

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLICUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
جامعة - البلدية 1-
UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA



كلية التكنولوجيا
Faculté de Technologie
قسم الهندسة المدنية
Département de Génie Civil
مذكرة نهاية التخرج

MEMOIRE DE MASTER EN GENIE CIVIL

POUR L'OBTENTION DU DIPLOME
DE MASTER EN GENIE CIVIL

Spécialité : MATERIAUX

Thème

Etude d'un bâtiment (R+11+Sous-sol) en
béton armé à usage multifonctionnel
contreventé par des portiques et des voiles

Présenté par :

- TOBAL ABDELHAMID
- YAHIAOUI BAHAEDDINE

Encadré par :

Dr : MOUAICI FETHI

Blida, Septembre 2022

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENTS

Au terme de ce travail, je remercie ALLAH qui ma donné le courage et la volonté pour terminer ce travail.

Je remercie mon promoteur Mr MOUAIKI FETHI, pour son aide et ces orientations précieuses, tout le long de ce projet.

Je remercie les honorables membres du jury, qu'ils m'ont honoré en acceptant d'évaluer notre travail.

Je remercie aussi l'ensemble des enseignants du département de génie civil.

Que tous ceux ou celles qui ont apporté leur soutien et qui ont aidé de loin ou de près pour la finalisation de ce travail, en particulier mes parents, ma famille et mes amis.

* اللهم وفقنا لما تحبه وترضاه *

Dédicace

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance à :

Mes très chers parents ; de leur soutien permanent durant toutes mes années de ma vie, leur sacrifices illimités, et leur réconfort moral.

Mes chères sœurs : Djamila, ghania et nacira

Mes frères : Mohamed, Boualem, Karim, Abdelkader et Brahim.

*A ceux qui m'ont aidée en particulier ma sœur l'ingénieur
Sarah*

Toute ma famille et A' tous mes amis.

A mes chers collègues

*Tous les étudiants du master GC et surtout ceux faisant partie
de notre promotion 2021/2022.*

TOBAL ABDELHAMID

Dédicace

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance à :

Mes très chers parents ; de leur soutien permanent durant toutes mes années de ma vie, leur sacrifices illimités, et leur réconfort moral.

Mes chère sœur : Nour Ghofrane, Wafa et Meriem

Mn frère: Rafik fysal

A ceux qui m'ont aidée en particulier ma sœur l'ingénieur

Ait Akkache Kenza

Toute ma famille et A' tous mes amis.

A mes chers collègues

Tous les étudiants du master GC et surtout ceux faisant partie de notre promotion 2021 / 2022..

Yahuaoui Bahaeddine

ملخص

هذا المشروع يقوم بدراسة عمارة سكنية تتألف من طابق ارضي + 11 طوابق + طابق تحت الأرض، يتم انجازها بولاية البليدة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم III حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA99 modifié en 2003) .

مقاومة واستقرار البناية يؤمن بواسطة العارضات، الأعمدة والجدران المشكّلة من مادة الخرسانة المسلحة.

الدراسة الحركية تمت باستعمال برنامج ألي (ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2014).

تحديد الأبعاد و التسليح كل العناصر المقاومة للبناية صمم طبق المعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر (RPA 99 modifié en 2003, BAEL 91 modifier 99, CBA 93) .

دراسة الطابق تحت الأرضي تعتبر مرحلة من مراحل هذا المشروع.

Résumé

Ce projet consiste à étudier une Bâtiments à usage habitation, de (RDC + 11 étages + 1 Sous-Sol), qui sera implanté dans la wilaya de Blida, classée en zone III selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 modifié en 2003).

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

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

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants est conforme aux règles applicables en vigueur à savoir (BAEL91 modifier99, CBA93 et RPA99 modifié en 2003).

*Pour le calcul du ferrailage des éléments résistants nous avons utilisées un logiciel (**Socotec**).*

En fin, l'étude des éléments de l'infrastructure, à savoir les fondations et le voile périphérique, font également partie de ce projet.

Summary

this project consists to study a residential building, of ground floor + 11 stages + one underground, which will be established in the wilaya of Blida, classified in zone III according to the parasismic Algerian code (RPA 99 modified en 2003).

The stability of this residential building is ensured by the beams, and the columns and the walls.

*The study and the analysis of this structure had been established by (**ROBOT**) software.*

The calculation of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity with the rules applicable Algeria (BAEL91 modified 99, CBA93 and RPA99 modified en 2003).

For the calculation of reinforcement element, we used the (Socotec) software. finally, the study of the elements of the infrastructure, namely the foundations, also forms part of this project

SOMMAIRE

INTRDUCTION

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

CHAPITRE I :

PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX

I.1. Introduction.....	4
I.2. Présentation de l'ouvrage tel qu'il nous a été proposé.....	4
I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	6
I.4. Hypothèses de calcul.....	13

CHAPITRE II :

PRÉ DIMENSIONNEMENT

II.1. Introduction.....	16
II.2. Pré dimensionnement des planchers.....	16
II.3. Evaluation des charges et surcharges.....	18
II.4. Pré dimensionnement des poutres.....	21
II.5. Pré dimensionnement des poteaux.....	23
II.6. Pré dimensionnement des voiles.....	38

CHAPITRE III :

CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

III.1. Acrotère.....	41
III.1.1. INTRODUCTION.....	41
III.1.2. EVALUATION DES CHARGES.....	41

III.1.3. CALCUL DES EFFORTS.....	42
III.1.4. FERRAILLAGE DE L'ACROTÈRE.....	43
III.1.5. VÉRIFICATION DE LA SECTION D'ACIER SELON « BAEL91MODIFIÉ 99 »	45
III.1.6. ARMATURES DE RÉPARTITIONS.....	45
III.1.7. VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT.....	45
III.1.8. VÉRIFICATION À L'E.L. ..S.....	45
III.1.9. VERIFICATION DES CONTRAINTES.....	47
III.2. ETUDE DES PLANCHERS.....	48
III.2.1. INTRODUCTION.....	48
III.2.2. PLANCHER EN CORPS CREUX.....	48
III.2.3. PLANCHER EN DALLE PLEINE.....	63
III.2.3.1. EVALUATION DES CHARGES.....	64
III.2.3.2. CALCUL DES MOMENTS.....	64
III.2.3.3. FERRAILLAGE DE LA DALLE.....	65
III.2.3.4. CONDITION DE NON FRAGILITÉ.....	65
III.2.3.5. CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES.....	66
III.2.3.6. VÉRIFICATION À L'ELS.....	66
III.3. ETUDE DE LA DALLE MACHINE.....	68
III.3.1. INTRODUCTION.....	68
III.3.2. PRÉDIMENSIONNEMENT.....	68
III.3.3. DÉTERMINATION DES CHARGES ET SURCHARGES.....	68
III.3.4. COMBINAISON DES CHARGES.....	69
III.3.5. CALCUL DES EFFORTS.....	69
III.3.6. FEERRAILLAGE DE LA DALLE.....	70
III.4. ESCALIER.....	74
III.4.1. INTRODUCTION.....	74
III.4.2. DEFINITION DES ÉLÉMENTS D'UN ESCALIER.....	74
III.4.3. EVALUATION DES CHARGES	76
III.4.4. COMBINAISON DES CHARGES.....	77
III.4.5. CALCUL DES ARMATURES.....	78
III.4.6. VÉRIFICATIONS.....	79
III .5. ETUDE DE BALCON.....	82
III.5.1. Descente des charges du balcon.....	82

III.5.2. Sollicitations.....	82
III.5.3. Ferrailage	83

CHAPITRE IV :

ÉTUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE

IV.1. INTRODUCTION.....	86
IV.2. L'ETUDE DYNAMIQUE.....	86
IV.2.1. Modélisation mathématique	86
IV.2.2. Caractéristiques dynamiques propres	86
IV.2.3. Modélisation de la structure	88
IV.3. ETUDE SISMIQUE.....	89
IV.3.1. INTRODUCTION.....	89
IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale	90
IV.3.3. SPECTRE DE REPOSE DE CALCUL	90
IV.3.4. Procédure de calcul.....	91
IV. 4. CALCUL ET PRESENTATION DES RESULTATS.....	95
IV.4.1. Vérification des déplacements inter étage.....	96
IV.4.1. Vérification des déplacements inter étage	97
IV.5. JUSTIFICATION DE L'EFFORT NORMALE REDUIT.....	100
IV.6. JUSTIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFET P- Δ.....	101

CHPAPITRE V :

Ferrailage des éléments résistants

V.1. INTRODUCTION.....	104
V.2. FERRAILAGE DES POTEAUX.....	104
V.2.1. INTRODUCTION.....	104
V.2.2. COMBINAISON D'ACTION.....	105
V.2.3. RECOMMANDATIONS DU <i>RPA99 VERSION 2003</i>	105
V.2.4. CHOIX DES ARMATURES.....	110
V.2.5. VÉRIFICATION VIS-A-VIS DE L'ÉTAT LIMITE DE SERVICE.....	111
V.2.6. VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT.....	112

V.2.7. LONGUEUR DE RECOUVREMENT.....	116
V.2.8. FERRAILLAGE DES POTEAUX DE SOUS SOL.....	116
V.3. FERRAILLAGE DES POUTRES.....	120
V.3.1. INTRODUCTION.....	120
V.3.2. RECOMMANDATION DU <i>RPA99 VERSION 2003</i>	120
V.3.3. CALCUL DU FERRAILLAGE.....	120
V.3.4. CHOIX DES ARMATURES.....	123
V.3.5. CONDITION DE NON FRAGILITÉ.....	124
V.3.6. VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT.....	125
V.3.7. RECOUVREMENT DES ARMATURES LONGITUDINALES.....	127
V.3.8. VÉRIFICATION DE L'INFLUENCE DE L'EFFORT TRANCHANT AU VOISINAGE DES APPUIS.....	127
V.3.9. ARRÊT DES BARRES	129
V.4.FERRAILLAGE DES VOILES.....	132
V.4.1 Généralités.....	132
V.4.2 Introduction au ferrailage des voiles.....	132
V.4.3 Justification s sous sollicitations normales	134
V.4.4 Procédure de ferrailage des trumeaux.....	138
V.4.4.1 INTRODUCTION.....	138
V.4.4.2. MÉTHODE SIMPLIFIÉE BASEE SUR LES CONTRAINTES (Calcul des aciers verticaux)	138
V.4.4.3 ACIERS HORIZONTAUX.....	139
V.4.4.4 PRÉCONISATION DU RÈGLEMENT PARASISMIQUE ALGÉRIEN (RPA99 modifié en 2003.....)	140
V.4.5. EXEMPLE DE CALCUL.....	142
V.4.6 PRÉSENTATION DES RÉSULTATS POUR LE RESTE DES VOILES DU BÂTIMENT ÉTUDIE.....	144
V.4.6.1 ARMATURES VERTICALES DE TRACTION.....	145
V.4.6.2 Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture)	147
V.4.6.3 Armature verticale de compression : (voiles : V1, V2,).....	149
V.4.6.4 Aciers horizontaux.....	149

V.5. FERRAILLAGE DES VOILES DU SOUS – SOL.....	150
V.5.1 Introduction.....	150
V.5.2 PREDimensionnement.....	150
V.5.3 Évaluation des charges.....	151
V.5.4 Effort dans la dalle.....	151
V.5.5 Calcul du ferrailage.....	152

CHPAPITRE VI :
ETUDE DES FONDATIONS

VI.1. INTRODUCTION.....	156
VI.1.1. FONCTIONS ASSURÉE PAR LES FONDATIONS	156
VI.1.2. CLASSIFICATION DES FONDATIONS.....	156
VI.2. CALCUL DES FONDATIONS.....	156
VI.2.1. CALCUL SEMELLES ISOLÉES.....	157
VI.2.2. CALCUL SEMELLES FILANTES.....	159
VI.2.3. RADIER GÉNÉRAL.....	161
VI.2.3.1. INTRODUCTION.....	161
VI.2.3.2 SURFACE NÉCESSAIRE.....	161
VI.2.3.3. PRÉDIMENSIONNEMENT DE RADIER.....	162
VI.2.3.4. CARACTERISTIQUES GEOMETIQUES DU RADIER.....	164
VI.2.3.5. VÉRIFICATION DE LA STABILITÉ DU RADIER.....	164
VI.2.3.6. CALCUL DES CONTRAINTES.....	166
VI.2.3.7. FERRALLIAGE DU RADIER.....	167
VI.3. ETUDE DES VOILE PERIPHERIQUE.....	173
VI.3.1. INTRODUCTION.....	173
VI.3.2. PREDIMENSIONNEMENT.....	173
VI.3.3. EVALUATIONS DES CHARGES.....	174
VI.3.4. EFFORT DANS LA DALLE.....	174
VI.3.5. CALCUL DU FERRAILLAGE.....	175
VI.3.6. CONDITION DE NON FRAGILITÉ.....	175

COCLUSION GENERALE

Conclusion générale.....	179
--------------------------	-----

• Liste des figures :

Chapitre 01 :

Figure 1.1 : Essai Brésilien.....	7
Figure1.2 : Traction par flexion.....	8
Figure 1.3 : Diagramme contraintes – déformations à l’ELU.....	10
Figure 1.4 : Diagramme contraintes déformations du béton à l’ELS.....	10
Figure1. 5 : Diagramme contrainte – déformations de l’acier à l’E. L. U.....	13

Chapitre 02 :

Figure 2.1: Coupe du plancher terrasse à creux.....	18
Figure 2.2 : Coupe du plancher courant à corps creux.....	19
Figure 2.3: Mur extérieur à double cloison.....	20
Figure.2.4 : Représentation de la surface reprise par le poteau central.....	27
Figure2.5 : Schéma de dégression des surcharges.....	28
Figure 2.6 : Représentation de la surface reprise par le poteau rive.....	31
Figure 2.7 : Représentation de la surface reprise par le poteau d’angle.....	34
Figure 2.8 : Coupes de voiles en plan pour différents cas.....	39

Chapitre 03 :

Figure 3.1: Acrotère.....	41
Figure 3.2: Sollicitations.....	41
Figure 3.3 : Diagramme des efforts à l’ELU.	43
Figure 3.4 : Position de l’axe neutre.	46
Figure 3.5 : Ferrailage de l’acrotère.	47
Figure3.6 : Plancher en corps Creux.	48
Figure 3.7 : Corps Creux.	48
Figure 3.8: dimensions de la poutrelle.....	48

Figure 3.9 : Schéma statique de la poutrelle à sept travées.	51
Figure 3.10 : Schéma statique de la poutrelle à trois travées.	54
Figure 3.11 : Ferrailage des poutrelles.....	62
Figure 3.12 : Disposition constructive des armatures de la table de compression.	63
Figure 3.13 : Dimensions du panneau le plus sollicité.	64
Figure 3.14 : Ferrailage de la dalle pleine du so-soul.....	67
Figure 3.15 : Dimensions de la dalle rectangulaire.	68
Figure 3.16 : Ferrailage de la dalle de machine.	73
Figure 3.17 : Dimensions de l'escalier.....	74
Figure 3.18: Vue au plan d'escalier.....	74
Figure 3.19 : Schéma statique de l'escalier.....	75
Figure 3.20 : Ferrailage des escaliers.....	81
Figure 3.21 : Schéma de ferrailages du balcon	84

Chapitre 04 :

Figure 4.1 : Spectre de réponse.	90
Figure 4.2 : Organigramme de classification des systèmes de contreventement avec voiles...	93
Figure 4.3 : modèle initial.	95
Figure 4.4 : Disposition des voiles de modèle final.	97

Chapitre 05 :

Figure 5.1 : Ferrailage des poteaux 60×60.	118
Figure 5.2 : Ferrailage des poteaux 55×55.	118
Figure 5.3 : Ferrailage des poteaux 50×50.	119
Figure 5.4 : Ferrailage des poteaux 45×45.	119
Figure 5.5 : Ferrailage des poteaux 40×40.	119
Figure 5.6 : Ferrailage des poteaux 35×35.	119

Figure 5.7: Arrêt des barres.	130
Figure 5.8: Ferrailage des poutres porteuses.	131
Figure 5.9: Ferrailage des poutres non porteuses.	131
Figure 5.10: Section rectangulaire soumise à la flexion composée.....	132
Figure 5.11: Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.	133
Figure 5.12: Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.	139
Figure 5.13: Disposition des armatures verticales dans les voiles.	140
Figure 5.14: Disposition finale des voiles.	141
Figure 5.15: Ferrailage de voile V2.	149
Figure 5.16: Ferrailage de voile V1.	150
Figure 5.17: Ferrailage du voile périphérique.....	154

Chapitre 06 :

Figure 6.1 : Semelle isolée sous poteau.	157
Figure 6.2: Réactions ROBOT ELS.....	158
Figure 6.3: Réactions ROBOT ELU.....	158
Figure.6.4 : Les bulles de pression.	159
Figure. 6.5 : Schéma d'une semelle filante sous poteaux.....	160
Figure 6. 6 : disposition des nervures par rapport au radier et poteau.....	162
Figure 6. 7 : vue en plan des dimensions du panneau le plus sollicité.....	167
Figure 6. 8 : ferrailage de la dalle du radier.....	172
Figure 6. 9 : ferrailage des nervures.....	173
Figure.6.10 : Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	177

• Liste des tables

Chapitre 01 :

Tableau 1.1 : Caractéristiques mécaniques des aciers.....	11
-----------------------------------------------------------	----

Chapitre 02 :

Tableau 2.1: La masse surfacique des matériaux de corps creux.....	18
Tableau 2.2: La masse surfacique des matériaux de corps creux.....	19
Tableau 2.3 : La masse surfacique des matériaux de dalle pleine.	19
Tableau 2.4 : La masse surfacique des matériaux de mur extérieur.....	20
Tableau 2. 5 : Le choix final des sections des poutres.....	22
Tableau 2.6 : Dégression des surcharges.....	28
Tableau 2.7 : Descente de charge pour poteau central.....	29
Tableau 2. 8 : choix des sections des poteaux carré des centraux.....	30
Tableau 2.9 : Choix des sections des poteaux centraux.....	31
Tableau 2.10 : Dégression des surcharges.....	32
Tableau 2.11 : Descente de charge pour poteau rives.....	33
Tableau 2.12: choix des sections des poteaux carré des Rives.....	34
Tableau 2.13 : Dégression des surcharges.....	35
Tableau 2.14 : Descente de charge pour poteau rive.....	36
Tableau 2.15 : choix des sections des poteaux carré d'angle.....	37
Tableau 2.16 : Section des poteaux carrés.....	38

Chapitre 03 :

Tableau 3.1 : Calcul des efforts internes des poutrelles à 4 travées.....	53
Tableau 3.2 : Calcul des efforts internes des poutrelles à 3 travées.....	54
Tableau 3.3 : Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS.....	59
Tableau 3.4 : Récapitulatif du calcul de la flèche.....	60

Tableau 3.5 : Ferrailage de la dalle pleine.....	65
Tableau 3.6 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	66
Tableau 3.7 : Récapitulatif du calcul de la flèche.....	67
Tableau. 3.8: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée(sens L_x).....	70
Tableau. 3.9: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_y).....	70
Tableau. 3.10: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage sur appuis.....	70
Tableau. 3.11 : Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens.....	72
Tableau 3.12 : Charge à l'ELU et l'ELS.....	77
Tableau 3.13 : Ferrailage de l'escalier.....	78
Tableau 3.14 : Vérification à l'E.L. S.....	80
Tableau 3.15 : Vérification de la flèche de l'escalier.....	81

Chapitre 04 :

Tableau 4.1 : Facteur de Qualité Q.	93
Tableau 4.2 : Périodes et facteurs de participation massique du premier modèle.	95
Tableau 4.3: Vérification des déplacements inter étage selon X.	96
Tableau 4.4: Vérification des déplacements inter étage selon Y.	97
Tableau 4.5 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle final.	98
Tableau 4.6 : Répartition des poids sur les poteaux et voiles.	98
Tableau 4.7: Vérification des déplacements inter étage selon X.	99
Tableau 4.8: Vérification des déplacements inter étage selon Y.	99
Tableau 4.9 : Vérification de l'effort normal pour les poteaux.	100
Tableau 4.10 : Justification vis-à- vis de l'Effet P- Δ dans le Sens 'x'.	101
Tableau 4.11 : Justification vis-à- vis de l'Effet P- Δ dans le Sens 'y'.	102

Chapitre 05 :

Tableau 5.1 : Ferrailages des poteaux situation durable (N^{\max} , M^{corr}).	106
Tableau 5.2 : Ferrailages des poteaux situation durable (M^{\max} , N^{corr}).	106
Tableau 5.3 : Ferrailages des poteaux situation durable (N^{\min} , M^{corr}).	107
Tableau 5.4 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).	107
Tableau. 5.5 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr}).	108
Tableau 5.6 : Ferrailages des poteaux situation durable (N^{\min} , M^{corr}).	108
Tableau 5.7 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).	109
Tableau 5.8 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr}).	109
Tableau 5.9 : Ferrailages des poteaux situation durable (N^{\min} , M^{corr}).	110
Tableau 5.10 : Choix des armatures des poteaux.	110
Tableau 5.11: Vérification des contraintes pour les poteaux.	111
Tableau 5.12: Vérification des contraintes pour les poteaux.	112
Tableau 5.13 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.	113
Tableau 5.14 : Espacements maximales selon RPA99.	115
Tableau 5.15 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.....	115
Tableau 5.16 : Tableau récapitulatif des résultats de sous-sol.	117
Tableau 5.17 : Vérification des contraintes des poteaux de l'infrastructure.	118
Tableau 5.18 : Ferrailage des poutres porteuses (situation durable).	121
Tableau 5.19 : Ferrailage des poutres non porteuses (situation durable).	121
Tableau 5.20 : Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle).	122
Tableau 5.21 : Ferrailage des poutres secondaires (situation durable).	122
Tableau 5.22 : Choix des armatures pour les poutres porteuses.	123
Tableau 5.23 : Choix des armatures pour les poutres non porteuses.	123

Tableau 5.24 : Vérification de la condition de non fragilité des poutres porteuses.	124
Tableau 5.25 : Vérification de la condition de non fragilité des poutres non porteuses.....	124
Tableau 5.26 : Vérification des poutres porteuse à l'ELS.	124
Tableau 5.27 : Vérification des poutres non porteuses à l'ELS.	125
Tableau 5.28 : Vérification de la contrainte de cisaillement.	125
Tableau 5.29 : Calcul des armatures transversales.	126
Tableau 5.30 : Vérification de la section d'armatures.	128
Tableau 5.31 : Vérification de la compression de l'aire d'appui.	128
Tableau 5.32 : Vérification dans les appuis de rives.	129
Tableau 5.33 : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.....	130
Tableau 5.34 : Les valeurs du rapport (I_f/I)	135
Tableau 5.35: Calcul de $\sigma_{u \text{ lim}}$	136
Tableau 5.36 : Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple.....	142
Tableau 5.37 : Calcul des armatures verticales de l'exemple.	143
Tableau 5.38 : Calcul des armatures du voile (V2).	145
Tableau 5.39 : Calcul des armatures du voile (V2).	146
Tableau 5.40 : Calcul des aciers de coutures du voile (V1)	147
Tableau 5.41 : Calcul des aciers de coutures du voile (V2).	148
Tableau 5.42 : Calcul des aciers horizontaux des voiles.	149
Tableau 5.43 : Ferrailage du voile périphérique.	152
Tableau 5.44 : Vérification des contraintes à l'ELS de voile périphérique.	154

Chapitre 06 :

Tableau.6.1 : Dimensionnement des semelles isolées.	159
Tableau 6.2: dimensions des semelles filantes centrale à l'ELS.....	161

Tableau 6.3 : vérification a l'état limite de service.....	167
Tableau 6.4 : récapitulatifs des moments.....	168
Tableau 6.5 : choix des armatures.....	169
Tableau 6.6 : vérification des contraintes.....	169
Tableau 6.1 : ferrailage des nervures.....	170
Tableau 6.2 : vérification des contraintes.....	170
Tableau 6.3 : ferrailage du voile périphérique.....	175
Tableau 6.10 : vérification des contraintes.....	176

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.
- \bar{q} : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- σ_c : Contrainte de consolidation.
- C_c : Coefficient de compression.
- C_s : Coefficient de sur consolidation.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- $E.L.U$: Etat limite ultime.
- $E.L.S$: Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant, Période.
- S_t : Espacement.
- λ : Elancement.
- e : Epaisseur, Indice des vides.
- N_q, N_γ, N_c : Facteurs de portance
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- D : Fiche d'ancrage.

- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- I_p : Indice de plasticité.
- I_c : Indice de consistance.
- W : Teneur en eau, Poids total de la structure.
- S_r : Degré de saturation.
- γ_d : Poids volumique sèche.
- γ_h : Poids volumique humide.
- γ_{sat} : Poids volumique saturé.
- W_{sat} : Teneur en eau saturé.
- W_L : Limite de liquidité.
- W_p : Limite de plasticité.
- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- I : Moment d'inertie.
- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- P : Rayon moyen.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
- K : Coefficient de raideur de sol.
- δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- Y : Position de l'axe neutre.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène.

***INTRODUCTION
GENERALE***

Introduction générale

L'Algérie est parmi les pays qui sont soumis à de grandes activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie (partie nord) au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et d'importants dégâts matériels.

Pour mieux se protéger contre d'éventuels séismes, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène en question qui est à l'origine un mouvement de sol très complexe.

Les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une très bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment (R+11+Sous-sol) à usage multifonctionnel Contreventé par des portiques et des voiles.

L'étude de ce projet sera menée selon les étapes principales suivantes :

- ◆ La première étape porte sur la présentation complète du bâtiment, la définition des éléments et les caractéristiques des matériaux à utiliser.

- ◆ La deuxième étape sera la détermination du pré dimensionnement des éléments.

- ◆ La troisième étape étudie des éléments secondaires à l'état statique.

- ◆ La quatrième étape portera sur l'étude dynamique du bâtiment par l'évaluation de

l'effort sismique par RPA.99 modifiée 2003.

L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul **Auto desk Robot Structural Analysais Professional 2014**.

- ◆ La cinquième étape portera sur le calcul du ferrailage des éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles) Les résultats donnés par **Autodesk Robot Structural Analysais Professional 2014** vont être vérifiés par rapport aux exigences de l'RPA99, CBA93, BAEL91.

- ◆ La sixième étape portera sur l'étude de l'infrastructure.

- ◆ On terminera le travail par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

CHAPITRE I

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. Introduction :

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir faire toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la sécurité du bâtiment.

On sait que le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

Il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

I. 2.PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE:

On se propose d'étudier un bâtiment (R+11+Sous-sol) à usage multifonctionnel contreventé par des portiques et des voiles, situé au niveau de la wilaya de Blida et implanté dans une zone de moyenne sismicité (zone III selon le RPA 99 /version 2003) constitué de :

- Le sous-sol parking
- Un rez-de-chaussée (RDC) à locaux commerciaux.
- Du 1er étage à (service).
- Du 2eme a 11étage a usage habitation.

I.2.1 DEMENSIONNEMENT GEOMETRIQUE :

- **Dimensions en élévation :**
 - Hauteur totale sans l'acrotère est de : **41.34 m**
 - Hauteur du sous-sol est de : **3.06 m**
 - Hauteur du rez-de-chaussée est de : **4,08 m**
 - Hauteur 1er étage à service : **3.40 m**
 - Hauteur de l'étage courant est de : **3,06 m**
- **Dimensions en plan :**
 - Longueur totale (sens longitudinal) : **L = 29.00 m**
 - Largeur total (sens transversal) : **L= 19.10 m**

I.2.2. Structure porteuse :

- **Ossature :**

D'après le règlement parasismique algérien, notre structure comporte des portiques auto-stables (poteaux-poutres) en béton armé suivant les deux directions, et des voiles de contreventement ainsi que les voiles de la cage d'ascenseur. Les charges verticales et horizontales seront reprises simultanément par les portiques et les voiles, et cela proportionnellement à leurs rigidités relatives.

- **Les planchers :**

Notre structure comporte deux types de planchers :

- En corps creux (terrasse, du RDC au 11ème étages courants)
- En dalle pleine (sous-sol, balcons).

- **ESCALIERS ET ASCENSEURS :**

La structure comporte une cage d'ascenseur et une cage d'escaliers du sous-sol au 11ème étage, la cage d'escalier est droite et constituée de trois volées avec deux paliers de repos.

- **Acrotères :**

La terrasse étant accessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60cm et 100cm et de 10cm d'épaisseur.

- **Terrasse :**

Il existe un type de terrasse :

- Terrasse inaccessible.

- **Revêtement :**

Le revêtement est constitué de :

- Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs de façade.
- Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.

- **Maçonnerie :**

Les murs de notre structure seront exécutés en brique creuse.

- **Murs extérieurs :** ils sont constitués d'une double cloison de 30cm d'épaisseur.

Brique creuse de 15 cm d'épaisseur pour la paroi externe du mur.

L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.

Brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour la paroi interne du mur.

- **Murs intérieurs :** ils sont constitués par une cloison de 10cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services et une double cloison de 25 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux logements voisins (une cloison de 10cm d'épaisseur pour la face externe et interne).

- **Fondation :**

Le rapport de sol relatif au terrain, indique que les sols en place sont constitués d'une roche de grès calcaire très compacte surmonté d'une argile rougeâtre compacte le tout est surmontée d'une couche de remblai de 2.6m Le laboratoire recommande de considérer une portance 2bars à une profondeur de 4.0m

- **Caractéristiques du sol :**

- La contrainte admissible du sol est de 2 ,00 bars.
- la profondeur d'ancrage de l'infrastructure est 4.2m
- la catégorie du site est un site meuble(S3).

- **Classification :**

L'ouvrage est implanté dans la wilaya de **BLIDA**, il est classé comme étant une zone de forte sismicité (**zone III**).

Il est classé aussi comme étant un ouvrage courant d'importance moyenne, car sa hauteur ne dépasse pas 48 m, c'est le « **Groupe 2** ».

I.3.CARACTERISTIQUE MECANIQUES DES MATERIAUX :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé et tous les règlements applicables en Algérie. (**BAEL91. RPA99 modifié en 2003**)

I.3.1. Béton :

- **Composition du béton :**

Le béton est une pierre artificielle composée de granulats (sable +gravier), Liant (Ciment) et d'eau, selon des propositions bien déterminées. Le béton résiste bien à la compression, tandis que sa résistance à la traction est faible.

- **Ciment :** Le CEM II classe de résistance 42,5 « ciment Portland composé » est le liant le plus couramment utilisé, il sert à assurer une bonne liaison de granulats entre eux.
- **Granulats :** pour un béton normal les dimensions des granulats sont comprises entre :

$$0,2 \text{ mm} < C_g < 25 \text{ mm}$$

- **Eau de gâchage :** elle met en réaction le ciment en provoquant son hydratation, elle doit être propre et dépourvue de tous produits pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton.

- **Résistance du béton :**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression, et sa résistance à la traction, mesurée à " j " jours d'âge.

- **Résistance du béton à la compression :**

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la (J) jours, généralement à 28 jours, dite valeur caractéristique requise (spécifiée) notée f_{c28} elle est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de diamètre 16 cm et de hauteur 32 cm.

Pour un dosage courant, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à **25 MPa** ($f_{c28} = 25\text{MPa}$).

Le **C.B.A93** préconise pour $j < 28$ jours

-Pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$:

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \text{ Si } j < 28 \text{ jours.}$$

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

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

- Traction directe** sur les cylindres précédents.
- Traction par fendage** en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).

