qui est valable que dans le domaine élastique, son expression est :

$$\sigma = E \cdot \zeta \dots\dots\dots (4)$$

On remplace les paramètres de l'équation (3) dans l'équation (4) on obtient :

$$\sigma = E \cdot \alpha \Delta T \dots\dots\dots (5)$$

Avec :

- L : Variation de la longueur de l'élément.
- ΔT : Variation de la température (ΔT=20c°).
- α : Coefficient de dilatation thermique (α=10⁻⁵)

- l_0 : Longueur de la poutre.
- σ : Contrainte thermique.
- E : Module de Young ($E=32164,20\text{MPa}$).

$$\text{Donc : } \sigma = 32164,20 \cdot 10^5 \cdot 20 = 6,43 \text{ MPa}$$

La fissuration est considérée préjudiciable.

On Doit vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma + \sigma_b = 6,43 + \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

1- Poutre principale 35x55 :

Niveaux	Position	Mser (kN.m)	σ_{bc} (MPa)	σ (MPa)	$\sigma_b + \sigma$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Terrasse	Travée	66,2915	3,39	6,43	9,82	15	110,77	240	Vérifie
	Appui	-78,6962	3,58	6,43	10,01	15	169,94		
1 ^{er} -8 ^{ème}	Travée	66,6069	3,40	6,43	9,83	15	111,29	240	Vérifie
	Appui	-86,5207	3,94	6,43	10,37	15	186,83		

Tableau 4.26 : Vérification des contrainte thermique dans les poutres principale 35x55 à l'ELS

2- Poutre secondaire 25x35 :

Niveaux	Position	Mser (kN.m)	σ_{bc} (MPa)	σ (MPa)	$\sigma_b + \sigma$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Terrasse	Travée	13,1948	0,57	6,43	7	15	17,77	240	Vérifie
	Appui	-29,675	1,22	6,43	7,65	15	63,74		
1 ^{er} -8 ^{ème}	Travée	6,1688	0,38	6,43	6,81	15	14,10	240	Vérifie
	Appui	-19,6386	1,25	6,43	7,68	15	66,27		

Tableau 4.27 : Vérification des contrainte thermique dans les poutres secondaires 25x35 à l'ELS.

3- Nervure 25x35 :

Niveaux	Position	Mser (kN.m)	σ_{bc} (MPa)	σ (MPa)	$\sigma_b + \sigma$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Terrasse	Travée	3,8485	0,30	6,43	6,73	15	14,04	240	Vérifie
	Appui	-17,7387	1,56	6.43	7,99	15	105,69		

Tableau 4.28 : Vérification des contrainte thermique dans la nervure 25x35 à l'ELS.

4.3.8. Vérification de l'effort tranchant:

➤ **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.

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

1. Poutre secondaire 25×35 :

Niveaux	Section (cm ²)	T _u ^{max} (kN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Vérification
Terrasse	25x35	107,4	1.32	2,5	Vérifie
1 ^{er} – 8 ^{ème}	25x35	38,40	0.472	2,5	Vérifie

Tableau 4.30: Vérification de la contrainte de cisaillement dans la poutre secondaire (25×35).

2. Poutre de Nervure 25×35:

Niveaux	Section (cm ²)	T _u ^{max} (kN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Vérification
Terrasse	25x35	15,624	0.192	2,5	Vérifie
1 ^{er} – 8 ^{ème}	25x35	45,03	0.554	2,5	Vérifie

Tableau 4.31 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans la nervure (25×35)

4.3.9. Calcul des armatures transversales:

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE400 (f_e=400MPa).

➤ **Selon le BAEL 91 modifié 99:**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 : \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

➤ **Selon le RPA 99 version 2003 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zonenodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zonecourante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\varphi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \varphi_i; \frac{b}{10} \right) = 1,57 \text{ cm}$$

On prend :

- Ø_t=10 mm pour la poutre principale.
- Ø_t=10 mm pour la poutre secondaire et nervure.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

pouter	Section(c m ²)	T _u (k N)	τ _u (MPa)	BAEL	RPA99/2003		S _t ^{adp} (cm)		A _t ^{max} (cm)	Choix (cm ²)
				St(cm)	St(cm) ZC	St(cm) ZN	ZC	ZN		
Principal	35x55	97,14	0.53	40	27.5	13.75	25	15	2.625	4T10=3,14
Secondar	25x35	107,4	1.32	28.35	17.5	8.75	15	10	1.125	4T8=2,01
Nervure	25x35	45,03	0.554	28.35	17.5	8.75	15	10	1.125	4T8=2,01

Tableau4.32: Calcul des armatures transversales.

4.3.10. Recouvrement des armatures longitudinales

La longueur minimale de recouvrement est de: $L_r=50\phi$ en zone III.

- $\phi=25\text{mm} \dots\dots\dots L_r=120\text{cm}$
- $\phi=20\text{mm} \dots\dots\dots L_r=100\text{cm}$
- $\phi=16\text{mm} \dots\dots\dots L_r=80\text{cm}$
- $\phi=14\text{mm} \dots\dots\dots L_r=70\text{cm}$
- $\phi=12\text{mm} \dots\dots\dots L_r=60\text{cm}$

4.3.11. Arrêt des barres:

- Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$
- Armatures supérieures : $h' \geq \begin{cases} \frac{L^{\max}}{4} & \text{Appuis travée de rive} \\ \frac{L^{\max}}{5} & \text{Appuis travée intermédiaire} \end{cases}$

Avec : $L = \text{Max}(L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$.

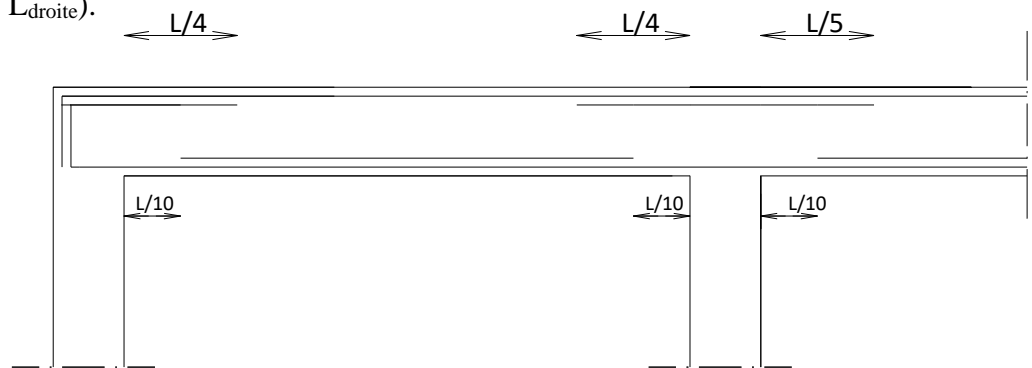


Figure 4.9 : Arrêts de barres.

4.3.12. Vérification de la flèche:

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

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

Tel que :

Poutres principales : $\bar{f} = 0,5 + \frac{L(cm)}{1000} = 1,23 \text{ cm. (L=7,80 m > 5 m)}$

Poutres secondaires : $\bar{f} = 0,5 + \frac{L(cm)}{1000} = 1,04 \text{ cm. (L=5,40 m > 5 m)}$

Poutres de Nervure : $\bar{f} = 0,5 + \frac{L(cm)}{1000} = 1,04 \text{ cm. (L=5,40 m > 5 m)}$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

F_v : La flèche due aux charges de longue durée.

- **Calcul de la flèche due aux déformations différées :**

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

- **Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :**

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}}$$

- **Moment d'inertie de la section homogène**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$$

- **Moment d'inertie fictive**

$$\left\{ \begin{array}{l} If_i = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda i \mu} \\ If_v = \frac{I_0}{1 + \lambda v \mu} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\delta = \frac{A_s}{db_0}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} \mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}} \\ \lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{array} \right.$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Cas	Section (cm ²)	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y ₁ (cm)	δ	σ _s (MPa)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)
Poutre principale	35x55	123,443	12.50	19.75	0.007	199.504	2.91	1.164	0.532	6841940967
Poutre Secondaire	25x35	19,7617	15.45	17.05	0.0196	40.55	1.06	0.427	0.3048	2003118367
Poutre de chaînage	25x35	6,5938	5.65	10.70	0.007	37.049	2.926	1.170	0.161	1225488367

Cas	I _{fi} (Cm ⁴)	I _{fv} (Cm ⁴)	f _i (mm)	f _v (mm)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)	Vérification
Poutre principale	2952204441	4224122082	6.9277	14.3944	7.466	12.3	Vérifie
Poutre Secondaire	1661865633	1772120684	0.8876	2.4748	1.587	9.8	Vérifie
Poutre de chaînage	2560520700	1511851147	0.192	0.9679	0.775	9.8	Vérifié

Tableau 4.33: tableau récapitulatif du calcul de la flèche

4.3.13. Schéma de ferrailage des poutres :

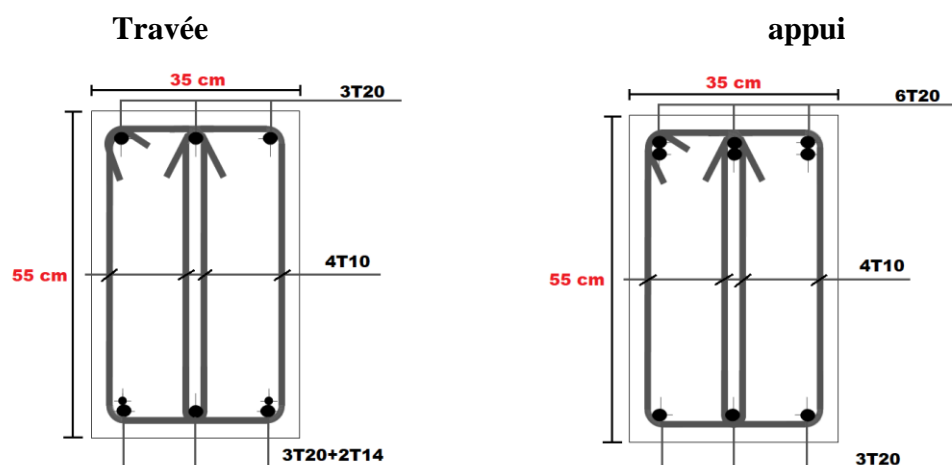


Figure 4.10: ferrailage des poutres principales 35×55 (terrace).

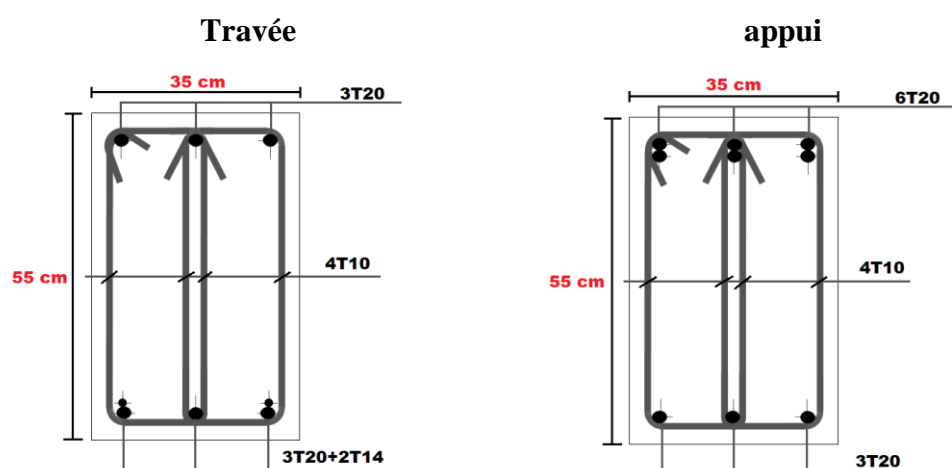


Figure 4.11: ferrailage des poutres principales 35×55(RDC-8^{ème} étage).

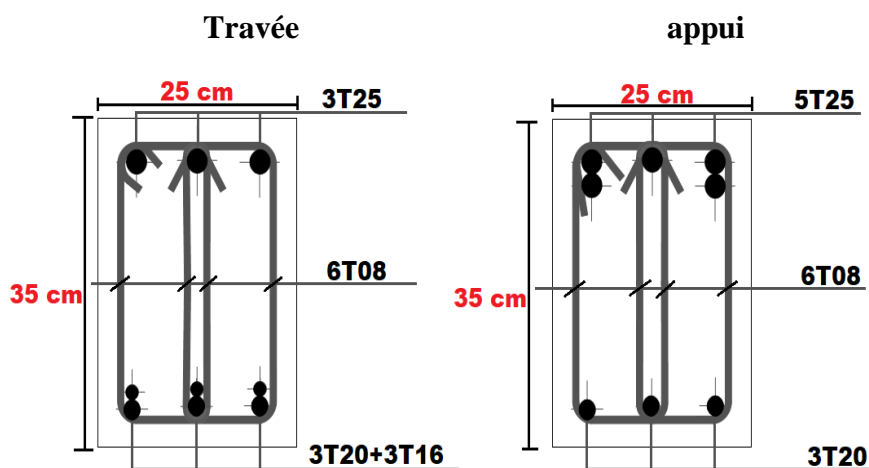


Figure 4.12 : ferrailage des poutres secondaires 25×35 (terrace).

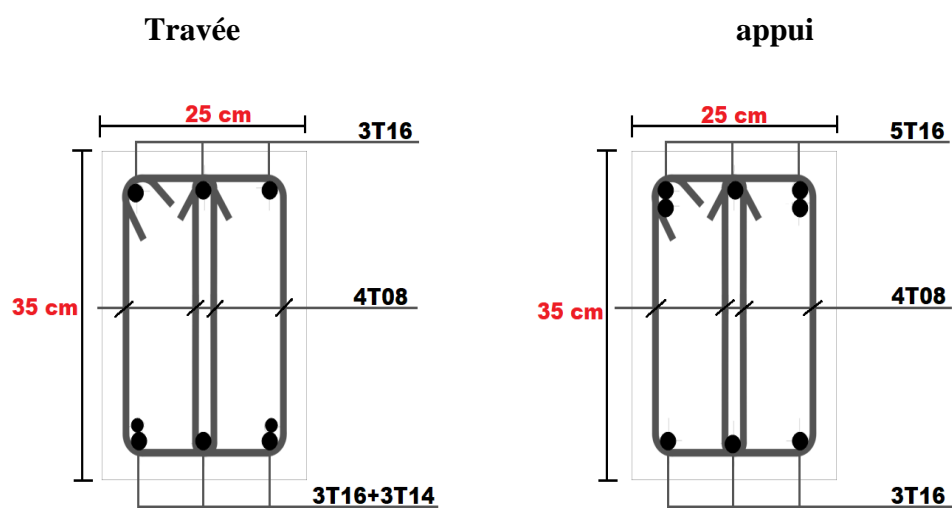


Figure 4.13 : ferrailage des poutres secondaires 25×35 (RDC-8^{ème} étage).

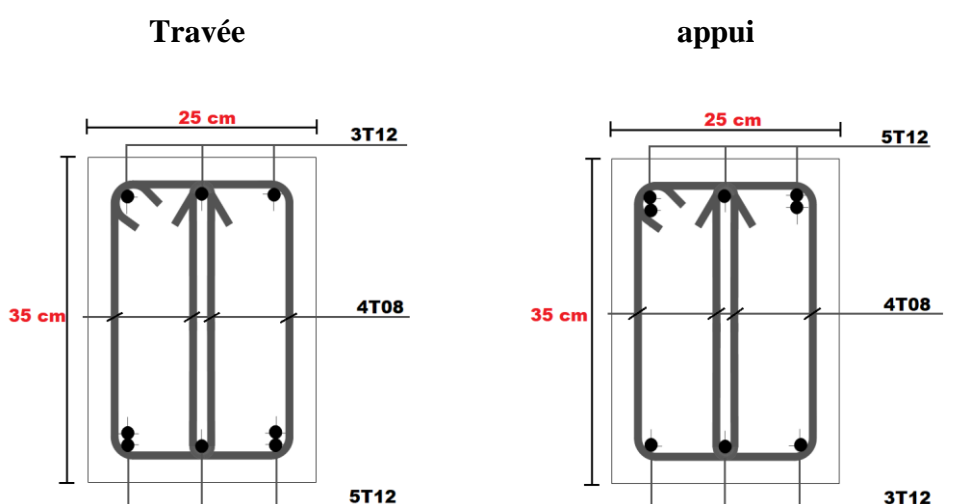


Figure 4.14 : ferrailage de la nervure 25×35 (terrasse).

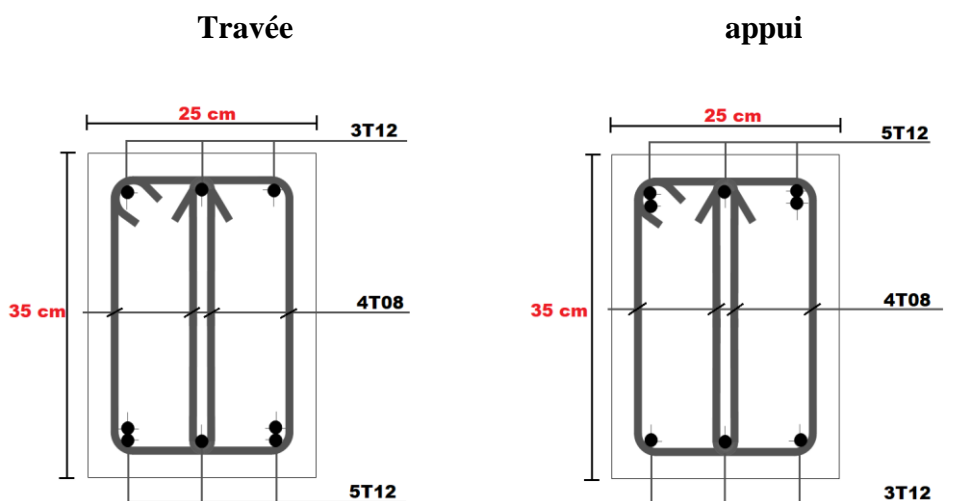


Figure 4.15 : ferrailage des nervure 25×35(RDC-8^{ème} étage).

1. Poutre principale 35×55 :

Niveaux	Section (cm ²)	T_u^{\max} (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
Terrasse	35x55	97,14	0.53	2,5	Vérifie
1 ^{er} –8 ^{ème}	35x55	52,167	0.28	2,5	Vérifie

Tableau4.29: Vérification de la contrainte de cisaillement dans la poutre principale (35×55).

2. Poutre secondaire 25×35 :

Niveaux	Section (cm ²)	T_u^{\max} (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
Terrasse	25x35	107,4	1.32	2,5	Vérifie
1 ^{er} –8 ^{ème}	25x35	38,40	0.472	2,5	Vérifie

Tableau4.30: Vérification de la contrainte de cisaillement dans la poutre secondaire (25×35).

3. Poutrede Nervure25×35:

Niveaux	Section (cm ²)	T_u^{\max} (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
Terrasse	25x35	15,624	0.192	2,5	Vérifie
1 ^{er} –8 ^{ème}	25x35	45,03	0.554	2,5	Vérifie

Tableau 4.31 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans la nervure (25×35)

4.3.9. Calcul des armatures transversales:

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE400 ($f_c=400\text{MPa}$).

➤ Selon le BAEL 91 modifié 99[1]

$$\begin{cases} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 : \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

➤ **Selon le RPA 99 version 2003 [2] :**

$$\begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,57\text{cm}$$

On prend :

$$\begin{cases} \phi_t = 10 \text{ mm pour la poutre principale.} \\ \phi_t = 10 \text{ mm pour la poutre secondaire et nervure.} \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

poutre	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL	RPA99/2003		S _t ^{adp} (cm)		A _t ^{max} (cm)	Choix (cm ²)
				St(cm)	St(cm) ZC	St(cm) ZN	ZC	ZN		
Principal	35x55	97,14	0.53	40	27.5	13.75	25	15	2.625	4T10=3,14
Secondar	25x35	107,4	1.32	28.35	17.5	8.75	15	10	1.125	4T8=2,01
Nervure	25x35	45,03	0.554	28.35	17.5	8.75	15	10	1.125	4T8=2,01

Tableau4.32: Calcul des armatures transversales.

4.4. Ferrailage des voiles :

4.4.1. Introduction :

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 : Introduction :

- En maçonnerie non armée ou armée, auxquels on réservera le nom de murs ;
- En béton armé ou non armé, et appelés voiles.

- **Remarque :**

Le rôle des voiles et murs est :

- De reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportée par les planchers.
- De participer au contreventement de la construction (vent et séisme).
- D'assurer une isolation acoustique entre deux locaux, en particulier entre logements, chambre d'hôtel, et une protection incendie (coupe-feu).
- De servir de cloisons de séparation entre locaux.

Les calculs des voiles en béton armé et non armé sont effectués suivant les dispositions du **DTU 23.1** « murs en béton banché ».

Les voiles sont utilisés en façade, en pignons ou à l'intérieur (murs de refends) des constructions.

Les voiles en béton comportent un minimum d'armatures :

- Au droit des ouvertures (concentration de contraintes).
- A leur jonction avec les planchers (chaînages) et à leurs extrémités.

Dans leur grande majorité, les constructions en béton armé sont contreventées par des refends.

Les murs de contreventement, ou refends, peuvent être définis comme des structures planes dont la raideur hors plan est négligeable. La rigidité d'un élément résistant aux efforts latéraux va en diminuant depuis le mur de contreventement plein jusqu'au portique, en passant par le mur de contreventement percé d'ouvertures.

Ce sont des éléments en béton armé ou non armé assurant, d'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse) et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement). Les murs voiles peuvent donc être assimilés à des consoles verticales soumises à une sollicitation de flexion composée avec compression, ayant un certain degré d'encastrement à la base, sur des fondations superficielles ou sur pieux.

De plus, les murs de contreventement se distinguent par le nombre limite d'ouvertures ou de passages qu'ils comportent, de telle sorte que les déformations élastiques de leurs éléments

Constitutifs sont faibles par rapport à la déformation de l'ensemble. En général, la déformation prépondérante des refends est une déformation de flexion due aux moments de renversement.

La fonction de contreventement peut être assurée si l'effort normal de compression, provenant des charges verticales est suffisant pour que, sous l'action du moment de renversement, le centre des pressions reste à l'intérieur de la section du mur.

4.4.2. Introduction au ferrailage des voiles :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée à la base. La figure suivante montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.

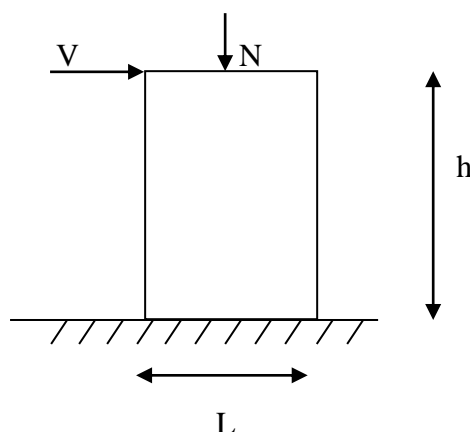


Figure.4.16:Schéma d'un voile plein

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 du 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 horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

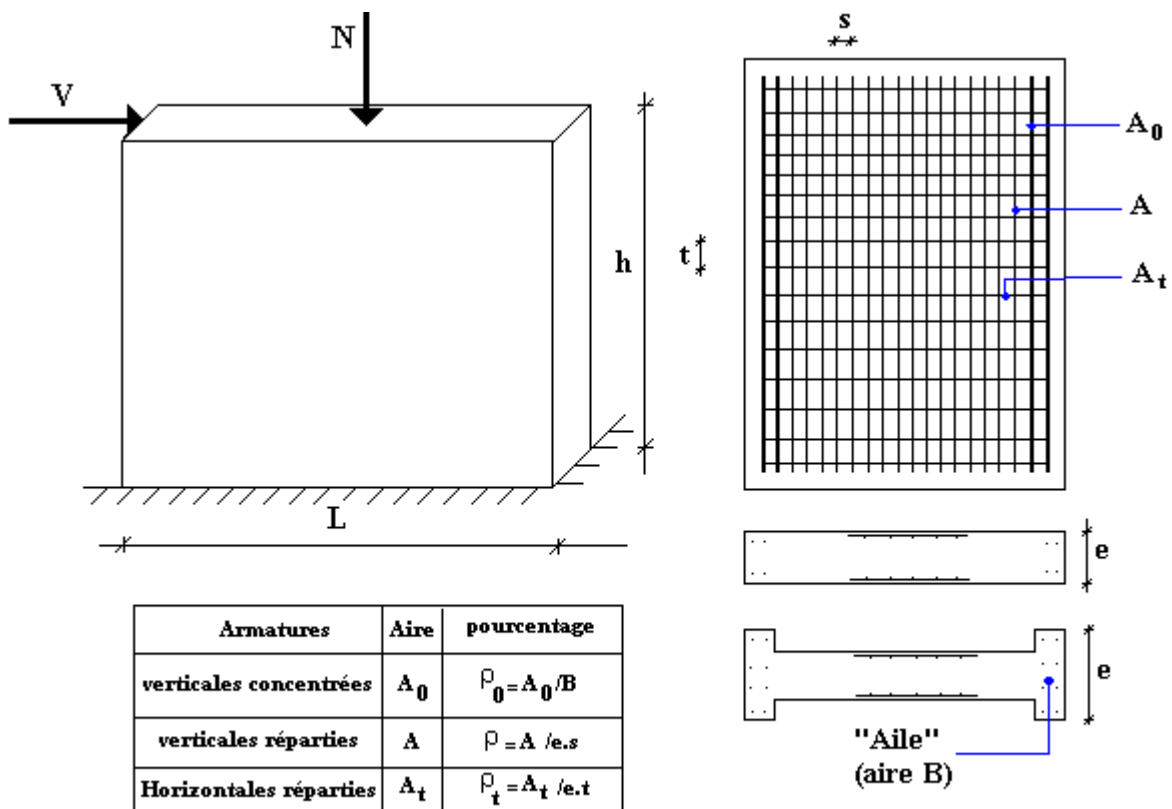


Figure 4.17.:Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.

4.4.3. Justifications sous sollicitations normales :

➤ Conditions d'application:

- La longueur d du mur : $d \geq 5a$
- L'épaisseur a du mur :
 - $a \geq 10\text{cm}$ pour les murs intérieurs.
 - $a \geq 12\text{cm}$ pour les murs extérieurs comportant une protection.
 - $a \geq 15\text{cm}$ pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.
- L'élançement mécanique λ : $\lambda \leq 80$

- Le raidisseur d'extrémité h : $h \geq 3a$

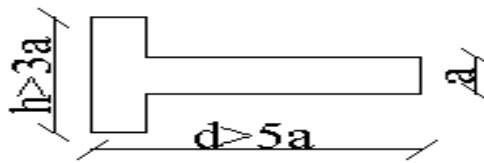


Figure 4.18: Définition de l'élément mur.

➤ **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.

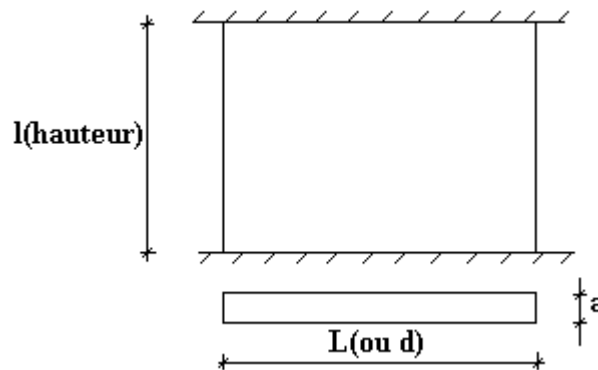


Figure 4.19.: Schéma d'un mur non raidi

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement l_f est 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 encasté 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.4.34: Valeurs de (l_f/l) .

L'élanement 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:**

Soit :

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	Voile 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 4.35: Calcul de $\sigma_{u \text{ lim}}$.

➤ **Aciers minimaux :**

Si $\sigma_u^c < \sigma_{bna}$ on n'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

➤ **Aciers verticaux, aciers horizontaux :**

	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Espacement maximal entre axes	$S_t \leq \min(0,33m ; 2a)$	$S_t \leq 0,33 m$
Acier minimal	$A_{sv} \geq \rho_v d a$	$\rho_H = \frac{A_H}{100a} \geq \text{Max} \left[\frac{2\rho_{v\text{Max}}}{3} ; 0,001 \right]$
Pourcentage minimal	$\rho_v = \text{Max} \left[0,001 ; 0,0015 \frac{400\theta}{f_e} \left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_{u\text{lim}}} - 1 \right) \right]$ par moitié sur chaque face Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire	$\rho_{v\text{Max}}$ = le pourcentage vertical de la bande la plus armée

Tableau 4.36 : 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.

➤ **Aciers transversaux :** (perpendiculaire aux parements)

Seuls les aciers verticaux (de diamètre \emptyset_1) pris en compte dans le calcul de $N_{u\text{lim}}$ sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre \emptyset_t

	Nombres d'armatures transversales	Diamètre ϕ_t
$\phi_l \leq 12$ mm	4 épingles par m ² de voile	6mm
$12 \text{ mm} < \phi_l \leq 20$ mm	Reprendre toutes les barres verticales Espacement $\leq 15 \phi_l$	6mm
$20 \text{ mm} < \phi_l$		8mm

Tableau 4.37: Aciers transversaux.

➤ **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 $S_{12} \leq 0,05f_{c28}$)

4.4.4. 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. Zone tendue

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 :

$$\frac{A_s}{S} = \frac{\sigma_m \cdot \gamma_s}{f_e} \cdot \Delta s = A_v \dots \dots \dots (1)$$

Où

$$\Delta s = e \times l_m$$

$\frac{A_s}{S}$ est répartie sur 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 coques (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.

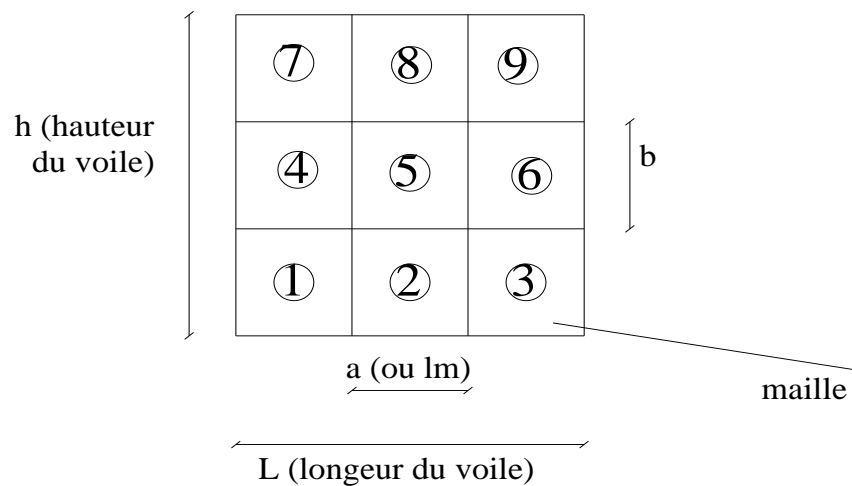


Figure 4.20.: Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.

La lecture des contraintes moyennes (de traction ou de compression) se fait directement au milieu de chaque maille dont le ferrailage est calculé par l'équation (1) dans le cas de la traction.

4.4.5 Aciers horizontaux:

$$A_{h1} = \frac{2}{3} A_v \quad (A_v = A_s \text{ précédemment défini})$$

$$A_{h2} = \frac{\bar{\tau}_u b_0 S_t}{0,8(0,8f_e)} = \frac{1,4 \tau_u a S_t}{0,8f_e} 1,25$$

$\tau_u = S_{12}$ Est donnée par SAP 2000.

S_t : Espacement maximal trouvé pour A_v

$b_0 = a$ (épaisseur du trumeau)

$$A_h \geq \text{Max} (A_{h1}, A_{h2})$$

4.4.6. Aciers supplémentaires et dispositions constructives :

- **Aciers de peau** : pour limiter les effets hygrothermiques

Aciers de peau	Unité	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Section minimale	cm ²	$0,6 \frac{400}{f_e}$	$1,2 \frac{400}{f_e}$
Espacement maximal	m	0,5	0,33

Tableau 4.38 : Aciers supplémentaires.

4.4.7. Préconisation du règlement parasismique algérien (RPA99 modifié en 2003[2])

a. Aciers verticaux (article 7.7.4.1) RPA99 [2] :

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,2 %.
- 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 $\frac{l}{10}$ de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

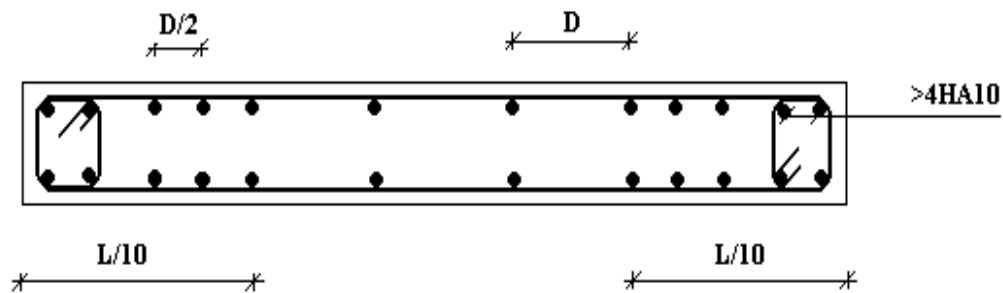


Figure .4.21: Disposition des armateurs verticaux dans les voiles.

b. Aciers horizontaux (article 7.7.4.2RPA99) [2] :

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.

c. Règles communes (article 7.7.4.2RPA99) [2] :

- 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 $\frac{1}{10}$ 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.