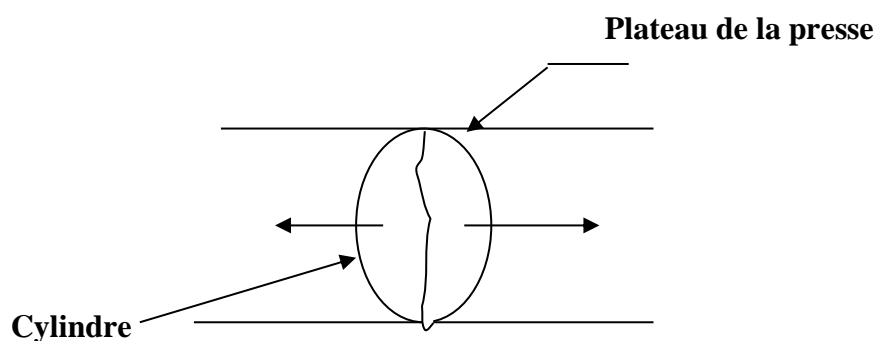


Figure1.1 : Essai Brésilien.

- **Traction par flexion** : à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté « a » et de longueur « 4a » reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion :

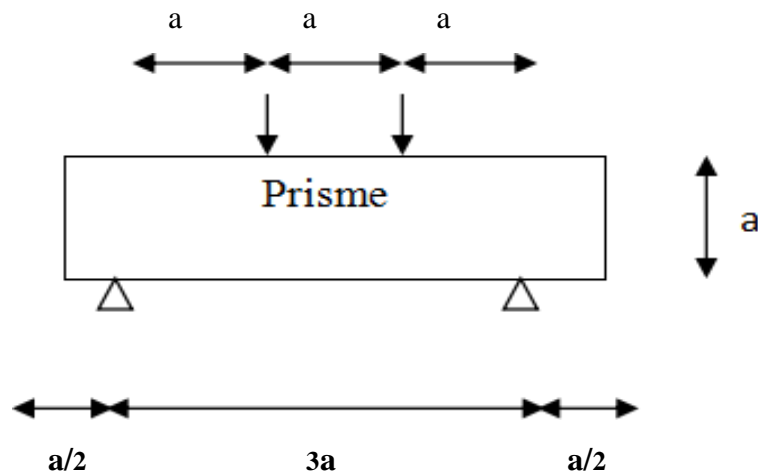


Figure 1.2 : Traction par flexion.

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (\text{MPa})$$

Pour notre ouvrage, on utilise le même dosage de béton avec une résistance caractéristique à la compression $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et à la traction $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

- **Module de déformation longitudinale du béton :**

Ce module est connu sous le nom de module de Young ou de module d'élasticité longitudinal ; il est défini sous l'action des contraintes normale à courte et à longue durée ou de courte durée d'application.

- **Module de déformation instantané « E_{ij} » :**

Pour le module de déformation longitudinale : Les règles CBA93 le fixe à la valeur suivante

$$E_{ij} = 11\,000 \times (f_{cj})^{1/3} \quad (\text{MPa})$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on trouve : $E_{i28} = 32164,19 \text{ MPa}$.

- **Module de déformation différé « E_{vj} » :**

Il est réservé spécialement pour des charges de durée d'application supérieure à 24 heures ;

Ce module est défini par :

$$E_{vj} = 3700 \times (f_{cj})^{1/3} \quad (\text{MPa})$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on trouve : $E_{v28} = 10818,86 \text{ MPa}$.

• **Coefficient de poisson :**

Il représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$v = \frac{\text{allongement relatif du côté de la section}}{\text{raccourcissement relatif longitudinal}}$$

- $v = 0,2$ pour le calcul des déformations et pour les justifications aux états-limites de service (béton non fissuré). $\rightarrow G=0.5 \cdot E_{ij}$
- $v = 0$ pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états – limites ultimes (béton fissuré). $\rightarrow G=0.42 \cdot E_{ij}$

• **Poids volumique :**

On adopte la valeur 25 kn/m^3

• **Contraintes limites de calcul :**

C'est un état dont lequel une condition de sécurité pour l'ouvrage où un de ses éléments est strictement vérifiée. Au-delà de cet état la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue. Il existe deux états limites différents **P'ELU** et **P'ELS**.

➤ **Etat limite ultime « E. L. U » :**

C'est un état au-delà duquel le bâtiment n'est plus exploitable et dont le déplacement entraîne la ruine de l'ouvrage. La contrainte limite, notée f_{bu} est donnée par :

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

Avec :

- $\gamma_b =$ coefficient de sécurité.
- $\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{cas de situations durables ou transitoires.} \\ 1,15 & \text{cas de situations accidentelles.} \end{cases}$

$$f_{bu} = \begin{cases} 14.17 \text{ MPa} & \text{:situations durables} \\ 18.48 \text{ MPa} & \text{: action accidentelle} \end{cases}$$

- f_{c28} =résistance caractéristique à la compression à 28 jours.

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

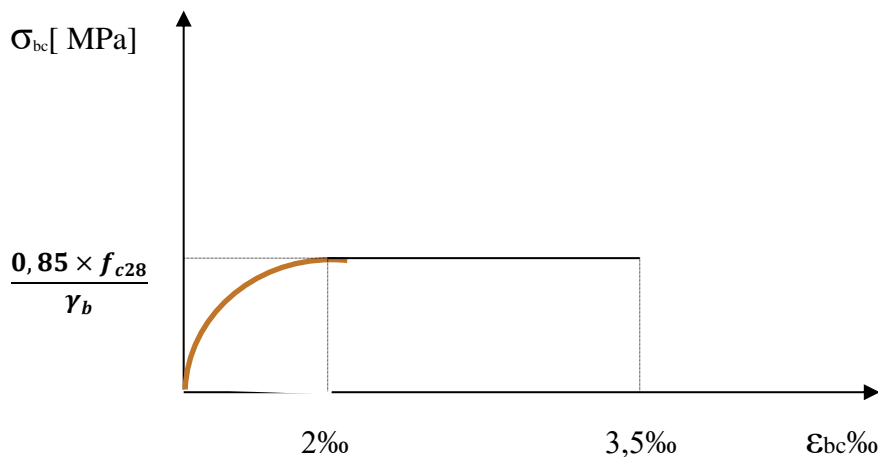


Figure 1. 3 : Diagramme contraintes – déformations à l'ELU.

➤ **Etat limite de service « E. L. S » :**

Il correspond à l'équilibre entre les sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résultantes calculées sans dépassement des contraintes limites qui (tel qu'on peut l'admettre) ne dépassent pas les limites élastiques du matériau. La contrainte limite de service à ne pas dépasser en compression est :

Le bâtiment doit vérifier les trois critères suivants :

- Compression du béton.
- L'ouverture des fissures.
- Déformation des éléments de la construction.

La contrainte limite de service est donnée par :

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

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

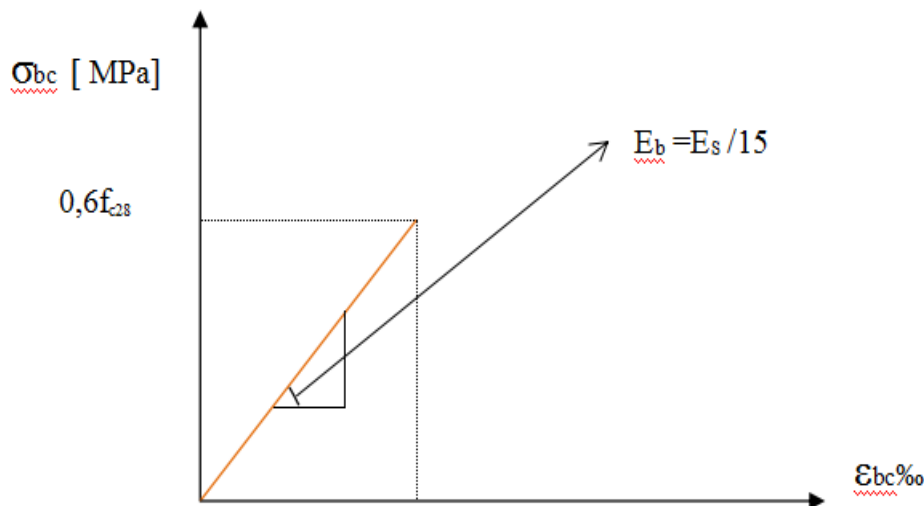


Figure 1.4 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELS.

Avec : γ_s : est le coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{situation durable ou transitoire.} \\ 1,0 & \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

$$\begin{array}{l} \blacklozenge \text{ Rond lisse} \\ \text{(fe = 235 MPa)} \end{array} \left\{ \begin{array}{ll} \sigma_s = 204,34 \text{ MPa} & \text{situation durable ou transitoire.} \\ \sigma_s = 235 \text{ MPa} & \text{situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

$$\begin{array}{l} \blacklozenge \text{ Haute adhérence} \\ \text{(fe = 400 MPa)} \end{array} \left\{ \begin{array}{ll} \sigma_s = 348 \text{ MPa} & \text{situation durable ou transitoire.} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} & \text{situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

➤ **Etat limite de service « E. L. S » :**

La vérification de la contrainte dans les aciers se fait :

- Pour une fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Pour une fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} = \min \{ 2/3f_e ; \max (f_e/2 ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \}$
(MPa)
- Pour une fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} = 0,8 \min \{ 2/3f_e ; \max (f_e/2 ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \}$

AVEC :

– η = coefficient de fissuration tel que :

$$- \eta = \begin{cases} 1,0 & \text{pour les aciers ronds lisses.} \\ 1,6 & \text{pour les aciers à haute adhérence.} \end{cases}$$

- **Allongement de rupture :**

ϵ_s = allongement de l'acier à l'ELU égale à 10‰.

- **Module d'élasticité longitudinale :**

Le module d'élasticité de l'acier est la pente du diagramme contraintes – déformations ; il sera pris égale à : $E_s = 2,1 \cdot 10^5$ [MPa].

I.3.3 Diagramme contraintes – déformations à l'ELU :

- σ_s = contrainte de l'acier.
- γ_s = coefficient de sécurité de l'acier.
- ε_s = allongement relatif de l'acier.

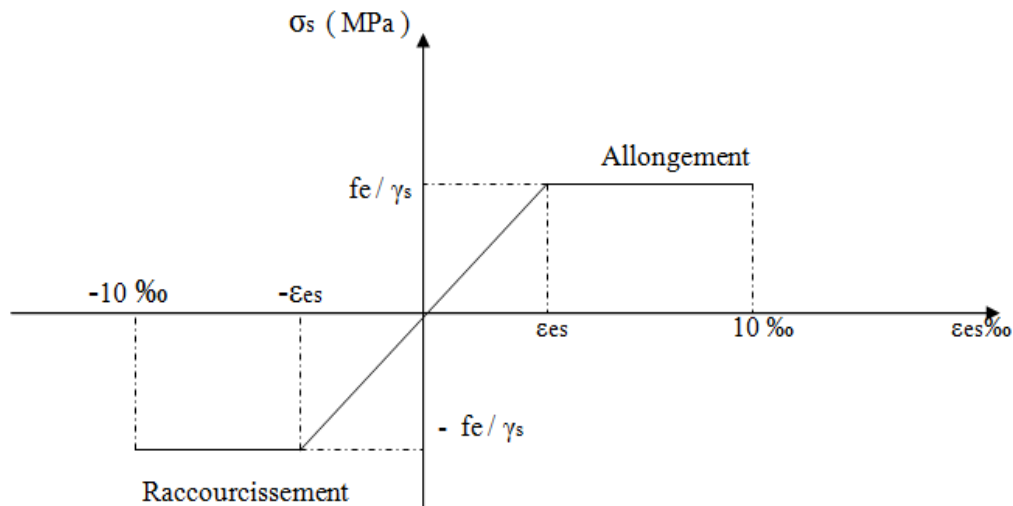


Figure 1. 5 : Diagramme contrainte – déformations de l'acier à l'E. L. U

I.4. Hypothèses de calcul aux états limites :

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

➤ **Hypothèse de calcul à l'ELU :**

- Conservation des sections planes (diagramme linéaire des déformations).
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à $\varepsilon_{bc}=3,5\%$ dans le cas de flexion simple ou composée et de 2% dans le cas de compression simple.
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10% .

➤ **Hypothèse de calcul à l'ELS :**

- Conservation des sections planes.
- Glissement entre l'acier et le béton est négligeable.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul.
- Les contraintes de compressions du béton, et de leurs déformations élastiques :

$$\begin{aligned} \sigma_b &= E_b * \varepsilon_b \\ \sigma_s &= E_s * \varepsilon_s \end{aligned}$$

- Par convention le coefficient d'équivalence entre l'acier et le béton et :

$$n = E_s/E_b = 15$$

- **Conclusion :**

Ce bâtiment de (**RDC+ 11étages +SS**) d'une hauteur de **41.34 m** L'ouvrage est implanté dans **zone sismique III**.

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont La résistance du béton à la compression à 28 jours est : **$f_{c28} = 25\text{Mpa}$** , La résistance du béton à la traction est : **$f_{t28} = 2.1\text{Mpa}$** , Pour les armatures de l'acier On choisit pour les armatures transversales **$F_e=400\text{MPa}$** ; **$\sigma_s = 348\text{MPa}$**

CHAPITRE II

PREDIMENSIONNEMENT

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments résistants

II.1. INTRODUCTION :

Le pré dimensionnement de ces éléments d'une structure est une étape essentielle dans un projet de génie civil. Il se base sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, en utilisant des formules empiriques données par le (CBA93) et vérifier selon le règlement (RPA 99 version 2003). Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

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

- Les planchers.
- Les poutres.
- Les poteaux.
- Les voiles.

II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :

Le plancher est une séparation entre deux niveaux qui transmet les charges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Pour le bâtiment étudié, deux types de planchers vont être utilisés :

- ❖ Plancher à corps creux en partie courante.
- ❖ Dalle pleine pour le sous-sol, balcon.

A. Planchers CORPS CREUX :

Ce type de plancher est le plus utilisé dans les situations standard, il consiste des poutrelles qui sont des éléments résistants, et de hourdis avec une dalle de compression sur un treillis soudé.

L'épaisseur du plancher est déterminée par l'épaisseur des poutrelles. Pour le pré dimensionnement, on va utiliser les formules empiriques.

$$\left(\frac{L}{25} \leq ht \leq \frac{L}{20} \right)$$

L : Longueur de la portée libre maximale entre nus d'appuis de la grande travée dans le sens des poutrelles.

h_t : Hauteur du plancher.

L : la portée maximale de la poutre → **Lmax = 4,20 m**

$$\longrightarrow \mathbf{16,8\text{ cm} < h_t < 21\text{ cm.}}$$

On opte donc pour un plancher de **(16 + 5) cm.**

B. Planchers à dalle pleine :

Ce type de plancher est le plus utilisé pour les bâtiments industriels et commerciales car ils subissent des surcharges d'exploitations importantes ($Q \geq 2,5\text{ kN/m}^2$), c'est le cas pour l'étage inférieur (**Sous-Sol parking**), Ce plancher est constitué par une dalle d'épaisseur constante reposant sur un système de poutre secondaires et principales; 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 :

a) Dalle de Sous-Sol (Parking) :

1 -Résistance au feu :

e=7 cm Pour une heure de coupe-feu,

e=11 cm Pour deux heures de coupe-feu,

e=17,5 cm Pour quatre heures de coupe-feu.

On opte pour :

e =15cm.

2 -Isolation phonique :

Selon les règles « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 15 cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Soit : **e = 15 cm.**

3 - 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 : $\frac{lx}{50} \leq e \leq \frac{lx}{40}$
- Pour une dalle sur un seul appui : $e \geq \frac{lx}{20}$

Avec **Lx** : La petite portée du panneau le plus sollicité. (**Lx = 4,20 m**).

On aura donc : **8.4 ≤ e ≤ 10,5 (cm)**

On limite donc notre épaisseur à : **10 cm.**

b) Balcon :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine, l'épaisseur est conditionnée par : $L_x = 470 \text{ cm}$

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \quad \Rightarrow \quad \frac{470}{35} \leq e \leq \frac{470}{30}$$

$$13.43 \leq e \leq 15.66 \text{ cm}$$

On adopte une épaisseur des dalles pleines de **15 cm** pour les balcons.

II.3. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES : [DTR 2- 2.6]

Cette étape consiste à déterminer les charges et les surcharges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage, ce dernier contient les types de planchers suivants :

- 1- plancher terrasse accessible en corps creux (**16 + 5**) cm.
- 4- plancher courant en corps creux (**16 + 5**) pour les RDC à 11ème étages.
- 5- plancher de sous-sol en dalle pleine (**e = 15 cm**) pour le sous-sol.

A. Les charges permanentes :

1/ Plancher terrasse (accessible) :

➤ **En corps creux :**

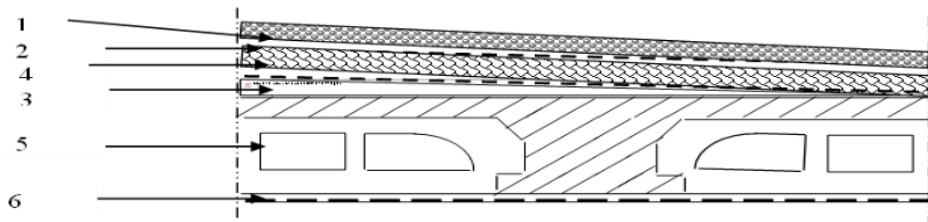


Figure 2.1: Coupe du plancher terrasse à creux.

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids Volumique (kN/m ³)	Masse surfacique (kN/m ²)
1- Protection mécanique en gravier	e = 5	17	0,85
2- Etanchéité multicouche	e = 2	/	0,12
3- Forme de pente	e = 10	22	2,2
4- Isolation thermique	e = 4	4	0,16
5- Dalle de compression + corps creux (16+5)	/	/	2,85
6- Enduit de plâtre	e = 2	10	0,2
			$\Sigma G = 6,38$

Tableau 2.1: La masse surfacique des matériaux de corps creux.

2/ Plancher courant :

➤ En corps creux :

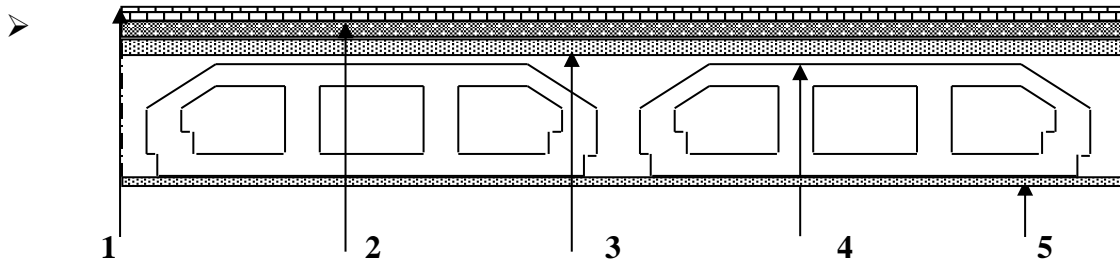


Figure 2.2 : Coupe du plancher courant à corps creux.

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids Volumique (kN/m ³)	Masse surfacique (kN/m ²)
1- Carrelage	e = 2	20	0,40
2- Mortier de Pose	e = 2	20	0,40
3- lit de sable	e = 3	18	0,54
4- Dalle de compression +corps creux (5+16)	/	/	2,85
5- enduit de plâtre	e = 2	10	0,20
6- cloisons légères	/	/	1,0
			∑ G = 5,39

Tableau 2.2: La masse surfacique des matériaux de corps creux.

3/ Plancher sous-sol :

➤ Dalle pleine :

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids Volumique (kN/m ³)	Masse surfacique (kN/m ²)
1- Gravillon de Protection	e = 5	17	0,85
2- Etanchéité multicouche	e = 2	/	0,12
3- Forme de pente	e = 10	22	2,2
4- Isolation thermique	e = 4	4	0,16
5- Dalle pleine	e = 15	25	3,75
6- Enduit de plâtre	e = 2	10	0,2
			∑ G = 7,28

Tableau 2.3 : La masse surfacique des matériaux de dalle pleine.

❖ **Maçonnerie** : Mur extérieur à double cloison.

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids Volumique (kN/m ³)	Masse surfacique (kN/m ²)
1- Enduit en ciment extérieur	e = 2	18	0,36
2- Briques creuses	e = 15	9	1,35
3- L'âme d'air	e = 5	/	/
4- Briques creuses	e = 10	9	0,90
5- Enduit en plâtre intérieur	e = 2	10	0,20
			Σ G = 2,81

Tableau 2.4 : La masse surfacique des matériaux de mur extérieur.

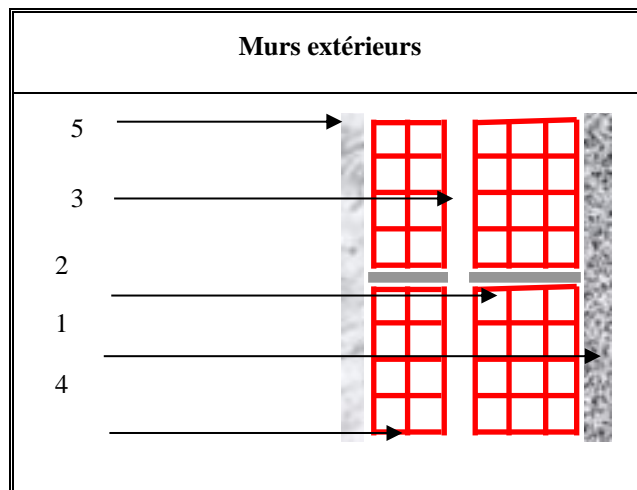


Figure 2.3: Mur extérieur à double cloison.

b. Les charges d'exploitations :

Vu la nature des planchers et leurs usages, on distingue les charges d'exploitations suivantes :

	Surcharge (Q)
Acrotère	1,0 kN/ml
Plancher terrasse (accessible)	1,5 kN/m ²
Plancher courant 2 ^{ém} à 11 ^{ém} (habitation)	1,5 kN/m ²
Plancher 1 ^{er} étage (service)	2,5 kN/m ²
Plancher RDC (locaux commerce)	5,0 kN/m ²
Parking (sous-sol)	2,5 kN/m ²
Escaliers	2,5 kN/m ²
Balcon	3,5 kN/m ²

II.4. PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leurs rôles sont de transmettre aux poteaux les efforts dus aux charges transmises par les planchers.

Leur pré dimensionnement s'effectue par des formules données par le (CBA93), les sections trouvées doivent vérifier les conditions imposées par le règlement parasismique Algérien (RPA99).

Les trois étapes précédentes sont résumées dans ce qui suit :

 **Selon les règles BAEL 91 :**

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

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

Avec : L : portée de la poutre

h : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

 **Selon le RPA 99 modifié en 2003 : pour la zone III**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La hauteur } h \text{ de la poutre doit être : } h \geq 30cm \\ \text{La largeur } b \text{ de la poutre doit être : } b \geq 20cm \\ \text{Le rapport hauteur largeur doit être : } \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

A) Sens non porteurs (x -x) :

On a : $L_{max} = 5.20m$

$$\frac{520}{15} \leq h \leq \frac{520}{10} \Leftrightarrow 34,66cm \leq h \leq 52cm$$

On prend :

$$h=40cm$$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Leftrightarrow 13.5cm \leq b \leq 31.5cm$$

On prend :

$$b = 30 cm$$

■ **Vérification selon le RPA 99 version 2003 : zone sismique III**

Les dimensions des poutres doivent être respectées les conditions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{-La hauteur } h \text{ de la poutre doit être : } h \geq 30cm \\ \text{- La largeur } b \text{ de la poutre doit être : } b \geq 20cm \\ \text{- Le rapport hauteur largeur doit être : } \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

$h = 40 \geq 30cm$Condition-vérifiée.

$b = 30cm \geq 20cm$Condition-vérifiée.

$\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1,33 \leq 4$Condition -vérifiée.

b / Sens porteurs (y -y) :

On a : **Lmax =4,20m**

$$\frac{420}{15} \leq h \leq \frac{420}{10} \Leftrightarrow 28cm \leq h \leq 42cm$$

On prend : **h=35cm**

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Leftrightarrow 12cm \leq b \leq 28cm$$

On prend : **b = 30 cm**

■ **Vérification selon le RPA 99 version 2003 : zone sismique III**

Les dimensions des poutres doivent être respectées les conditions ci-après :

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

$h = 35 \geq 30cm$Condition-vérifiée.

$b = 30cm \geq 20cm$Condition-vérifiée.

$\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1,16 \leq 4$Condition -vérifiée.

	Plancher à cors creux		Plancher à dalle pleine
	Plancher terrasse	Plancher courant Habitation	Plancher sous-sol
Poutres non porteuses sens (y-y)	30x35	30x35	30x35
Poutres porteuses sens (x -x)	30x40	30x40	30x40

Tableau 2.5 : Le choix final des sections des poutres

II.5. PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :**a /Principe :**

- Les poteaux sont prè dimensionnés en compression simple en choisissant 3 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 de chaque partie (A et B).
- Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge. On appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

b /Procédure de pré dimensionnement :

- Calcule de la surface reprise par chaque poteau.
- Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- La section des poteaux est alors calculée aux états limites ultimes (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- la section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le **règlement RPA 99 version 2003**.
- Vérification des sections à l'ELS selon le **BAEL 91 modifié 99**.

c / Loi de dégression (DTR.BC 2.2) :

Il est très rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, donc pour éviter un surdimensionnement des poteaux on applique la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 5% jusqu'à 0,5Q.

Q : Charge d'exploitation.

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

$$Q_0 + \frac{3 + n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

Avec :

- n : nombre d'étage.
- Q_0 : la structure d'exploitation sur la terrasse.
- Q_1, Q_2, \dots, Q_n : les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

d / Dimensionnement des poteaux :

***E.L.U** : On distingue un type de poteau :

♦1 / Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la

compression selon la formule suivante :
$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b : \text{Coefficient de sécurité du béton tel que} \\ \gamma_b = 1,5 \text{ situation durable ou transitoire} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ situation accidentelle} \\ \gamma_s : \text{Coefficient de sécurité de l'acier tel que} \\ \gamma_s = 1,15 \text{ situation durable ou transitoire} \\ \gamma_s = 1 \text{ situation accidentelle} \end{array} \right.$$

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

G_{poteau} : poids propre du poteau avec une section minimale donnée par le **RPA 99 version 2003**

G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré

Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau

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

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

Soit : $\beta = 1 + 0,2 \cdot \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2$

$$\alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{Pour } \left\{ \begin{array}{l} 50 \leq \lambda \leq 70 \\ \text{Soit : } \beta = \frac{0,85}{1500} \cdot \lambda^2 \end{array} \right.$$

λ : L'élancement du poteau considéré $\lambda = \frac{L_f}{i}$; on prend $L_f = 0,7L_0 = 0,7 h_e$

Dans le **BAEL 91 modifié 99** il est préférable de prendre $\lambda = 35^0$

a : dimension de la section du béton du poteau

L_f : longueur de flambement

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

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

B : aire totale de la section du poteau

A_s : section d'acier minimale

f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours **f_{c28} = 25 MPa**

f_e : contrainte limite élastique des aciers **f_e = 400 MPa**

B_r : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périphérique tel que :

► Poteaux rectangulaires $B_r = (a - 0,02)^2 \text{ [cm}^2\text{]}$

a : dimension de la section du béton du poteau

Selon le BAEL 91 modifié 99 : $\frac{A_s}{B} = 1\%$

On tire de l'équation N_u la valeur de B_r :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{C28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right]} \Leftrightarrow B_r \geq 0,066 N_u$$

d.2 /La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le RPA99 version 2003 (zone III) :

♦ **Poteau carrée :**

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

Avec : b, h dimensions de la section.

h_e : la hauteur de l'étage.

*E.L. S

3 / Vérification de la section trouvée à l'ELS selon le BAEL 91 modifié 99

De la descente de charges on détermine l'effort normal pondéré aux l'ELS « N_s » qui sollicite le poteau, On doit vérifier que :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_s}{B + n A_s} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28}$$

Avec : $N_s = G + Q$. N_s : Effort normal pondéré à ELS tel que $N_s = G + Q$ **G** : Poids propre des éléments qui sollicitent le poteau étudié non compris son poids propre.**Q** : Surcharge d'exploitation. Dans le cas où la charge d'exploitation est la même pour tous les étages**B** : Section de béton du poteau.**n** : Coefficient d'équivalence $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ **A_s** : Section des armatures, supposée égale à 1% B

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

$$\sigma_{ser} = \frac{N_s}{1,15B} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28}$$

Remarque :

D'après l'article 7.4.1 dans l'RPA99 version 2003 :

Les poteaux des rives et d'angle doivent avoir des sections comparables à celles des poteaux centraux pour des raisons techniques de réalisation et de rapidité d'exécution, et pour leur conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismique.

B. ETAPES DE PRE DIMENSIONNEMENT (CALCUL) :➤ **LOI DE DEGRESSION :**

Il est très rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, donc pour éviter un surdimensionnement des poteaux on applique la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 5% jusqu'à 0,5Q.

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

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

Avec :

- n : nombre d'étage.
- Q_0 : la structure d'exploitation sur la terrasse.
- Q_1, Q_2, \dots, Q_n : les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

Calcul des poteaux :

Les poteaux les plus sollicités sont : (voir le plan d'architecte)

- Poteau central $S=14.3 \text{ m}^2$ (C- 3)
- Poteau de rive..... $S=7.14 \text{ m}^2$ (A-3)
- Poteau d'angle..... $S=3.78 \text{ m}^2$ (A-2)

➤ **Dimensionnement des poteaux :**

1-1) Poteaux centraux :

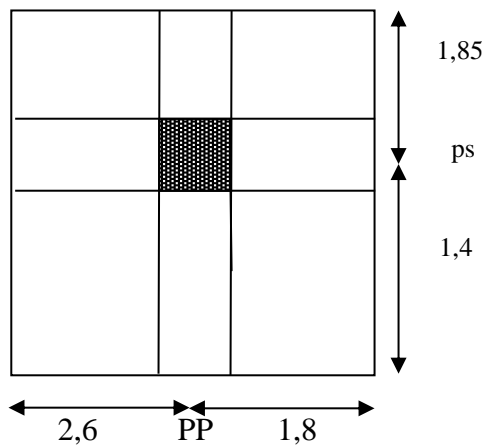


Figure 2.4 : Représentation de la surface reprise par le poteau central.

a) Calcul des différents poids :

▪ **Poids des poutres**

- Poids des poutres principales : $0,30 \times 0,40 \times 4,4 \times 25 = 13,25 \text{ KN}$
- Poids des poutres secondaires : $0,30 \times 0,35 \times 3,25 \times 25 = 8,53 \text{ KN}$.
- Poids des poutres secondaires (So-sol) : $0,30 \times 0,35 \times 3,25 \times 25 = 8,53 \text{ KN}$.

▪ **Poids de poteaux**

- Poids de poteau des étages courants (2^{ém} à 11^{émé}) :
 $(3,06 - 0,40) \times 25 \times (0,3)^2 = 5,98 \text{ KN}$.
- Poids de poteau de 1^{er} étage (service) : $(3,4 - 0,40) \times 25 \times (0,3)^2 = 6,75 \text{ KN}$.
- Poids de poteau RDC (locaux commerciaux) : $(4,08 - 0,40) \times 25 \times (0,3)^2 = 8,28 \text{ KN}$.
- Poids de poteau de l'étage S-SOUL : $(3,06 - 0,40) \times 25 \times (0,3)^2 = 5,98 \text{ KN}$.

Niveau Des Planchers	Surcharge	Σ Surcharge	Σ Surcharge (kN/m ²)	Q = $\Sigma \times S$ (kN)
(Terrasse)	Q ₀	$\Sigma_0=Q_0$	1,5	21,45
N1	Q ₁	$\Sigma_1=Q_0 + Q_1$	3	64,35
N2	Q ₂	$\Sigma_2=Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$	4,35	93,31
N3	Q ₃	$\Sigma_3=Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5,55	119,05
N4	Q ₄	$\Sigma_4=Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6,6	141,57
N5	Q ₅	$\Sigma_5=Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7,5	160,88
N6	Q ₆	$\Sigma_6=Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_6)$	8,25	176,96
N7	Q ₇	$\Sigma_7=Q_0 + 0,714(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_7)$	9	193,05
N8	Q ₈	$\Sigma_8=Q_0 + 0,687(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_8)$	9,74	208,92
N9	Q ₉	$\Sigma_8=Q_0 + 0,667(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_9)$	10,50	225,23
N10	Q ₁₀	$\Sigma_9=Q_0 + 0,65(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_{10})$	11,25	241,31
N11 _(service)	Q ₁₁	$\Sigma_8=Q_0 + 0,63(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_{11})$	12,53	268,77
N12 _(locaux)	Q ₁₂	$\Sigma_9=Q_0 + 0,625(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_{12})$	15,56	333,76

Tableau 2.6 : Dégression des surcharges

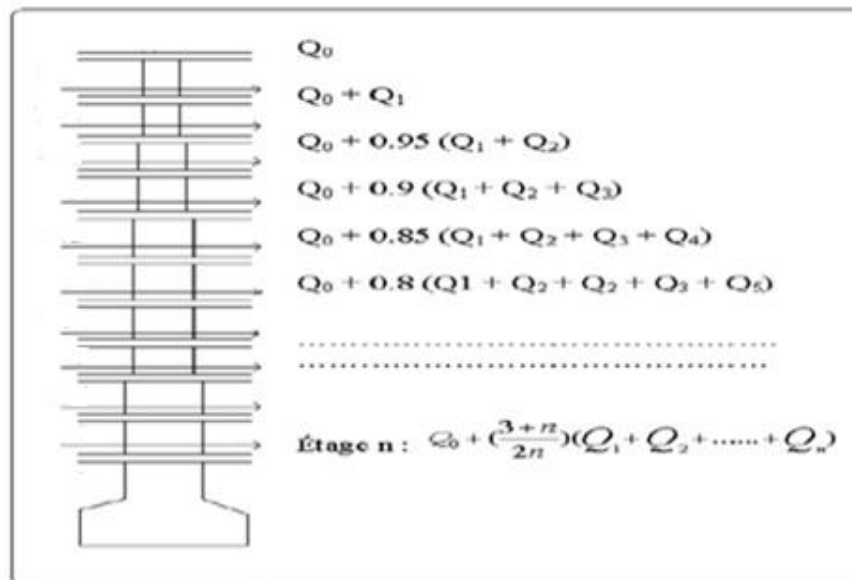


Figure 2.5. Schéma de dégression des surcharges.

➤ **Charge permanente :**

Etages	Niveau	Désignation des éléments	G(KN)
11^{eme}	N1	Poids du plancher terrasse corps creux	91.23
		Poids des poutres	27.38
		Poids de poteau de l'étage courant	5.76
		Total	= 179,64
10^{eme}	N2	N1	130.81+
		Poids du plancher corps creux	126,13
		Poids des poutres	27.38
		Poids de poteau de l'étage courant	5.76
Total			= 290,08
9^{eme}	N3	N2	290,08 +
		g	159,27
		Total	= 449,35
8^{eme}	N4	N3	449,35+
		g	159,27
		Total	=608,62
7^{me}	N5	N4	608,62+
		g	159,27
		Total	= 767,89
6^{eme}	N6	N5	767,89+
		g	159,27
		Total	= 927,16
5^{eme}	N7	N6	927,16+
		g	159,27
		Total	=1086,43
4^{eme}	N8	N7	1086,43+
		g	159,27
		Total	= 1245,7
3^{eme}	N9	N8	1245,7 +
		g	159,27
		Total	= 1404,97
2^{eme}	N10	N9	1404,97+
		g	159,27
		Total	= 1564,24
1^{er}	N11	N10	1564,24 +
		Poids du plancher corps creux	126,13
		Poids des poutres	27.38
		Poids de poteau de 1 ^{er} étage	6.53
Total			= 1724,28
RDC	N12	N11	1724,28 +
		Poids du plancher corps creux	126,13
		Poids des poutres	27.38
		Poids de poteau de RDC	8.1
Total			= 1885,89
Sous-sol	N13	N10	1885,89 +
		Poids du plancher dalle pleine	163,88
		Poids des poutres	30.21
		Poids de poteau de l'étage S.S	5.76
Total			= 2085,74

Tableau 2.7 : Descente de charge pour poteau central.

Niveaux	N _G (kN)	N _Q (kN)	N _u (kN)	Br (cm ²)	a (cm)	RPA (cm ²)	Le choix	N _{ser} (kN)	σ _{ser} (MPa)	OBS
11	179,64	21,45	339,04	223,77	14,99	30x30	30x30	243,99	2,36	OK
10	290,08	64,35	531,57	350,84	18,75	30x30	30x30	383,39	3,70	OK
9	449,35	93,31	785,20	518,23	22,78	30x30	30x30	568,4	5,49	OK
8	608,62	119,05	1033,99	682,43	26,14	30x30	30x30	750,19	7,25	OK
7	767,89	141,57	1277,97	843,46	29,06	30x30	30x30	928,77	8,97	OK
6	927,16	160,88	1517,11	1001,29	31,66	30x30	35x35	1104,12	10,66	OK
5	1086,43	176,96	1756,26	1159,13	34,07	30x30	35x35	1279,48	12,36	OK
4	1245,7	193,05	1995,08	1316,75	36,31	30x30	40x40	1454,62	14,05	OK
3	1404,97	208,92	2234,55	1474,80	38,42	30x30	40x40	1630,20	11,72	OK
2	1564,24	225,23	2473,69	1632,64	40,43	30x30	45x45	1805,56	12,81	OK
1	1724,28	241,31	2730,93	1802,41	42,47	30x30	45x45	1993,05	14,14	OK
RDC	1885,89	268,77	3046,59	2010,75	44,86	30x30	45x45	2219,65	12,06	OK
S-SOL	2085,74	333,76	3316,40	2219,40	47,13	30x30	50x50	2419,5	13,32	OK

Tableau 2. 8 : choix des sections des poteaux carré des centraux.

• *Vérification de la section à l'ELS :*

$N_{ser} = N_{G1} + N_{Q1} = 243,99\text{kN}$ Avec : $B = a \times b = 900 \text{ cm}^2$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} ; (B = axb)$$

$\sigma_{ser} = 2,35 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

• *Vérification de la section à l'ELU :*

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right]} = 0,66 \cdot N_u$$

$B_r = (a - 0,02)^2 [\text{cm}^2]$

Poteau	Etage	G(KN)	Q(KN)	Nu(KN)	Br(cm ²)	a=b (cm)	Le choix(cm ²)	Observation
Central	11	179,64	21,45	339,04	223,77	14,99	30x30	ok
	10	290,08	64,35	531,57	350,84	18,75	30x30	ok
	9	449,35	93,31	785,20	518,23	22,78	30x30	ok
	8	608,62	119,05	1033,99	682,43	26,14	30x30	ok
	7	767,89	141,57	1277,97	843,46	29,06	30x30	ok
	6	927,16	160,88	1517,11	1001,29	31,66	35x35	ok
	5	1086,43	176,96	1756,26	1159,13	34,07	35x35	ok
	4	1245,7	193,05	1995,08	1316,75	36,31	40x40	ok
	3	1404,97	208,92	2234,55	1474,80	38,42	40x40	ok
	2	1564,24	225,23	2473,69	1632,64	40,43	45x45	ok
	1	1724,28	241,31	2730,93	1802,41	42,47	45x45	ok
	RDC	1885,89	268,77	3046,59	2010,75	44,86	45x45	ok
	Sous-sol	2085,74	333,76	3316,40	2219,40	47,13	50x50	ok

Tableau 2.9 : Choix des sections des poteaux centraux.

b) Vérification de critère de résistance :

$$\frac{Nu}{B} \leq f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

La condition de résistance n'est pas vérifiée pour certains étages, donc il faut corriger les sections des poteaux.

1-2) Poteaux rive :

S = 7.14 m²

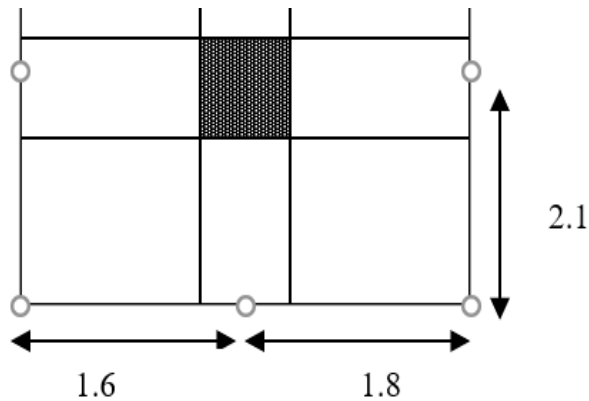


Figure 2.6. : Représentation de la surface reprise par le poteau rive.

c) Calcul des différents poids :

▪ **Poids des poutres**

- Poids des poutres principales : $0,35 \times 0,40 \times 3,4 \times 25 = 11,9$ KN
- Poids des poutres secondaires : $0,30 \times 0,35 \times 2,1 \times 25 = 5,51$ KN.
- Poids des poutres secondaires (s-sol) : $0,30 \times 0,35 \times 2,1 \times 25 = 5,51$ KN.

▪ **Poids de poteaux**

- Poids de poteau des étages courants (2^{ém} à 11^{émé}) :
 $(3,06 - 0,40) \times 25 \times (0,3)^2 = 5,76$ KN.
- Poids de poteau de 1^{er} étage (service) : $(3,4 - 0,40) \times 25 \times (0,3)^2 = 6,53$ KN.
- Poids de poteau RDC (locaux commerciaux) : $(4,08 - 0,40) \times 25 \times (0,3)^2 = 8,1$ KN.
- Poids de poteau de l'étage S-SOUL : $(3,06 - 0,40) \times 25 \times (0,3)^2 = 5,76$ KN.

Niveau Des Planchers	Surcharge	Σ Surcharge	Σ Surcharge (kN/m ²)	Q = $\Sigma \times S$ (kN)
(Terrasse)	Q ₀	$\Sigma_0 = Q_0$	1,5	10,71
N1	Q ₁	$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$	3	32,13
N2	Q ₂	$\Sigma_2 = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$	4,35	46,59
N3	Q ₃	$\Sigma_3 = Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5,55	59,44
N4	Q ₄	$\Sigma_4 = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6,6	70,69
N5	Q ₅	$\Sigma_5 = Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7,5	80,33
N6	Q ₆	$\Sigma_6 = Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_6)$	8,25	88,36
N7	Q ₇	$\Sigma_7 = Q_0 + 0,714 (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_7)$	9	96,39
N8	Q ₈	$\Sigma_8 = Q_0 + 0,687 (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_8)$	9,74	104,32
N9	Q ₉	$\Sigma_8 = Q_0 + 0,667 (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_9)$	10,50	112,46
N10	Q ₁₀	$\Sigma_9 = Q_0 + 0,65 (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_{10})$	11,25	120,49
N11 _(service)	Q ₁₁	$\Sigma_8 = Q_0 + 0,63 (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_{11})$	12,53	134,20
N12 _(locaux)	Q ₁₂	$\Sigma_9 = Q_0 + 0,625 (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_{12})$	15,56	166,65

Tableau 2.10 : Dégression des surcharges

Etages	Niveau	Désignation des éléments	G(KN)
11 ^{eme} 10 ^{eme} 9 ^{eme} 8 ^{eme} 7 ^{me} 6 ^{eme} 5 ^{eme} 4 ^{eme} 3 ^{eme} 2 ^{eme} 1 ^{eme} RDC Sous-sol	N1	Poids du plancher terrasse corps creux Poids des poutres Poids de poteau de l'étage courant L'arcature Total	73,15 20.13 5.76 21.71 = 120,75
	N2	N1 Poids du plancher corps creux Poids des poutres Poids de poteau de l'étage courant Total	120,75 + 62,97 20.13 5.76 = 209,61
	N3	N2 g Total	209,61 + 88,86 = 298,47
	N4	N3 g Total	298,47 + 88,86 =387,33
	N5	N4 g Total	387,33+ 88,86 = 476,19
	N6	N5 g Total	476,19 + 88,86 = 565,05
	N7	N6 g Total	565,05 + 88,86 =653,91
	N8	N7 g Total	653,91 + 88,86 = 742,77
	N9	N8 g Total	742,77+ 88,86 = 831,63
	N10	N9 g Total	831,63+ 88,86 = 920,49
	N11	N10 Poids du plancher corps creux Poids des poutres Poids de poteau de 1 ^{er} étage Total	920,49+ 62,97 20.13 6.53 = 1010,12
	N12	N11 Poids du plancher corps creux Poids des poutres Poids de poteau de RDC Total	1010,12+ 62,97 20.13 8.1 = 1101,32
	N13	N10 Poids du plancher dalle pleine Poids des poutres Poids de poteau de l'étage S.S Total	1101,32+ 81,82 21.97 5.76 = 1210,87

Tableau 2.11 : Descente de charge pour poteau rives.

Niveaux	N _G (kN)	N _Q (kN)	N _u (kN)	Br (cm ²)	a (cm)	RPA (cm ²)	Le choix	N _{ser} (kN)	σ _{ser} (MPa)	OBS
11	120,75	10,71	211,21	139,40	11,83	30x30	30x30	152,88	1,48	OK
10	209,61	32,13	352,86	232,89	15,28	30x30	30x30	256,2	2,48	OK
9	298,47	46,59	492,09	324,78	18,02	30x30	30x30	357,91	3,46	OK
8	387,33	59,44	628,93	415,09	20,39	30x30	30x30	458,02	4,43	OK
7	476,19	70,69	763,35	503,81	22,47	30x30	30x30	556,52	5,38	OK
6	565,05	80,33	895,36	590,74	24,33	30x30	30x30	653,41	6,31	OK
5	653,91	88,36	1027,36	678,06	26,06	30x30	30x30	750,27	7,25	OK
4	742,77	96,39	1159,22	765,09	27,68	30x30	30x30	847,09	8,18	OK
3	831,63	104,32	1291,39	852,32	29,21	30x30	30x30	944,09	9,12	OK
2	920,49	112,46	1423,40	939,44	30,67	30x30	35x35	1040,98	10,06	OK
1	1010,12	120,49	1565,23	1033,05	32,16	30x30	35x35	1144,32	11,06	OK
RDC	1101,32	134,20	1736,76	1146,26	33,88	30x30	35x35	1267,97	12,25	OK
S-SOL	1210,87	166,65	1884,65	1259,13	35,50	30x30	40x40	1392,94	13,49	OK

Tableau 2.12: choix des sections des poteaux carré des Rives.

1-3) Poteaux d'angle :

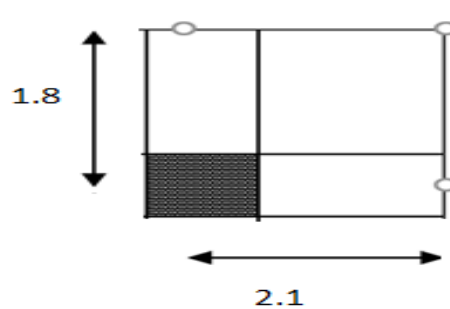


Figure 2.7. : Représentation de la surface reprise par le poteau d'angle.

S = 3.78m² pour 1^{er} à 11^{ème} étage

S = 3.26 m² pour (So-sol=Q= 8,15 et RDC=Q=16,3).

d) Calcul des différents poids :

▪ Poids des poutres

- Poids des poutres principales : $0,35 \times 0,40 \times 1,8 \times 25 = 6,3 \text{KN}$ 1^{er} à 11^{ème} étage
- Poids des poutres secondaires : $0,30 \times 0,35 \times 2,1 \times 25 = 5.51 \text{ KN}$.
- Poids des poutres secondaires (s-sol) : $0,30 \times 0,35 \times 2,1 \times 25 = 5,51 \text{ KN}$.

▪ Poids de poteaux

- Poids de poteau des étages courants (2^{ém} à 11^{émé}) :
 $(3,06-0,40) \times 25 \times (0,3)^2 = 5,98 \text{ KN}$.
- Poids de poteau de 1^{er} étage (service) : $(3,4-0,40) \times 25 \times (0,3)^2 = 6,53 \text{ KN}$.
- Poids de poteau RDC (locaux commerciaux) : $(4,08-0,40) \times 25 \times (0,3)^2 = 8.1 \text{ KN}$.
- Poids de poteau de l'étage S-SOUL : $(3,06-0,40) \times 25 \times (0,3)^2 = 5,76 \text{ KN}$.

Niveau Des Planchers	Surcharge	Σ Surcharge	Σ Surcharge (kN/m ²)	Q = $\Sigma \times S$ (kN)
(Terrasse)	Q ₀	$\Sigma_0=Q_0$	1,5	5,67
N1	Q ₁	$\Sigma_1=Q_0 + Q_1$	3	11,34
N2	Q ₂	$\Sigma_2=Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$	4,35	16,44
N3	Q ₃	$\Sigma_3=Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5,55	20,98
N4	Q ₄	$\Sigma_4=Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6,6	24,95
N5	Q ₅	$\Sigma_5=Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7,5	28,35
N6	Q ₆	$\Sigma_6=Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_6)$	8,25	31,19
N7	Q ₇	$\Sigma_7=Q_0 + 0,714(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_7)$	9	34,02
N8	Q ₈	$\Sigma_8=Q_0 + 0,687(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_8)$	9,74	36,82
N9	Q ₉	$\Sigma_8=Q_0 + 0,667(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_9)$	10,50	39,69
N10	Q ₁₀	$\Sigma_9=Q_0 + 0,65(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_{10})$	11,25	42,53
N11 _(service)	Q ₁₁	$\Sigma_8=Q_0 + 0,63(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_{11})$	12,53	47,36
N12 _(locaux)	Q ₁₂	$\Sigma_9=Q_0 + 0,625(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_{12})$	15,56	50,73

Tableau 2.13 : Dégression des surcharges.

Etages	Niveau	Désignation des éléments	G(KN)
11 ^{eme} 10 ^{eme} 9 ^{eme} 8 ^{eme} 7 ^{me} 6 ^{eme} 5 ^{eme} 4 ^{eme} 3 ^{eme} 2 ^{eme} 1 ^{eme} RDC Sous-sol	N1	Poids du plancher terrasse corps creux Poids des poutres Poids de poteau de l'étage courant L'arcature Total	38,73 13.13 5.76 11.49 = 69,11
	N2	N1 Poids du plancher corps creux Poids des poutres Poids de poteau de l'étage courant Total	69,11 + 33,34 13.13 5.76 = 121,34
	N3	N2 g Total	121,34+ 52,23 = 173,57
	N4	N3 g Total	173,57+ 52,23 =225,8
	N5	N4 g Total	225,8 + 52,23 = 278,03
	N6	N5 g Total	278,03+ 52,23 = 330,26
	N7	N6 g Total	330,26 + 52,23 = 382,49
	N8	N7 g Total	382,49+ 52,23 = 434,72
	N9	N8 g Total	434,72+ 52,23 = 486,95
	N10	N9 g Total	486,95+ 52,23 = 539,18
	N11	N10 Poids du plancher corps creux Poids des poutres Poids de poteau de 1 ^{er} étage Total	539,18+ 33,34 13.13 6.53 = 592,18
	N12	N11 Poids du plancher corps creux Poids des poutres Poids de poteau de RDC Total	592,18 + 95,84 13.13 8.1 = 709,25
	N13	N10 Poids du plancher dalle pleine Poids des poutres Poids de poteau de l'étage S.S Total	709,25 + 62,27 14.97 5.76 = 792,25

Tableau 2.14 : Descente de charge pour poteau rive.

Nive- aux	N_G (kN)	N_Q (kN)	N_u (kN)	Br (cm ²)	a (cm)	RPA (cm ²)	Le choix	N_{ser} (kN)	σ_{ser} (MPa)	OBS
11	69,11	5,67	110,31	72,80	8,55	30x30	30x30	80,45	0,78	OK
10	121,34	11,34	188,47	124,39	11,17	30x30	30x30	137,78	1,33	OK
9	173,57	16,44	265,79	175,42	13,26	30x30	30x30	194,55	1,88	OK
8	225,8	20,98	342,26	225,89	15,05	30x30	30x30	250,75	2,42	OK
7	278,03	24,95	417,87	275,79	16,63	30x30	30x30	306,38	2,96	OK
6	330,26	28,35	492,64	325,14	18,03	30x30	30x30	361,45	3,49	OK
5	382,49	31,19	567,39	374,48	19,37	30x30	30x30	416,51	4,02	OK
4	434,72	34,02	642,10	423,79	20,61	30x30	30x30	471,54	4,56	OK
3	486,95	36,82	716,92	473,17	21,77	30x30	30x30	526,64	5,09	OK
2	539,18	39,69	791,69	522,52	22,88	30x30	30x30	581,71	5,62	OK
1	592,18	42,53	870,48	574,52	23,99	30x30	30x30	639,54	6,18	OK
RDC	709,25	47,36	1033,58	682,16	26,14	30x30	30x30	759,98	7,34	OK
S-SOL	792,25	50,73	1145,63	760,76	27,60	30x30	30x30	842,98	8,19	OK

Tableau 2. 15 : choix des sections des poteaux carré d'angle.

1) VERIFICATION DE LA SECTION IMPOSEE PAR LE RPA99 VERSION 2003 :

L'article 7.4.1 de RPA99 exige :

Pour la zone III on a :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \Rightarrow \text{Min}(35, 35) \geq 30 \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée**
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20 \Rightarrow \text{Min}(35, 35) = 35 \geq 3 / 20 = 15 \dots$ **Condition vérifiée**
- $1/4 < b_1 / h_1 < 4 \Rightarrow 1/4 < (35 / 35) = 1 < 4 \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée**

Toutes ces conditions sont vérifiées.

Pour 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 « RPA 99 ».

Etages	Sections rectangulaires (a x b) cm ²
P.11	30x30
P.10	30x30
P.9	30x30
P.8	30x30
P.7	30x30
P.6	35x35
P.5	35x35
P.4	40x40
P.3	40x40
P.2	45x45
P.1	45x45
P.RDC	45x45
P.SS1	50x50

Tableau 2.16 : Section des poteaux carrés

II.6. PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES :

II.6.1. INTRODUCTION :

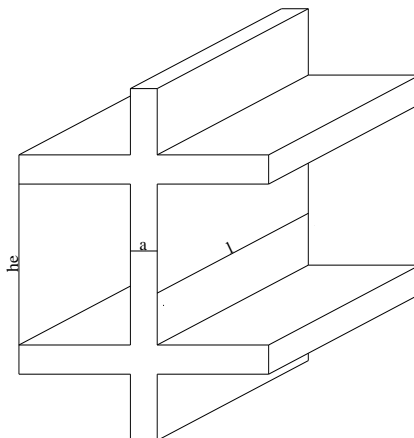
Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $l \geq 4a$.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

l: Longueur du voile.

a: Epaisseur du voile.



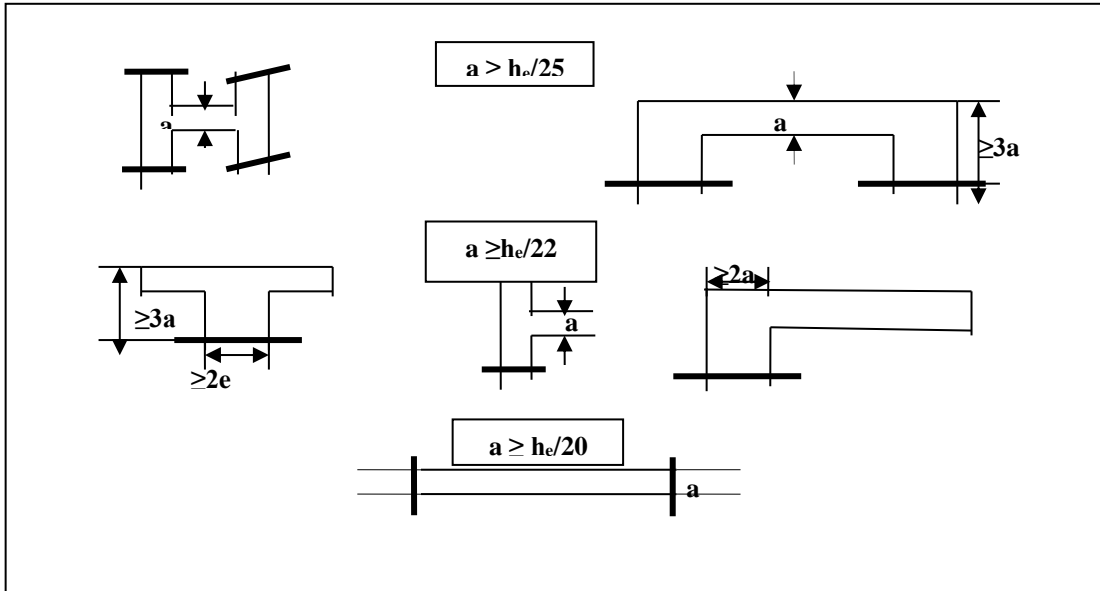


Figure 2.8. : Coupes de voiles en plan pour différents cas.

II.6.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES :

$a \geq (h_e/25, h_e/22, h_e/20)$.

Dans Notre cas: $a \geq \max (15\text{cm}; h_e/20)$

✚ Pour 2^{ème} étage à 11^{ème} étage courant : $h_e = (3,06-0,40) \text{ m} \rightarrow h_e = 2,66 \text{ m}$

$a \geq \max (15\text{cm}; 256/20) \Rightarrow a \geq 13,3 \text{ cm}$

✚ Pour le 1^{er} étage : $h_e = (3,40-0,40) \text{ m} \rightarrow h_e = 3 \text{ m}$

$a \geq \max (15\text{cm}; 300/20) \Rightarrow a \geq 15 \text{ cm}$

✚ Pour le RDC : $h_e = (4,08-0,40) \text{ m} \rightarrow h_e = 3.68 \text{ m}$

$a \geq \max (15\text{cm}; 368/20) \Rightarrow a \geq 18,40 \text{ cm}$

✚ Pour le sous-sol : $h_e = (3,06-0,40) \text{ m} \rightarrow h_e = 2,66 \text{ m}$

$a \geq \max (15\text{cm}; 266/20) \Rightarrow e \geq 13,3 \text{ cm}$

$e \geq \max (13,33 ; 18,40) \text{ cm}$.

Donc On adopte l'épaisseur des voiles : **e= 20cm** sur toute la hauteur de la structure

- **Conclusion :**

Dans ce chapitre nous avons calculés les différents prés dimension des éléments de la structure afin d'entamé la modélisation et ensuite calcul du ferrailage de l'ouvrage.

CHAPITRE III

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

CHAPITRE III : calcul des éléments secondaires à l'état statique

III .1. ACROTÈRE :

III .1.1. INTRODUCTION :

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encadrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse, d'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante, ou bien due à l'effet du séisme.

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

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

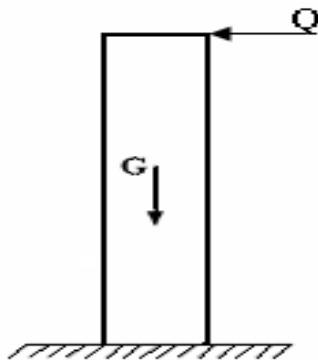


Figure 3.2: Sollicitations.

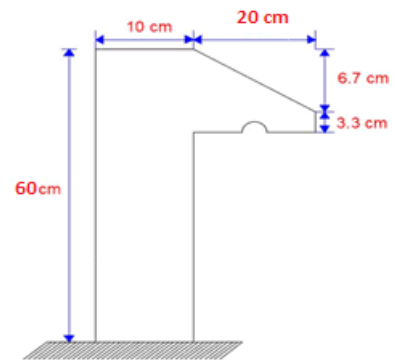


Figure 3.1: Acrotère.

III .1.2. EVALUATION DES CHARGES :

1/Charges permanentes :

- Surface de l'acrotère :

$$S = [(0,1 \times 0,6) + (0,067 \times 0,20/2) + (0,033 \times 0,20)] = 0,073m^2$$

- Poids propre de l'acrotère :

$$G1 = \rho_b \times S = 25 \times 0,073 = 1,83 \text{ kN/ml}$$

- Revêtement en ciment (e=5 cm ; $\rho=17\text{kN/m}^3$) :

$$G2 = \rho_{ci} \times e \times P_{cme} = 5 \times 0,015 \times 0,6 \times 17 = 0,77 \text{ kN/ml}$$

$$\underline{\underline{G=2,77\text{kN/ml}}}$$

2/Charge d'exploitation :

- $Q_M=1,5kN/ml$ (main courante)
- **des forces horizontales : (F_p)**

L'acrotère doit être vérifié sous l'action d'un effort sismique F_p appliqué à sa partie supérieure.

Si $F_p > 1,5 Q$; on va utiliser cette force pour déterminer les efforts qui seront utilisés pour le calcul des armatures :

On a:

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots\dots\dots \text{« RPA99 version 2003 »}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau pour la zone et le groupe d'usage appropriés ; Zone III et groupe 2.....[**A=0,25**].

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

W_p: Poids de l'acrotère =2,77kN.

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,77 = 2,22 \text{ kN.}$$

$$Q_u = \text{Max} (1,5Q_M ; F_p).$$

$$\left. \begin{array}{l} F_p = 2,22 \text{ kN} \\ 1,5Q = 2,25 \text{ kN} \end{array} \right\} \Rightarrow Q_u = 2,25 \text{ kN}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur :

$$G = 2,77 \text{ kN/ml et } Q = 2,25 \text{ kN/ml}$$

III .1.3. CALCUL DES EFFORTS :

Pour une bande de 1m de largeur :

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

➤ **Etat limite ultime :**

$N_u = 1,35. G$	$N_u = 3,74 \text{ kN}$
$M_u = 1,5. F_p.h$	$M_u = 2 \text{ kN.m}$
$T_u = 1,5. FP$	$T_u = 3,33 \text{ kN}$

➤ État limite de service :

$N_{ser} = G$	$N_{ser} = 2,77 \text{ kN}$
$M_{ser} = F_P \cdot h$	$M_{ser} = 1,33 \text{ kN.m}$
$T_{ser} = F_P$	$T_{ser} = 2,22 \text{ kN}$

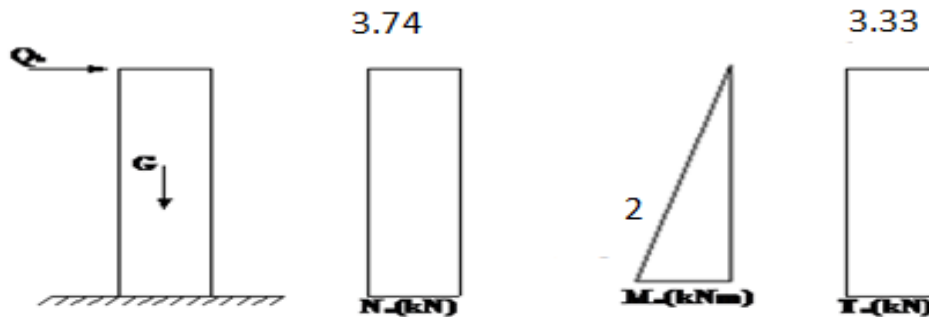
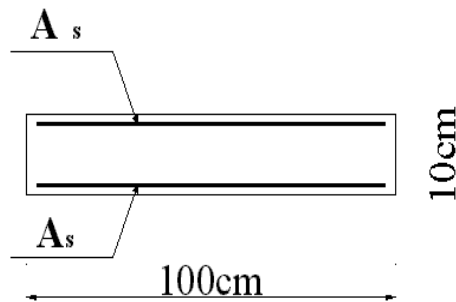


Figure 3.3 : Diagramme des efforts à l'ELU.