➤ **Exemple de calcul (voile 1) :**

- Soit le voile de longueur

$$L = 3,25\text{m (longueur)}$$

$$a = 0,18\text{ m (épaisseur)}$$

$$h_e = 3,06\text{ m (hauteur d'étage)}$$

Le voile est découpé en 2 mailles horizontales de même longueur $L^i=0,8125\text{ m}$ et de section

$$S_i = L^i \cdot (a).$$

• **Contraintes limites :**

La hauteur d'étage est de 3,06m d'où la hauteur libre est égale à :

$$h_e = 3,06 - 0,35 = 2,71\text{ m} \quad (0,35\text{ m : hauteur de la poutre})$$

	Unité	Béton non armé	Béton armé
Longueur de flambement l_f	M	2,71 x 0,85=2,3035	0,8 x 2,71 =2,168
Elancement λ	/	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,18} = 44,33$	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,18} = 41,72$
Coefficient α	/	0,501	0,662
Section réduite B_r (par ml) Avec $d = 0,8125\text{ m}$	m^2	(a-0,02).0,8125 = (0,180,02).0,8125= 0,13 m^2	(a-0,02).0,8125 = (0,18-0,02).0,8125= 0,13 m^2
Effort normal a ELU	KN	$\alpha \left[\frac{B_r f_c 28}{0,9 \gamma} \right]$	$\alpha \left[\frac{B_r f_c 28}{0,9 \gamma_s} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$
Contraintes limites $\sigma = \frac{N_{u \text{ lim}}}{a d}$ Avec $d = 0.8125\text{ m}$	MPa	$\sigma_{bna} = \frac{0,501}{0,8125 \times 0,18} \left[\frac{0,13 \times 25}{0,9 \times 1,5} \right] = 8,25$	$\sigma_{ba} = \frac{0,662}{0,18 \times 0,812} \left(\frac{0,13 \times 25}{0,9 \times 1,15} + A_s \frac{400}{1} \right) = 14,49$

Tableau 4.39 : Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple.

Remarque :

$\sigma_{bna} = 8.25$ MPa correspondant à $A_s = 0,1\%$ de B_{et}

$B_{et} = (0,18 \times 0,8125)$ m² (section de béton)

$A_s = 1,4625$ cm² = $1,4625 \cdot 10^{-4}$ m²

- **Armatures de traction :**

-La contrainte moyenne normale au milieu de chaque maille (à la base de voile) est lue, directement à partir de **SAP2000** ; il s'agit des contraintes **S22** que nous avons noté dans la suite σ_j (j : pour le numéro de la maille).

-La lecture des contraintes tangentielles se fera de la même manière (**S22** ou τ).

Maille $L_i=1,0$ m	1	2	3	4
Dimensions (m ²) $(a \cdot l) = S_j$	0,14625	0,14625	0,14625	0,14625
Contrainte moyenne par maille σ_j (MPa)	5,263	4,039	3,945	5,063
Force de traction F_t (MN) = $\sigma_j S_j$	0,768	0,589	0,577	0,740
Section d'acier (cm ²) $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$ (situation accidentelle $\gamma_s = 1$)	19,20	14,742	14,42	18,50
Aciers minimaux (cm ²)	1,4625	1,4625	1,4625	1,4625
1. Selon BAEL: 0,1% $S_{béton}$				
2. Selon RPA99: 0,15 % $S_{béton}$	2,1937	2,1937	2,1937	2,1937

Acier total (sur deux faces en cm ²) S_t : espacement (mm)	2*7T14=21,55 St = 10cm	2*5T14=15,39 St = 20cm	2*5T14=14,42 St = 20cm	2*7T14=21,55 St = 10cm
S ≤ (1,5 a,30cm) S ≤ 30 cm	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

Tableau 4.40: Calcul des armatures verticales de l'exemple.

- **Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture pour la maille1) :**

$S_{12} = \tau_u = 1,885 \text{ Mpa}$ (contrainte tangentielle lu directement au milieu de maille 1)

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad ; \quad \bar{V} = 1,4 V_u^{cal} \quad ; \quad \bar{V} = S_{12} \cdot a \cdot l_m$$

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{1,885(180)(812,5)}{400} \cdot 1,4 = 1061,37 \text{ mm}^2$$

$$A_{vj} = 10,6137 \text{ cm}^2$$

Cette quantité d'acier sera ajoutée le long des joints de reprise de coulage.

- **Armatures horizontales :**

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u \cdot a \cdot S_t}{(0,8 f_e) 0,8} \quad \bar{\tau}_u = 1,4 \tau_u = 1,4 S_{12} \quad S_{t \min} = 300 \text{ mm}$$

$$A_{h1} = \frac{1,4(1,885)(180)(300)}{(0,8)(400)0,8} = 5,56 \text{ cm}^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v \quad ; \quad A_v = \{ \text{section d'acier vertical de la maille la plus armée} \}$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (10,6137) = 7,07 \text{ cm}^2$$

$$A_{h \min} = (0,15\%) \cdot a \cdot l = \frac{0,15}{100} (18)(81,25) = 2,19 \text{ cm}^2$$

$$D'où : A_h = \text{Max}(A_{h1}, A_{h2}, A_h^{\min}) = 7,07 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 2 \times 5 \text{T12} = 11,31 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } S_t = \frac{821,5}{4} = 205,375 \text{ mm}$$

On prend : $S_t = 205,375 \text{ mm} < S_{t \min} = 300 \text{ mm}$ vérifié

4.4.8 Présentation des résultats pour le reste des voiles du bâtiment étudié :

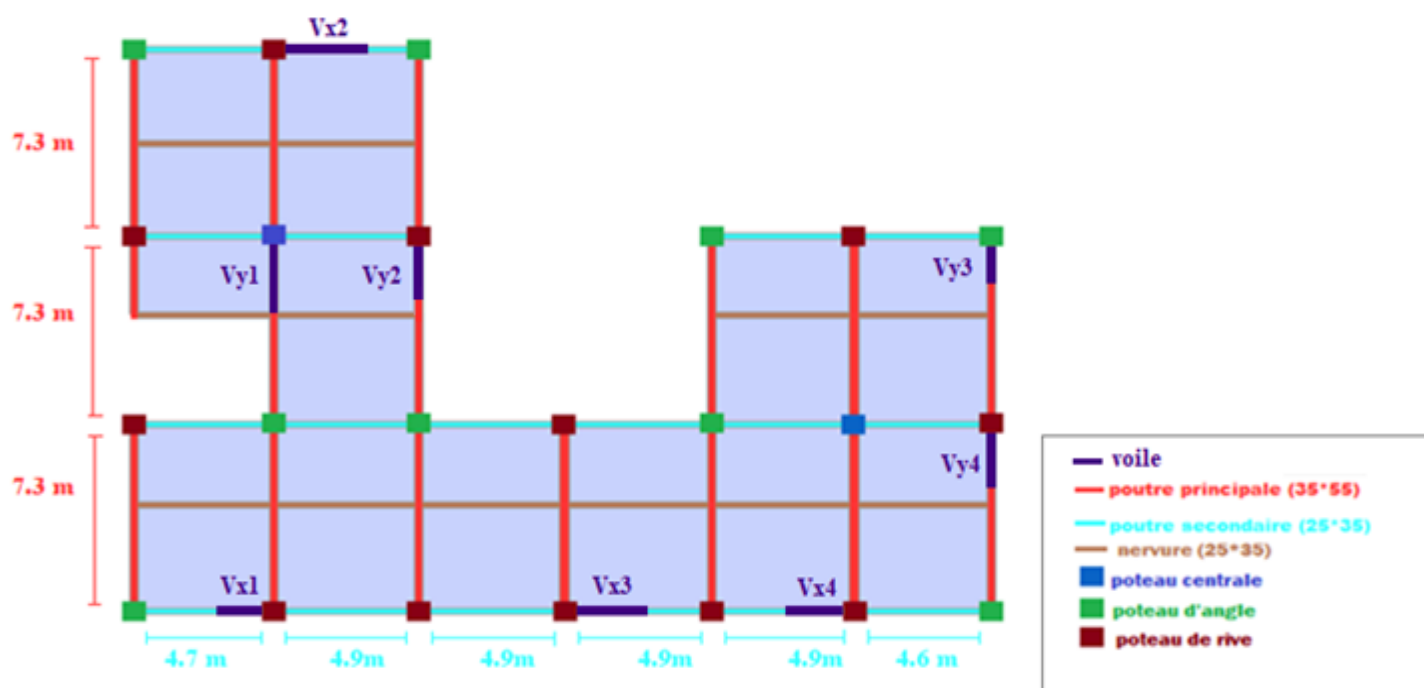


Figure.4.22: Disposition des voiles.

Nota :

- Les valeurs des contraintes dans les voiles données dans les tableaux ci-après correspondent à la combinaison de charge 0,8G + E
- Dans ce qui suit on a :

e : désigne l'épaisseur du voile

l_m : la longueur de chaque maille

$$\sigma_{moy} = S_{22} \text{ (lu au milieu de la maille)}$$

$$S_i = l_m * e$$

Tel que : Si $\sigma < 0$ → compression

Si $\sigma > 0$ → traction

4.7. Armatures verticales de traction :

	e (cm)	L_i (m)	Voile(m)	$A_{s \text{ min}}$ (cm ²)
Vx1	18	0.725	1.45	1.965
Vx2	18	0.9125	3.65	2.46

Vx3	18	0.5	1.5	1.35
Vx4	18	1.02	2.04	2.754
Vy1	18	0.8125	3.25	2.19375
Vy2	18	0.817	2.45	1.35
Vy3	18	0.76	2.28	2.754
Vy4	18	0.75	1.5	2.19375

Tableau 4.41 : Caractéristique du voile

➤ Calcul des armatures du voile (suivent x)

Etages	Maille	Li (m)	Si (m ²)	σ_{moy} (MPa)	F _t (MN)	A _s (cm ²)	Le choix	A _s adopté (cm ²)	St (cm)
RDC...4^{ème}	1	0.725	0,131	5,481	0,718	17,95	2*6T14	18.47	10
	2	0.725	0,131	5,214	0,683	17,075	2*6T14	18.47	10
5^{ème} ...8^{ème}	1	0.725	0,131	2,573	0,337	8,425	2*6T10	9,42	10
	2	0.725	0,131	2,451	0,321	8,025	2*6T10	9,42	10

Tableau 4.42 : Calcul des armatures du voile (Vx1).

Etages	Maille	Li (m)	Si (m ²)	σ_{moy} (MPa)	F _t (MN)	A _s (cm ²)	Le choix	A _s adopté (cm ²)	St (cm)
RDC...4^{ème}	1	0.9125	0,164	3,741	0,614	15,34	2x7T12	15,83	10
	2	0.9125	0,164	2,445	0,401	10.025	2x5T12	11,31	20
	3	0.9125	0,164	2,646	0,434	10.85	2x5T12	11,31	20
	4	0.9125	0,164	3,707	0,608	15,20	2x7T12	15,83	10
5^{ème} ...8^{ème}	1	0.9125	0,164	2.286	0.375	9.373	2x7T10	11	10
	2	0.9125	0,164	1,661	0.2724	6.81	2x5T10	7.85	20
	3	0.9125	0,164	1,409	0.231	5.776	2x5T10	7.85	20
	4	0.9125	0,164	2,368	0.388	9.708	2x7T10	11	10

Tableau 4.43 : Calcul des armatures du voile (Vx2).

Etages	Maille	Li (m)	Si (m ²)	σ_{moy} (MPa)	F _t (MN)	A _s (cm ²)	Le choix	A _s adopté (cm ²)	St (cm)
RDC...4^{ème}	1	0.5	0,09	5,92	0.532	13.3	2x6T12	13,57	10
	2	0.5	0,09	2,923	0.263	6.575	2x3T12	6,79	20

	3	0.5	0,09	5,67	0.510	12.75	2x6T12	13,57	10
5^{ème} ...8^{ème}	1	0.5	0,09	3.693	0.3324	8.31	2x6T10	9,42	10
	2	0.5	0,09	1.899	0.1709	4,272	2x3T10	4,71	20
	3	0.5	0,09	3,658	0.3292	8.23	2x6T10	9,42	10

Tableau 4.44 : Calcul des armatures du voile (Vx3).

Etages	Maille	Li (m)	Si (m ²)	σ_{moy} (MPa)	F _t (MN)	A _s (cm ²)	Le choix	A _s adopté (cm ²)	St (cm)
RDC...4^{ème}	1	1.02	0,1836	4,689	0,86	21,52	2*7T14	21.55	10
	2	1.02	0,1836	4,292	0,788	19,7	2*7T14	21.55	10
5^{ème} ...8^{ème}	1	1.02	0,1836	2,115	0,3883	9,71	2*7T10	11	10
	2	1.02	0,1836	2,067	0,379	9.49	2*7T10	11	10

Tableau 4.45: Calcul des armatures du voile (Vx4).➤ **Calcul des armatures du voile (suivent y) :**

Etages	Maille	Li (m)	Si (m ²)	σ_{moy} (MPa)	F _t (MN)	A _s (Cm ²)	Le choix	A _s adopté (cm ²)	St (cm)
RDC...4^{ème}	1	0.8125	0.14625	5,39	0,7883	19,71	2*7T14	21.55	10
	2	0.8125	0.14625	4,039	0,589	14,742	2*5T14	15.39	20
	3	0.8125	0.14625	3,945	0,577	14,42	2*5T14	15.39	20
	4	0.8125	0.14625	5,21	0,761	19,05	2*7T14	21.55	10
5^{ème} ...8^{ème}	1	0.8125	0.14625	2,728	0,399	9,975	2*7T10	11	10
	2	0.8125	0.14625	2,069	0,302	7,551	2*5T10	7.85	20
	3	0.8125	0.14625	1,839	0,269	6,725	2*5T10	7.85	20
	4	0.8125	0.14625	2,715	0,397	9,925	2*7T10	11	10

Tableau 4.46 : Calcul des armatures du voile (Vy1).

Etages	Maille	Li (m)	Si (m ²)	σ_{moy} (MPa)	F _t (MN)	A _s (cm ²)	Le choix	A _s adopté (cm ²)	St (cm)
RDC...4^{ème}	1	0.817	0.1471	5,652	0,830	20,75	2*7T14	21.55	10
	2	0.817	0.1471	2,638	0,388	9,701	2*5T12	11.31	20

	3	0.817	0.1471	4,091	0,601	15,04	2*7T12	15.83	10
5^{ème} ...8^{ème}	1	0.817	0.1471	2,262	0,332	8,312	2*7T10	11	10
	2	0.817	0.1471	1,555	0,228	5,70	2*5T10	7.85	20
	3	0.817	0.1471	2,155	0,317	7,925	2*7T10	11	10

Tableau 4.47 : Calcul des armatures du voile (Vy2).

Etages	Maille	Li (m)	Si (m ²)	σ_{moy} (MPa)	F _t (MN)	A _s (cm ²)	Le choix	A _s adopté (cm ²)	St (cm)
RDC...4^{ème}	1	0.76	0,13868	5.703	0.790	19.77	2*7T14	21.55	10
	2	0.76	0,13868	3,21	0,445	11,125	2*5T14	12.31	15
	3	0.76	0,13868	5.483	0.762	19.05	2*7T14	21.55	10
5^{ème} ...8^{ème}	1	0.76	0,13868	2,709	0,376	9,413	2*7T10	11	10
	2	0.76	0,13868	1,406	0,195	4,875	2*5T10	7.85	15
	3	0.76	0,13868	2,538	0,352	8,80	2*7T10	11	10

Tableau 4.48 : Calcul des armatures du voile (Vy3).

Etages	Maille	Li (m)	Si (m ²)	σ_{moy} (MPa)	F _t (MN)	A _s (cm ²)	Le choix	A _s adopté (cm ²)	St (cm)
RDC...4^{ème}	1	0.75	0.135	5,439	0,734	18,356	2*7T14	18.47	10
	2	0.75	0,135	5,348	0,722	18,05	2*7T14	18.47	10
5^{ème} ...8^{ème}	1	0.75	0.135	2,65	0,357	8,943	2*7T10	11	10
	2	0.75	0,135	2,496	0,337	8,425	2*7T10	11	10

Tableau 4.49: Calcul des armatures du voile (Vy4).**4.8. Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture) :**➤ **Calcul des aciers de coutures du voile (suivent x) :**

Etages	Maille	Li (m)	τ_u (MPa)	A _v cal (cm ²)	Le choix	A _v adopté (cm ²)	St (cm)
RDC...4^{ème}	1	0.725	1,248	6,27	2*4T10	6.28	20
	2	0.725	0,693	3,48	2*4T10	6.28	20
5^{ème} ...8^{ème}	1	0.725	1,18	5,928	2*4T10	6.28	20
	2	0.725	0,391	1,96	2*4T10	6.28	20

Tableau 4.50 : Calcul des aciers de coutures du voile (Vx1).

Etages	Maille	Li (m)	τ_u (MPa)	A_v cal (cm ²)	Le choix	A_v adopté (cm ²)	St (cm)
RDC...4^{ème}	1	0.9125	2,137	13,51	2*6T12	13.57	15
	2	0.9125	1,76	11,29	2*5T12	11.31	20
	3	0.9125	1,395	8,82	2*5T12	11.31	20
	4	0.9125	1,868	11,81	2*6T12	13.57	15
5^{ème} ...8^{ème}	1	0.9125	1,085	6,86	2*6T10	9.42	15
	2	0.9125	0,993	6,28	2*5T10	7.85	20
	3	0.9125	0,979	6,191	2*5T10	7.85	20
	4	0.9125	0,747	4,72	2*6T10	9.42	15

Tableau 4.51 : Calcul des aciers de coutures du voile (Vx2).

Etages	Maille	Li (m)	τ_u (MPa)	A_v cal (cm ²)	Le choix	A_v adopté (cm ²)	St (cm)
RDC...4^{ème}	1	0.5	2,434	8,434	2*4T12	9.05	15
	2	0.5	1,940	6,720	2*3T12	6.79	20
	3	0.5	2,142	7,42	2*4T12	9.05	15
5^{ème} ...8^{ème}	1	0.5	1,164	4,03	2*4T10	6.28	15
	2	0.5	1,004	3,47	2*3T10	4.71	20
	3	0.5	1,11	3,846	2*4T10	6.28	15

Tableau 4.52 : Calcul des aciers de coutures du voile (Vx3).

Etages	Maille	Li (m)	τ_u (MPa)	A_v cal (cm ²)	Le choix	A_v adopté (cm ²)	St (cm)
RDC...4^{ème}	1	1.02	1,338	9,45	2*5T12	11.31	20
	2	1.02	1,184	8,37	2*6T10	9.42	20
5^{ème} ...8^{ème}	1	1.02	0,904	6,39	2*5T10	7.85	20
	2	1.02	1,074	7,59	2*6T10	9.42	20

Tableau 4.53 : Calcul des aciers de coutures du voile (Vx4).

➤ Calcul des aciers de coutures du voile (suivent y) :

Etages	Maille	Li (m)	τ_u (MPa)	A_v cal (cm ²)	Le choix	A_v adopté (cm ²)	St (cm)
RDC...4 ^{ème}	1	0.8125	1,885	10,61	2*5T12	11.31	20
	2	0.8125	1,66	9,35	2*5T12	11.31	20
	3	0.8125	1,22	6,86	2*5T10	7.85	20
	4	0.8125	1,799	10,13	2*5T12	11.31	20
5 ^{ème} ...8 ^{ème}	1	0.8125	1,284	7,22	2*5T10	7.85	20
	2	0.8125	0,966	5,44	2*5T10	7.85	20
	3	0.8125	1,037	5,84	2*5T10	7.85	20
	4	0.8125	1,124	6,33	2*5T10	7.85	20

Tableau 4.54 : Calcul des aciers de coutures du voile (Vy1).

Etages	Maille	Li (m)	τ_u (MPa)	A_v cal (cm ²)	Le choix	A_v adopté (cm ²)	St (cm)
RDC...4 ^{ème}	1	0.817	1,614	9,14	2*6T10	9.42	15
	2	0.817	1,521	8,61	2*6T10	9.42	15
	3	0.817	1,574	8,91	2*6T10	9.42	15
5 ^{ème} ...8 ^{ème}	1	0.817	0,978	6,77	2*6T10	9.42	15
	2	0.817	0,830	4,7	2*6T10	9.42	15
	3	0.817	0,819	4.637	2*6T10	9.42	15

Tableau 4.55: Calcul des aciers de coutures du voile (Vy2).

Etages	Maille	Li (m)	τ_u (MPa)	A_v cal (cm ²)	Le choix	A_v adopté (cm ²)	St (cm)
RDC...4 ^{ème}	1	0.76	1,654	8,71	2*5T12	11,31	15
	2	0.76	1,042	5,94	2*5T10	7.85	15
	3	0.76	1,449	7,63	2*5T10	7.85	15
5 ^{ème} ...8 ^{ème}	1	0.76	1,184	6,23	2*4T10	7.85	15
	2	0.76	0,961	5,06	2*5T10	7.85	15
	3	0.76	6,60	3,12	2*5T10	7.85	15

Tableau 4.56 : Calcul des aciers de coutures du voile (Vy3).

Etages	Maille	Li (m)	τ_u (MPa)	$A_{v\text{ cal}}$ (cm ²)	Le choix	$A_{v\text{ adopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC...4 ^{ème}	1	0,75	1,027	5,34	2*5T10	7,85	15
	2	0,75	0,98	5,09	2*5T10	7,85	15
5 ^{ème} ...8 ^{ème}	1	0,75	1,061	5,51	2*5T10	7,85	15
	2	0,75	6,60	3,12	2*5T10	7,85	15

Tableau 4.57 : Calcul des aciers de coutures du voile (Vy4).

4.9. Armature verticale de compression :

On a $\sigma_{\max} = 5,92 \text{ MPa} < \sigma_{\text{bna}} = 8,25 \text{ Mpa}$

=> Les voiles ne sont pas armés 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: $\rho_v = 0,15 \%$

$$A_{v\text{ cal}} = \text{Max} (A_{v.\text{RPA}}, A_{v.\text{BAEL}})$$

➤ Calcul des armatures de compression du voile (suivent x) :

	Etages	e (cm)	Li (m)	$A_{v\text{ cal}}$ (cm ²)	Choix	$A_{\text{ adopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)
VOILE 1	RDC...4 ^{ème}	18	0,725	1,9575	2x4T10	6,28	20
	5 ^{ème} ...8 ^{ème}	18	0,725	1,9575	2x4T10	6,28	20

Tableau 4.58: Calcul des armatures de compression du voile (Vx1).

	Etages	e (cm)	Li (m)	$A_{v\text{ cal}}$ (cm ²)	Choix	$A_{\text{ adopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)
VOILE 2	RDC...4 ^{ème}	18	0,9125	2,46375	2x5T10	7,85	20
	5 ^{ème} ...8 ^{ème}	18	0,9125	2,46375	2x5T10	7,85	20

Tableau 4.59: Calcul des armatures de compression du voile (Vx2).

	Etages	e (cm)	Li (m)	A _{v cal} (cm ²)	Choix	A _{adopté} (cm ²)	S _t (cm)
VOILE 3	RDC...4^{ème}	18	0,5	1,35	2x4T10	6,28	15
	5^{ème} ...8^{ème}	18	0,5	1,35	2x4T10	6,28	15

Tableau 4.60 : Calcul des armatures de compression du voile (Vx3).

	Etages	e (cm)	Li (m)	A _{v cal} (cm ²)	Choix	A _{adopté} (cm ²)	S _t (cm)
VOILE 4	RDC...4^{ème}	18	1,02	2,754	2x6T10	9,42	20
	5^{ème} ...8^{ème}	18	1,02	2,754	2x6T10	9,42	20

Tableau 4.61 : Calcul des armatures de compression du voile (Vx4).

➤ **Calcul des armatures de compression du voile (suivent y) :**

	Etages	e (cm)	Li (m)	A _{v cal} (cm ²)	Choix	A _{adopté} (cm ²)	S _t (cm)
VOILE 1	RDC...4^{ème}	18	0.8125	2,194	2x5T10	7,85	20
	5^{ème} ...8^{ème}	18	0.8125	2,194	2x5T10	7,85	20

Tableau 4.62 : Calcul des armatures de compression du voile (Vy1).

	Etages	e (cm)	Li (m)	$A_{v\text{ cal}}$ (cm ²)	Choix	$A_{\text{ adopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)
VOILE 2	RDC...4 ^{ème}	18	0.817	2,2059	2x5T10	7,85	20
	5 ^{ème} ...8 ^{ème}	18	0.817	2,2059	2x5T10	7,85	20

Tableau 4.63 : Calcul des armatures de compression du voile (Vy2).

	Etages	e (cm)	Li (m)	$A_{v\text{ cal}}$ (cm ²)	Choix	$A_{\text{ adopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)
VOILE 3	RDC...4 ^{ème}	18	0.76	2,052	2x5T10	7,85	15
	5 ^{ème} ...8 ^{ème}	18	0.76	2,052	2x5T10	7,85	15

Tableau 4.64 : Calcul des armatures de compression du voile (Vy3).

	Etages	e (cm)	Li (m)	$A_{v\text{ cal}}$ (cm ²)	Choix	$A_{\text{ adopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)
VOILE 4	RDC...4 ^{ème}	18	0.75	2,025	2x5T10	7,85	15
	5 ^{ème} ...8 ^{ème}	18	0.75	2,025	2x5T10	7,85	15

Tableau 4.65 : Calcul des armatures de compression du voile (Vy4).

4.10. Aciers horizontaux :

➤ Calcul des aciers horizontaux des voiles (suivent x).

Voile	Etages	Li(m)	τ_u (Mpa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	$A_{h\text{ min}}$ (cm ²)	A_h (cm ²)	Choix (cm ²)	$A_{h\text{ adopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)
Vx1	RDC...4 ^{ème}	0.725	1,248	3,68	4,18	1,9575	4,18	2x4T10	6,28	20
	5 ^{ème} ...8 ^{ème}	0.725	1,18	3,48	4,18	1,9575	4,18	2x4T10	6,28	20
Vx2	RDC...4 ^{ème}	0.9125	2,137	6,31	9,04	2,46375	9,04	2x5T12	11,31	20

	5 ^{ème} ...8 ^{ème}	0.9125	1,085	3,20	6,28	2,46375	6,28	2x5T10	7,85	20
Vx3	RDC...4 ^{ème}	0.5	2,434	7,18	6,03	1,35	7,18	2x4T12	9,05	15
	5 ^{ème} ...8 ^{ème}	0.5	1,164	3,43	4,18	1,35	4,18	2x4T10	6,28	15
Vx4	RDC...4 ^{ème}	1.02	1,338	3,95	7,54	2,754	7,54	2x5T10	10,21	20
	5 ^{ème} ...8 ^{ème}	1.02	1,074	3,17	6,28	2,754	6,28	2x5T10	10,21	20

Tableau 4.66 : Calcul des aciers horizontaux des voiles (suivent x)

➤ **Calcul des aciers horizontaux des voiles (suivent y) :**

Voile	Etages	Li(m)	τ_u (Mpa)	A_{h1} (Cm ²)	A_{h2} (Cm ²)	A_{h}^{min} (Cm ²)	A_h (Cm ²)	Choix	$A_h^{adopté}$ (Cm ²)	S_t (Cm)
Vy1	RDC...4 ^{ème}	0.8125	1,885	5,56	7,54	2,194	7,54	2x5T10	7,85	20
	5 ^{ème} ...8 ^{ème}	0.8125	1,284	3,79	5,23	2,194	5,23	2x5T10	7,85	20
Vy2	RDC...4 ^{ème}	0.817	1,614	4,76	6,28	2,2059	6,28	2x5T10	7,85	20
	5 ^{ème} ...8 ^{ème}	0.817	0,978	2,88	6,28	2,2059	6,28	2x5T10	7,85	20
Vy3	RDC...4 ^{ème}	0.76	1,654	4,88	6,03	2,052	6,03	2x5T10	7,85	20
	5 ^{ème} ...8 ^{ème}	0.76	1,184	3,49	5,23	2,052	5,23	2x5T10	7,85	20
Vy4	RDC...4 ^{ème}	0.75	1,027	3,03	4,18	2,025	4,18	2x5T10	7,85	20
	5 ^{ème} ...8 ^{ème}	0.75	1,061	3,13	4,18	2,025	4,18	2x5T10	7,85	20

Tableau 4.67: Calcul des aciers horizontaux des voiles (suivent y).

4.10. Schéma de ferrailage des voiles :

a- Voile Vx1 :

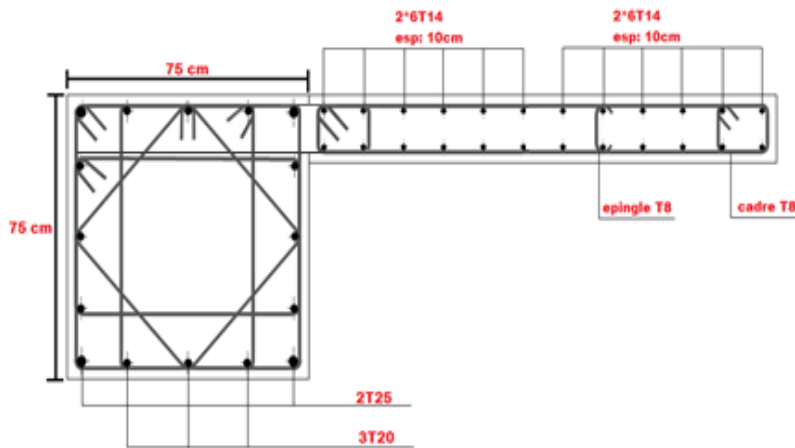


Figure.4.23: ferrailage de voile Vx1 (RDC...4^{ème} étage)

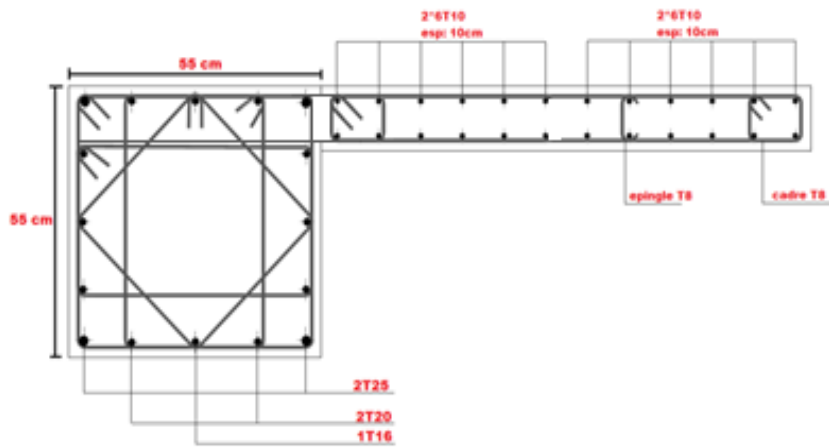


Figure.4.24: ferrailage de voile Vx1 (5^{ème}...8^{ème} étage)

4.11. Ferrailage des linteaux :

Les linteaux sont des éléments considérés comme des poutres courtes de faible raideur, bi encastrés dans les trumeaux.

Sous l'effet d'un chargement horizontal et vertical, le linteau sera sollicité par un moment M et un effort tranchant V . Les linteaux pourront donc être calculés en flexion simple.

La méthode de ferrailage décrite ci-dessus est proposée dans le **RPA [1]**.

Les contraintes de cisaillement (dans les linteaux (et les trumeaux)) dans le béton à ;

$$\bar{\tau}_b \leq \tau = 0,2 f_{c28}$$

$$\bar{\tau}_b = \frac{V}{b_0 + d}$$

Ou bien : $\tau_b = 1,4 \tau_{cal u}$ ($\tau_{cal u} = S_{12}$ du fichier résultats du **SAP2000**)

Avec :

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile = $0,9h$.

h : Hauteur totale de la section brute.

4.11.1-Premier Cas : $\tau_b \leq 0,06 f_{c28}$

- Dans ce cas les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M et V)
- On devra disposer :
 - Des aciers longitudinaux de flexion (A_l)
 - Des aciers transversaux (A_t)
 - Des aciers en partie courante, également appelés aciers de peau (A_c)

a- Aciers Longitudinaux :

Les aciers longitudinaux inférieurs ou supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_l \geq \frac{M}{Z_x f_e}$$

$$\text{Avec : } Z = h - 2d'$$

Où :

h : Est la hauteur totale du linteau.

d' : Est la distance d'enrobage.

M : Moment dû à l'effort tranchant ($V = 1,4 V_{u^{cal}}$)

b- Aciers Transversaux :

Deux cas se présentent :

1-Premier sous cas :

Linteaux Longs ($\lambda_g = \frac{l}{h} > 1$)

$$\text{On a: } S \leq \frac{A_t f_e Z}{V}$$

Où :

S : Représente l'espacement des cours d'armatures transversales.

A_t : Représente la section d'une cour d'armatures transversales.

$$Z = h - 2 d'$$

V : Représente l'effort tranchant dans la section considérée ($V = 1,4 V_{u,cal}$)

l : Représente la portée du linteau.