III .1.4. FERRAILLAGE DE L'ACROTÈRE :

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



a. Calcul de l'excentricité :

Avec :

$$e = e_1 + e_a$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 = M_u / N_u \\ e_a = \max(2\text{cm}; l/250) = 2\text{cm} \end{array} \right.$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2}{3,74} = 53,48 \text{ cm}$$

$$e_a = \max(2\text{cm}; 0,4\text{cm})$$

$$e_{tot} = e_1 + e_a = 53,48 + 2 \rightarrow e_{tot} = 55,48 \text{ cm}$$

➤ D'après l'organigramme de calcul d'une section rectangulaire en flexion composée à l'état limite ultime « BAEL 91 modifiée 99 » :

ψ_1 : coefficient de remplissage.

➤ Calcul ψ_1 :

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b \cdot h \cdot f_{bu}} = \frac{3,74 \times 10^3}{1000 \times 100 \times 14,17} \dots \Rightarrow \psi_1 = 0,00264 < 0,81 \text{ domaine I}$$

On lit la valeur de l'excentricité critique relative ξ .

$$\xi = f(\psi_1) \Rightarrow \xi < \frac{2}{3} \Rightarrow \xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} = \frac{1 + \sqrt{9 - 12(0,00264)}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12(0,00264)})} \dots \Rightarrow \xi = 0,166$$

➤ Calcul e_{NC} :

$$e_{NC} = \xi \times h = 0,166 \times 0,1 = 0,017m$$

$$e_{tot} = 0,55m > e_{NC} = 0,017m$$

$e > e_{NC} \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée (SPC)

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

b. Calcul du moment fictif « M_f » :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 2,11 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2\sigma_{bc}} = 0,018$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,023$$

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

$$\mu = 0,016 < 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10\% \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 348MPa$$

➤ $A_s = f(M_f) A_{sf} = \frac{M_f}{Z \times \sigma_s} = 67,97 \text{ mm}^2 = 0,68 \text{ cm}^2$

➤ $A_{s1} = A'_s = 0$

➤ $A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 57,22 \text{ mm}^2$

Donc : $\begin{cases} AS1 = 0 \text{ cm}^2 \\ AS2 = 0,57 \text{ cm}^2 \end{cases}$

III .1.5. VÉRIFICATION DE LA SECTION D'ACIER SELON « BAEI91MODIFIÉ 99 » :

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

$$A_s^{min} \geq \text{MAX} \left\{ \frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times d \right.$$

Avec :

$$f_{t28}=2,1\text{MPa} ; f_e=400\text{MPa} ; b=100\text{cm} ; d=10 - 2=8\text{cm}$$

$$A_s^{min} \geq \text{MAX}\{1 \text{ cm}^2 ; 0,97 \text{ cm}^2\} = 1 \text{ cm}^2$$

Donc : on opte finalement pour **4T8=2,01cm²**

$$\text{Avec un espacement } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

III .1.6. ARMATURES DE RÉPARTITIONS :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,503 \text{ cm}^2$$

On choisit **4T6=1,13cm²** avec un espacement $S_t = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}$

III .1.7. VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT :

Il faut vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{3,33 \times 10^3}{1000 \times 80} < \tau_u = \text{Min}(2,5 ; 4\text{MPa})$$

$$\tau_u = 0,042 \text{ MPa} < \tau_u = 2,5\text{MPa} \dots \dots \text{vérifiée.}$$

III .1.8. VÉRIFICATION À L'E.L. S :

Il faut vérifiée que : $\sigma_{bc}^{max} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ avec $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$.

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1,33}{2,77} = 48,01 \text{ cm}$$

Vérification de : $\frac{h}{6} < e_{ser}$

$$\frac{h}{6} = \frac{0,1}{6} = 0,017\text{m} < e_{ser} = 0,48\text{m} \Rightarrow \text{la section est partiellement comprimé SPC}$$

➤ Position de l'axe neutre :

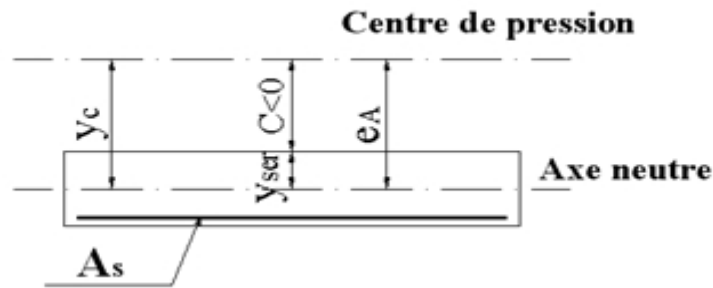


Figure 3.4 : Position de l'axe neutre.

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée. $d = 8 \text{ cm}$

$$C = e - \frac{h}{2}$$

Avec : $e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 51,01 \text{ cm} \Rightarrow C = 46,01 \text{ cm} \dots\dots\dots (C > 0)$

$$y_{ser} = y_c - C$$

D'après le « BAEL91 modifiée 99 » on doit résoudre l'équation suivante :

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

Avec :

$$\begin{cases} p = -3c^2 + 90(c + c1) \frac{A'_s}{b} + 90(c + d) \frac{A_s}{b} = -6268,12 \\ et \\ q = 2c^3 - 90(c + c1)^2 \frac{A'_s}{b} - 90(c + d)^2 \frac{A_s}{b} = 190335,86 \end{cases}$$

La solution de l'équation du 3^{ème} degré est obtenue par :

$$\Delta = q^2 + 4 \times \left(\frac{(p)^3}{27}\right) = -256738134,3 < 0$$

$$\phi = \text{Arc cos} \left(\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} \right) \dots\dots\dots \phi = 0,14^\circ$$

$$y_c = -2 \sqrt{\frac{-p}{3}} \cos \left(\frac{\phi}{3} + \frac{2\pi}{3} \right) = 49,35$$

$$y_1 = y_c - c = 49,35 - 46,01 = 3,34 \text{ cm}$$

La solution qui convient c'est : $y_c = 49.35 \text{ cm}$

Car : $0 \leq y_{ser} \leq d$

$$Y_{ser} = 49,35 - 46,01 \dots\dots\dots y_{ser1} = 3,34 \text{ cm}$$

Donc : $y_{ser} = 3,34 \text{ cm}$; $y_c = 49,35 \text{ cm}$

✚ Calcul du moment d'inertie :

Le moment d'inertie de la section homogène réduit est :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n[A_s(d - y_{ser})^2 + A'_s(y_{ser} - c')^2] = \frac{100}{3} (3,34)^3 + 15[1,70(8 - 3,34)^2] ;$$

$n=15$ et $A'_s=0$. $\Rightarrow I = 1795,74 \text{ cm}^4$

III .1.9. VERIFICATION DES CONTRAINTES :

a. Contrainte du béton :

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

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2,77 \times 1000 \times 49,35 \times 10}{1795,34 \times 10000} \right) \times 33,4 = 2,5 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$= 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

Contrainte de l'acier :

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

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

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

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min}(266,67 ; \text{Max}(200 ; 201,63)) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 52,25 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 15,02 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Donc le ferrailage de l'acrotère est le suivant :

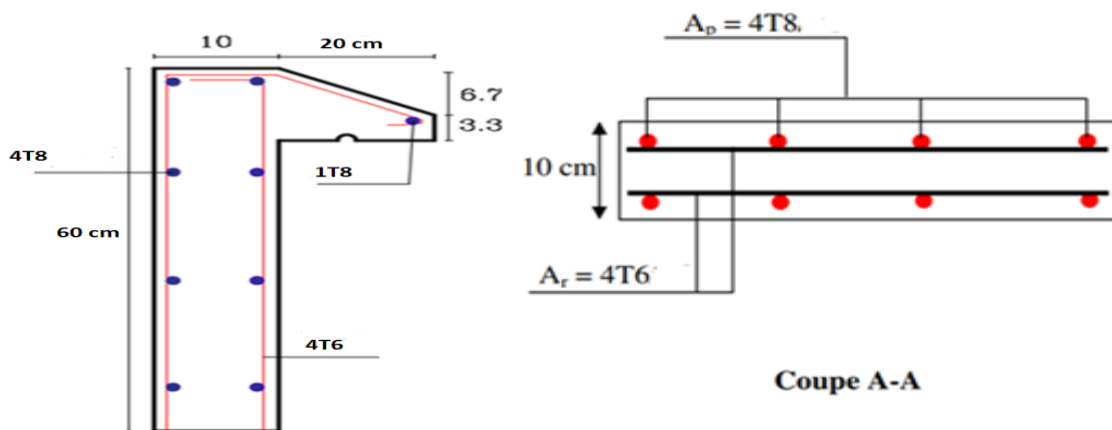


Figure 3.5 : Ferrailage de l'acrotère.

III .2. ETUDE DES PLANCHERS :

III .2.1. INTRODUCTION :

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

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

III .2.2. PLANCHER EN CORPS CREUX :

Ce type de planchers est constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension (20x20x65) cm³ avec une dalle de compression de 5cm d'épaisseur.

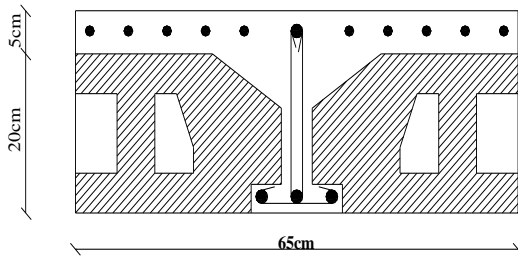


Figure 3.6 : Plancher en corps creux.

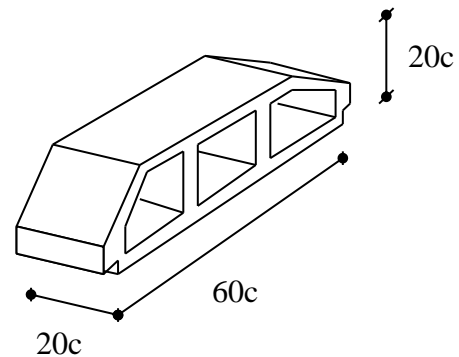


Figure 3.7 : Corps creux.

a. Etude des poutrelles :

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

🚧 Dimensions de la poutrelle :

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{370}{25} \leq h \leq \frac{370}{20}$$

$$\Rightarrow 14,8 \leq h \leq 18,5 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} h = 16 \text{ cm} & ; & h_0 = 4 \text{ cm} \\ b = 65 \text{ cm} & ; & b_0 = 12 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\Rightarrow c = \frac{b - b_0}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

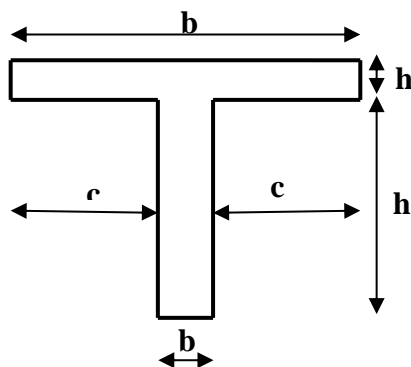


Figure 3.8: dimensions de la poutrelle.

b. CALCUL DES POUTRELLES :

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- ✚ Avant le coulage de la dalle de compression.
- ✚ Après le coulage de la table de compression.

b.1) 1^{ère} étape de calcul (avant coulage) :

Avant coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyés et elle supporte :

- ✚ Son poids propre
- ✚ Le corps creux
- ✚ La surcharge due à l'ouvrier qui travaille $Q=1\text{KN/m}^2$

b.1.1. Evaluation des charges et surcharge :

- **Charges permanentes :**

- poids propre de la poutrelle : $0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ kN/m}$
- poids propre du corps creux : $0,65 \times 0,2 \times 14 = 1,82 \text{ kN/m}$

$$G_T = 1,94 \text{ kN/m}$$

- **Charge d'exploitation :**

- plancher terrasse : $Q = 0,65 \times 1 = 0,65 \text{ kN/m}$

b.1.2 Sollicitation :

- **ELU :** $1,35G + 1,5Q$
- **ELS :** $G + Q$

On a : $L_{\max} = 3,70\text{m}$

Plancher terrasse :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 3,60 \text{ kN/ml}$$

$$q_s = G + Q = 2,59 \text{ kN/m}$$

$$M_u = \frac{3,60 \times 3,70^2}{8} = 6,16 \text{ kN.m}$$

$$M_s = \frac{2,59 \times 3,70^2}{8} = 4,43 \text{ kN.m}$$

b.1.3. Ferrailage :

La poutrelle travaille en flexion simple, et les dimensions sont :

$$h = 4 \text{ cm} ; b = 12 \text{ cm} ; d = 0,9.h = 18 \text{ cm} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{6.16 \times 10^6}{120 \times 180^2 \times 14,17} = 0,11 < 0,392 \Rightarrow A_s' = 0.$$

Donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

b.2) 2^{ème} Etape de calcul (après coulage) :

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme une poutre en «Te"»

b = 65cm; b₀ = 12cm; h₀ = 4cm; h = 16 cm; h_t = 20cm; d = 0,9 h_t = 18cm.

b.2.1. Evaluation des charges :

	Plancher terrasse	Plancher courant d'habitation	Plancher 1 ^{er} étage	Plancher RDC
G	G=6,83x0,65=4,44 kN/ml	G=5.88x0.65=3,82 kN/ml	G=5.88x0.65=3,82 kN/ml	G=5.88x0.65=3,82 kN/ml
Q	Q=1,5x0,65=0,98 kN/ml	Q=1.5x0.65=0,98 kN/ml	Q=2,5x0.65=1,63 kN/ml	Q=5x0.65=3,25 kN/ml

b.2.2. Charges sollicitant les poutrelles :

	Plancher terrasse	Plancher courant d'habitation	Plancher 1 ^{er} étage	Plancher RDC
ELU q _u = 1,35G + 1,5 Q	q _u = 7,64 kN/ml	q _u = 6,63 kN/ml	q _u = 7,60 kN/ml	q _u = 10,03 kN/ml
ELS q _s = (G + Q)	q _s = 5,42 kN/ml	q _s = 4,8 kN/ml	q _s = 5,45 kN/ml	q _s = 7,07 kN/ml

Conclusion :

Plancher RDC (le cas le plus sollicité) :

$$\left\{ \begin{array}{l} G=10,03\text{kN/ml} \\ Q=7,07\text{kN/ml} \end{array} \right.$$

✚ 1^{er} TYPE : poutrelle à 5 travées :



Figure3.9 : Schéma statique de la poutrelle à sept travées.

c. choix de la méthode de calcul :

c.1. Méthode de forfaitaire :

Cette méthode est applicable si les quatre hypothèses es suivantes sont vérifiées :

- 1) $Q \leq \max (2G ; 5 \text{ kN/m}^2)$
- 2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.
- 3) Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier : $0,8 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25$
- 4) Fissuration peu nuisible.

✚ **Exposé de la méthode :**

- $\alpha = \frac{Q}{G + Q}$
- $M_t \geq \text{Max}\{1,05M_0; (1 + 0,3\alpha)M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$
- $M_t \geq \begin{cases} (1 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travéeint e rmédai re} \\ (1,2 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travéederive} \end{cases}$

Avec :

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

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

M_t : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

✚ **Moment sur appuis :**

- $M=0,2M_0 \dots\dots\dots \text{appuis de rive}$
- $M=0,6M_0 \dots\dots\dots \text{pour une poutre à deux travées}$
- $M=0,5M_0 \dots\dots\dots \text{pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travées}$

- $M=0,4M_0$pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées

c.2. Méthode de CAQUOT :

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

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

✚ Exposé de la méthode :

- **Moment sur appuis :**

* $M_a = 0,15M_0$Appuis de rives

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

Avec : $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

- **Moment en travée :**

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

Avec :

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

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

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

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

On calcul, de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives « l'_w » à gauche et « l'_e » à droite, avec :

$l'=l$pour une travée de rive

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

Où « l » représente la portée de la travée libre.

- ***Effort tranchant :**

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql_w}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l_w} \\ T_e = -\left(\frac{ql_w}{2} + \frac{M_e}{l_w}\right) \end{cases}$$

Avec :

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

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

Application de la méthode forfaitaire :

$$1) Q = 5 \text{ kN/m}^2 < \begin{cases} 5 \text{ kN/m}^2 \\ 2G = 7,64 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \end{cases}$$

2) Les moments d'inerties des sections transversales sont différents dans les travées.....
condition non vérifiée.

$$3) \frac{L_n}{L_{n+1}} = \left(\frac{4,2}{3,7} = 1,2 ; \frac{3,7}{2,8} = 1,32 ; \frac{2,8}{3,7} = 0,76 ; \frac{3,7}{4,2} = 0,88 \right)$$

⇒ $0,8 < 1,32 < 1,25 \dots\dots\dots$ condition non vérifiée

4) La fissuration est peu nuisible.

⇒ La méthode forfaitaire n'est pas applicable car le 2^{ème} et la 3^{ème} condition n'est pas vérifié

Alors, on utilise la méthode de **CAQUOT**.

Les efforts obtenus ainsi que les diagrammes des efforts sont présentés dans les tableaux qui

$$\text{Suivent : } \begin{cases} q_u = 10,03 \text{ kN/ml} \\ q_{ser} = 7,07 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

Appui	Moment sur appuis (kNm)		Travée	Portée réelle (m)	Portée fictive (m)	Moment en travée (kNm)		Effort tranchant (kN)			
	ELU	ELS				ELU	ELS	ELU		ELS	
								T_w	T_e	T_w	T_e
1	3,12	2,34	1-2	4,20	4,20	16,53	11,73	16,40	-17,14	11,53	-10,93
2	-16,48	-11,62	2-3	3,70	2,96	4,94	8,46	17,56	-11,99	13,17	-7,61
3	-8,44	-5,95	3-4	2,80	2,24	1,39	0,98	11,23	-7,46	7,92	-4,15
4	-8,44	-5,95	4-5	3,7	2,96	4,94	8,46	17,56	-11,99	13,17	-7,61
5	-16,48	-11,62	5-6	4,20	4,20	16,53	11,73	16,40	-17,14	11,53	-10,93
6	3,12	2,34									

Tableau 3.1 : Calcul des efforts internes des poutrelles à 4 travées.

2^{ème} TYPE : poutrelle à trois travées :

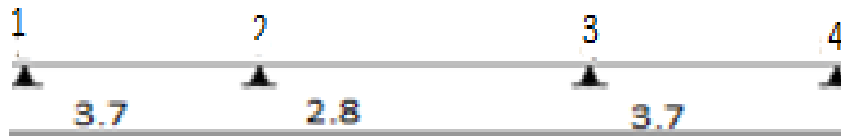


Figure.3.10 : Schéma statique de la poutrelle à trois travées.

Appu i	Moment sur appuis (kNm)		Tra - vée	Porté e réelle (m)	Porté e fictiv e (m)	Moment en travée (kNm)		Effort tranchant (kN)			
	ELU	ELS				ELU	ELS	ELU		ELS	
								T _w	T _e	T _w	T _e
1	2,57	1,81	1-2	3,7	3,7	13,08	9,21	14,52	-15,20	9,05	-9,74
2	-12,36	-8,71	2-3	2,8	2,24	6,36	3,57	17,89	-12,37	14,56	-9,06
3	2,57	1,81	3-4	3,7	3,7	13,08	9,21	14,52	-15,20	9,05	-9,74
4	2,57	1,81									

Tableau 3.2 : Calcul des efforts internes des poutrelles à 3 travées.

➤ Calcul des moments :

Avec :

-Moment en travée : $M_t=0,85M_0$

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

$$E.L.U : M_0 = \frac{q \times l^2}{8} = 17,16 \text{ KNm}$$

$$E.L.S : M_0 = \frac{ql^2}{8} = 12,09 \text{ KNm}$$

$$\begin{cases} M_{trvu} = 14,58 \text{ KNm} \\ M_{trvser} = 10,28 \text{ KNm} \end{cases} \quad \begin{cases} M_{appu} = 3,43 \text{ KNm} \\ M_{appser} = 2,42 \text{ KNm} \end{cases}$$

d. Calcul du ferrailage :

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

$$E.L.U : \begin{cases} M_{trv} - \max = 16,53 \text{ kNm} \\ M_{apu} - \max = 16,48 \text{ kNm} \\ T_{u\max} = 17,89 \text{ kN} \end{cases}$$

$$E.L.S : \begin{cases} M_{trv} - \max = 11,73 \text{ kNm} \\ M_{apu} - \max = 11,62 \text{ kNm} \end{cases}$$

b.1. Ferrailage en travée :

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

Le calcul des sections en forme de « T » s’effectue différemment selon que l’axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

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

$$M_{tab} = b \cdot h_0 \cdot \sigma_{bc} \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 92,105 \text{ kNm}$$

On a : $M_{tu} < M_{trvab}$

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

Comme le béton tendu n’intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table « b ».

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

D’après l’organigramme donnant le ferrailage d’une section soumise à la flexion, on aura :

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{16,53 \cdot 10^6}{(650)(225)^2(14,17)} \dots \dots \dots \Rightarrow \mu = 0,0354$$

$$\mu = 0,0354 < \mu_r = 0,391 \Rightarrow A'_s = 0 \text{ (pas d’armature comprimé).}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,0354)}) \dots \dots \Rightarrow \alpha = 0,045$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 225(1 - 0,4(0,045)) \dots \dots \dots \Rightarrow Z = 22,09 \text{ cm}$$

$$A_{sf} = \frac{M_{tU}}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{16,53 \cdot 10^6}{(220,9)(348)} \dots \Rightarrow A_{sf} = 2,15 \text{ cm}^2$$

b.1.1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s^{min} \geq 0,23(650) \cdot (225) \frac{2,1}{400} = 1,77 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} \{1,77 \text{ cm}^2 ; 2,15 \text{ cm}^2\} = 2,15 \text{ cm}^2$$

Choix : **3T10** ($A_s = 2,36 \text{ cm}^2$).

b.2. Ferrailage sur appuis :

On a : $M_{au}^{max} = 16,48 \text{ kNm}$

$$M_{tab} = 650 \times (50) \times (14,17) \times \left(225 - \frac{50}{2}\right) = 92,105 \text{ kNm}$$

$$M_{au}^{max} = 16,48 \text{ kNm} < M_{tab} = 92,105 \text{ kNm}$$

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

*** Calcul des sections d'armatures sur appuis :**

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{16,48 \cdot 10^6}{(120)(225)^2(14,17)} \dots \Rightarrow \mu = 0,191$$

$$\mu = 0,191 < \mu_r = 0,391 \Rightarrow A'_s = 0 \text{ (pas d'armature comprimé)}.$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,191)}) \dots \Rightarrow \alpha = 0,267$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 225(1 - 0,4(0,267)) \dots \Rightarrow Z = 20,10 \text{ cm}$$

$$A_{sf} = \frac{M_{tU}}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{16,48 \times 10^6}{(201)(348)} \dots \Rightarrow A_{sf} = 2,36 \text{ cm}^2$$

b.2.1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{min} \geq 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s^{min} \geq 0,23 \cdot (120) \cdot (225) \cdot \frac{2,1}{400} = 0,33 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,36 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 0,33 \text{ cm}^2$$

Choix : 2T12 (As=3,39cm²)

e. Vérifications :

e.1. Effort tranchant :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{max} = 17,89 \text{ kN}$.

On doit Vérifiée que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 \cdot \bar{d}_u} = 0,66 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Au voisinage des appuis :

- Appuis de rives :
- Vérification de la compression du béton :

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9 \times b_0 \times d} \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $T_u = 17,56 \text{ kN}$ (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{17,56 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 225} = 0,723 \text{ MPa} < 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s = 3,39 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{348} = 0,32 \text{ cm}^2$$

- Appuis intermédiaires :
- Vérification de la contrainte de compression :

$$\begin{aligned} \sigma_b &= \frac{T_u^{max}}{0,9 \times b_0 \times d} = \frac{17,89 \cdot 1000}{0,9 \times 120 \times 225} = 0,74 \text{ MPa} < 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \\ &= 6,67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{aligned}$$

- *Vérification des armatures longitudinales :*

$$A_s = 3,39 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u^{max} - \frac{M_{ua}}{0,9.d}}{\sigma_s} = -1,82 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

e.2. Vérification à l’E.L. S :

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l’état de l’ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l’état de compression du béton.

e.3. Vérification des contraintes du béton :

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot Y$$

D’après l’organigramme de la vérification d’une section rectangulaire à l’ELS,

On doit Vérifiée que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Détermination de l’axe neutre :

On suppose que l’axe neutre se trouve dans la table de compression :

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

Avec :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15 ; b = 65 \text{ cm (travée)} ; b_0 = 12 \text{ cm (appuis)} ; c = c' = 3 \text{ cm}$$

y : Est solution de l’équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d’inertie :

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

Si $y < h_0 \Rightarrow$ l’hypothèse est vérifiée

- Si $y > h_0 \Rightarrow$ la distance « y » et le moment d’inertie « I » se Calculent par les formules qui suivent :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot Y$$

	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	Vérification
Travée	11,73	2,36	1,77	6,42	14829,25	5,07	Vérifiée
Appuis	11,62	3,39	0,33	6,71	19135,54	4,07	Vérifiée

Tableau 3.3 : Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS.

e.4. Vérification de la flèche :

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

Les conditions à vérifier :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Avec :

h = 25 cm; b₀ = 12 cm; d = 22,5 cm; L = 3,7 m; M_{tser} = 12,09 kNm; M₀ = 17,16kNm ;
 A_s = 3,39 cm² ; f_e = 400 MPa.

Alors :

- ✓ $\frac{h}{L} = 0,0680 > 0,0625 \dots \dots \dots$ vérifiée
- ✓ $\frac{A_s}{b_0 d} = 0,013 > 0,011 \dots \dots \dots$ non vérifiée
- ✓ $\frac{h}{L} = 0,0680 < 0,071 \dots \dots \dots$ non vérifiée

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

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

Tel que : $f_{max} < \frac{l_{max}(cm)}{500}$ Si la portée $L \leq 5m$.

$$\bar{f} = \frac{420}{500} = 0,84cm \quad (L < 5m)$$

f_i: La flèche due aux charges instantanées.

f_v: La flèche due aux charges de longues durée.

- **Position de l'axe neutre « yI » :**

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

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

$$I = \frac{b - y^3}{3} - \frac{(b - b_0)}{3} \times (y - h_0)^3 + 15.A_s \times (d - y)^2$$

- **Moment d’inertie de la section totale homogène « I₀ » :**

Calcul des moments d’inerties fictifs :

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

Avec :

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

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

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

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

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

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

M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y ₁ (cm)	δ	σ _s (MPa)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
12,09	3,39	6,71	0,0125	158,51	3,28	1,31	0,633	19135,54	6842,47	1046,98

Tableau 3.4 : Récapitulatif du calcul de la flèche

- **Calcul des modules de déformation :**

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164,20 \text{ MPa} \quad ; \quad E_v = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa}$$

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

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 0,075 \text{ cm} \quad \quad L = 3,70 \text{ m}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser}l^2}{10E_vI_{fv}} = 1,47\text{ cm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,72\text{ cm} < \bar{f} = 0,84\text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

d. Calcul des armatures transversales et l'espacement :

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

* « BAEI 91 modifié 99 » :

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

* « RPA 99 modifié en 2003 » :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ \bullet S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\varphi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zonenodale} \\ \bullet S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zonécourante} \end{array} \right.$$

Avec :

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

Ø_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

Ø_l ≤ Min(0,6cm ; 1cm ; 1,2cm) = 0,6cm On adopte : Ø_l = 6mm

Selon le « RPA 99 modifié en 2003 » :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \\ \bullet S_t \leq 6,25\text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zonenodale} \\ \bullet S_t \leq 12,50\text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zonécourante} \end{array} \right.$$

Choix des armatures :

On adopte : A_t = 2Ø8 = 1,01 cm²

Choix des espacements :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,045 \Rightarrow S_t \leq 22,44\text{ cm}$$

Donc: $\begin{cases} S_t = 5cm \dots\dots\dots Zonenodale \\ S_t = 10cm \dots\dots\dots Zonecourante \end{cases}$

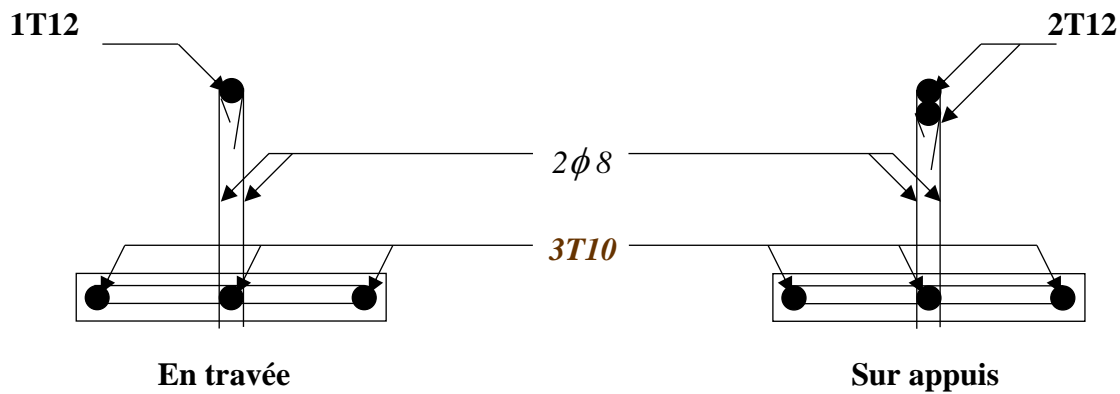


Figure 3.11 : Ferrailage des poutrelles

f. Ferrailage de la dalle de compression :

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

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

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

Avec :

L_1 : Distance entre axes des poutrelles ($L_1=65cm$)

A_1 : Armatures perpendiculaires aux poutrelles (AP)

A_2 : Armatures parallèles aux poutrelles (AR)

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

$f_e = 520 MPa$ (quadrillage de TS. TIE520 $\rightarrow \varnothing \leq 6mm$)

On a : $L = 65cm$

Donc on obtient : $A_1 = 0,5 \text{ cm}^2/ml$

On prend :

$$6T6 = 1,70 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{100}{6} = 16.6 = 17cm$$

Armatures de répartitions :

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,25$$

Soit : **6T6 = 1,70 cm² → S_t = 17 cm**

Conclusion :

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudé $\Phi = 6 \text{ mm}$ dont la dimension des mailles est égale à **17 cm** suivant les deux sens.

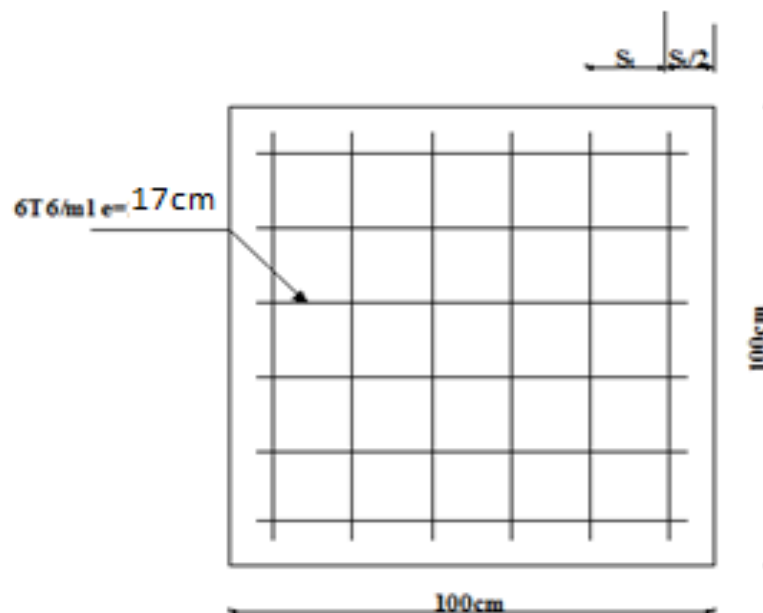


Figure 3.12 : Disposition constructive des armatures de la table de compression.

III .2.3. PLANCHER EN DALLE PLEINE :

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

Dans notre structure, on a des dalles pleines sous forme rectangulaire qui repose sur quatre appuis, pour le calcul on choisit la dalle la plus sollicitée.

III .2.3.1. EVALUATION DES CHARGES :

On fait le calcul pour le panneau le plus sollicité ayant des dimensions plus grandes que les autres panneaux.

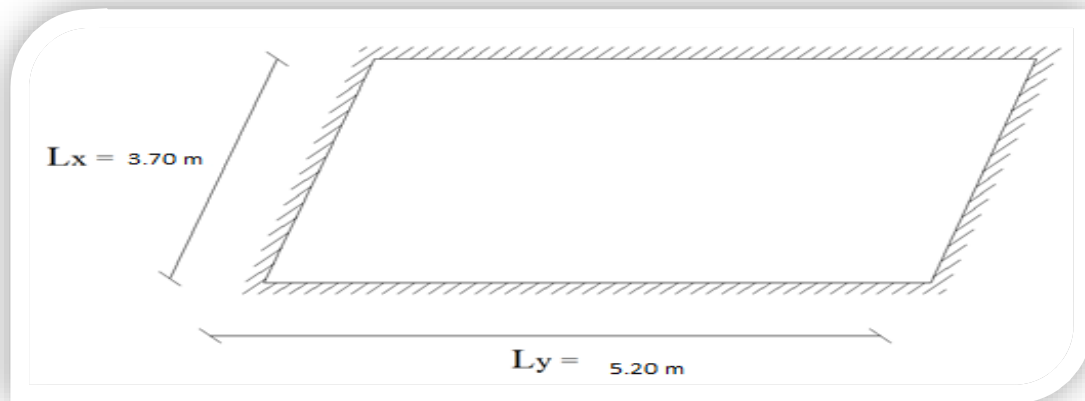


Figure 3.13 : Dimensions du panneau le plus sollicité.

1) DALLE DE SOUS SOL :

$$G=7,28 \text{ kN/m}^2; Q=2,5 \text{ kN/m}^2.$$

ELU:

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 14,06 \text{ kN/m}^2$$

ELS :

$$q_{ser} = G + Q = 10,14 \text{ kN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,70}{5,20} = 0,712 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

III .2.3.2. CALCUL DES MOMENTS :

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

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

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

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

$$\rho = 0,712 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0671 \\ \mu_y = 0,4471 \end{cases} M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 12,91 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y.M_x = 5,77 \text{ kNm}$$

- **Moments en travées :** $\begin{cases} M_{tx} = 0,75.M_x = 9,68 \text{ kNm} \\ M_{ty} = 0,75.M_y = 4,33 \text{ kNm} \end{cases}$
- **Moments sur appuis :** $M_{ax}=M_{ay}=0,5.M_x=6,46\text{kNm}$

III .2.3.3. FERRAILLAGE DE LA DALLE :

b = 100 cm ; h = 20 cm ; d = 0,9h = 18 cm ; f_c = 400 MPa ; f_{c28} = 25 MPa ; f_{t28} = 2,1 MPa ;
 σ_s = 348 MPa;

	Sen s	M _u (kN m)	μ	A _s ' (c m ²)	α	Z(cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	9,68	0,0671	0	0,087	17,37	1,60	4T12	4,52	15
	y-y	4,33	0,4471	0	0,84	11,95	1,04	4T12	4,52	15
Appuis	x-x	6,46	0,014	0	0,018	17,87	1,04	4T12	4,52	15
	y-y									

Tableau 3.5 : Ferrailage de la dalle pleine.

Espacement :

Travée :

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

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

Appuis :

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

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

III .2.3.4. CONDITION DE NON FRAGILITÉ :

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3 - \rho)}{2} bh = 1,83\text{cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1,60\text{cm}^2 \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} \rho_0 = 0,8^0/00 \text{ pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,71 \end{cases}$

Travée : - Sens x-x : $A_x = 4,52cm^2 > A_s^{min} = 1,83cm^2$ vérifiée
 - Sens y-y : $A_y = 4,52cm^2 > A_s^{min} = 1,60cm^2$ vérifiée

Appuis : - Sens x-x : $A_x = 4,52cm^2 > A_s^{min} = 1,83cm^2$ vérifiée
 - Sens y-y : $A_y = 4,52cm^2 > A_s^{min} = 1,60cm^2$ vérifiée

III .2.3.5. CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES :

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

$$\frac{T_u^{max}}{b.d} < \tau_u = 0,05.f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u \cdot L_x \cdot L_y}{2L_x + L_y} = \frac{14,06 \times 5,20 \times 3,70}{2 \times 3,70 + 5,20} = 21,47 \text{ KN et } T_y = \frac{q_u \cdot L_x}{3} = 17,34 \text{ KN} \rightarrow$$

$$T_u^{max} \text{ Max}(T_x; T_y) = 21,47 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{21,47 \times 1000}{1000 \times 180} = 0,12 \text{ Mpa} < 1,25 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

III .2.3.6. VÉRIFICATION À L'ELS :

a. Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{3,70}{5,20} = 0,712 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0671 \\ \mu_y = 0,4471 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot L_x^2 = 9,31 \text{ kNm} \\ M_y = \mu_y \cdot M_x = 4,16 \text{ kNm} \end{cases}$$

- Moments en travées : $\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x = 7,91 \text{ kNm} \\ M_{ty} = 0,85 M_y = 3,54 \text{ kNm} \end{cases}$
- Moments sur appuis : $M_a = 0,3 M_x = 2,80 \text{ kNm}$

b. Vérification des contraintes :

Il faut Vérifiée que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

- Calcul de y : $y := \frac{b}{3} y^2 + 15 \cdot A_s - 15 \cdot A_s \times d$
- Calcul de I : $I = \frac{b}{3} y^3 + 15 \cdot A_s \times (d - y)^2$
- Vérification de σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot Y \leq 15 \text{ MPa}$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérification
Travée	x-x	7,91	4,52	7,15	20165,79	2,8	15	OK
	y-y	3,54	4,52	7,15	20165,79	1,26		
Appuis	x-x	2,8	4,52	7,15	20165,79	0,99	15	OK
	y-y							

Tableau 3.6 : Vérification des contraintes à l'ELS.

c. Vérification de la flèche :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} \geq \frac{Mt}{20 \cdot M_x} \\ \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,054 < 0,042 \dots \dots \dots \textit{non vérifiée} \\ 0,054 < 0,028 \text{ à } 0,037 \dots \dots \dots \textit{non vérifiée} \\ 2,51 \cdot 10 - 3 < 5 \cdot 10 - 3 \dots \dots \dots \textit{non vérifiée} \end{array} \right.$$

Une des trois conditions n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y ₁ (cm)	δ	σ _s (MPa)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
7,91	4,52	7,15	0,003	201,6	1,62	4,83	0,13	20165,8	50715,6	57852,3

Tableau 3.7 : Récapitulatif du calcul de la flèche.

Calcul des modules de déformation :

$E_i = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164,20 \text{ MPa}$; $E_v = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa}$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 0,258 \text{ cm}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 0,679 \text{ cm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,421 \text{ cm} < \bar{f} = 1,05 \text{ cm} \dots \dots \dots \textit{vérifiée}$$

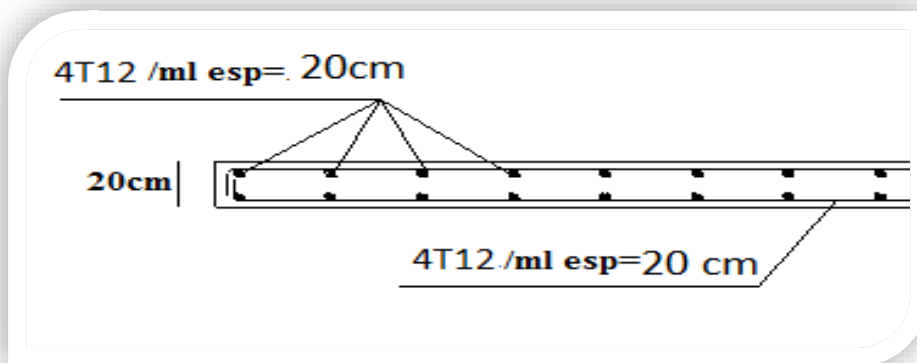


Figure 3.14 : Ferrailage de la dalle pleine du So-soul

III .3. ETUDE DE LA DALLE MACHINE :

III .3.1. INTRODUCTION :

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

III .3.2. PRÉDIMENSIONNEMENT :

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

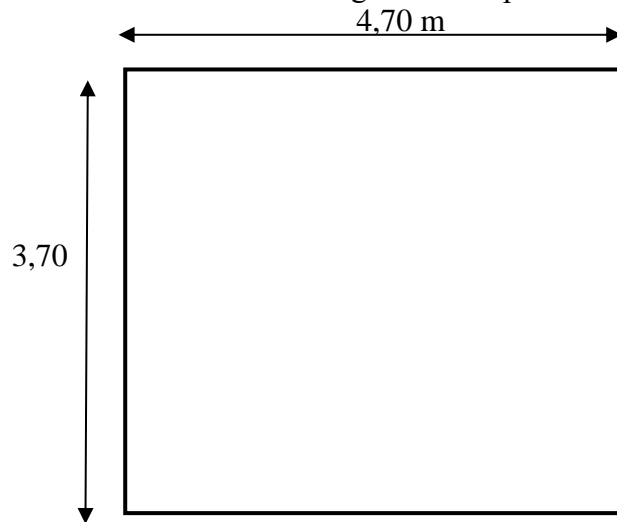


Figure 3.15 : Dimensions de la dalle rectangulaire.

Nous avons deux conditions à vérifier :

a. Résistance à la flexion :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{470}{50} \leq e \leq \frac{470}{40}$$

$$9,4 \text{ cm} \leq e \leq 11,75 \text{ cm}$$

b. Condition de l'E.N. A :

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine est $e \geq 15 \text{ cm}$

On prend : $e=15 \text{ cm}$

III .3.3. DÉTERMINATION DES CHARGES ET SURCHARGES :

a. Charges permanentes :

- Poids de la dalle machine supportée.....50,00kN/m²
- Poids propre de la dalle.....0,15x25=3,75kN/m²
- Gravillon de protection (e=5cm).....0,85kN/m²
- Etanchéité multicouche(S36)0,12kN/m²

- Forme de pente.....	2,20kN/m ²
- Isolation thermique (liège).....	0,16kN/m ²
- Enduit de plâtre	0;20kN/m ²
	G=58,53 kN/m²

b. Surcharge d'exploitation : **Q=1kN/m²**

III .3.4. COMBINAISON DES CHARGES :

E.L.U : $q_u=1,35G+1,5Q=80,52 \text{ kN/m}^2$

E.L.S : $q_{ser}=G+Q=59,53 \text{ kN/m}^2$

III .3.5. CALCUL DES EFFORTS :

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

Calcul de « ρ » :

$$0,4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,7}{4,70} = 0,79 < 1$$

⇒La dalle travail dans les deux sens.

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 \\ M_y = \mu_y \cdot M_x \end{cases}$$

E.L.U :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0573 \Rightarrow M_x = 63,16 \text{ kN.m} \\ \mu_y = 0,5786 \Rightarrow M_y = 36,54 \text{ kNm} \end{cases}$$

Selon les conditions d'encastrement d'appuis, on obtient les moments suivants :

✚ Moments en travées :

$M_{lx}=0, 75M_x=47,37 \text{ kNm}$

$M_{ly}=0, 75M_y=27,41 \text{ kNm}$

✚ Moments sur appuis :

$M_{ax}=0,5M_x=31,58 \text{ kN.m}$

$M_{ay}=0,5M_y=18,27 \text{ kN.m}$

$M_a=\text{Max} (M_{ax} ; M_{ay}) =31,58 \text{ kN.m}$

III 3.6. FEERRAILLAGE DE LA DALLE :

Le ferrailage de la dalle machine se fait comme suit :

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

III 3.6.1. FERRAILLAGE EN TRAVÉE :

a. Dans le sens “L_x” :

On a : b=100cm; h=20cm; d=0, 9h=18cm; c=2cm; σ_{bc}=14,2MPa; σ_s=348MPa

M _{tx} (kNm)	μ	A' _s (cm ²)	α	Z (cm)	A ^{cal} _s (cm ²)	Choix	A _s ^{adopté} (cm ²)
47,37	0,103	0	0,136	17,02	7,99	6T14	9,24

Tableau. 3.8: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_x)

Espacement :

$$Esp = \frac{100}{6} = 16,6cm < Min(3h; 33cm) = 33cm..... vérifiée$$

b. Dans le sens “L_y” :

On a : b=100cm ; h=20cm ; d=d_x-Ø_x=16,6cm ; c=2cm ; σ_{bc}=14,17MPa ; σ_s=348MPa

M _{ty} (kNm)	μ	A' _s (cm ²)	α	Z (cm)	A ^{cal} _s (cm ²)	Choix	A _s ^{adopté} (cm ²)
27,41	0,071	0	0,092	15,99	4,92	6T12	6,97

Tableau. 3.9: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_y)

Espacement :

$$Esp = \frac{100}{6} = 16,66cm < Min(4h; 45cm) = 45cm..... vérifiée$$

VI.3.6.2. FERRAILLAGE SUR APPUIS :

On a : b=100cm ; h=20cm ; d=18cm ; c=2cm ; σ_{bc}=14,17MPa ; σ_s=348MPa

M _a (kNm)	μ	A _s '(cm ²)	α	Z (cm)	A ^{cal} _s (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
31,58	0,069	0	0,089	17,36	5,2	6T12	6,79

Tableau. 3.10: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage sur appuis

Espacement :

$$= \begin{cases} \frac{100}{6} = 16.6\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm}(\text{sens } x - x) & \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{100}{6} = 16.6\text{cm} < \text{Min}(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm}(\text{sens } y - y) & \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

III .3.6.3 CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES :

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b\bar{d}_{uc28}} \leq \bar{\tau}_u = 1,25\text{MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 115,72 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 99,31 \text{ kN}$$

$$T_u^{max} = \text{Max} (T_x ; T_y) = 115,72 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{115,72 \cdot 10^3}{1000 \times 225} = 0,52 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

III .3.6.4. VÉRIFICATION À L'ELS :

a. Vérification des contraintes :

✚ Béton :

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

✚ Acier :

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

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e ; 150\eta \right) = 240\text{MPa}$$

Avec :

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

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,79 \quad ; \quad q_{ser} = 59,53 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot L_x^2 \\ M_y = \mu_y \cdot M_x \end{cases}$$

E.L.S :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0573 \Rightarrow M_x = 46,70 \text{ kNm} \\ \mu_y = 0,5786 \Rightarrow M_y = 27,02 \text{ kNm} \end{cases}$$

✚ Moments en travées :

$$M_{tx}=0,75M_x= 35,03 \text{ kNm}$$

$$M_{ty}=0,75M_y= 20,27 \text{ kNm}$$

✚ Moments sur appuis :

$$M_a=\text{Max} (0,5M_x; 0,5 M_y) = 23,35 \text{ kNm}$$

a.1.Détermination de la valeur de « y » :

- Calcul de y := $\frac{b}{3}y^2 + 15.A_s y - 15.A_s \times d$ avec: $n = 15$

b.2.Moment d'inertie :

$$\text{Calcul de I : } I = \frac{b}{3}y^3 + 15.A_s \times (d - y)^2$$

- Vérification de σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} . Y \leq 15 \text{ MPa}$$

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

		M_t (kNm)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	σ_s (MPa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Travée	(x-x)	35,03	5,82	8,30	27273,62	10,66	Vérifié e	19,93	Vérifié e
	(y-y)	20,27	3,30	5,96	14232,56	8,48		27,44	
Appuis		23,35	3,86	6,49	16782,58	9,03		25,62	

Tableau. 3.11 : Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens

b. Vérification de la condition de non fragilité :

$$h=25cm ; b=100cm$$

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

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho_0 = 0,8^0/00 \text{ pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,79 \end{cases}$$

➤ Sens L_{x-x} :

Sur appuis : $A_x = 3,86 \text{ cm}^2/\text{ml} > 2,2 \text{ cm}^2$ vérifiée

En travée : $A_x = 5,83 \text{ cm}^2/\text{ml} > 2,2 \text{ cm}^2$ vérifiée

➤ Sens L_{y-y} :

Sur appuis : $A_y=3,86\text{cm}^2/\text{ml}>2,2\text{ cm}^2$vérifiée

En travée : $A_x=3,31\text{ cm}^2/\text{ml}>2,2\text{ cm}^2$vérifiée

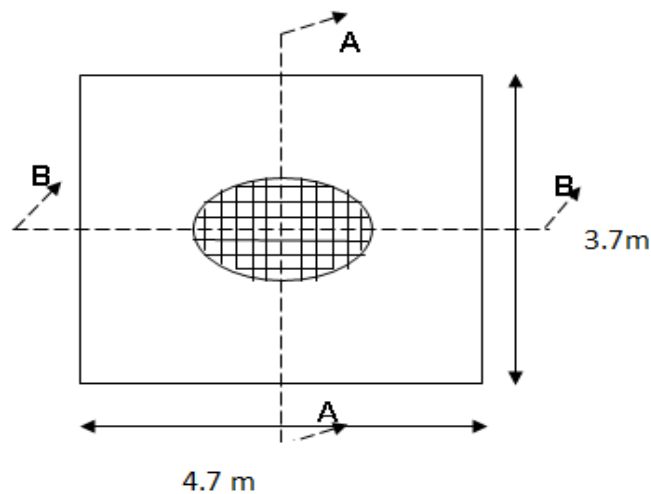
c. Vérification de la flèche :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \bullet \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ \bullet \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,54 > 0,0375 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 0,54 > 0,028 \text{ à } 0,037 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 3,24 \cdot 10^{-3} < 5 \cdot 10^{-3} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Conclusion :

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



COUPE A-A

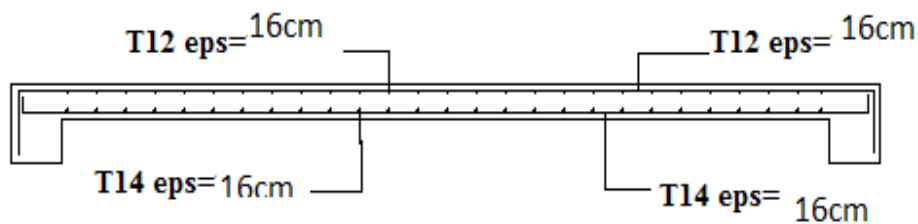


Figure 3.16 : Ferrailage de la dalle de machine.

III .4. ESCALIER :

III .4.1. INTRODUCTION :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins (une série de marches) ; permettant le passage à pied les différents niveaux d'un bâtiment

La marche est un élément de plan horizontale, rigide et résistant.

Le choix des dimensions résulte des conditions d'utilisation et de la destination de l'ouvrage (habitation, salle de classe, et) condition d'accès facile d'un étage a l'autre tant dans le sens montant que descendant :

- ◆ La hauteur (h) des contres marches se situe entre 14 et 18 cm ;
- ◆ La largeur (g) se situe entre 25 et 32 cm ;

III .4. 2. Définition des éléments d'un escalier :

(n – 1):Nombre de marches ;

n:Largeur de contre marches ;

g:Largeur de la marche (giron) ;

H : hauteur entre les faces supérieures de deux paliers successifs ;

L : portée en plan de la volée ;

h : hauteur de la marche.

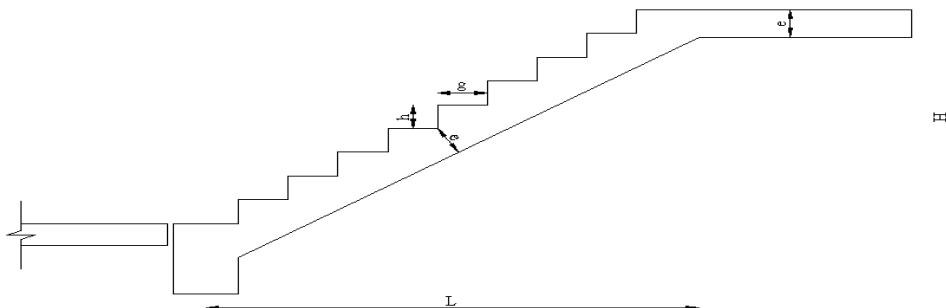


Figure 3.17 : Dimensions de l'escalier

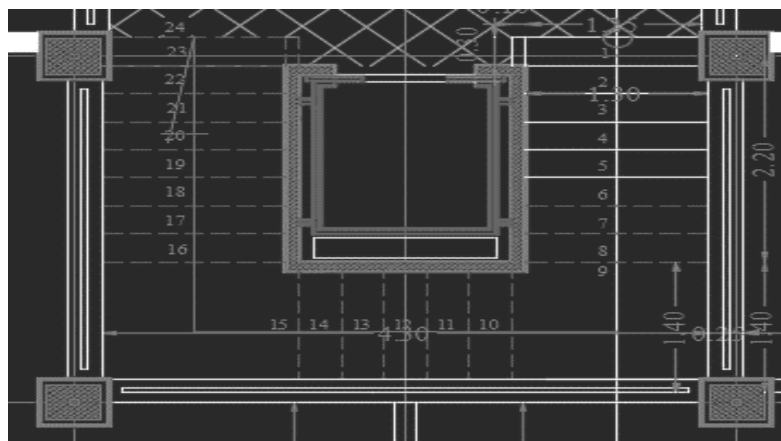


Figure 3.18: Vue au plan d'escalier

Pour une réalisation idéale et confortable on doit avoir $2h+g=64$

On obtient, le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes :

$$2h+g=64 \dots\dots\dots (1)$$

$$n \times h = H \dots\dots\dots (2)$$

$$(n-1)g=L \dots\dots\dots (3)$$

Avec :

n : Le nombre des contre marches

$(n-1)$: Le nombre des marches

En remplaçant (2) et (3) dans (1), on obtient :

$$64n^2 - n(64 + 2H + L) + 2H = 0$$

Avec :

n : La racine de l'équation

Notre bâtiment comporte un type d'escaliers à 3 volets et deux paliers de repos.

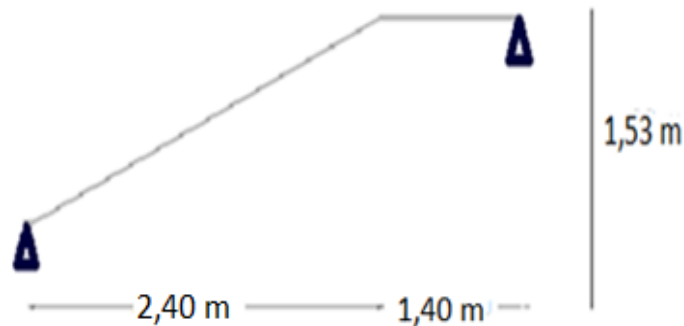


Figure 3.19 : Schéma statique de l'escalier

a. Pré dimensionnement :

- Hauteur du contre marche $h = 17\text{cm}$ $14 \leq (h) \leq 20$
- Largeur du contre marches $g = 30\text{cm}$ $22 \leq (g) \leq 33$
- Le nombre de contre marche $n = 9$ contre marche
- Le nombre des marches $n-1 = 8$ marche
- Longueur horizontale de la volée $L = g(n-1) = 0,30 \times (8) \Rightarrow L = 2,40 \text{ m}$
- Hauteur de l'escalier $H = h \times n = 0,17 \times 9 = 1,53 \text{ m}$
- $g = \frac{L}{n-1} = \frac{2,40}{8} = 0,30 \text{ m} = 30 \text{ cm}$

b. Vérification de l'équation de "BLONDEL" :

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

c. Longueur totale de la poutre :

$$L_T = 2,40 + 1,40 = 3,80 \text{ m.}$$

d. Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 12,66 \text{ cm} \leq e \leq 19 \text{ cm}$$

On prend donc l'épaisseur $e = 15 \text{ cm}$

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

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

e. Angle d'inclinaison de la paillasse :

$$tg\alpha = \frac{H}{L} = \frac{1,53}{240} = 0,68 \Rightarrow \alpha = 34,22^\circ$$

III .4.3. EVALUATION DES CHARGES :

A. PALIER :

a. 1. Charges permanentes :

- Carrelage (e = 2 cm ; ρ = 22 kN /m³)0,44 kN/m²
- Mortier de pose (e = 2 cm; ρ = 20kN/m³)0,40 kN/m²
- Lit de sable (e = 3 cm ; ρ = 18 kN/m³)0,54 kN/m²
- Dalle pleine(e = 15 cm; ρ = 25 kN/m³)3,75 kN/m²
- Enduit en ciment (e = 2 cm ; ρ = 18 kN/m³).....0,36 kN/m²

$$G_1 = 5,49 \text{ kN/m}^2$$

a. 2. Charge d'exploitation : Q1 = 2,50 kN/m²

B. PAILLASSE :

b. 1. Charges permanentes :

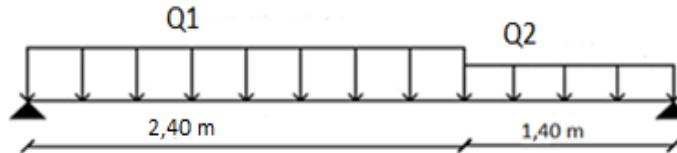
- Poids propre de la paillasse $\left(\frac{25 \times 0,15}{34,22}\right) = \dots\dots\dots 4,54 \text{ kN/m}^2$
- Carrelage(e = 2 cm; ρ = 22 kN/m³) 0,44 kN/m²
- Mortier de pose (e = 2 cm; ρ = 20 kN/m³)..... .0,40 kN/m²
- Poids propre de la marche $\frac{25 \times 0,17}{2} = \dots\dots\dots 2,12 \text{ kN/m}^2$

- Garde-corps1,00 kN/m²
- Enduit en ciment (e = 2 cm; ρ = 18 kN/m³)0,36 kN/m²

G₂ = 8,86 kN/m²

b. 2. Charge d'exploitation : **Q₂ = 2,50 kN/m²**

✚ Schéma statique



III .4.4. COMBINAISON DES CHARGES :

E.L.U :

G_{palier} = 5,49 kN/m²

G_{paillasse} = 8,86 kN/m²

q_{u1} = 1,35G₁ + 1,5Q₁

q_{u2} = 1,35G₂ + 1,5Q₂

E.L.S : **q_{ser1} = G₁ + Q₁**

q_{ser2} = G₂ + Q₂

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

	q ₁ palier (kN/ml)	q ₂ paillasse(kN/ml)
ELU	11,16	15,71
ELS	7,99	11,36

Tableau 3.12 : Charge à l'ELU et l'ELS

✚ Calcul des efforts

A l'ELU :

♦ moment fléchissant :

M₀ = $\frac{q \cdot l^2}{8}$ = 28,25 kN.m

$$M_u = 1,35 \cdot \left[\left(\frac{g_0 \cdot L_1^2}{8} \right) + g \cdot L \cdot \frac{(2 \cdot L - L_2)}{8} \right] + 1,50 \cdot \frac{Q \cdot L^2}{8}$$

M_u = 28,25 kN.m

◆ Effort tranchant :

$$T_u = 1,35 \cdot (g_0 \cdot L_1 + 0,50 \cdot g \cdot L_2) + 1,50 \cdot \frac{Q \cdot L}{2}$$

$$T_u = 33,22 \text{ kN}$$

Notre escalier est encasté à deux extrémités.

Donc:

- $M_{travée}=0,85Mu \Rightarrow M_{travée}=24,01 \text{ kN.m}$
- $M_{appui}=0,5Mu \Rightarrow M_{appui}= 14,13 \text{ kN.m}$

III .4.5. CALCUL DES ARMATURES :

➤ Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h)

Tel que : b =100 cm ; h =15 cm.

➤ Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur (organigramme I, voir annexe)

$$f_{c28} = 25MPa ; f_{bc} = 14,17MPa ; f_{t28} = 2,10MPa ; \gamma_b = 1,5 ; d=0,9h=13,5cm ;$$

$$\sigma_s = 348MPa ; \gamma_s = 1,15 ; f_e = 400 MPa ; \mu_R = 0,186$$

	M_u (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (mm)	A_s^{cal}/ml (cm ²)	Choix	A_s^{adp}/ml (cm ²)
Travée	24,01	0,093	Oui	0	0,122	128,41	5,37	6T12	6,79
Appuis	14,13	0,055	Oui	0	0,071	131,17	3,10	4T12	4,52

Tableau 3.13 : Ferrailage de l'escalier

Espacement :

- **En travée** : $esp \leq \frac{100}{6} = 17 \text{ cm}$ On prend : esp = 17 cm
- **Sur appui** : $esp \leq \frac{100}{4} = 20 \text{ cm}$ On prend : esp =20 cm

Armature de répartition :

- **En travée** : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,70 \text{ cm}^2/ml \leq A_r \leq 3,40 \text{ cm}^2/ml$

Le choix est de **4T10= 3,14 cm²** avec St= 25 cm

- **Sur appui** : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,13 \text{ cm}^2/ml \leq A_r \leq 2,26 \text{ cm}^2/ml$

Le choix est de **4T10 = 3,14 cm²** avec St =25 cm

$Esp = 20 \text{ cm} < \text{Min} (3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

III .4.6. VÉRIFICATIONS :

a. Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{min} = A_s^{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_s = 6,79 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

Sur appui : $A_s = 4,52 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

b. Effort tranchant :

On doit Vérifiée que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} = \frac{33,22 \times 1000}{1000 \times 135} = 0,246 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$$

▪ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage) :**

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

➤ Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

➤ Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ il faut satisfaire la condition suivante : $A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 0,246 - \frac{29,34 \cdot 10^6}{0,9 \times 135} = -241,48 \text{ kN} < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

▪ **Vérification des armatures transversales :**

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} = 0,246 \text{ MPa} < 0,05 \cdot f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

c. Vérification à l'E.L. S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de Vérifiée la contrainte des armatures tendues.

c. 1. Vérification des contraintes du béton :

- **Position de l'axe neutre :**

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

- **Moment d'inertie :**

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

Avec :

$$n = 15; c' = 2 \text{ cm}; d = 135 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}; A'_s = 0;$$

On doit Vérifiée que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

	$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	17,29	3,81	4,55	7717,74	10,19	Vérifiée
Appui	10,17	2,21	3,34	4663,92	7,28	Vérifiée

Tableau 3.14 : Vérification à l'E.L. S

c. 2. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{fe} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{17}{380} = 0,045 \leq 0,0625 \dots \dots \dots \text{non vérifiée} \\ \frac{6,79}{100 \times 13,5} = 0,0012 \leq 0,0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ 0,045 \geq \frac{24,01}{10 \times 28,25} = 0,085 \dots \dots \dots \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche

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

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \dots \dots \dots L = 3,80 \text{ m} < 5\text{m} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{array} \right.$$

• **Moment d'inertie de la section homogène I₀ :**

$$I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2 = 30182,4 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases} \text{ Moment d'inertie fictive.}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\delta(2 + \frac{3b_0}{b})} \\ \lambda_v = \frac{0,02f_{t28}}{\delta(2 + \frac{3b_0}{b})} \end{cases} ; \begin{cases} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases}$$

E_i= 32164,20 MPa ; E_v= 10818,86 MPa

M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	δ	σ _s (MPa)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
17,29	3,81	0,0028	336,15	6,42	3,92	0,37 3	30182,4	9780,25	12258,50

Tableau 3.15 : Vérification de la flèche de l'escalier

Donc :

$$\left. \begin{matrix} f_i = 0,79 \text{ cm} \\ f_v = 1,47 \text{ cm} \end{matrix} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,68 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{380}{500} = 0,76 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,68 \text{ cm} < \bar{f} = 0,76 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

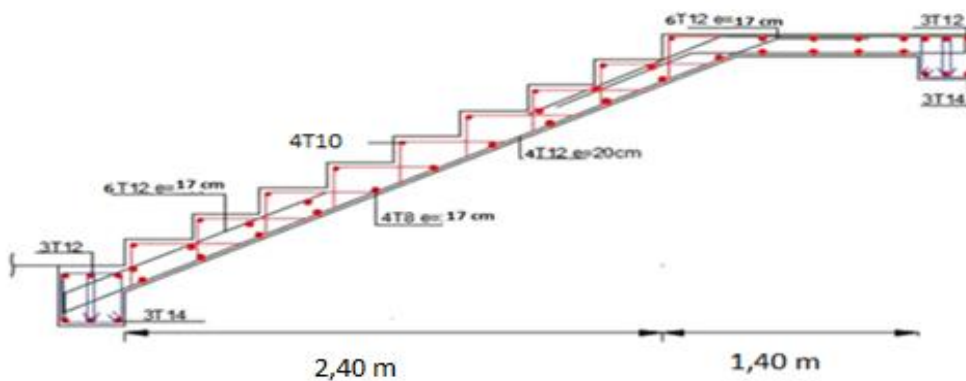


Figure 3.20 : Ferrailage des escaliers

III .5. ETUDE DE BALCON :

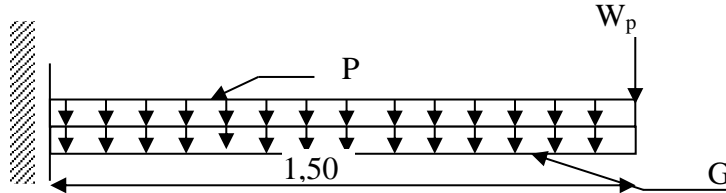
On a deux types de balcon considéré comme console encastrée, constitués d'une dalle pleine, d'épaisseur $e=15$ cm et sollicités par les efforts G, P et le poids W_p suivants :

G : charge permanent du balcon

P : surcharge d'exploitation du balcon.