2- Deuxième Sous Cas :

Linteaux Courts $\lambda_g \leq 1$

$$\text{On doit avoir : } S \leq \frac{A_t f_e I}{V + A_t f_e}$$

Avec :

$$V = \text{Min} (V_1, V_2)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_2 = 2V_{u,cal} \\ V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}} \end{array} \right.$$

Avec : M_{ci} et M_{cj} moments « résistants ultimes » des sections d'about à droite et à gauche du linteau de portée l_{ij} (voir figure suivante) et calculés par : $M_c = A_t f_e Z$

Où : $Z = h - 2 d'$

4.11.2. Deuxième Cas : $\tau_b > 0,06 f_{c28}$

Dans ce cas il y a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armature de peau) suivant les minimums réglementaires. Les efforts (M, V) sont repris suivant des bielles diagonales (compression et traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement d' A_D se fait suivant la formule .:

$$\text{Avec : } \operatorname{tg}\alpha = \frac{h-2d}{l}$$

$$\text{et : } V = V_u^{\text{cal}} (\text{sans majoration}) \left(\tau_u = \frac{V_u^{\text{cal}}}{eh} = S_{12} \right)$$

4.11.3. Ferrailage Minimal :

b : Epaisseur du linteau

h : Hauteur totale du linteau

S : Espacement des armatures transversales

a. Armatures Longitudinales A_l et A'_l :

$$(A_l, A'_l) \geq 0,0015 b h \text{ (0,15\%)} \text{ (avec } A_l \text{ lit inférieur et } A'_l \text{ lit supérieur)}$$

b. Armatures Transversales A_t :

$$\bullet \text{ Si } \tau_b \leq 0,025 f_{c28} \longrightarrow A_t \geq 0,0015 b S$$

$$\bullet \text{ Si } \tau_b > 0,025 f_{c28} \longrightarrow A_t \geq 0,0025 b S$$

$$S_t \leq \frac{h}{4} \quad (\text{Espacement des cadres})$$

c. Armatures de Peau (ou en section courante) A_c :

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0,2%

$$\text{C'est à dire : } A_c \geq 0,002bh \text{ (en deux nappes)}$$

d. Armatures Diagonales A_D :

$$\bullet \text{ si } \tau_b \leq 0,06 f_{c28} \longrightarrow A_D = 0$$

$$\bullet \bullet \text{ si } \tau_b > 0,06 f_{c28} \longrightarrow A_D \geq 0,0015 b h$$

4.4.3.4 Linteau de type :

$$h = 1,0\text{m}$$

$$l = 0,70\text{m}$$

$$b = 0,18\text{m}$$

$$\text{On lit sur le SAP2000 : } S_{12} = \tau_u^{\text{cal}} = 2,711\text{MPa}$$

Les calculs :

$$\bullet \tau_b = 2,711\text{MPa}$$

$$\bullet \tau_b = 0,2 f_{c28} = 5\text{MPa} \longrightarrow \bar{\tau}_b > \tau_b$$

- $0,06 f_{c28} = \tau'_b = 1,5 \text{ MPa}$

$$\tau_b > 0,06 f_{c28} \quad \longrightarrow \quad \text{On est dans le cas N}^\circ 2$$

Dans ce cas il y a lieu de disposer le ferrailage longitudinal (supérieur et inférieur), transversal et en zone courante suivant les minimums réglementaires suivants :

- $A_l = A'_l \geq 0,0015 (0,18) (1,0) 10^4 = 2,7 \text{ cm}^2$

$$\text{Soit : } A_l = A'_l = 2\text{T14} = 3,08 \text{ cm}^2$$

- $A_c \geq (0,002) (0,18) (1,0) 10^4 = 3,6 \text{ cm}^2$

$$\text{Soit : } A_c = 4\text{T12} = 4,52 \text{ cm}^2 \text{ (répartie en deux nappes) (soit 3 barres /nappe).}$$

- $0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa}$ $\tau_b > 0,025 f_{c28}$

Donc :

$$A_t \geq 0,0025 b S = (0,0025) (0,18) (0,25) 10^4 = 1,125 \text{ cm}^2 \quad \text{car } S_t^{\max} = \frac{H}{4} = 0,25 \text{ cm}$$

$$\text{So it : } A_t = 6\text{T8} = 3,02 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{70}{5} = 14 \text{ cm} = 15 \text{ cm} \quad \text{or} \quad S_t = 15 \text{ cm} < S_t^{\max}$$

- $A_D = \frac{(\tau_u b h)}{2 f_e \sin \alpha}$

$$\text{Avec : } \text{tg} \alpha = \frac{h - 2d'}{l} = \frac{100 - 2(2)}{100} = 0,96 \alpha = 43,83^\circ$$

$$A_D = \frac{(2,711)(0,18)(1,0)}{(2)(400) \sin(43,83)} = 8,81 \text{ cm}^2$$

$$\text{So it : } A_D = 2 \times 4\text{T12} = 9,05 \text{ cm}^2$$

$$A_D \geq 0,0015 b \cdot h = 2,7 \text{ cm}^2 \quad \text{c'est vérifié}$$

Longueur d'ancrage :

$$L_a \geq \frac{h}{4} + 50\varphi = \frac{100}{4} + 50(1,2) = 85 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad L_a = 90 \text{ cm}$$

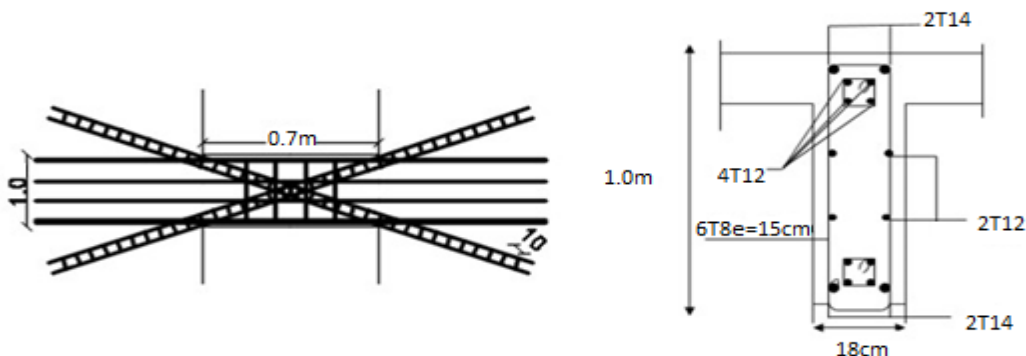


Figure 4.39 : Ferrailage des linteaux.

ETUDE DE FONDATION

5.1.Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact direct avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage dont leurs bonnes conceptions et réalisations découlent la bonne tenue de l'ensemble

Le calcul des fondations se fait en fonction de la charge totale transmise aux fondations ainsi que les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

5.1.1-Fonctions assurées par les fondations :

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

5.1.2-Le choix de type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

5.1.3-Différents types de fondations :

- Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers)
- Semi profondes (les puits)
- Profondes (les pieux)
- Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...)

5.1.4-Choix de type de fondation :

- Fondations superficielles de type :

- Semelle isolée.
- Semelle filante
- Radier général.

5.2.Calcul des fondations :

La conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure. Compte tenu les charges appliquées sur notre fondation et le poids de la structure, nous avons constaté que le type de fondation superficielles appropriées notre bâtiment est un radier général.

5.2.1.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, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique) renversé. L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et voiles.

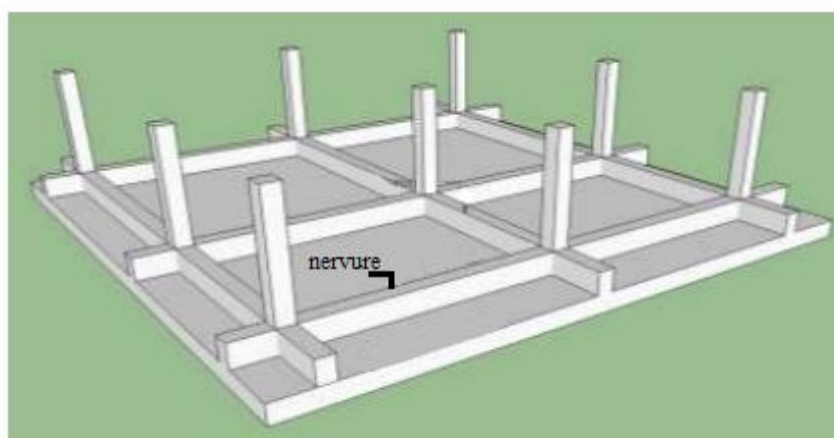


Figure 5.1 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.

- Pour opter un radier général il faut que : $S_{nec} \geq 50\% S_{bat}$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de la superstructure et de sous-sol.

Pour :

$$\left\{ \begin{array}{l} N = 63337 \text{ kN} \\ \sigma_{sol} = 2 \text{ bars} \end{array} \right.$$

- **On trouve :**

$$S_{\text{néc}} \geq 316.68 \text{ m}^2$$

- La surface du bâtiment $S_b = 471.64 \text{ m}^2$

- $0.5 S_b = 235.82 \text{ m}^2$

- $D = \frac{L_{\text{max}}}{10} = \frac{7.3}{10} = 73 \text{ cm}$

- **Alors on prend :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Débord de 1 m pour le sens X-X et Y-Y .} \\ S_{\text{radier}} = 563.17 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

$S_{\text{néc}} = 316.68 \text{ m}^2 \geq 0.5 S_b = 235.82 \text{ m}^2$ alors on peut opter pour un radier général.

5.2.2-Pré dimensionnement de radier :

- Dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

➤ **Condition forfaitaire :**

$$h_1 \geq \frac{L_{\text{max}}}{20}$$

Avec :

L_{max} : la longueur maximale entre nus d'appuis

$$L_{\text{max}} = 7.3 \text{ m} \quad \rightarrow \quad h_1 \geq 36.5 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \mathbf{h_1 = 40 \text{ cm}}$$

➤ **Condition de cisaillement :**

- On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1 f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec} \quad T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u m l}{S_{\text{rad}}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 87510,115 \text{ kN} \\ L = 7.3 \text{ m} ; b = 1 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\frac{qL}{2} = \frac{N_u L.1ml}{2S_{rad}bd} = \frac{N_u L.1ml}{2S_{rad}b(0,9h)} \leq \tau$$

$$h \geq \frac{N_u L.1ml}{2S_{rad}b(0,9\tau)} = 25.20\text{cm}$$

$$\Rightarrow h_2 \geq 25.20 \text{ cm}$$

Conclusion :

$$h \geq \text{Max}(h_1; h_2) = \mathbf{40\text{cm.}}$$

5.2.3. Dimensionnement des nervures :

• **Condition de coffrage :**

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

On a : $b_N \geq 73 \text{ cm}$, donc on opte $b_N = 75\text{cm}$. [La dimension des Poteaux du RDC $75 \times 75\text{cm}^2$]

• **La hauteur de nervure :**

Condition de la flèche :

- La hauteur des nervures se calcule par la formule suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_N \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$\text{On a : } L_{\max} = 7.3 \text{ m} \Rightarrow 48.6 \text{ Cm} < h_N < 73 \text{ Cm}$$

On prend : $h_N = \mathbf{70\text{cm.}}$

• **Condition de la raideur :**

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la théorie de la poutre sur sol élastique définie par l'expression suivante : $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e + a$

Avec :

- E: Module de Young (E=200000000KPa).
- K: Coefficient de raideur du sol ($0,5\text{kg/m}^3 \leq K \leq 12\text{kg/cm}^3$).
- a=0.75: Largeur de poteau.
- I: Inertie de la section transversale du radier Pour

un sol de densité moyenne on a (K=40000kN/m³/m)

$$h_N = \left[\frac{48 \times b_{sf} \times l^4 \times k}{E \times b_N \times \pi^4} \right]^{1/3}, \text{ on a :}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \quad b_{sf} = 5,4 \text{ m} \\ \bullet \quad l = 7,3 \text{ m} \\ \bullet \quad b_N = 0,75 \text{ m} \end{array} \right.$$

$h_N = 2,72 \text{ m}$, alors on prend $h_N = 2,75 \text{ m}$

$h \geq \text{Max}(h_1; h_2) = \mathbf{275\text{cm}}$

On prend : **h=275cm**

5.2.4 Le choix final :

- Epaisseur de la dalle du radier h=40cm
- Les dimensions de la nervure :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_N = 275\text{cm} \\ b_N = 75\text{cm} \end{array} \right.$$

5.2.5- Caractéristiques géométriques du radier :

Position de centre de gravité		Moment d'inertie	
X _G	Y _G	I _{xx}	I _{yy}
15.83	9.97	35281	54088

Tableau 5.1 : Caractéristique géométriques du radier.

5.3. Vérifications Nécessaires :

➤ Vérification de la stabilité du radier

Selon **RPA99/version 2003(Art.10.1.5)** [2] quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde) nous devons vérifier que l'excentrement des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié de la centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement.

$$e = \frac{M_r}{N_r} \leq \frac{B}{4}$$

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 : effort normal de la structure
- B : la largeur du radier.

$$M_r = M_0 + V_0 \cdot h$$

- M_0 : moment à la base de la structure
- V_0 : effort tranchant à la base de la structure
- h : profondeur de l'ancrage de la structure

M_0, V_0 sont tirés à partir du fichier **SAP2000V12**.

➤ **Suivant le sens x-x :**

$$B_x = 33.9 \text{ m} \quad \rightarrow \quad \frac{B_x}{4} = 8.475 \text{ m}$$

$$M_0 = 108830,5693 \quad , V_0 = 5809,359 \text{ kN} \quad h = 5.81 \text{ m}$$

$$M_r = 108830,5693 + 5809,359 \times 5.81 = 142582,94 \text{ kN.m}$$

$N_{ser} = N_{ser}(\text{structure}) + \text{poids propre du radier nervuré} + \text{poids de remblai}$

- On a: $\gamma_b = 18 \text{ kN/m}^3$

$$N_{ser} = 63337,963 + 5631.7 + 11222.0842 = 80191.747 \text{ kN}$$

$$e_0 = \frac{142582,94}{80191.747} = 1,77 \text{ m} \leq \frac{B}{4} = 8.474 \text{ m} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ **Suivant le sens y-y :**

$$B_y = 25.4 \text{ m} \quad \Leftrightarrow \quad \frac{B_y}{4} = 6.35 \text{ m}$$

$$M_0 = 108784,0547 \text{ kN} \quad V_0 = 5786,0276 \text{ kN} \quad h = 5.81 \text{ m}$$

$$M_r = 108784,0547 + 5786,0276 \times 5.81 = 142400,87 \text{ kN.m}$$

$N_{ser} = N_{ser}(\text{structure}) + \text{poids propre du radier nervuré} + \text{poids de remblai}$

$$N_{ser} = 80191,747 \text{ Kn}$$

$$e_0 = \frac{142400,87}{80191,747} = 1,77 \text{ m} \leq \frac{B}{4} = 6.6 \text{ m} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

• **Conclusion :** La condition est vérifiée donc le bâtiment est stable.

- **Vérification des contraintes sous le radier :**

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol, déterminée par les différents essais in-situ et au laboratoire : $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$.

Les contraintes du sol sont données par :

- **Sollicitation du premier genre:**

On doit vérifier que : $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \sigma_{sol}$

$$N_{ser} = 80191,747 \text{ Kn}$$

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{rad}}} = \frac{80191,747}{563,17} = 142,39 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{rad}}} = 142,46 \text{ kN/m}^2 \leq \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée}$$

- **Sollicitation du second genre :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M}{I} V$$

Avec:

σ_1 : Contrainte maximale du sol.

σ_2 : Contrainte minimale du sol.

Si $\sigma_2 > 0$: la Répartition est trapézoïdale; La contrainte au quart de la largeur de la semelle, ne doit pas

dépasser la contrainte admissible σ_{sol} ($\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$).

Si $\sigma_2 = 0$: la Répartition est triangulaire ; La contrainte σ_1 ne doit pas dépasser 1,33 fois la contrainte admissible

• **ELU :**

$N_u = N_u$ (structure) + 1,35 x (poids propre du radier nervuré + poids de remblai).

$$N_u = 87510,115 + 1,35 \times (5631,7 + 11222,0842) = 101262,723 \text{ kN}$$

M : le moment de renversement.

$$M_x = 142582,94 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 142400,87 \text{ kN.m}$$

	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	$\sigma_m(L/4)$ (kN/m ²)
Sens x-x	243.78	115.83	211.79
Sens y-y	206.05	153.56	192.92
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{sol}=300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma_m(L/4) < 1,33\sigma_{sol}=266$

Tableau5.2 : Contraintes sous le radier à l'ELU.

- **Conclusion :**

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

• **ELS:**

$N_{ser} = N_{ser}(\text{structure}) + \text{poids propre du radier nervuré} + \text{poids de remblai}$

$N_{ser} = 80191,747 \text{ Kn}$

	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	$\bar{\sigma}_m(L/4)$ (kN/m ²)
Sens x-x	206.35	78.40	174.36
Sens y-y	168.62	116.13	155.49
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{sol}=300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma_m(L/4) < 1,33\sigma_{sol}=266$

Tableau.5.3 : Contraintes sous le radier à l'ELS.

❖ **Conclusion :**

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

- **5.4. Détermination des sollicitations les plus défavorables :**

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivante :

- **ELU :** $\sigma_u = 211.79 \text{ kN/m}^2$
- **ELS :** $\sigma_{ser} = 174.36 \text{ kN/m}^2$

5.5. Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

- La fissuration est considérée préjudiciable.