W_p : charge concentrée du mur = charge permanente.

Type : 1



III .5.1. Descente des charges du balcon :

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids Volumique (kN/m ³)	Masse surfacique (kN/m ²)
1- Carrelage	e = 2	20	0.40
2- Mortier de Pose	e = 2	20	0.40
3- lit de sable	e = 3	18	0,54
4- dalle pleine	e = 15	25	3,75
5- enduit de plâtre	e = 2	10	0,20
6- cloisons légères	/	/	1,0
			$\Sigma G = 6,29$

*Charge permanente :

$G = 6,29 \text{ kN/m}^2$

*Sur charge d'exploitation :

$Q = 3,5 \text{ kN/m}^2$

- $G = 2,81 \text{ kN/m}^2$
- $H=3,06$
- $F=3,06*2.81*0.8=6.88 \text{ kN/m}$

III .5.2. Sollicitations :

a) E.L.U. :

$q_u = 1. [1,35G + 1,5Q] = 1,35.6,29 + 1,5.3,50 = 13,74 \text{ kn/ml}$

$F = 9,69 \text{ kN/ml}$

b) E.L.S:

$q_{ser} = 1. [G + Q] = 6,29 + 3,5 = 9,79 \text{ kN/ml}$

$W_{pser} = 6,88 \text{ kN/ml}$

III .5.3. Ferrailage :

On calcule le balcon en flexion simple comme une section rectangulaire (100x12) cm²

a) E.L.U. :

$$Mu = \frac{q \cdot (1,50)^2}{2} = 15,46 \text{ kn. } m_{umax}$$

$$\mu = \frac{M_{umax}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = 0,040 < 0,392$$

$$poivotA \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348MPa \end{cases}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - \mu \cdot 2}) = 0,050$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 132,3$$

$$A_u = \frac{15,46 \cdot 10}{132,3 \times 348} = 3,35 \text{ cm}^2$$

• **Condition de fragilité :**

$$A_s^{min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s^{min} \geq 0,23 \cdot (1500) \cdot (135) \cdot \frac{2,1}{400} = 2,44 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} \{2,44 \text{ cm}^2 ; 4,52 \text{ cm}^2\} = 4,52 \text{ cm}^2$$

Choix : **4T12** ($A_s = 4,52 \text{ cm}^2$)

b) E. L. S : On à une fissuration tre préjudiciable => on calcule A_{ser} :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2/3 \cdot f_e}{110 \sqrt{n \cdot f_{tj}}} \right\} \Rightarrow \min \begin{cases} 266,66Mpa \\ 201,63Mpa \end{cases}$$

$$\eta = 1,6 \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ Mpa}$$

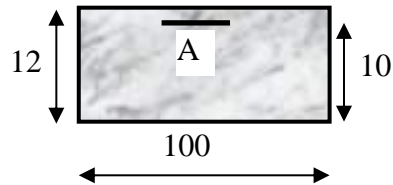
$$M_{ser} = 9,79 \cdot \frac{(1,50)^2}{2} - 6,88 = 4,14 \text{ kN. m.}$$

$$\mu = \frac{M_{sermax}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = 0,011 < 0,392$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - \mu \cdot 2}) = 0,014$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 134,24$$

$$A_u = \frac{4,14 \cdot 10}{134,24 \times 348} = 0,88 \text{ cm}^2$$



$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{201,63}{38,57} = 3,96 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' = 0$$

$$B_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3} = 0,90 \Rightarrow A_{ser} \frac{M_{ser}}{B_1 \cdot d \cdot \bar{\sigma}_s} = 4,10 \text{ cm}^2$$

c) Armatures finales :

$$A = \max(A_u; A_{ser_{min}})$$

On adopte : $A_{app} = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$

d) Armature de répartition :

$$A_r \geq \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Le choix : $A_r = 4T8 = 3,02 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$

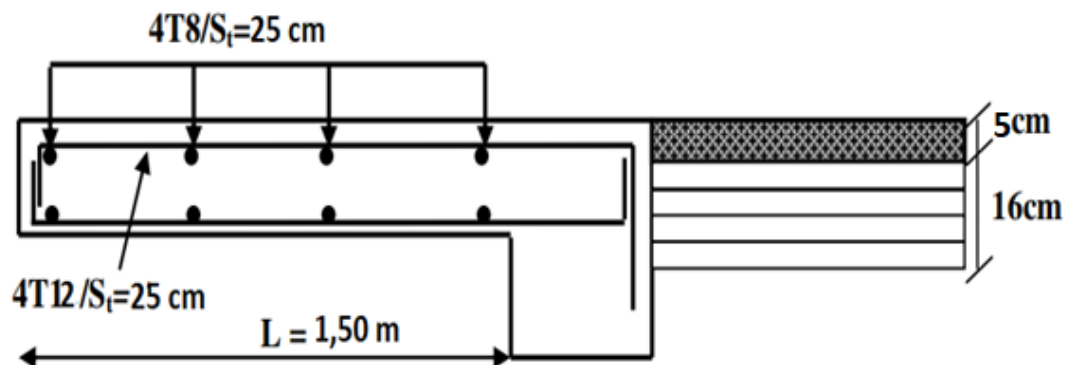


Figure 3.21 - Schéma de ferrailages du balcon.

CHAPITRE IV

ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE

IV.1. Introduction :

Le calcul parasismique a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage.

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 structurel lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par moyennant la méthode d'analyse modale spectrale, vu que les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies.

IV.2. Etude dynamique :

Au début de chaque analyse dynamique, il est toujours nécessaire de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit ensuite dans un programme de calcul dynamique qui permet la détermination des modes propres de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

IV.2.1. Modélisation mathématique :

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.

IV.2.2. Caractéristiques dynamiques propres :

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

$$[M]\{\ddot{X}(t)\} + [K]\{X(t)\} = \{0\} \dots\dots\dots(7)$$

Avec :

- [M] : Matrice de masse de la structure.
- [K] : Matrice de rigidité de la structure.

- $\{\ddot{X}\}, \{X\}$: Vecteur des accélérations et vecteur des déplacements respectivement de la structure.

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

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

$$\{X(t)\} = \{A\}\sin(\omega t + \phi) \dots \dots \dots (8)$$

Avec :

- $\{A\}$: Vecteur des amplitudes.
- ω : Fréquence de vibration.
- ϕ : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

$$\{\ddot{X}(t)\} = -\omega^2\{A\}\sin(\omega t + \phi) \dots \dots \dots (9)$$

En substituant les équations (8) et (9) dans l'équation (7) ; on aura :

$$[[K] - \omega^2[M]]\{A\}\sin(\omega t + \phi) = \{0\} \dots \dots \dots (10)$$

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

$$[[K] - \omega^2[M]]\{A\} = \{0\} \dots \dots \dots (11) \dots$$

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 :

$$\Delta_\omega = |[K] - \omega^2[M]| = 0 \dots \dots \dots (12)$$

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 $(\omega_1^2, \omega_2^2, \omega_3^2, \dots, \omega_n^2)$ sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de vibrations possibles.

Le 1^{er} mode vibratoire correspond à ω_1 tel que :

$$\omega_1 < \omega_2 < \omega_3 \dots < \omega_n$$

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

IV.2.3. Modélisation de la structure :

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est la modélisation adéquate de cette dernière.

Vue la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, la nécessité de l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

Dans le cadre de notre projet nous avons opté pour un logiciel de calcul existant depuis quelques années et qui est à notre portée.

- **Modélisation de la rigidité :**

On considère que notre structure à p nœuds et comporte au total n DDL numérotés de 1 à N , dans le cas général il existe six DDL par nœud, le nombre N 'a donc pour valeur : $N=6 \cdot p$.

- **Les éléments de portique**

Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).

- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différent niveaux (niveau i et niveau $i+1$).

- **Les voiles**

Les voiles ont été modélisés par des éléments coque (Shell éléments) à 04 nœuds, Leur rôle :

- Assurer la stabilité des ouvrages vis-à-vis des charges horizontales.
- Raidir la structure.

- **Les planchers**

Les planchers sont modélisés par des diaphragmes indéformables dans leur plan.

- **Modélisation de la masse :**

La masse est calculée par l'équation $(G + \beta Q)$. La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton armé.

Le poids des planchers a été réparti sur les poutres.

En choisissant l'option (Mass source / Formulas), ROBOT calcule tout seul les masses des planchers et la masse totale de la structure à partir des charges permanentes et d'exploitation sollicitant la structure, tel que $\beta=0,2$ (bâtiment d'habitation).

- **Conception du contreventement vertical :**

Pour une bonne conception parasismique il faudra :

- Disposer les éléments de contreventement d'une manière symétrique dans chaque direction afin de limiter la torsion d'ensemble.

- Eloigner les éléments verticaux parallèles afin de disposer d'un grand bras de levier du couple résistant à la torsion.
- Maximiser la largeur des éléments verticaux afin de diminuer la déformabilité horizontale.
- Superposer les éléments verticaux, afin de créer des consoles verticales de section constante ou élargies vers le bas.

IV.3. Etude sismique :

IV.3.1. INTRODUCTION :

Le choix de la méthode de calcul et la maîtrise de la modélisation de la structure doivent donc avoir pour objectif une approche aussi fidèle que possible du comportement réel de l'ouvrage considéré, compte tenu non seulement du type d'ossature, mais aussi des caractéristiques du matériau constitutif.

La détermination de la réponse de la structure peut se faire par trois méthodes de calcul dont le choix est fonction à la fois du type de la structure et de la nature de l'excitation dynamique, il s'agit donc de s'orienter vers l'une ou l'autre des méthodes suivantes :

- Méthode statique équivalent :

Le calcul statique équivalent implique la substitution au calcul dynamique des équivalents statiques qui sont censés produire les mêmes effets. Le calcul statique peut être considéré comme dérivant de l'analyse modale par les simplifications suivantes :

- Le mode fondamental est seul pris en compte.
- La déformée du mode fondamental est arbitrairement assimilée à une droite pour la structure à portique et à une parabole pour les structures en voiles.

- Méthode de l'Analyse modale spectrale :

Il s'agit de mettre en évidence les modes propres du mouvement libre et d'introduire le spectre de dimensionnement qui fournit la valeur de la réponse maximale.

- Méthode de l'Analyse temporelle :

À partir des accélérés grammes, elle donne la valeur de la réponse de la structure en fonction du temps.

Remarque :

On a utilisé la méthode spectrale car les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas vérifiées pour notre ouvrage qui sa la hauteur dépasse 17m, alors nous utiliserons **la méthode de L'analyse modale spectrale.**

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale :

Il y a lieu de rappeler que la direction d'un séisme est aléatoire et que par conséquent il convient d'analyser une structure sous les deux composantes horizontales orthogonales d'un séisme agissant suivant les deux directions principales de celle-ci.

L'analyse spectrale permet d'avoir :

- 1) Pour chaque mode propre : la période, les facteurs des participations massique.
- 2) Pour chaque direction : déplacements, réactions et efforts correspondants à chacun des modes propres.

IV.3.3. Spectre de réponse de calcul :

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

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

La représentation graphique du spectre de réponse est comme suit :

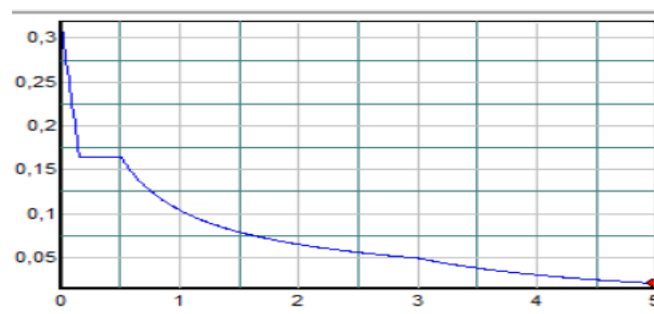


Figure 4.1: Spectre de réponse.

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.
- T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

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

IV.3.4. Procédure de calcul :

- **Calcul de la force sismique total**

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

- **Classification de l'ouvrage selon leur groupe d'usage et sa zone**

Dans notre cas : on a un bâtiment à usage d'habitation, donc il est de Groupe 2 (ouvrage de grande importance) avec zone sismique : III. Ce qui implique $A = 0,25$.

- **Facteur d'amplification dynamique moyen D**

Il est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure où :

La catégorie de site est : sol meuble S3 $\Rightarrow T1 = 0.15$ s.

$$T2 = 0.50 \text{ s.}$$

Le facteur de correction d'amortissement η est fonction du pourcentage critique ξ où : $\xi = 7\%$.

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} = 0,882$$

La période fondamentale :

La valeur de la période fondamentale (T_f) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques qui sont données par :

Soit : $T_f = C_T (h_N)^{3/4}$

- h_N : La hauteur du bâtiment mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (h).
- C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

Dans notre cas on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} C_T = 0,05. \\ T_f = 0,050 (41,34)^{3/4} = 0,82 \text{ s.} \end{array} \right.$$

Soit :

Avec : $T_f = \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{D}}$

- h_N : La hauteur, mesurée en mètre, à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
 - D : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.
- Suivant la direction (x – x) : $T_{fx} = \frac{0,09 \times 41,34}{\sqrt{29}} = 0,69 \text{ s}$
 - Suivant la direction (y – y) : $T_{fy} = \frac{0,09 \times 41,34}{\sqrt{19,10}} = 0,85 \text{ s}$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = \min(0,69; 0,82) = 0,69 \text{ s} \\ T_y = \min(0,85; 0,82) = 0,82 \text{ s} \end{cases}$$

$$D'ou : D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(T^2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5\eta(T^2/T)^{2/3} (3,0/T)^{5/3} & T \geq 3 \text{ s} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} D_x = 2,5 \times 0,882 \times \left(\frac{0,5}{0,69}\right)^{2/3} = 1,78 \\ D_y = 2,5 \times 0,882 \times \left(\frac{0,5}{0,82}\right)^{2/3} = 1,58 \end{cases}$$

- **Facteur de qualité Q :**

Il est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q = 1,20$$

Critère q	P _q			
	Suivant x		Suivant y	
	Observé	Non Observé	Observé	Non Observé
1- Condition minimale sur les files de contreventement.	-	0,05	-	0,05
2-Redondances en plan.	-	0,05	-	0,05
3- Régularité en plan.	-	0,05	-	0,05
4- Régularité en élévation.	-	0,05	-	0,05
5-Contrôle de la qualité des atériaux.	0	-	0	-
6-Contrôle de la qualité de l'exécution.	0	-	0	-
Total	1,20		1,20	

Tableau 4.1 : Facteur de Qualité Q.

Sens x-x : Q = 1,20

Sens y-y : Q = 1,20

- Le poids total de la structure :

$$w = \sum_{i=1}^n w_i \quad \text{et} \quad w_i = w_{Gi} + \beta w_{Qi}$$

Où :

- β : est la valeur du coefficient de pondération, notre structure est classée pour un β=0,2 (Bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés).

- Coefficient de comportement R :

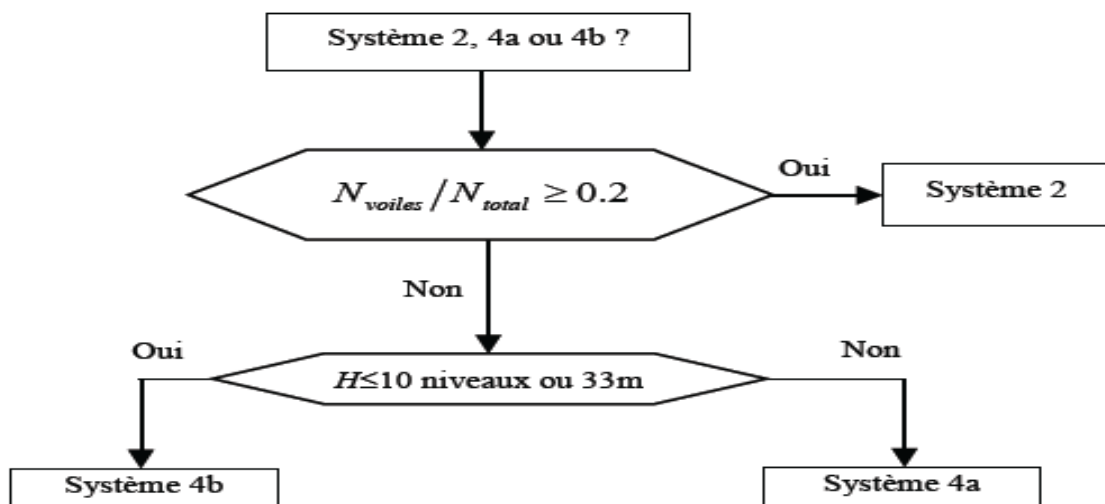


Figure 4.2: Organigramme de classification des systèmes de contreventement avec voiles.

la hauteur dépassé 33 m donc système 4a..... R= 5

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = \frac{(0,25)(1,78)(1,20)}{5} W \Rightarrow V^x = 0,107 \times W \\ V_y = \frac{(0,25)(1,58)(1,20)}{5} W \Rightarrow V^y = 0,095 \times W \end{array} \right.$$

• **Calcul de la résultante des forces sismiques :**

L'une des 1^{ères} vérifications préconisées 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 déterminée 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 faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,) dans le rapport ($r = \frac{0,8V}{V_t}$).

• **Vérification des déplacements inter étage :**

Nécessairement être vérifiée : $\Delta_k^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_k^y \leq \bar{\Delta}$

Où : $\bar{\Delta} = 0,01h_e$

Avec :

$$\begin{aligned} \delta_k^x &= R\delta_{ek}^x \quad \text{et} \quad \delta_k^y = R\delta_{ek}^y \\ \Delta_k^x &= \delta_k^x - \delta_{k-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_k^y = \delta_k^y - \delta_{k-1}^y \end{aligned}$$

- 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).
- Si les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles, il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure. Pour cela on peut :
 - Augmenter les dimensions des poteaux déjà existants.
 - Rajouter des voiles dans la structure.
- L'augmentation de la section des poteaux risque de réduire la surface exploitable de la structure, en revanche, l'ajout des voiles de contreventement est la solution inévitable. Le problème qui se pose ici c'est bien la bonne disposition de ces voiles dans la structure.

IV.4. Calcul et présentation des Résultats de l'analyse :

Dans ce qui suit, nous allons présenter le calcul de notre structure, en considérant une épaisseur des voiles est égale à $e = 20$ cm. Pour cela, nous commencerons par le calcul de la structure avec le voile de l'ascenseur, et sans voile contreventement c'est le modèle initial.

➤ **Modèle Initial :**

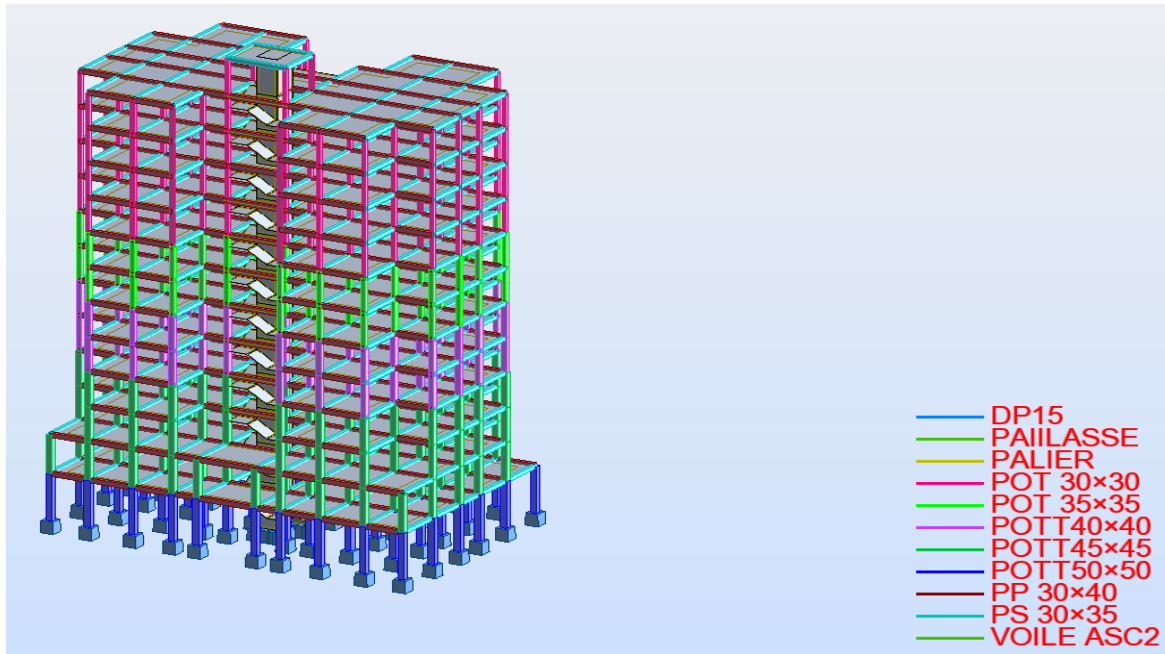


Figure4.3 : modèle initial.

• **Analyse Modale :**

L'analyse du modèle initial a donné les résultats résumés dans le tableau suivant :

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
20/ 1	1,48	0,02	71,00	0,02	71,00
20/ 2	1,35	20,43	71,00	20,41	0,00
20/ 3	1,20	71,55	71,01	51,13	0,01
20/ 4	0,48	71,66	83,91	0,11	12,90
20/ 5	0,48	74,32	84,17	2,65	0,26
20/ 6	0,41	85,50	84,17	11,18	0,00
20/ 7	0,28	86,25	84,17	0,75	0,00
20/ 8	0,25	86,26	89,95	0,00	5,78
20/ 9	0,22	90,97	89,95	4,71	0,00
20/ 10	0,19	91,38	89,95	0,41	0,00
20/ 11	0,16	91,39	93,05	0,01	3,09
20/ 12	0,15	93,50	93,09	2,11	0,04

Tableau4.2 : Périodes et facteurs de participation massique du premier modèle.

Les résultats de l'analyse du **Modèle 1** sont donnés comme suit :

- Une période fondamentale $T = 1,48$ s
- La participation massique dépasse le seuil des 90% au niveau du mode 11^{ème}
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à y-y

- Le 2^{ème} mode est un mode de torsion parallèlement à x-x
- Le 3^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à x-x.

Le calcul de la résultante des forces sismiques est le suivant :

$$W = 52446.10 \text{ kN} \rightarrow \begin{cases} V^x = 5611.73 \text{ kN} \\ V^y = 4982.38 \text{ kN} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 0,8V^x = 4489.39 \text{ kN} \\ 0,8V^y = 3985.90 \text{ kN} \end{cases}$$

D'après le fichier des résultats de robot on a :

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 3411.12 \text{ kN} < 0,8V^x = 4489.39 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{c.n.v} \\ F_2 = V_t^y = 3327.68 \text{ kN} < 0,8V^y = 3985.90 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{c.n.v} \end{cases}$$

Dans notre cas, et selon le règlement, on doit multiplier les valeurs des déplacements latéraux inter-étages de la structure par le coefficient r_x et r_y selon la direction.

IV.4.1. Vérification des Déplacements inter-étage :

La vérification des déplacements inter-étage est résumée dans le tableau suivant :

Sens x-x :

Cas/Etage	UX [cm]	dr UX [cm]
20/ 1	0,3	0,3
20/ 2	0,8	0,5
20/ 3	1,3	0,5
20/ 4	1,8	0,5
20/ 5	2,3	0,5
20/ 6	2,9	0,6
20/ 7	3,4	0,5
20/ 8	3,9	0,5
20/ 9	4,4	0,5
20/ 10	4,8	0,4
20/ 11	5,2	0,4
20/ 12	5,4	0,3
20/ 13	5,6	0,1

Tableau 4.3: Vérification des déplacements inter étage selon X.

➤ **Vérification de déplacement :**

$dr UX \times 5 = 0,6 \times 5 = 3 \text{ cm} < 3,06 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

Sens-y-y :

Cas/Etage	UY [cm]	dr UY [cm]
21/ 1	0,3	0,3
21/ 2	0,9	0,6
21/ 3	1,5	0,6
21/ 4	2,1	0,6
21/ 5	2,7	0,7
21/ 6	3,4	0,6
21/ 7	4,0	0,7
21/ 8	4,6	0,6
21/ 9	5,2	0,6
21/ 10	5,8	0,5
21/ 11	6,3	0,5
21/ 12	6,6	0,4
21/ 13	7,2	0,5

Tableau 4.4: Vérification des déplacements inter étage selon Y.

➤ **Vérification de déplacement :**

$dr UY \times 4 = 0,7 \times 5 = 3.50 \text{ cm} > 3,06 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée.}$

Les déplacements latéraux inter étage ne sont pas vérifiés dans certaines les niveaux et dépassent les valeurs admissibles, il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure. Dans ce cas nous allons rigidifier notre structure par l’ajout de voiles (voir Modèle finale).

➤ **Modèle Final :**

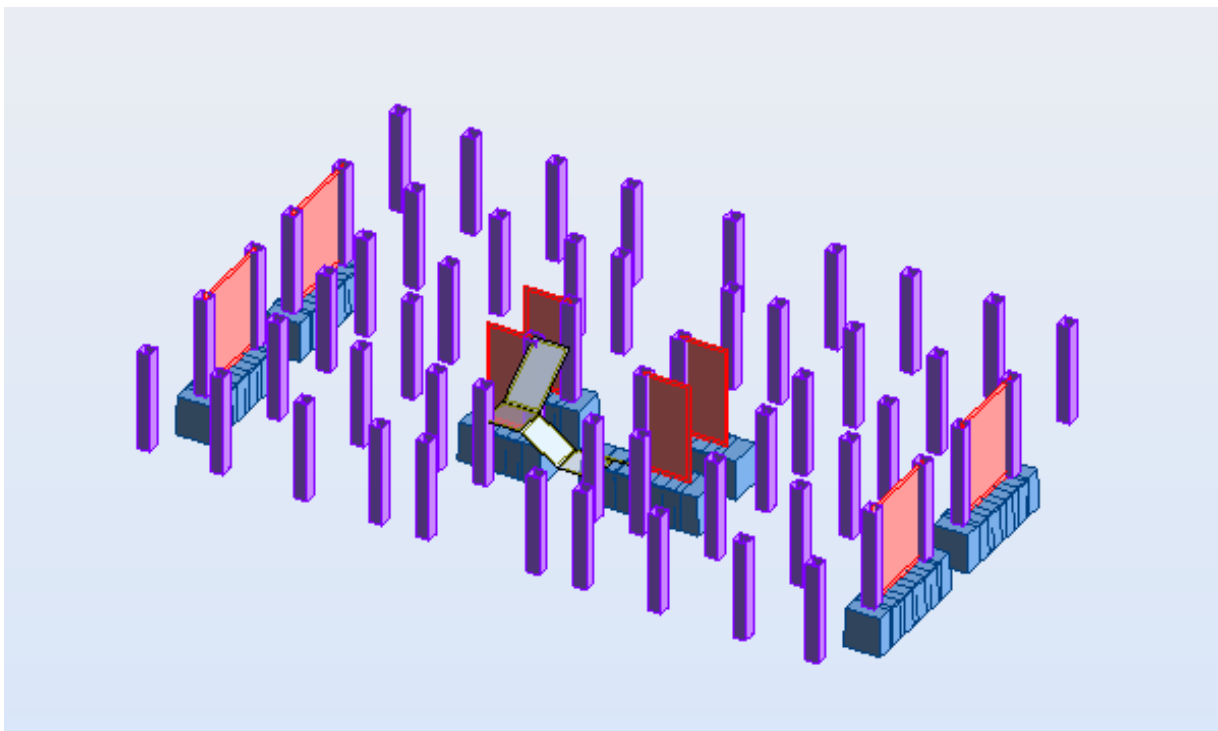


Figure 4.4: Disposition des voiles de modèle final.

- Analyse Modale :

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
6/ 1	0.93	0.00	65.86	0.00	65.86
6/ 2	0.86	70.46	65.87	70.46	0.00
6/ 3	0.68	71.60	65.87	1.14	0.00
6/ 4	0.29	85.40	65.87	13.81	0.00
6/ 5	0.26	85.40	82.60	0.00	16.73
6/ 6	0.19	85.51	82.60	0.11	0.00
6/ 7	0.16	90.73	82.60	5.21	0.00
6/ 8	0.12	90.73	89.92	0.00	7.32
6/ 9	0.11	93.58	89.94	2.85	0.01
6/ 10	0.09	93.71	89.94	0.13	0.00
6/ 11	0.08	93.95	89.94	0.24	0.00
6/ 12	0.07	94.85	91.15	0.91	1.21

Tableau 4.5 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle final.

L'analyse dynamique du **Modèle final** a conduit aux résultats suivants :

- Une période fondamentale : **T = 0.93 s.**
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **12^{ème} mode.**
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à y-y.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à x-x.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

FZ [kN]	FZ sur les poteaux [kN]	FZ sur les voiles [kN]
-89222.89	-69233.01	-19989.89
-77085.11	-59091.19	-17993.92
-68724.82	-52030.57	-16694.24
-61449.36	-45663.21	-15786.15
-54326.11	-40039.24	-14286.87
-47296.73	-34145.51	-13151.22
-40404.53	-28928.77	-11475.76
-33596.31	-23524.96	-10071.35
-26910.82	-18705.89	-8204.94
-20225.34	-14050.07	-6175.27
-13636.07	-9246.73	-4389.34
-7133.11	-4799.74	-2333.37
-530.34	-168.61	-361.73

Tableau 4.6 : Répartition des poids sur les poteaux et voiles.