- **Ferrailage de la dalle du radier :**

- **Valeur de la pression sous radier :**

$$\text{ELU} : q_u = \sigma_m^u \cdot 1\text{m} = 211.79 \text{ KN/ m}$$

$$\text{ELS} : q_{\text{ser}} = \sigma_m^{\text{ser}} \cdot 1\text{m} = 174.36 \text{ kN / m}$$

5.5.1. Calcul des efforts :

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposant sur 04 cotés.

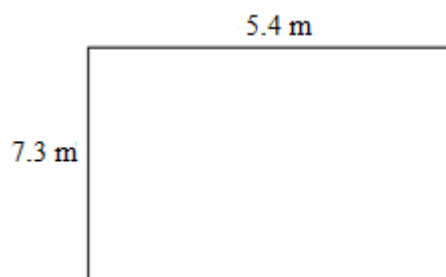


Figure.5.2 : Panneau de la dalle du radier.

5.5.2. Calcul des moments :

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- **Panneau de rive :**

- Moment en travée : $M_{tx} = 0,85M_x$

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

- Moment sur appuis : $M_{ax} = M_{ay} = 0,3M_x$ (appui de rive)

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x$$
 (autre appuis)

- **Panneau intermédiaire :**

- Moment en travée : $M_{tx}=0,75M_x$
 $M_{ty}=0,75M_y$

- Moment sur appuis : $M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x$

Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

- Moment en travée : $M_t=0,85M_0$

- Moment sur appuis : $M_a=0,5M_0$ Avec : $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

On prend le panneau de rive le plus sollicité avec : $L_x=5.4m$; $L_y=7.3m$

Alors : $0,4 < \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.4}{7.3} = 0,73 \leq 1,0 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_u L^2 = 402.66 \text{ kN.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 192.87 \text{ kN.m} \end{cases}$$

On a :

$$\rho = 0.73 \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0652 \\ \mu_y = 0.479 \end{cases}$$

➤ **Moments en travées :**

$$M_{tx}=0,85M_x=342.26\text{kN.m}$$

$$M_{ty}=0,75M_y=144.65\text{kN.m}$$

➤ **Moments sur appuis:**

$$M_{ax} = M_{ay}=0,5M_x= 201.33\text{kN.m}$$

❖ **Ferraillage de la dalle :**

$b=100\text{cm}$; $h=40\text{cm}$; $d=36\text{cm}$; $f_c=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Sens	M _u (kN.m)	M	α	Z(cm)	A _{s cal} (cm ²)	Choix	A _{s adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	342.26	0,1864	0,260	32.25	30,51	7T25	34,36	14
	y-y	144.65	0,0788	0,103	34.51	12,05	6T16	12.06	15
Appuis	x-x	201.33	0,1097	0,146	33,89	17,07	6T20	18,85	15
	y-y								

Tableau 5.4: Ferrailage des panneaux du radier.

5.5.3. Vérifications nécessaires :

➤ **Espacement :**

- Suivant x-x :
Esp ≤ min (4h, 40 cm) = 40cm
- Suivant y-y:
Esp ≤ min (3h ,33 cm) = 33 cm

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.34 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Béton : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y \leq \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$

Acier : $\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} \cdot (d-y) \leq \overline{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \dots\dots\dots (F.P)$

On a:

$$q^{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 174.36 \text{ kN/m}$$

$$\rho = 0.73 \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.065 \\ \mu_y = 0.479 \end{array} \right.$$

$$M_x = \mu_x q_s L_x^2 = 30.48 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 158.29 \text{ kN.m}$$

- **Moments en travées**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 280.90 \text{ kN.m}$$

- $M_{ty} = 0,75 M_y = 118.71 \text{ kN.m}$

- **Moments sur appuis:**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 165.24 \text{ kN.m}$$

	Sens	M _{ser} (kN.m)	A (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	280.90	34,36	12,23	15	263,11	240	non vérifié
	y-y	118.71	12.06	7,44	15	300,55	240	non vérifié
Appuis	x-x	165.24	18.85	8,79	15	273,14	240	non vérifié
	y-y							

Tableau5.5 : Vérification des contraintes

➤ **Remarque :**

La contrainte dépasse les valeurs admissibles donc on augmente la section d'acier

	Sens	M _{se} (kN.m)	Choix	A (cm ²)	Es (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	280.90	8T25	39,27	10	11,74	15	232,06	240	Vérifié
	y-y	118.71	8T16	16,06	10	6,69	15	228.56	240	Vérifié
Appuis	x-x	165.24	5T25	24,54	20	8,02	15	212.66	240	Vérifié
	y-y									

Tableau5.6 : Vérification des contraintes (correction).

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que :

$$\bar{\tau}_u < \tau_u = \text{Min}(0,1 f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{211.79 \times 7.3}{2} = 773.03\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{773.03 \times 10^3}{1000 \times 360} = 2.14\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérfié.}$$

5.6. Ferrailage des nervures :

5.6.1. Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire « **BAEL91 modifier 99** » [1]

$$\text{On a: } M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

En travée : $M_t = 0,85M_0$

Sur appuis : $M_a = 0,50M_0$

- Calcul des armatures :

$b = 75 \text{ cm}$; $h = 275 \text{ cm}$; $d = 247.5 \text{ cm}$.

- **Sens y-y :** $L = 7.3 \text{ m}$; $q = 211.79 \text{ kN/ml}$.

	M_u (kNm)	M	α	$Z(\text{cm})$	$A_s^{\text{cal}} (\text{cm}^2)$	A_{min} (cm ²)	Choix	$A_s^{\text{adp}} (\text{cm})^2$
Travée	1199.16	0,0184	0,023	245.22	14,06	22,41	6T20+2T16	22.87
Appui	705.39	0,0108	0,014	246,11	8,24	22,41	6T20+2T14	22.87

Tableau 5.7 : Ferrailage des nervures (sens y-y).

- **Sens x-x :** $L = 5.4 \text{ m}$; $q = 211.79 \text{ kN/m}$

	M_u (kNm)	M	α	Z (Cm)	$A_s^{\text{cal}} (\text{cm}^2)$	A_{min} (Cm ²)	Choix	$A_s^{\text{adp}} (\text{cm})^2$
Travée	656.17	0,0101	0,013	246.21	7.66	22.41	6T20+2T16	22.87
Appui	385.98	0,0059	0,007	246.80	4,50	22.41	6T20+2T14	22.87

Tableau 5.8 : Ferrailage des nervures (sens x-x).

5.6.2. Vérifications nécessaires :

- Vérification des contraintes à l'ELS:(qser=174.36 kN)

Sens	Position	Mser (kN.m)	As (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Principale	Travée	987.23	22,87	2,61	15	185,19	240	Vérifié
	Appuis	580.72	22,87	1,54	15	108,94	240	Vérifié
Secondaire	Travée	540.21	22,87	1,43	15	101,34	240	Vérifié
	Appuis	317.77	22,87	0,84	15	59,61	240	Vérifié

Tableau 5.9: Vérification des contraintes à l'ELS.

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{211.79 \times 7.3}{2} = 773.03 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{773.03 \times 10^3}{750 \times 2475} = 0.416\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

5.6.3. Armatures transversales :

- **BAEL 91 modifié 99[1]:**

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj} K}{0,8 f_c} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$S_t \leq \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$\frac{A_t f_c}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa} \right) = 0,4 \text{ MPa}$$

- **RPA99 version 2003[2]:**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12\phi_l \right) = 24\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 137,5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec:

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b}{10} \right) = 1,4 \text{ cm}$$

$f_c=400\text{MPa}$; $\tau_u=0.416 \text{ MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{Mpa}$; $b=75\text{cm}$; $d=247.5\text{cm}$

On trouve :

$S_t=20\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$

$S_t=30\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$

	Section	Zone	St (cm)	Φ_t (cm)	A_t^{cal} (cm ²)	Choix	A_t^{adp} (cm ²)
Nervures	75×275	Courante	30	1,4	6.75	6T12	6.79
		Nodale	20		4.5	4T12	4,52

Tableau 5.10: choix des armatures transversales.

5.7. Armatures de peau :

Les armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties sur les parements des outres de grande hauteur, leur section est au moins $3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

$$h=275 \text{ cm}$$

$$A_p = 3 \times 275 = 8.25 \text{ cm}^2$$

$$A_p = 6T14 = 9.24 \text{ cm}^2$$

5.7.1. Ferrailage du débord :

Le calcul du débord est analogue à celui d'une poutre en console d'un mètre de largeur, on considère que la fissuration est préjudiciable.

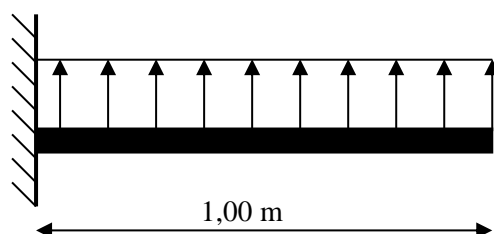


Figure 5.3: Schéma statique du débord

- **E.L.U** : $q_u = 211.79 \text{ kN/ml}$ → Pour une bande de 1m.
- **E.L.S** : $q_{ser} = 174.36 \text{ kN/ml}$ → Pour une bande de 1m.

5.7.2. Calcul des efforts:

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement

$$\text{E.L.U} \left\{ \begin{array}{l} M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} \\ M_u = 105.89 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

- $T_u = - q_u \cdot L = -211.79 \text{ kN}$

- **E.L.S** :
$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ser} = \frac{q_{ser} \cdot L^2}{2} = 87.18 \text{ kN.m} \\ T_{ser} = - q_{ser} \cdot L = - 174.36 \text{ kN.} \end{array} \right.$$

5.7.3.calcul de ferrailage:

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m,

$$b = 100\text{cm}, h = 40\text{cm}, d = 36\text{cm}, f_{c28}=25\text{MPa}, \sigma_{bc}=14.17\text{MPa}.$$

M_u (kN.m)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp(cm)
105.89	0,0577	0,074	34.93	8,72	8T12	9.05	15

Tableau 5.11.: Ferrailage du débord.

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{min} = 0,23 b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.34\text{cm}^2.$$

Le choix : **6T10**, avec $A_s=4.74\text{cm}^2$, $S_T = 15\text{cm}$

➤ **Armature de répartition :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.185\text{cm}^2 \leq A_r \leq 2.37\text{cm}^2$$

On adopte : **4T8** avec $A_s=2.01\text{cm}^2$, $S_T = 25\text{ cm}$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que: $\bar{\tau}_u < \tau_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = q_u \cdot l = 211.79 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{211.79 \cdot 10^3}{1000 \times 360} = 0,588\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable

M_{se} (kN.m)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
87.18	9.05	6,11	15	290,80	240	Non-vérifié

Tableau 5.12 : Vérification des contraintes du débord

Remarque :

La contrainte d'acier n'est pas vérifiée donc on augmente la section d'acier.

M_{ser} (kNm)	Choix	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
87.18	8T14	12,32	5,42	15	216,26	240	vérifié

5.8. schémas de ferrailage de radier & nervure:

5.8.1. Dalle de radier:

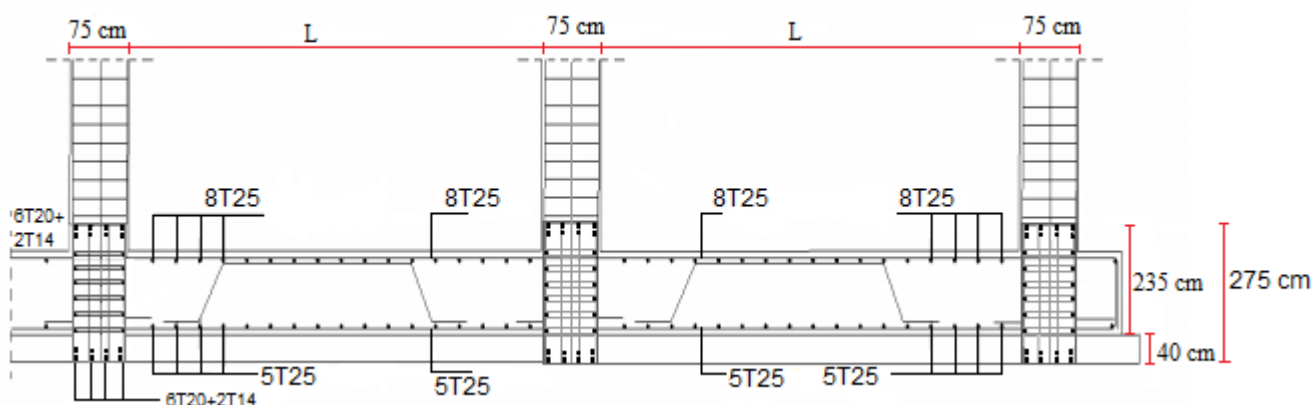


Figure 5.4 : schéma de ferrailage de dalle de radier sens X-X.

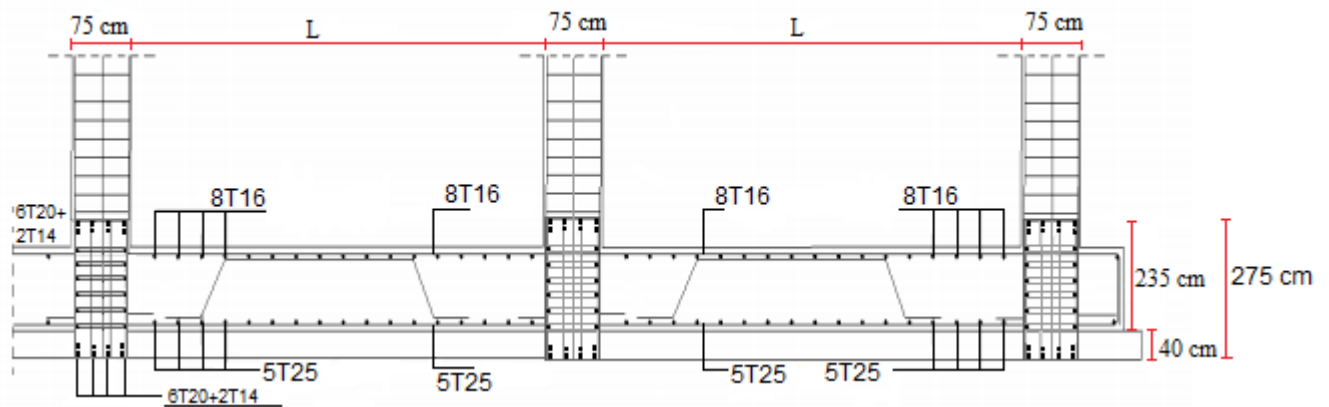


Figure 5.5 : schéma de ferrailage de dalle de radier sens Y-Y.

5.8.2. Les nervures :

Sur travée

Sur appui

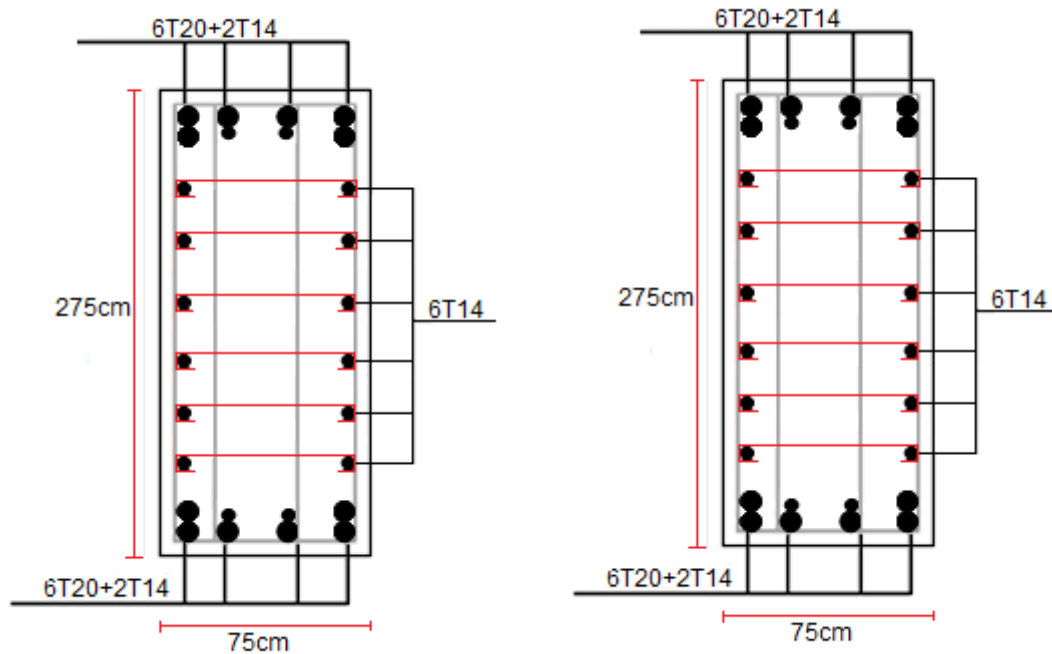


Figure 5.6: schéma de ferrailage des nervures.

5.9. Etude du voile périphérique:

5.9.1. Introduction :

Notre structure comporte un voile périphérique de soutènement 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 et les fondations.

5.9.2. Pré dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 version 2003[2]**, 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 ≥ 20 cm

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec : $B=20$ cm (Section du voile).

5.9. 3. Evaluation des charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis, et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

$$L_x=3.06\text{m} ; L_y=7.3\text{m} ; e =20 \text{ cm.}$$

La charge de poussées des terres est donnée par :

$$Q=A \times \gamma \times h$$

Avec :

- Q : Contrainte sur une bande de 1m.
- γ : Poids spécifique des terres ($\gamma =20.5 \text{ kN/m}^3$).
- h : Hauteur du voile.
- A: coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$$\varphi = 26.69^\circ \Rightarrow A = f(\varphi) = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.38$$

$$q = A \cdot \gamma \cdot H = 23.837 \text{ kN/ml} \Rightarrow q_u = 1,35 \times 23.837 = 32.18 \text{ kN/m}$$

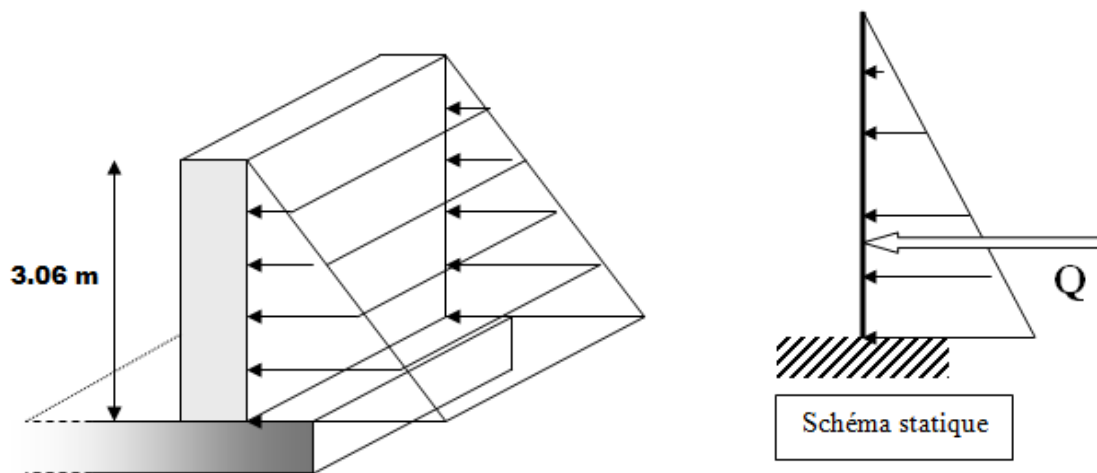


Figure 5.7: Évaluation des charges.

5.9.4. Effort dans le voile périphérique:

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.06}{7.3} = 0,42 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

- 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

$$\rho = 0,42 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,1068 \\ \mu_y = 0,250 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 32.18 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 8.04 \text{ kN.m}$$

5.9.5. Ferrailage du voile périphérique:

$b=100\text{cm}$; $h=20\text{cm}$; $d=0,9h=18\text{cm}$; $f_e=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_s=347,83\text{MPa}$

$F_{bc}=14,17\text{MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Sens	M_u (kNm)	M	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	27.35	0,0596	0,077	17.44	4,51	2.17	4T12	4,52	25
	y-y	6.03	0,0131	0,017	17.87	0,97	2.17	4T10	3.14	25
Appuis	x-x	16.09	0.031	0.039	17.72	2.29	2.17	4T10	3.14	25
	y-y									

Tableau 5.13 : Ferrailage du voile périphérique.

5.9.6. Condition exigée par les RPA99/version2003:

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens disposés en deux nappes.

$$A_x \geq 0,1 \times 20 \times 100 = 2,0 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

$$A_y \geq 0,1 \times 20 \times 100 = 2,0 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

5.9.7 -Condition de non fragilité :

Pour les voiles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est comptée entre 12 et 30cm.

On a: $12 \text{ cm} \leq e \leq 30 \text{ cm}$

$$h=e=20 \text{ cm}; b=100 \text{ cm}.$$

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min}; & A_x^{\min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min}; & A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0=0,0008$ pour les barres de FeE400

$$A_x^{\min} = 0,0008 \left(3 - \frac{3,06}{7,3} \right) \left(\frac{100 \cdot 20}{2} \right) = 2,06 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée :**

$$\begin{cases} A_x = 4,52 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 2,06 \text{ cm}^2 \\ A_y = 3,16 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1,6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

➤ **Sur appuis :**

$$\begin{cases} A_x = 3,16 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 2,06 \text{ cm}^2 \\ A_y = 3,16 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1,6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

5.9.8. Vérification de l'effort tranchant:

- Il faut vérifier que :

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

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2 L_x + L_y} = \frac{32.18 \times 3.06 \times 7.3}{2 \times 3.06 + 7.3} = 53.56 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 32.82 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x, T_y) = 53.56 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{53.56 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.29 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

5.9.9. Vérification à L'ELS:**-Evaluation des sollicitations à l'ELS :**

$$q_{\text{ser}} = q_1 = 23.837 \text{ kN/m}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.42 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1068 \\ \mu_y = 0.250 \end{cases}$$

$$\diamond M_x = \mu_x q_{\text{ser}} L_x^2 = 23.83 \text{ kN.m}$$

$$\diamond M_y = \mu_y M_x = 5.95 \text{ kN.m.}$$

5.9.10. Vérification des contraintes :

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

	Sens	M _{se} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	20.25	4,52	5,67	15	270,48	240	Non- vérifiée
	y-y	4.46	3.14	1,45	15	84,67	240	vérifiée
Appuis	x-x	11.38	3.14	3,69	15	216,04	240	vérifiée
	y-y							

Tableau.5.14 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Remarque :

La contrainte d'acier n'est pas vérifiée donc on augmente la section d'acier.

	Sens	M _{se} (kNm)	choix	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	20.25	4T14	6,16	5,03	15	200,93	240	vérifiée
	y-y	4.46	4T10	3.14	1,45	15	84,67	240	vérifiée
Appuis	x-x	11.38	4T10	3.14	3,69	15	216,04	240	vérifiée
	y-y								

Tableau 5.15 : Vérification des contraintes à l'ELS (correction)

5.10. Schémas de ferrailage voile périphérique :

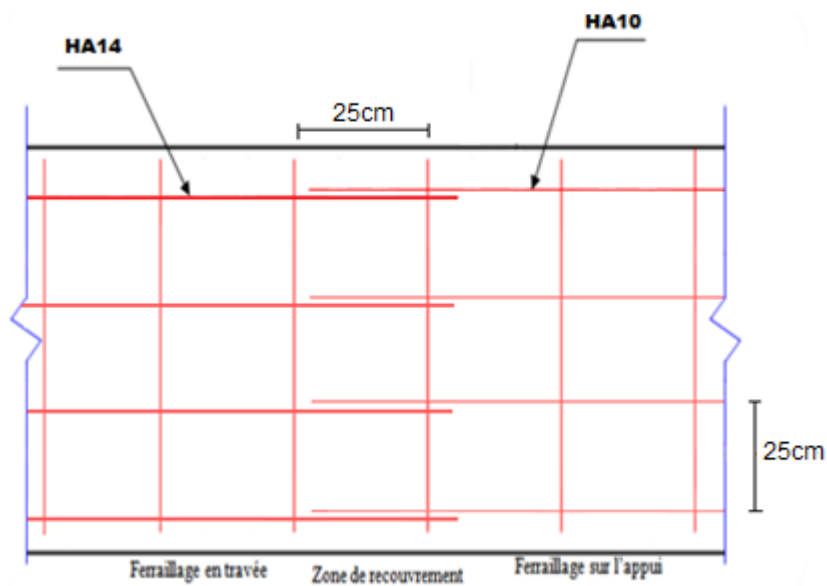


Figure 5.8.Ferrailage du voile périphérique (sens x-x)

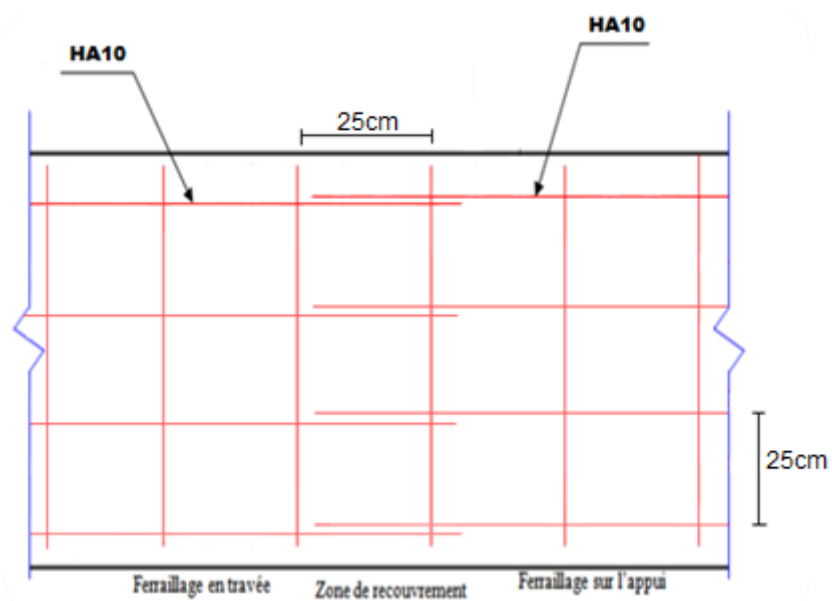


Figure 5.9.Ferrailage du voile périphérique (sens y-y)



Conclusion générale

Conclusion Générale :

L'étude de ce projet de fin d'étude nous permis de voir au détail l'ensemble des étapes à suivre dans la conception du bâtiment. Les conclusions que nous avons arrivées à constater sont résumées dans les points suivants :

Le pré-dimensionnement et une étape préliminaire son but est de choisir les sections des éléments structuraux du bâtiment qui peuvent changer considérablement après l'étude dynamique.

L'analyse dynamique est l'étape la plus importante dans l'analyse de la superstructure, en effet, elle permet de donner une vision proche de la réalité du comportement de la structure après les vérifications nécessaires

Des codes réglementaires (RPA99ver 2003[2], C.B.A 93[3] et BAEL 91[1] modifiée 99...ext.).

Pour le contreventement et la disposition des voiles, on a constaté que la disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité de voile à placer dans une structure et a un rôle déterminant dans le comportement de ce dernier vis-à-vis du séisme.

Le ferrailage des poutres et des poteaux a été fait à l'aide du logiciel Socotec, en vérifiant les critères imposés par RPA99 et BAEL99, par contre les voiles ont été ferrillés par la méthode simplifiée basée sur les contraintes.

Le choix du type de fondation dépend de la nature de sol et du volume des charges prévenant de la structure



Références

Références

- [1] BAEL 91 modifié 99, DTU associés, par Jean Pierre Mougine, deuxième Edition Eyrolles 2000.
- [2] Centre national de recherche appliquée en génie parasismique C.G.S (règles parasismique Algérienne (RPA99 version 2003) Alger 2003.
- [3] Conception et Calcul des Structures de Bâtiment (CBA 93), par Henry Thonier, Tome 3, Presses de l'école Nationale des Ponts et Chaussées, 1999.
- [4] Charges Permanentes et Charges d'Exploitation, DTR B C 2.
- [5] : DTR B-C 2.42 Règles de conception et de calcul des parois et murs en béton banché.
- [6] Formulaire de béton armé : volume 2 ; construction par *Victore Davidovici*.
- [7] TALBI Fatma / HAMADOU Nafissa CONCEPTION ET CALCUL PARASISMIQUE D'UN BATIMENT R+9 AVEC SOUS-SOL EN BETON ARME AVEC EVALUATION DE LA CAPACITE PORTANTE Promoteur Mme HAZOUT.L. Co-promotrice : Mme CHERFA.C. Promotion 2020.
- [8] CHEIKH.R, MANCER. E Etude d'une tour R+10+1S/SOL Promoteur M^f : FERDJANI promotion 2014.

Annexe

Annexe

ORGANIGRAMME -I-

SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE

LES DONNEES
Caractéristique du béton et l'acier
Sollicitation M_u

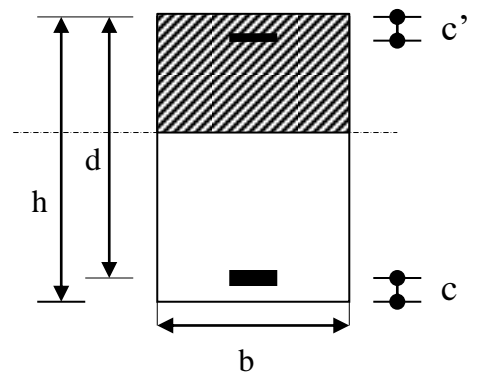
$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\zeta_{es}$$

$$\alpha_R = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \cdot \zeta_{es}}$$

$$\mu_R = 0,8 \cdot \alpha_R \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_R)$$

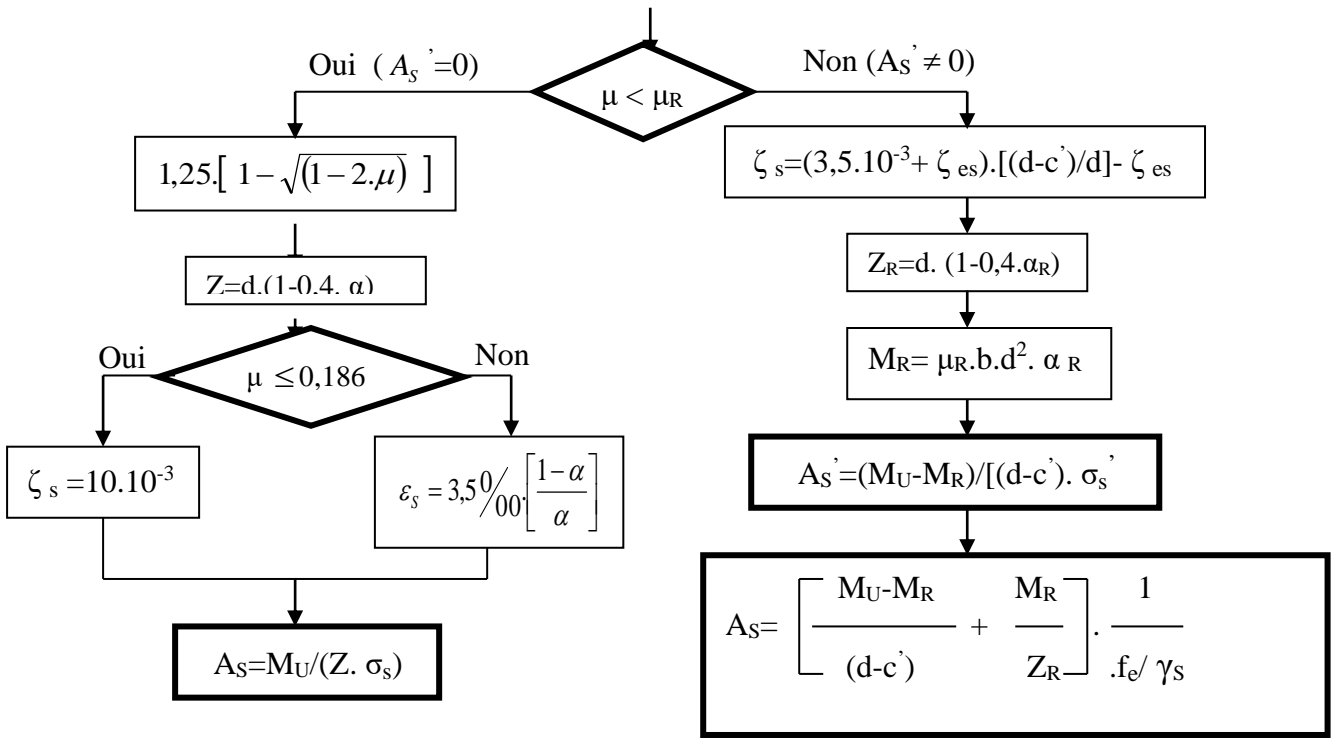


Situation durable :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \end{cases}$$