Poids repris par les voiles : 19989.89 KN

Poids total bloc : 89222.89 KN

$19989.89/89222.89 = 22.4 \rightarrow 22\% > 20\%$ donc.... **R = 3.5**

Les résultantes des forces sismiques sont comme suit : **W = 58357.72 kN**

$$V_x = \frac{(0.25)(1,78)(1.20)}{3.5} W \Rightarrow V^x = 0,153 \times W$$

$$V_y = \frac{(0.25)(1,58)(1.20)}{3.5} W \Rightarrow V^y = 0,135 \times W$$

Le calcul de la résultante des forces sismiques est le suivant :

$$W = 58357.72 \text{ kN} \rightarrow \begin{cases} V^x = 8928.73 \text{ kN} \\ V^y = 7767.02 \text{ kN} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 0,8V^x = 7142.98 \text{ kN} \\ 0,8V^y = 6302.63 \text{ kN} \end{cases}$$

D'après le fichier des résultats de robot on a :

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 7495.81 \text{ kN} > 0,8V^x = 7142.98 \text{ kN} \dots\dots\dots\text{c.v} \\ F_2 = V_t^y = 6427.68 \text{ kN} > 0,8V^y = 6302.63 \text{ kN} \dots\dots\dots\text{c.v} \end{cases}$$

IV.4.2. Vérifications des déplacements inter-étage :

Nous constatons que les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le RLa vérification des déplacements inter-étage est résumée dans le tableau suivant :

Sens x-x :

Cas/Etage	UX [cm]	dr UX [cm]
20/ 1	0.3	0.3
20/ 2	0.6	0.4
20/ 3	1.0	0.4
20/ 4	1.4	0.4
20/ 5	1.9	0.4
20/ 6	2.3	0.4
20/ 7	2.7	0.4
20/ 8	3.1	0.4
20/ 9	3.5	0.4
20/ 10	3.8	0.3
20/ 11	4.1	0.3
20/ 12	4.3	0.2
20/ 13	4.4	0.1

Tableau 4.7: Vérification des déplacements inter étage selon X.

➤ **Vérification de déplacement :**

dr UX × R = 0,4 × 3,5 = 1,4 cm < 3,06 cm.....vérifiée.

Sens-y-y :

Cas/Etage	UY [cm]	dr UY [cm]
21/ 1	0,2	0,2
21/ 2	0,5	0,3
21/ 3	0,8	0,4
21/ 4	1,3	0,4
21/ 5	1,8	0,5
21/ 6	2,3	0,5
21/ 7	2,8	0,5
21/ 8	3,4	0,5
21/ 9	3,9	0,5
21/ 10	4,5	0,5
21/ 11	5,0	0,5
21/ 12	5,4	0,5
21/ 13	5,9	0,5

Tableau 4.8: Vérification des déplacements inter étage selon Y.

➤ **Vérification de déplacement :**

dr UY × 3.5 = 0,5 × 3.5 = 1.75 cm < 3,06 cm.....vérifiée

IV.5. Vérification du critère de l'effort normal réduit :

Outre les vérifications et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

Avec :

- N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton
- B_c : l'aire (section brute) de cette dernière
- f_{c28} : la résistance caractéristique du béton à 28 jours (25 MPA).

Niveaux	Combinaison	N_d (KN)	B_c (cm ²)	v	Condition
RDC	ACC	2025.90	60x60	0.23<0.3	CV
1^{er}	ACC	1817.64	55x55	0.24 <0.3	CV
2eme	ACC	1624.66	//	0.22<0.3	CV
3eme	ACC	1429.84	50x50	0.23<0.3	CV
4eme	ACC	1242.04	//	0.20<0.3	CV
5eme	ACC	1071.29	45x45	0.21<0.3	CV
6eme	ACC	914.40	//	0.18<0.3	CV
7eme	ACC	759.71	40x40	0.19<0.3	CV
8eme	ACC	610.06	//	0.15<0.3	CV
9eme	ACC	465.13	//	0.12<0.3	CV
10eme	ACC	318.47	35x35	0.10<0.3	CV
11eme	ACC	187.09	//	0.06<0.3	CV
12eme	ACC	98.36	//	0.032<0.3	CV

Tableau 4.9 : Vérification de l'effort normal pour les poteaux.

La vérification du critère de l'effort normal réduit n'était pas vérifiée pour les sections des poteaux déterminées dans notre étude, pour cela nous avons augmenté la section de ces derniers ce qui conduit à la vérification du critère.

IV.6. 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 :

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

Avec :

- P_k : Poids totale de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ». ($G + \beta Q$) et $\beta = 0.2$
- 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 ».

$$\text{Selon le Sens } x : \theta = \frac{P_{k\text{-total}} \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

Niveaux	$P_{k\text{-total}}$ (kN)	Δ_k (m)	V_k (kN)	h_k (m)	θ	Observation
12 ^{ème} étage	306,91	0,001	111,78	3,26	0,0084	Vérifier
11 ^{ème} étage	4881,39	0,002	1405,84	3,06	0,0023	Vérifier
10 ^{ème} étage	9357,38	0,003	2437,88	3,06	0,0038	Vérifier
9 ^{ème} étage	13901,59	0,003	3323,72	3,06	0,004	Vérifier
8 ^{ème} étage	18512,69	0,004	4099,98	3,06	0,006	Vérifier
7 ^{ème} étage	23123,79	0,004	4772,84	3,06	0,0063	Vérifier
6 ^{ème} étage	27827,4	0,004	5369,93	3,06	0,0067	Vérifier
5 ^{ème} étage	32591,63	0,004	5909,19	3,06	0,0072	Vérifier
4 ^{ème} étage	37459,25	0,004	6391,22	3,06	0,008	Vérifier
3 ^{ème} étage	42394,62	0,004	6814,12	3,06	0,0081	Vérifier
2 ^{ème} étage	47444,27	0,004	7161,74	3,06	0,0086	Vérifier
1 ^{er} étage	53260,16	0,004	7455,43	3,4	0,0084	Vérifier
R.D.C	61240,29	0,003	7641,03	4,08	0,0059	Vérifier

Tableau 4.10 : Justification vis-à-vis de l'Effet P-Δ dans le Sens 'x'.

- Selon le Sens y :

Niveaux	$P_{k-total}(kN)$	$\Delta_k(m)$	$V_k(kN)$	$h_k(m)$	θ	Observation
12 ^{eme} étage	306,91	0,004	138,64	3,26	0,0027	Vérifier
11 ^{eme} étage	4881,39	0,004	1486,14	3,06	0,0043	Vérifier
10 ^{eme} étage	9357,38	0,004	2481,96	3,06	0,0049	Vérifier
9 ^{eme} étage	13901,59	0,005	3266,24	3,06	0,0069	Vérifier
8 ^{eme} étage	18512,69	0,005	3937,42	3,06	0,0076	Vérifier
7 ^{eme} étage	23123,79	0,005	4516,84	3,06	0,0083	Vérifier
6 ^{eme} étage	27827,4	0,005	5031,39	3,06	0,0092	Vérifier
5 ^{eme} étage	32591,63	0,005	5499,99	3,06	0,0097	Vérifier
4 ^{eme} étage	37459,25	0,005	5924,49	3,06	0,011	Vérifier
3 ^{eme} étage	42394,62	0,004	6292,4	3,06	0,0088	Vérifier
2 ^{eme} étage	47444,27	0,003	6604,42	3,06	0,0071	Vérifier
1 ^{er} étage	53260,16	0,003	6884,63	3,4	0,0068	Vérifier
R.D.C	61240,29	0,002	7055,26	4,08	0,0059	Vérifier

Tableau 4.11 : Justification vis-à-vis de l'Effet P- Δ dans le Sens 'y'.

- **Conclusion**

Etant donné que :

- Les déplacements relatifs inter étages sont vérifiés.
- L'effort normal pour les poteaux vérifiés
- L'effet P- Δ est vérifié.
- Les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Alors, le choix du coefficient de comportement global de la structure ($R=3,5$) est justifié.

CHAPITRE V

FERAILLAGE DES ELEMENTS RESISTRANTS

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES POTEAUX ET DES POUTRES

V.1. INTRODUCTION :

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **BAEL 91** et le **RPA99 version 2003**.

V.2. FERRAILLAGE DES POTEAUX :

V.2.1. INTRODUCTION :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N) qui est due à l'excentricité de l'effort normal "N" par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants :

- Section entièrement tendue SET.
- Section entièrement comprimée SEC.
- Section partiellement comprimée SPC.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

a. Situation durable :

Béton	$\gamma_b=1,5$	$f_{c28}=25\text{MPa}$	$\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$
Acier	$\gamma_s=1,15$	Nuance FeE400	$\sigma_s=348\text{MPa}$

b. Situation accidentelle :

Béton	$\gamma_b=1,15$	$f_{c28}=25\text{MPa}$	$\sigma_{bc}=18,48\text{MPa}$
Acier	$\gamma_s=1,00$	Nuance FeE400	$\sigma_s=400\text{MPa}$

V.2.2. COMBINAISON D'ACTION :

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

a. Selon BAEL 91 :**a.1. ELU :** Situation durable

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

a.2. ELS : Situation durable

$$G+Q$$

b. Selon RPA 99 : Situation accidentelle

- $G+Q+E$
- $0,8G\pm E$

Avec :

G : Charges permanentes.

Q : Surcharge d'exploitation.

E : Action du séisme.

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

- 1- Effort normal maximal et le moment correspondant (N^{\max} , M^{corr})
- 2- Moment maximum et l'effort correspondant (M^{\max} , N^{corr})
- 3- Effort normal minimal et le moment correspondant (N^{\min} , M^{corr})

V.2.3. RECOMMANDATIONS DU RPA99 VERSION 2003 :

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

- 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 $50\emptyset$ en zone de recouvrement.

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'intérieur des zones nodales.

Les résultats des efforts et ferrailage des poteaux sont regroupés dans les tableaux suivants :

✚ Calcul du ferrailage pour les poteaux :

1. Situation durable :

- Combinaison : $1,35G+1,5Q$

a. (N^{\max} , M^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{\max} (kN)	M^{corr} (kNm)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
RDC	60x60	2026.93	4.77	SEC	0	0	32,4
1 ^{er} à 2 ^{ème}	55x55	1798.44	5.16	SEC	0	0	27,23
3 ^{ème} à 4 ^{ème}	50x50	1430.05	6.56	SEC	0	0	22,5
5 ^{ème} à 6 ^{ème}	45x45	1090.77	6.92	SEC	0	0	18,23
7 ^{ème} à 9 ^{ème}	40x40	772.51	6.98	SEC	0	0	14,4
10 ^{ème} à 12 ^{ème}	35x35	320.65	6.49	SEC	0	0	11,03

Tableau 5.1 : Ferrillages des poteaux situation durable (N^{\max} , M^{corr}).

b. (M^{\max} , N^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	M^{\max} (kNm)	N^{corr} (kN)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
RDC	60x60	40,30	1681,80	SEC	0	0	32,4
1 ^{er} à 2 ^{ème}	55x55	43,08	1288,33	SEC	0	0	27,23
3 ^{ème} à 4 ^{ème}	50x50	36,77	843,30	SEC	0	0	22,5
5 ^{ème} à 6 ^{ème}	45x45	40,42	713,34	SEC	0	0	18,23
7 ^{ème} à 9 ^{ème}	40x40	44,54	351,89	SEC	0	0	14,4
10 ^{ème} à 12 ^{ème}	35x35	45,08	124,17	SEC	0	0	11,03

Tableau 5.2 : Ferrillages des poteaux situation durable (M^{\max} , N^{corr}).

c. (N^{\min} , M^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{\min} (kNm)	M^{corr} (kN)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
RDC	60x60	56.20	27,21	SEC	0	0	32,4
1 ^{er} à 2 ^{ème}	55x55	57.25	31,67	SEC	0	0	27,23
3 ^{ème} à 4 ^{ème}	50x50	418.41	-25.09	SEC	0	0	22,5
5 ^{ème} à 6 ^{ème}	45x45	272.29	28.17	SEC	0	0	18,23
7 ^{ème} à 9 ^{ème}	40x40	105.22	-34.75	SEC	0	0	14,4
10 ^{ème} à 12 ^{ème}	35x35	14.88	-34.38	SEC	0	0	11,03

Tableau 5.3 : Ferrillages des poteaux situation durable (N^{\min} , M^{corr}).

2. Situation accidentelle :

- Combinaison : **0,8G±E**

a. (N^{\max} , M^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{\max} (kN)	M^{corr} (kNm)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
RDC	60x60	4555,66	-15,49	SEC	0	0	32,4
1 ^{er} à 2 ^{ème}	55x55	3366.45	-31,32	SEC	0	0	27,23
3 ^{ème} à 4 ^{ème}	50x50	1954,12	-41,51	SPC	0	18,49	22,5
5 ^{ème} à 6 ^{ème}	45x45	1065,65	-46,38	SPC	0	15,95	18,23
7 ^{ème} à 9 ^{ème}	40x40	609.65	-66,82	SPC	0	11,45	14,4
10 ^{ème} à 12 ^{ème}	35x35	348,76	-4,90	SPC	0	7,15	11,03

Tableau 5.4 : Ferrillages des poteaux situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).

b. (M^{\max} , N^{corr})

Niveaux	Sections (cm^2)	M^{\max} (kNm)	N^{corr} (kN)	Sollicitation	A'_s (cm^2)	A_s (cm^2)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm^2)
RDC	60x60	258,01	860,91	SPC	0	8,12	32,4
1 ^{er} à 2 ^{ème}	55x55	293,23	584,57	SEC	0	0	27,23
3 ^{ème} à 4 ^{ème}	50x50	262,86	558,48	SPC	0	0,56	22,5
5 ^{ème} à 6 ^{ème}	45x45	216,86	496,53	SPC	0	3,87	18,23
7 ^{ème} à 9 ^{ème}	40x40	159,75	341,28	SPC	0	5,50	14,4
10 ^{ème} à 12 ^{ème}	35x35	97,06	45,49	SPC	0	3,77	11,03

Tableau. 5.5 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr}).b. (N^{\min} , M^{corr})

Niveaux	Sections (cm^2)	N^{\min} (kN)	M^{corr} (kNm)	Sollicitation	A'_s (cm^2)	A_s (cm^2)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm^2)
RDC	60x60	627,88	113,06	SPC	0	4,14	32,4
1 ^{er} à 2 ^{ème}	55x55	370,50	107,48	SPC	0	4,62	27,23
3 ^{ème} à 4 ^{ème}	50x50	170,61	89,05	SPC	0	6,24	22,5
5 ^{ème} à 6 ^{ème}	45x45	48,39	65,70	SPC	0	7,04	18,23
7 ^{ème} à 9 ^{ème}	40x40	2,06	42,23	SPC	0	9,01	14,4
10 ^{ème} à 12 ^{ème}	35x35	4,71	44,10	SPC	0	10,07	11,03

Tableau. 5.6 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\min} , M^{corr}).

- Combinaison : **G+Q+E**

a. (N^{\max} , M^{corr})

Niveaux	Section s (cm ²)	N^{\max} (kNm)	M^{corr} (kN)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
RDC	60x60	1937	182,37	SEC	0	0	32,4
1 ^{er} à 2 ^{ème}	55x55	1733,7	213	SEC	0	0	27,23
3 ^{ème} à 4 ^{ème}	50x50	1142	130	SEC	0	0	22,5
5 ^{ème} à 6 ^{ème}	45x45	980	110	SPC	0	17,41	18,23
7 ^{ème} à 9 ^{ème}	40x40	620	95	SPC	0	14,20	14,4
10 ^{ème} à 12 ^{ème}	35x35	63	53	SPC	0	8,56	11,03

Tableau 5.7 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).

b. (M^{\max} , N^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	M^{\max} (kNm)	N^{corr} (kN)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
RDC	60x60	223,13	163	SPC	0	5,67	32,4
1 ^{er} à 2 ^{ème}	55x55	222	1524	SPC	0	10,07	27,23
3 ^{ème} à 4 ^{ème}	50x50	180	1230	SPC	0	12,08	22,5
5 ^{ème} à 6 ^{ème}	45x45	146	780	SPC	0	13,16	18,23
7 ^{ème} à 9 ^{ème}	40x40	89	450	SPC	0	11,74	14,4
10 ^{ème} à 12 ^{ème}	35x35	62	240	SPC	0	8,92	11,03

Tableau 5.8 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr}).

c. ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$)

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{\max} (kNm)	M^{corr} (kN)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
RDC	60x60	373,06	107,27	SPC	0	3,44	32,4
1 ^{er} à 2 ^{ème}	55x55	178,53	102,41	SPC	0	4,67	27,23
3 ^{ème} à 4 ^{ème}	50x50	38,06	85,28	SPC	0	5,11	22,5
5 ^{ème} à 6 ^{ème}	45x45	-30,75	63,27	SPC	0	6,65	18,23
7 ^{ème} à 9 ^{ème}	40x40	-30,67	40,93	SPC	0	7,31	14,4
10 ^{ème} à 12 ^{ème}	35x35	-6,93	41,68	SPC	0	8,97	11,03

Tableau 5.9 : Ferrillages des poteaux situation accidentelle ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$).

V.2.4. CHOIX DES ARMATURES :

Niveaux	Sections (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)	Choix des Armatures	A_s^{adp} (cm ²)
RDC	60x60	0	32,4	12T20	37,70
1 ^{er} à 2 ^{ème}	55x55	0	27,23	4T20+8T16	28,65
3 ^{ème} à 4 ^{ème}	50x50	0	22,5	4T20+8T14	24,88
5 ^{ème} à 6 ^{ème}	45x45	5,04	18,23	4T16+8T14	20,35
7 ^{ème} à 9 ^{ème}	40x40	3,38	14,4	8T16	16,08
10 ^{ème} à 12 ^{ème}	35x35	7,28	11,03	8T14	12,31

Tableau 5.10 : Choix des armatures des poteaux.

V.2.5. VÉRIFICATION VIS-A-VIS DE L'ÉTAT LIMITE DE SERVICE :

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

- **Béton :**

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

- **Acier :**

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

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

• Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = Min\left(\frac{1}{3}f_e, 110\eta\right)$

Avec :

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

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

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

a. N^{ser}_{max} ; M^{ser}_{cor} :

Niveaux	Section (cm ²)	N^{max}_{ser} (kNm)	M^{cor}_{se} (kN)	Sollicitatio n	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérificatio n
RDC	60x60	1476.71	2.62	SEC	55	240	3.72	15	OK
1 ^{er} à 2 ^{ème}	55x55	1311.1	4.68	SEC	59.4	240	3.98	15	OK
3 ^{ème} à 4 ^{ème}	50x50	1042.3 8	4.79	SEC	58	240	3.91	15	OK
5 ^{ème} à 6 ^{ème}	45x45	794.98	4.8	SEC	62	240	3.25	15	OK
7 ^{ème} à 9 ^{ème}	40x40	563	3.58	SEC	45	240	4.28	15	OK
10 ^{ème} à 12 ^{ème}	35x35	233.76	3.65	SEC	30.1	240	1.97	15	OK

Tableau 5.11: Vérification des contraintes pour les poteaux.

b. M^{ser}_{max} ; N^{ser}_{cor} :

Niveaux	Sections (cm ²)	M^{max}_{ser} (kNm)	N^{cor}_{ser} (kN)	Sollicitation	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	60x60	23.9	46.86	SEC	15.6	240	1.19	15	OK
1 ^{er} à 2 ^{ème}	55x55	27.3	740	SEC	42.9	240	2.94	15	OK
3 ^{ème} à 4 ^{ème}	50x50	39.5	623	SEC	44.5	240	3,02	15	OK
5 ^{ème} à 6 ^{ème}	45x45	33.2	510	SEC	50.2	240	4,85	15	OK
7 ^{ème} à 9 ^{ème}	40x40	28.4	378	SEC	51	240	5,47	15	OK
10 ^{ème} à 12 ^{ème}	35x35	25.3	120	SEC	60.2	240	5,31	15	OK

Tableau 5.12: Vérification des contraintes pour les poteaux.

V.2.6. VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT :

V.2.6.1. VÉRIFICATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b: Largeur de la section du poteau.

d: Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

*** Selon le BAEL 91 modifié 99 :**

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

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4MPa)$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

*** Selon le RPA 99 version 2003 :**

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$\rho_d=0,075$si l'élancement $\lambda \geq 5$

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

Avec :

λ : L'élancement du poteau

i : Rayon de giration.

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

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
RDC	60x60	42.89	0,12	10,99	0,075	1,875	2,50	OK
1 ^{er} à 2 ^{ème}	55x55	37.49	0,12	12,68	0,075	1,875	2,50	OK
3 ^{ème} à 4 ^{ème}	50x50	43.73	0,17	14,99	0,075	1,875	2,50	OK
5 ^{ème} à 6 ^{ème}	45x45	45.93	0,18	18,32	0,075	1,875	2,50	OK
7 ^{ème} à 9 ^{ème}	40x40	43.62	0,17	23,56	0,075	1,875	2,50	OK
10 ^{ème} à 12 ^{ème}	35x35	37.12	0,12	27,48	0,075	1,875	2,50	OK

Tableau 5.13 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

V.2.6.2. FERRAILLAGE TRANSVERSAL DES POTEAUX :

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

*** Selon BAEL91 modifié 99 :**

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

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h: Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

\emptyset_t : Diamètre des armatures transversales.

\emptyset_l : Diamètre des armatures longitudinales.

*** Selon le RPA99 version 2003 :**

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

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h: Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$\rho_a = 2,5 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g < 5$$

λ_g : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t \leq 10 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale (zone III).}$$

$$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_t \right) \dots \dots \dots \text{Zone courante (zone III).}$$

\emptyset_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 :

$$\begin{cases} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g : \text{L'élanement géométrique du poteau} \left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e = 400 \text{ MPa}$ (FeE40).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Niveaux	Section (cm ²)	Barres	Ø _t (mm)	S _t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC	60x60	12T20	20	10	20
1 ^{er} à 2 ^{ème}	55x55	4T20+8T16	20 et 16	10	16
3 ^{ème} à 4 ^{ème}	50x50	4T20+8T14	20 et 14	10	14
5 ^{ème} à 6 ^{ème}	45x45	4T16+8T14	16 et 14	10	14
7 ^{ème} à 9 ^{ème}	40x40	8T16	16	10	14
10 ^{ème} à 12 ^{ème}	35x35	8T14	14	10	14

Tableau 5.14 : Espacements maximaux selon RPA99.

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _u ^{max} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC	2,38	4,33	3,75	35,53	N	10	0,61	4T8	2,01
					C	20	1,21	4T8	2,01
1 ^{er} à 2 ^{ème}	2,38	4,76	3,75	38,70	N	10	0,73	4T8	2,01
					C	16	1,16	4T8	2,01
3 ^{ème} à 4 ^{ème}	2,38	5,29	2,5	37,20	N	10	0,52	4T8	2,01
					C	14	0,72	4T8	2,01
5 ^{ème} à 6 ^{ème}	2,38	5,95	2,5	40,75	N	10	0,64	4T8	2,01
					C	14	0,89	4T8	2,01
7 ^{ème} à 9 ^{ème}	2,38	6,80	2,5	30,26	N	10	0,54	4T8	2,01
					C	14	0,76	4T8	2,01
10 ^{ème} à 12 ^{ème}	2,38	7,93	2,5	22,94	N	10	0,48	4T8	2,01

Tableau 5.15 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.

V.2.7. LONGUEUR DE RECOUVREMENT :

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50\phi_1$ en zone III.

Pour : T20..... $L_r = 100\text{cm}$

T16..... $L_r = 80\text{cm}$

T14..... $L_r = 70\text{cm}$

V.2.8. FERRAILLAGE DES POTEAUX DE SOUS SOL :

Les poteaux du sous-sol sont calculés à la compression simple, le ferrailage est donné par :

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

B_r : Section réduite du poteau considéré ($B_r = (a-2)(b-2)$) cm^2

α : Coefficient dépendant de l'élançement.

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

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

L_f : Longueur de flambement.

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

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

B : Section du poteau ($B = a \times b$).

N_u : L'effort normal maximal au niveau des poteaux du sous-sol.

La longueur de flambement $L_f = 0,7l_0$.

La section réduite $B_r = (a-0,02)^2$ [m^2].

a. Calcul de l'effort normal pondéré :

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal.

$N_u(\text{RDC}) = 2026,93 \text{ kN}$

* Calcul de l'effort normal du 1^{er}sous-sol :

- Poids du plancher.....7,64x14.3=109.25KN
- Poids du poteau.....(0,60)²x2,61x25=23,49kN
- Poids de la poutre principale.....0,30x0,40x4.4x25=13.20kN
- Poids de la poutre secondaire.....0,30x0,35x3.25x25=8.53KN

G= 154.47 KN

Surcharge d'exploitation :

Q =2,5x14,3= 35,75KN **Q = 35,75KN**

N_{u1}= 1,35G+1,5Q=271,37 KN

Donc:

L'effort normal total revenant au poteau du sous-sol :

N_{u(1ss)} =N_{u(RDC)}+N_{u1}= 2026.93 +271.37= **2298.3 KN**

b. Calcul du ferrailage :

- $i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 17,32\text{cm}$
- $\lambda = \frac{0,7x2,56.10^2}{17,32} = 10,35 < 50$
- $\alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,835$

Br = (60 – 2)² = 3364cm²

D'où :

$A_s \geq \left(\frac{2298.3x10^3}{0,835} - \frac{3364x10^2 \cdot 25}{0,9 \cdot 1,5} \right) \frac{1,15}{400} = -84,15\text{cm}^2 \Rightarrow A_s < 0$

A_s^{min} (Selon le **RPA99 version 2003**)

A_s^{min} = 0,9 × B.....A_s = 32,40 cm²

On prend : 12T20=37,70 cm².

Niveaux	Sections (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
1 ^{er} Sous-sol	60x60	32,40	12T20	37,70

Tableau 5.16 : Tableau récapitulatif des résultats de sous-sol.

a. Vérification à l'ELS :

N_{ser1}=G+Q= 184.36KN.

D'où :

$$N_{ser(1ss)} = N_{ser(RDC)} + N_{ser1}$$

$$N_{ser(1ss)} = 1476.71 + 184.36 = 1656.39 \text{ kN}$$

Section (cm ²)	N _{ser} (kN)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _b (MPa)	σ̄ _b (MPa)	Vérification
60x60	1656.39	69.7	240	4.7	15	OK

Tableau 5.17 : Vérification des contraintes des poteaux de l'infrastructure.

c. Détermination des armatures transversales :

Pour les poteaux d'infrastructure ; A_t = 4T10 = 3,14 cm².

Espacement en zone nodale : S_t = 10 cm

Espacement en zone courante : S_t = 15 cm

✚ Schéma de ferrailage des éléments résistants :

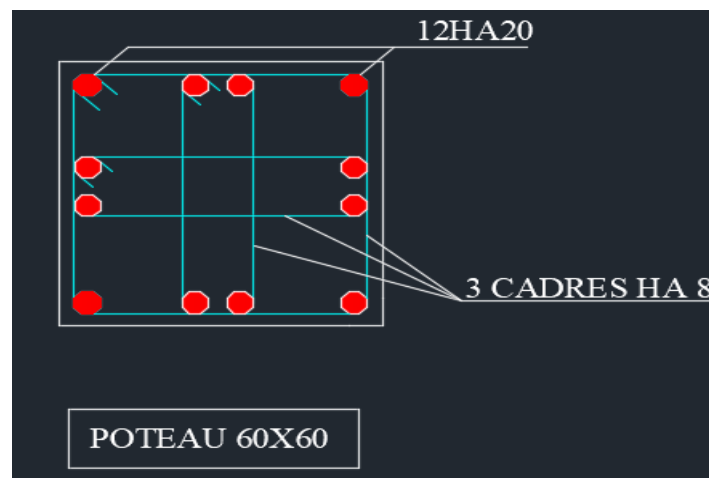


Figure 5.1 : Ferrailage des poteaux 60×60.

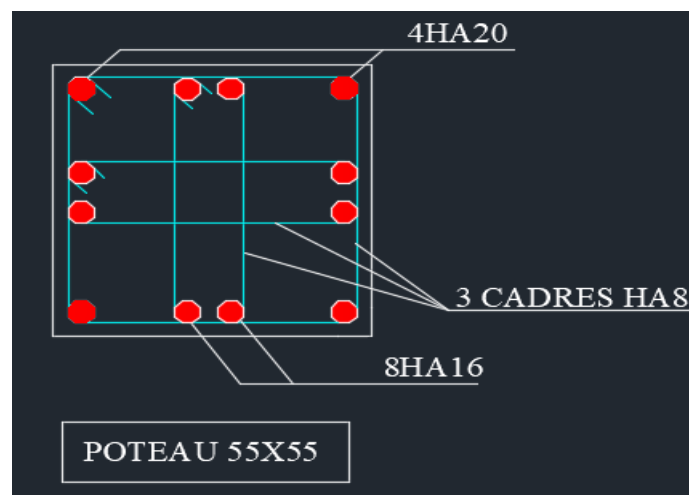


Figure 5.2 : Ferrailage des poteaux 55×55.

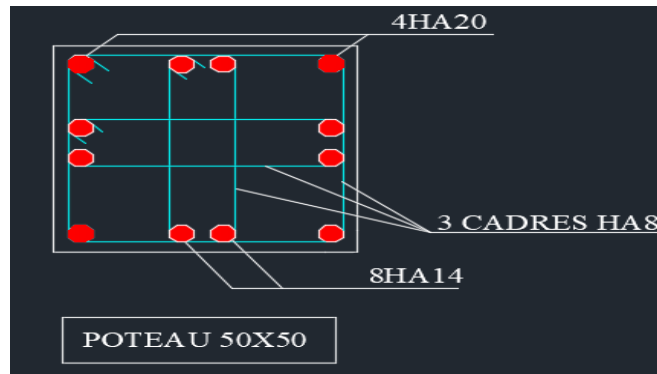


Figure 5.3 : Ferrailage des poteaux 50×50.

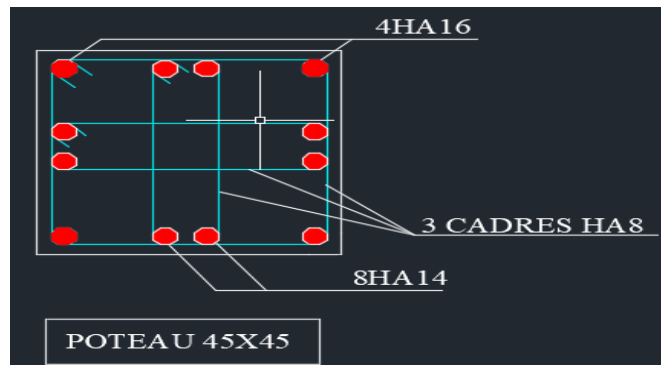


Figure 5.4 : Ferrailage des poteaux 45×45.

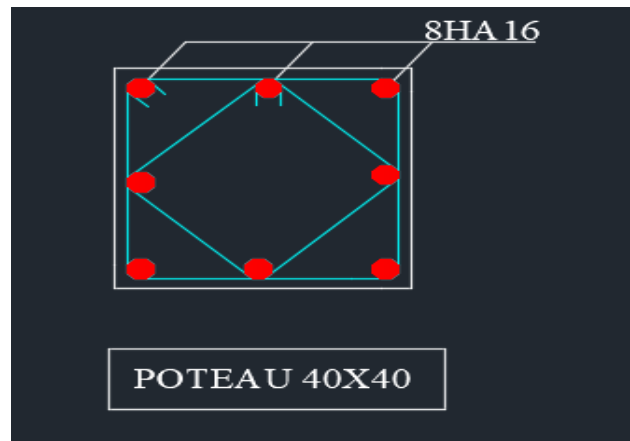


Figure 5.5 : Ferrailage des poteaux 40×40.