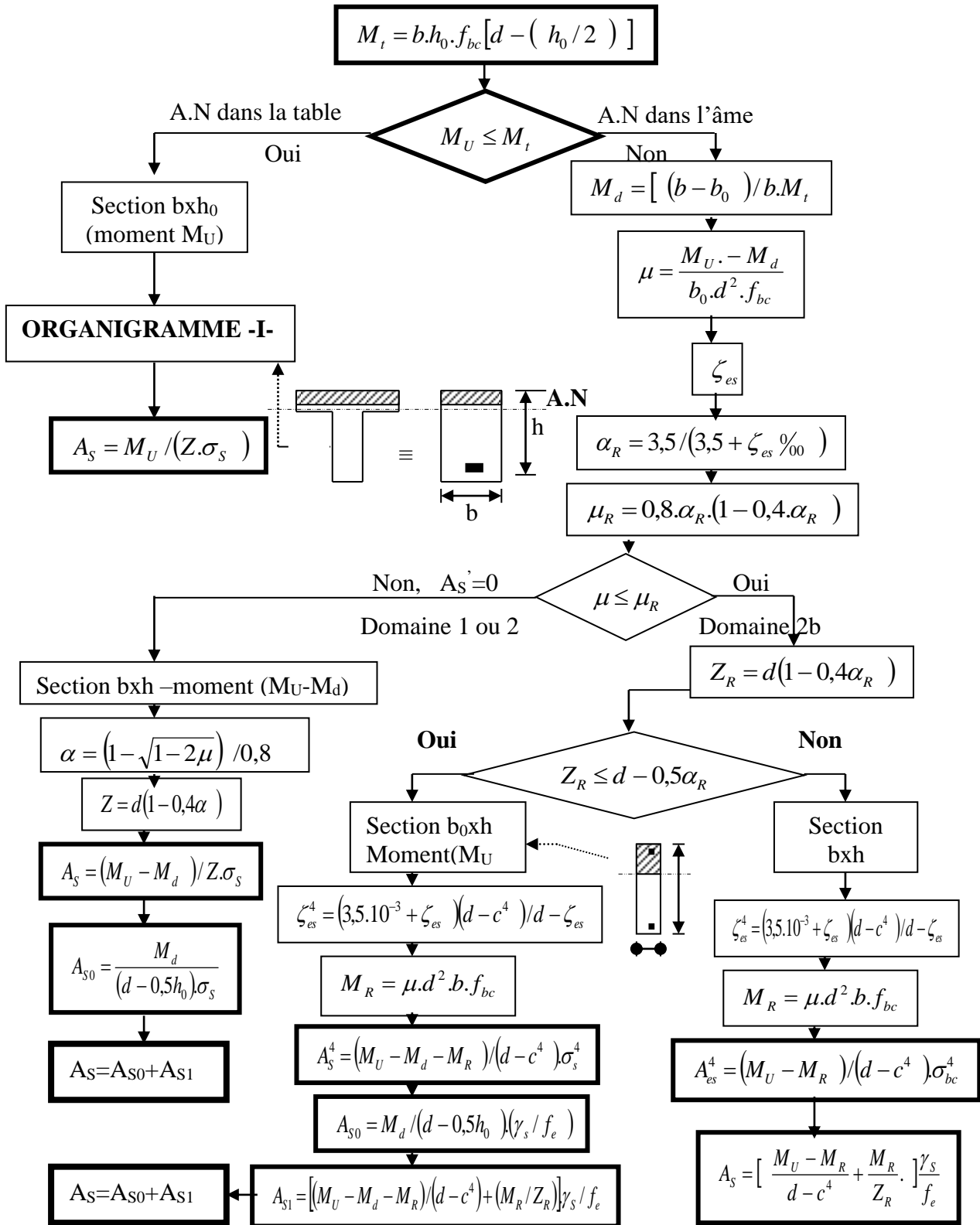
Situation accidentelle :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,15 \\ \gamma_s = 1 \end{cases}$$



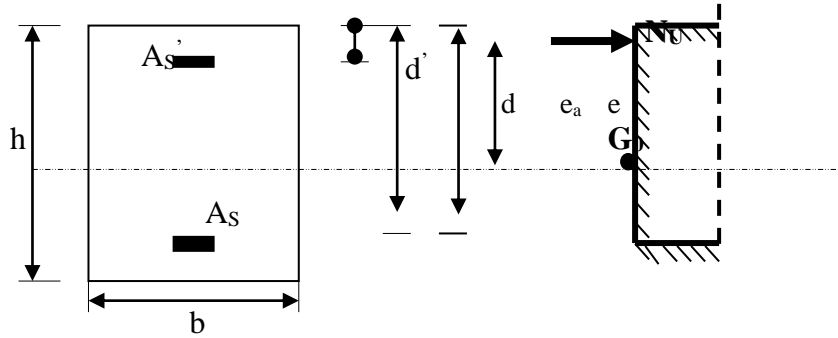
ORGANIGRAMME -II-

CALCUL D'UNE SECTION EN -Té- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



ORGANIGRAMME -III-

CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE



LES DONNEES
 B, h, d, σ_{bc} , e, N_U , M_U

$N_U = M_U / e$

$$\psi_1 = \frac{N_U}{b \cdot h \cdot \sigma_{bc}}$$

Oui / Non
 $\psi_1 \leq 0,81$

Calculer $E_{NC} = f(\psi_1)$

$$\chi = \frac{0,5 \left(\frac{d^4}{h} \right) - \left[\frac{(d - d') \cdot N_U - M_U}{b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}} \right]}{\left(\frac{6}{7} \right) - \left(\frac{d'}{h} \right)}$$

Oui / Non
 $e \leq e_{NC}$

Oui / Non
 $\chi \leq 0,19$

Section entièrement comprimée **E.L.U**
 Non atteint % minimal d'armatures $A=4 \text{ cm}^2/\text{ml}$ de parement
 $0,2\% \leq A/B \leq 5\%$

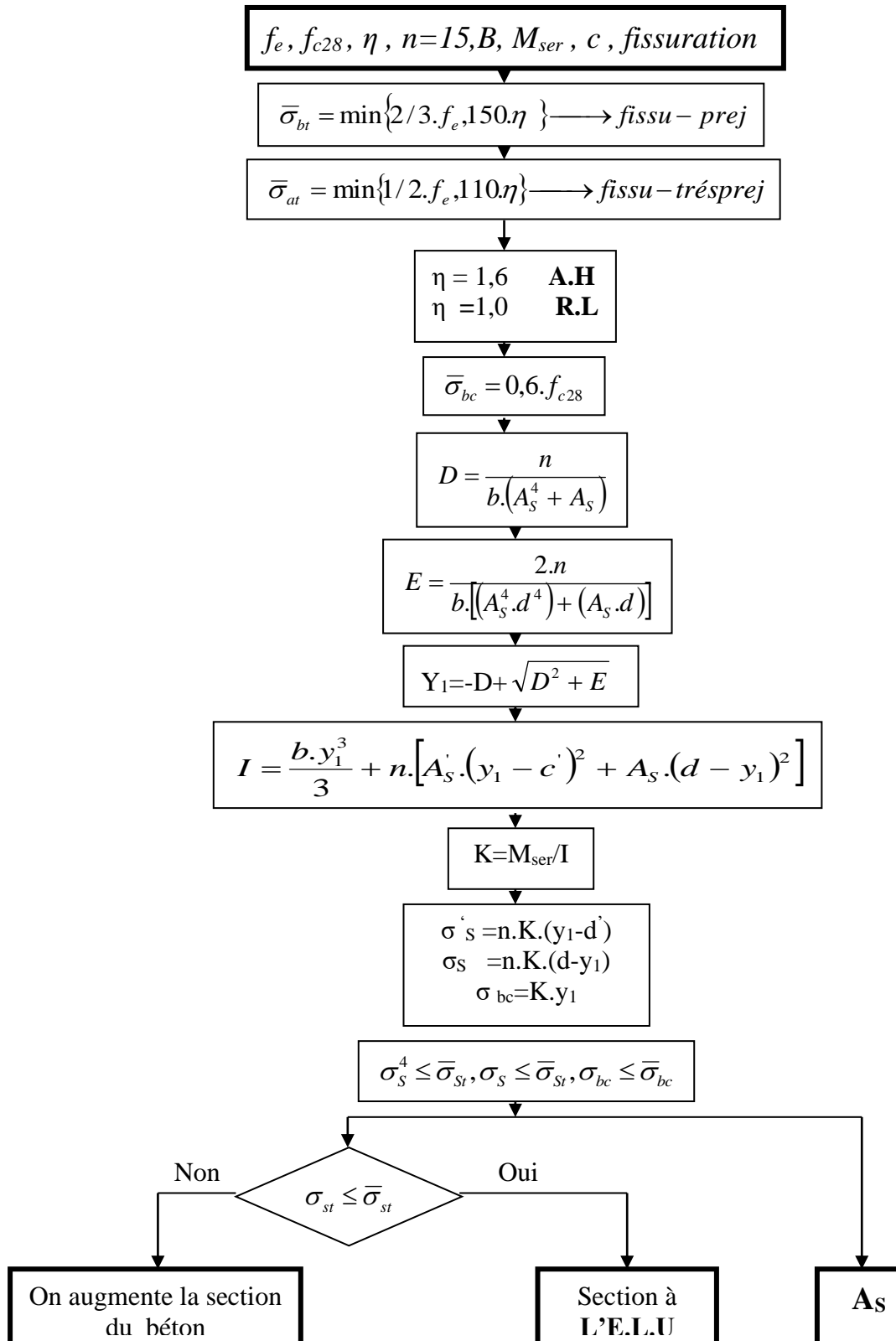
Section partiellement comprimée **E.L.U**
 Pouvant ne pas être atteint si passage ...

Section entièrement comprimée **PIVOT C**

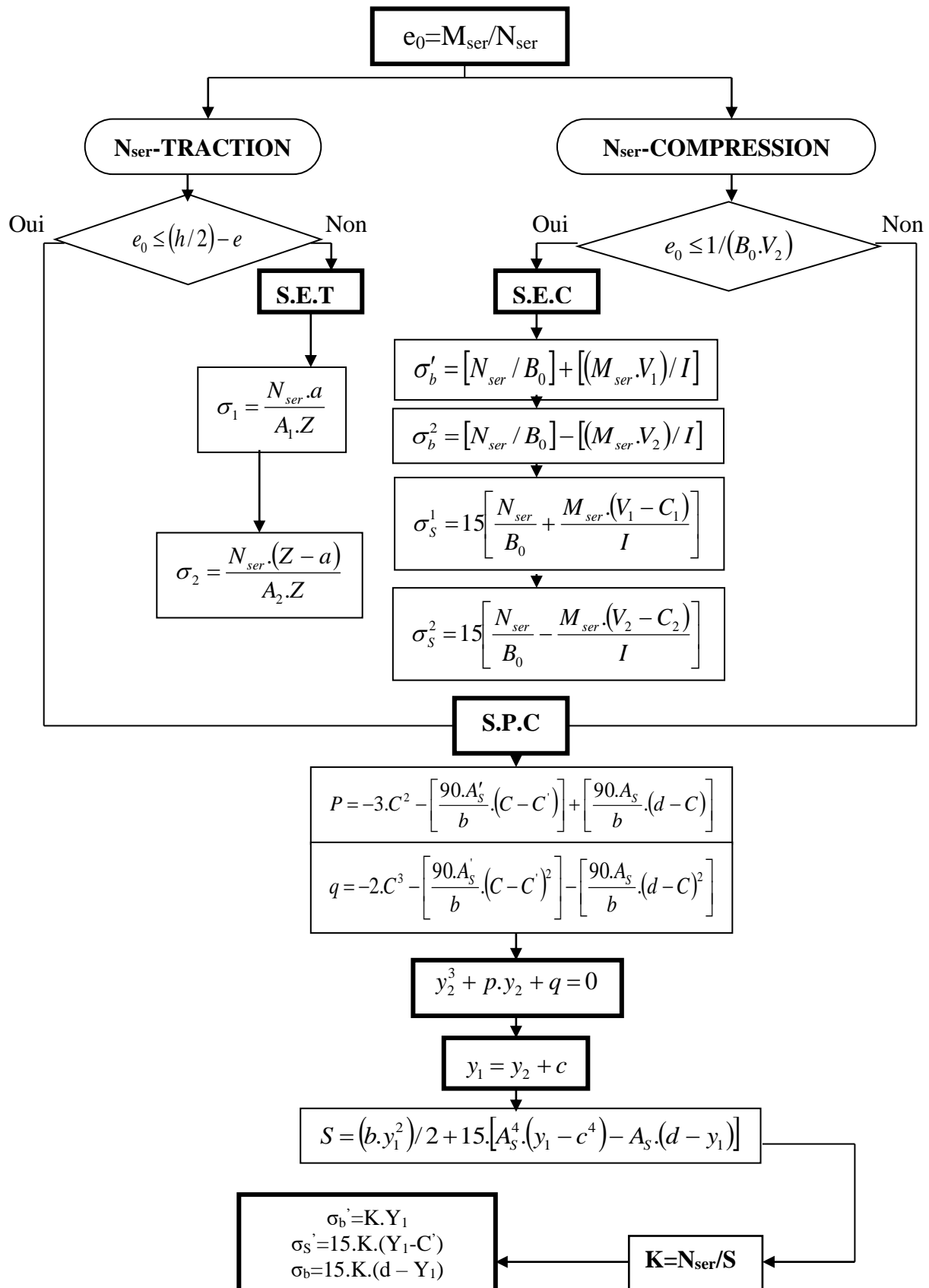
Oui / Non
 $X > 0$

$A_s = 0$
 $A_s' = 0$

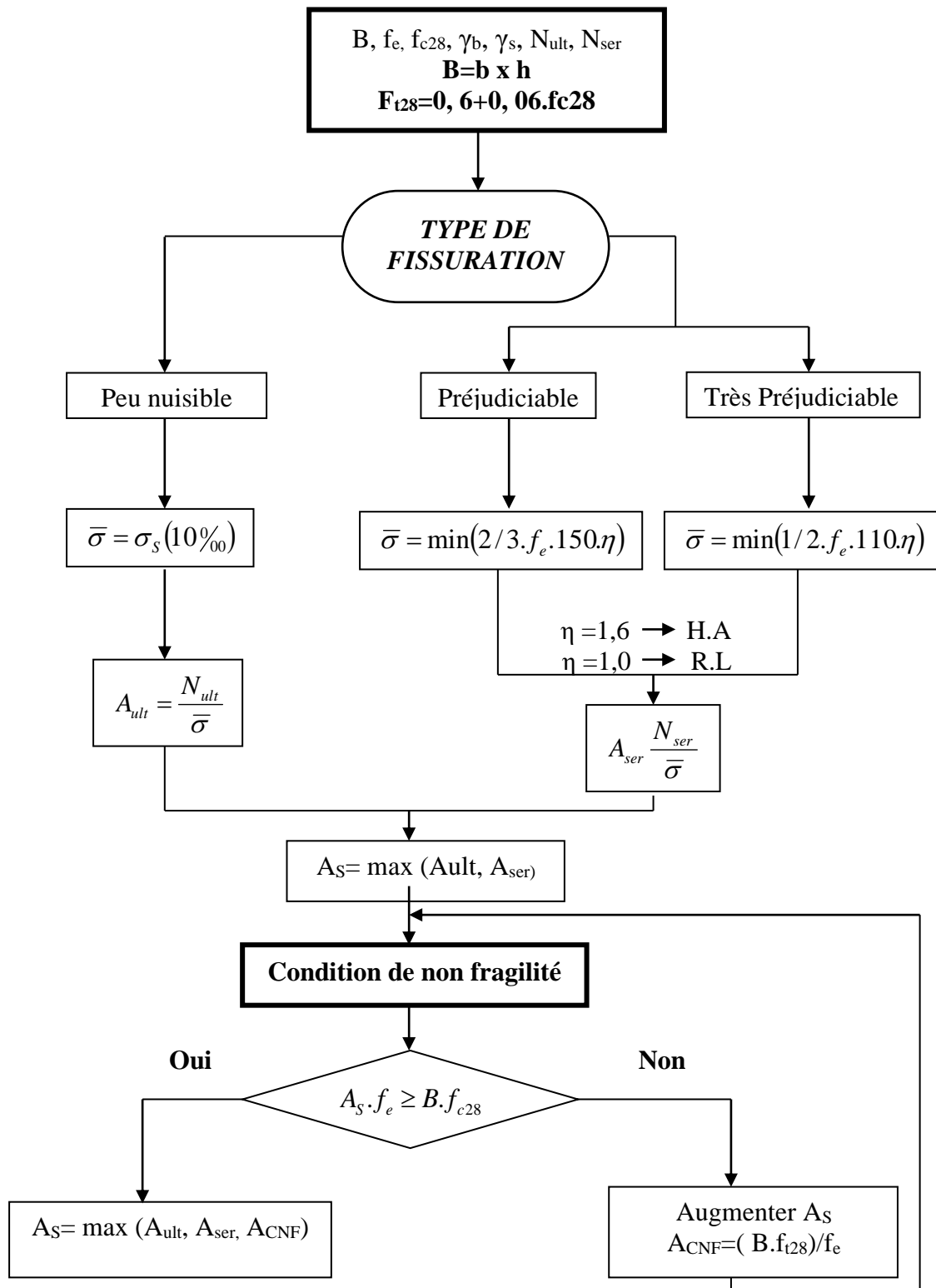
$A_s \neq 0$
 $A_s' \neq 0$

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**