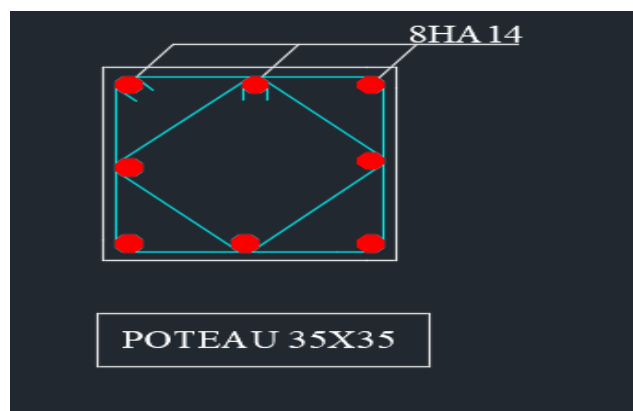


Figure 5.6 : Ferrailage des poteaux 35×35.

V.3. FERRAILLAGE DES POUTRES :**V.3.1. INTRODUCTION :**

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le ferrailage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple (voir annexe).

On fait le calcul pour les deux situations suivantes :

- Situation durable : $1,35G+1,5Q$
- Situation accidentelle : $G+Q\pm E$ et $0.8 G \pm E$

V.3.2. RECOMMANDATION DU RPA99 VERSION 2003 :

- 1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- 2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- 3- La longueur minimale de recouvrement est de $50\varnothing$ en zone III.
- 4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

V.3.3. CALCUL DU FERRAILLAGE :

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre porteuse).
- Sens non porteur (poutre secondaire).

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

a. Situation durable :

- Combinaison : $1,35G+1,5Q$

✚ Sens porteur :

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
RDC à 2 ^{ème}	30x40	Travée	53,73	0	4,02	6
		Appui	-93,42	7,71	0	6
3 ^{èm} à 6 ^{ème}	30x40	Travée	56,6	0	6,25	6
		Appui	-77,52	10,07	0	6
7 ^{èm} à 8 ^{ème}	30x40	Travée	35,7	0	7,25	6
		Appui	-89,45	12,45		6
9 ^{eme} à terrasse	30x40	Travée	42,25	0	8,36	6
		Appui	-51,5	11,6	0	6

Tableau 5.18 : Ferrailage des poutres porteuses (situation durable).

✚ Sens non porteur :

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
RDC à 2 ^{ème}	30x35	Travée	56,93	0	4,39	6
		Appui	-93	9,14	0	6
3 ^{èm} à 6 ^{ème}	30x35	Travée	0,87	0	8,46	6
		Appui	-12	1,04	0,07	6
7 ^{èm} à 8 ^{ème}	30x35	Travée	6,11	0	0,52	6
		Appui	-17,17	1,21		6
9 ^{eme} à terrasse	30x35	Travée	6	0	8,95	6
		Appui	-15	1,3	0	6

Tableau 5.19 : Ferrailage des poutres non porteuses (situation durable).

- Situation accidentelle : G+Q+E et 0.8 G ± E

✚ Sens porteur :

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
RDC à 2 ^{ème}	30x40	Travée	12	0	1,25	6
		Appui	-327	30,61	0	6
3 ^{èm} à 6 ^{ème}	30x40	Travée	11.2	0	6,01	6
		Appui	-265,55	25,43	0	6
7 ^{èm} à 8 ^{ème}	30x40	Travée	25	0	6,22	6
		Appui	-248,25	23,08	0	6
9 ^{èm} à Terrasse	30x40	Travée	25	0	6,69	6
		Appui	-358	33,07	0	6

Tableau 5.20 : Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle).

✚ Sens non porteur :

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
RDC à 2 ^{ème}	30x35	Travée	12,5	0	1.08	6
		Appui	-325	34,24	0	6
3 ^{èm} à 6 ^{ème}	30x35	Travée	-10,5	0	8.2	6
		Appui	-223,58	24,25	0	6
7 ^{èm} à 8 ^{ème}	30x35	Travée	7,25	0	2.35	6
		Appui	-216,8	23,58	0	6
9 ^{èm} à Terrasse	30x35	Travée	12,36	0	1.07	6
		Appui	-287	30,8	0	6

Tableau 5.21 : Ferrailage des poutres secondaires (situation durable).

Remarque :

- D'après les résultats obtenus du calcul des sections d'armatures dans les poutres sous les combinaisons d'action considérées, soient les combinaisons « 1,35G+1,5Q » et « G+Q+E » et « 0.8 G ± E », on constate que le ferrailage maximum est obtenu par la combinaison « G+Q+E ».

V.3.4. CHOIX DES ARMATURES :

Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

1- Sens porteur :

Niveaux	Section (cm ²)	Position	A_{sRPA}^{min} (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
RDC à 2 ^{ème}	30x40	Travée	6	3,71	4T16+4T14	14,20
		Appui		6,81	4T16+4T14	14,20
3 ^{èm} à 6 ^{ème}	30x40	Travée	6	6,01	4T16+4T14	14,20
		Appui		9,81	4T16+4T14	14,20
7 ^{èm} à 8 ^{ème}	30x40	Travée	6	6,22	4T16+4T14	14,20
		Appui		10,82	4T16+4T14	14,20
9 ^{èm} terrasse	30x40	Travée	6	6,69	4T16+4T14	14,20
		Appui		9,86	4T16+4T14	14,20

Tableau 5.22 : Choix des armatures pour les poutres porteuses.

2- Sens non porteur :

Niveaux	Section (cm ²)	Position	A_{sRPA}^{min} (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
RDC à 2 ^{ème}	30x35	Travée	6	3,71	4T16+4T14	14,20
		Appui		6,81	4T16+4T14	14,20
3 ^{èm} à 6 ^{ème}	30x35	Travée	6	14,03	8T16	16,08
		Appui		15,94	8T16	16,08
7 ^{èm} à 8 ^{ème}	30x35	Travée	6	13,75	8T16	16,08
		Appui		15,72	8T16	16,08
9 ^{èm} à Terrasse	30x35	Travée	6	12,16	8T16	16,08
		Appui		14,15	8T16	16,08

Tableau 5.23 : Choix des armatures pour les poutres non porteuses.

V.3.5. CONDITION DE NON FRAGILITÉ :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \quad [1]$$

Avec :

$$f_{t28}=2,1\text{MPa} ; f_e=400\text{MPa}$$

Section (cm ²)	$A_{s(\min)}^{choisi}$ (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)	Vérification
30x40	6	2,11	Vérifiée

Tableau 5.24 : Vérification de la condition de non fragilité des poutres porteuses.

Section (cm ²)	$A_{s(\min)}^{choisi}$ (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)	Vérification
30x35	6	2,61	Vérifiée

Tableau 5.25 : Vérification de la condition de non fragilité des poutres non porteuses.

La fissuration est considérée préjudiciable.

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

 Sens porteur :

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M _{ser} (kNm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérifié
RDC à 2 ^{ème}	30x40	Travée	35,47	2,5	15	89,9	240	Oui
		Appui	-65,66	5,99		100,3		
3 ^{èm} à 6 ^{ème}	30x40	Travée	21,13	4,24	15	60,5	240	Oui
		Appui	-38,83	6,15		70,3		
7 ^{èm} à 8 ^{ème}	30x40	Travée	21,40	4,01	15	61,3	240	Oui
		Appui	-50,99	6,28		97,8		
9 ^{èm} à Terrasse	30x40	Travée	21,62	4,78	15	61,8	240	Oui
		Appui	-57,11	7,88		99,4		

Tableau 5.26 : Vérification des poutres porteuse à l'ELS.

✚ Sens non porteur :

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M _{ser} (kNm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérifié
RDC à 2 ^{ème}	30x35	Travée	9,09	2,5	15	50,9	240	Oui
		Appui	-18,88	3,99		60,3		
3 ^{èm} à 6 ^{ème}	30x35	Travée	12,85	3,8	15	52,6	240	Oui
		Appui	-16,28	3,86		57,6		
7 ^{èm} à 8 ^{ème}	30x35	Travée	14,19	4,46	15	55,2	240	Oui
		Appui	-18,83	5,71		59,4		
9 ^{èm} à Terrasse	30x35	Travée	14,46	4,6	15	56,5	240	Oui
		Appui	-18,89	5,53		59,7		

Tableau 5.27 : Vérification des poutres non porteuses à l'ELS.

V.3.6. VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT :

a. Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

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

Niveaux	Section (cm ²)	T _u ^{max} (kN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Vérifié
Sens Porteur					
RDC à 2 ^{ème}	30x40	163,23	0,75	2,5	Oui
3 ^{èm} à 6 ^{ème}	30x40	187,16	0,86	2,5	Oui
7 ^{èm} à 8 ^{ème}	30x40	210,87	0,97	2,5	Oui
9 ^{èm} à Terrasse	30x40	192,24	0,89	2,5	Oui
Sens Non Porteur					
RDC à 2 ^{ème}	30x35	78,03	0,36	2,5	Oui
3 ^{èm} à 6 ^{ème}	30x35	121,18	0,56	2,5	Oui
7 ^{èm} à 8 ^{ème}	30x35	92,09	0,42	2,5	Oui
9 ^{èm} à Terrasse	30x35	82,82	0,38	2,5	Oui

Tableau 5.28 : Vérification de la contrainte de cisaillement.

b. Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE40 ($f_e=400\text{MPa}$).

a. Selon le BAEL 91 modifié 99 :

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

b. Selon le RPA 99 version 2003 :

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

Avec : $\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right) = 1,71\text{cm}$

On prend : $\phi_t = 8\text{mm}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Section	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91	RPA99		S _t ^{adp} (cm)		A _t ^{max} (cm ²)	Choix
			S _t (cm)	S _t (cm) ZN	S _t (cm) ZC	ZN	ZC		
Porteur	208.08	0,75	40	20,52	30	20	30	1,50	6T8
Nom porteur	178.44	0,86	40	20,52	30	20	30	1,35	6T8

Tableau 5.29 : Calcul des armatures transversales.

c. Armature de peau :

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration. En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures. Pouces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses. Pour les bâtiments courants on a $1 \text{ cm}^2/\text{m}$ pour les armatures de peau.

On opte : $2T12 = 2,26 \text{ cm}^2$

V.3.7. RECOUVREMENT DES ARMATURES LONGITUDINALES :

$L_r = 50\varnothing$ (zone III).

L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

a. $\varnothing = 16 \text{ mm} \dots \dots \dots L_r = 80 \text{ cm}$

b. $\varnothing = 14 \text{ mm} \dots \dots \dots L_r = 70 \text{ cm}$

V.3.8. VÉRIFICATION DE L'INFLUENCE DE L'EFFORT TRANCHANT AU VOISINAGE DES APPUIS :**a. Appuis intermédiaires :****a.1. Vérification des armatures longitudinales :**

Les armatures longitudinales inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui pour équilibrer l'effort tranchant.

Si : $T_u - \frac{M_a}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ pas de force de traction dans les armatures longitudinales inférieures.

Si : $T_u - \frac{M_a}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ les armatures longitudinales inférieures sont soumises à un effort de

traction. Dans ce cas on doit vérifier que : $A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u - \frac{M_{ua}}{0,9d} \right)$

Niveaux	Section (cm ²)	T _u (kN)	M _{ua} (kNm)	$\frac{M_{ua}}{0,9d}$ (kN)	$T_u - \frac{M_{ua}}{0,9d}$ (kN)
Sens Porteur					
RDC à 2 ^{ème}	30x40	163,23	146,423	301,28	<0
3 ^{èm} à 6 ^{ème}	30x40	191,19	188,516	387,89	<0
7 ^{èm} à 8 ^{ème}	30x40	224,8	229,879	473,00	<0
9 ^{ème} à terrasse	30x40	192,24	215,148	442,69	<0
Sens Non Porteur					
RDC à 2 ^{ème}	30x35	78,03	101,751	442,69	<0
3 ^{èm} à 6 ^{ème}	30x35	115,85	181,969	209,36	<0
7 ^{èm} à 8 ^{ème}	30x35	126,16	209,092	430,23	<0
9 ^{ème} à terrasse	30x35	113,39	202,125	415,90	<0

Tableau 5.30 : Vérification de la section d'armatures.

D'après les résultats du tableau, les armatures longitudinales inférieures ne sont soumises à aucun effort de traction.

a.2. Vérification de la contrainte de compression de l'aire d'appui :

La contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui doit vérifier la relation suivante :

$$\sigma_{bc}^m = \frac{T_u}{a.b} \leq \frac{1,3f_{c28}}{\gamma^b}$$

Avec :

A = Min (à ; 0,9d).

à : Largeur d'appuis sans l'enrobage (à=c-c'-2cm)

c' : L'enrobage (c'=3cm).

c: Largeur du poteau en appui.

b: Largeur de la poutre.

Niveaux	Section (cm ²)	à (cm)	a (cm)	T _u ^{max} (kN)	σ_{bc}^m (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC a 1 ^{er}	30x40	50	50	158,75	0,79	21,67	Vérifie
2 ^{ème} a 3 ^{ème}	30x40	45	45	165,78	0,92	21,67	Vérifie
4 ^{ème} à 5 ^{ème}	30x40	40	40	169,81	1,06	21,67	Vérifie
6 ^{ème} a 7 ^{ème}	30x40	35	35	187,16	1,34	21,67	Vérifie
8 ^{ème} à 9 ^{ème}	30x40	30	30	195,86	1,63	21,67	Vérifie
10 ^{ème} à 12	30x40	25	25	210,87	2,11	21,67	Vérifie

Tableau 5.31 : Vérification de la compression de l'aire d'appui.

b. Appuis de rives :

b.1. Vérification des armatures longitudinales :

Il faut vérifier que : $A_s \geq \frac{T_u \gamma_s}{f_e}$

b.2. Vérification de la contrainte de compression du béton :

Il faut vérifier que : $T_u \leq 0,267b.a.f_{c28}$

Avec :

b: Largeur de la poutre.

a= Min (à ; 0,9d).

à : Longueur d'appui (à=c-c'-2cm).

c: Largeur d'appui (poteau).

Les résultats des deux vérifications sont regroupés dans le tableau suivant :

Vérifications			Section d'armature longitudinale			Contrainte de compression du béton		
Niveaux	Section n (cm ²)	T _u (kN)	$\frac{T_u \gamma_s}{f_e}$ (cm ²)	A _s ^{adp} (cm ²)	$A_s \geq \frac{T_u \gamma_s}{f_e}$	a (cm)	0,267.b.a.f _{c28} (kN)	T _u ≤ 0,267.b.a.f _{c28}
RDC a 1 ^{er}	30x4	140,43	4,04	14,20	Vérifiée	50	1335	Vérifiée
2 ^{ème} a 3 ^{ème}	30x4	150,67	4,33	14,20	Vérifiée	45	1201,5	Vérifiée
4 ^{ème} à 5 ^{ème}	30x4	152,81	4,39	14,20	Vérifiée	40	1068	Vérifiée
6 ^{ème} à 7 ^{ème}	30x4	159,54	4,59	14,20	Vérifiée	35	934,5	Vérifiée
8 ^{ème} à 9 ^{ème}	30x4	159,13	4,57	14,20	Vérifiée	30	801	Vérifiée
10 ^{ème} à 12	30x4	162,74	4,68	14,20	Vérifiée	25	667,5	Vérifiée

Tableau 5.32 : Vérification dans les appuis de rives.

V.3.9. ARRÊT DES BARRES :

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures :

$$h' \geq \begin{cases} \frac{L^{\max}}{4} & \text{Appuis en travée de rive} \\ \frac{L^{\max}}{5} & \text{Appuis en travée Intermédiaire} \end{cases}$$

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

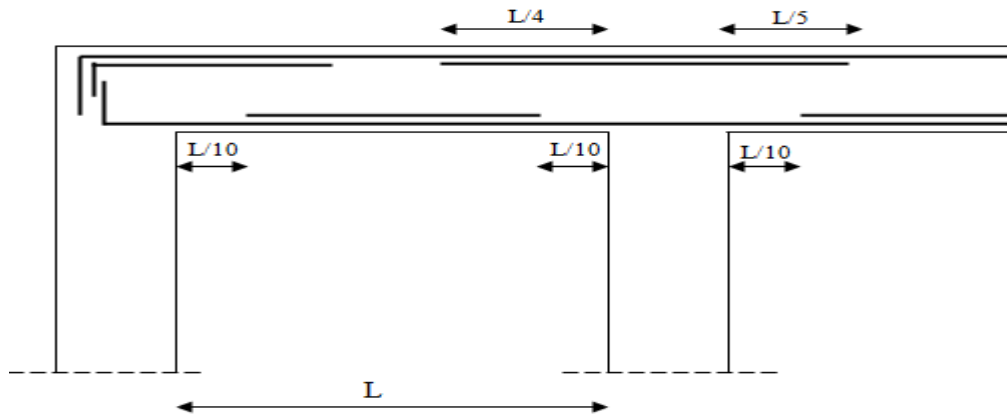


Figure 5.7: Arrêt des barres.

V.3.10. Vérification de la flèche :

Poutre porteuse (30×40) : $f_{adm} = f_{adm} = \frac{520}{500} = 1,04 \text{ cm}$

Poutre porteuse (30×35) : $f_{adm} = f_{adm} = \frac{420}{500} = 0,84 \text{ cm}$

$E_i = 32164,20 \text{ MPa}$; $E_v = 10818,86 \text{ MPa}$

- La longueur de la poutre principal = 520 cm
- La longueur de la poutre secondaire = 420 cm

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Usage	Cas	Section (cm ²)	M ser (kN.m)	A s (cm ²)	f_i	f_i	Δf_T	f^-	Verificatio nn
RDC à 2 ^{ém}	PP	30×40	35,47	20,70	6,27	13,89	7,62	10,40	Verifier
	PNP	30×35	9,09	8,20	3,55	7,59	4,04	8,40	Verifier
3 ^{ém} à 6 ^{ém}	PP	30×40	21,13	17,40	7,45	11,89	4,44	10,40	Verifier
	PNP	30×35	12,85	10,60	5,58	8,89	3,31	8,40	Verifier
7 ^{ém} à 8 ^{ém}	PP	30×40	21,40	16,20	6,55	12,89	6,34	10,40	Verifier
	PNP	30×35	14,19	12,25	6,55	9,97	3,42	8,40	Verifier
9 ^{ém} à Terrasse	PP	30×40	21,62	17,89	5,06	11,96	6,9	10,40	Verifier
	PNP	30×35	14,46	13,03	3,31	10,16	6,82	8,40	Verifier

Tableau 5.33 : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.

f_v

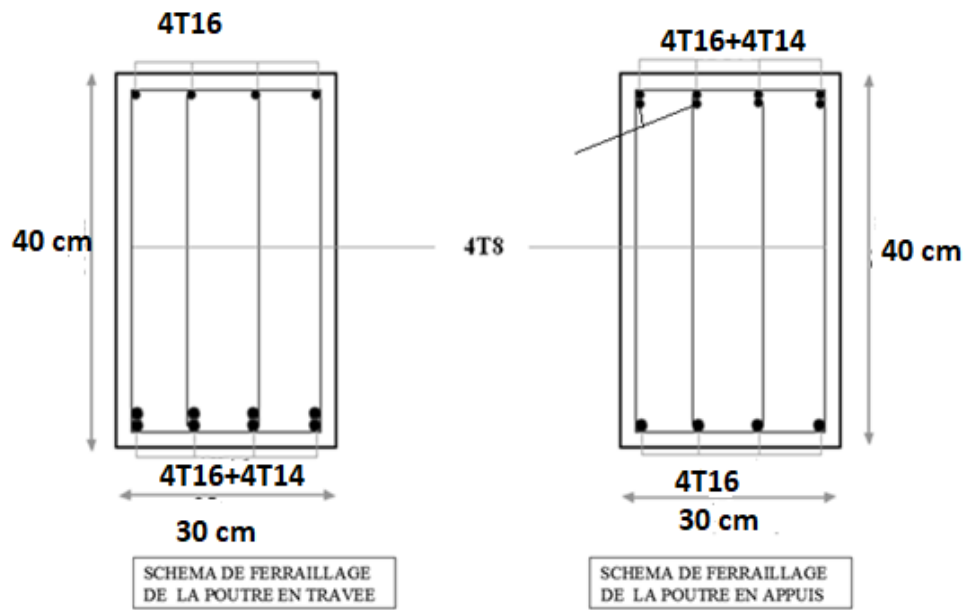


Figure 5.8: Ferrailage des poutres porteuses.

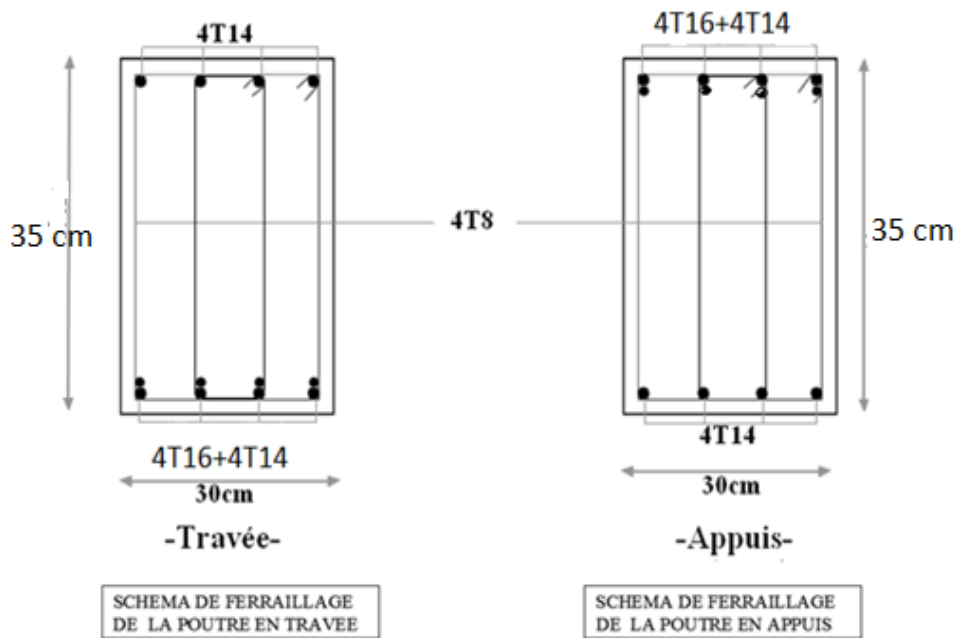


Figure 5.9: Ferrailage des poutres non porteuses.

V.4. FERRAILLAGE DES VOILES :

V.4.1 GENERALITES :

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan.

Ces éléments peuvent être :

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

On utilise aussi l'expression murs en béton banché pour désigner les voiles en béton non armé. Une banche est un outil de coffrage de grande surface.

V.4.2. INTRODUCTION AU FERRAILLAGE DES VOILES :

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

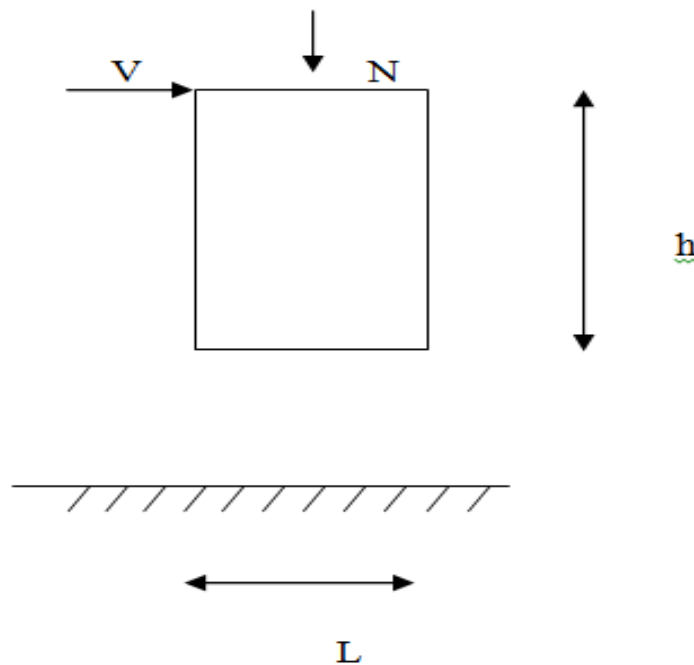


Figure 5.10: Section rectangulaire soumise à la flexion composée

Le voile est donc sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

- 1- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage ρ_{v0}) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage ρ_v).

2- D'armatures horizontales, parallèles aux faces 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.

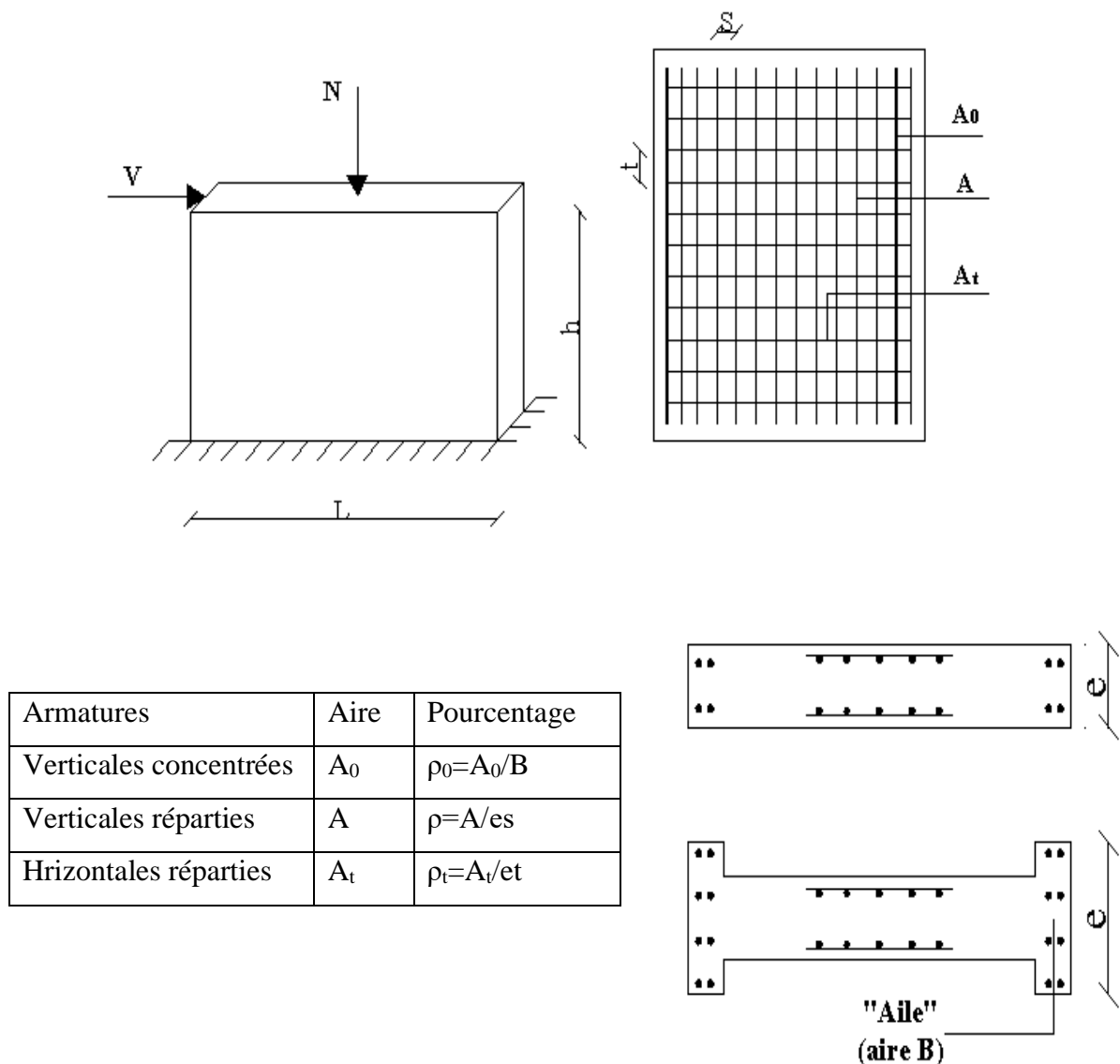
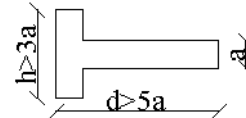


Figure 5.11: Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.

V.4.3. JUSTIFICATION SOUS SOLLICITATIONS NORMALES :

a. 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'élancement mécanique λ : $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité h : $h \geq 3a$



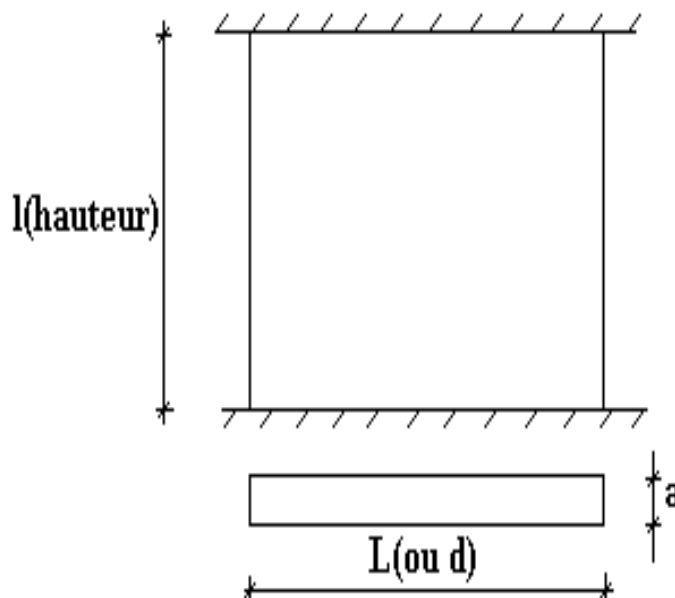
Définition de l'élément mur :

b. Longueur de flambement: (murs non raidi latéralement)

Soit :

l : la hauteur libre du mur;

l_f : la longueur libre de flambement d'un mur non raidi.



Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement l_f est déduite de la hauteur libre du mur l , en fonction de ses liaisons avec le plancher.

Les valeurs du rapport $\left(\frac{l_f}{l}\right)$ sont données par le tableau suivant :

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encastré en tête et en pied	Il existe un plancher de part et d'autre	0,80	0,85
	Il existe un plancher d'un seul côté	0,85	0,90
Mur articulé en tête et en pied		1,00	1,00

Tableau 5.34 : Les valeurs du rapport (l_f/l)

L'élanement mécanique λ se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

c. Effort de compression en ELU :

Soient : l_f : longueur de flambement calculée en (b)

a: épaisseur du voile

d: longueur du voile

f_{c28} : résistance caractéristique du béton à 28 jours

f_e : limite élastique de l'acier

$\gamma_b = 1,5$ (sauf combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_b = 1,15$)

$\gamma_s = 1,15$ (sauf pour combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_s = 1$)

NOTE:

Les valeurs de α données par le tableau ci dessous sont valables dans le cas ou plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours.

	Notation	Unités	Voiles armé verticalement	Voile non armé verticalement
Elancement	λ	/	$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
Section réduite	B_r	m ²	d (a-0,02)	
Pour $\lambda \leq 50$	α	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30} \right)^2}$
Pour $50 \leq \lambda \leq 80$			$0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$	
Effort limite ELU	$N_{u \text{ Lim}}$	KN	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right]$
Contraintes limites	σ	kPa	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$

Tableau 5.35 : Calcul de $\sigma_{u \text{ lim}}$ **REMARQUE:**

La contrainte limite vaut $\sigma_{u \text{ lim}} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{a d}$ que nous appellerons σ_{bna} ou σ_{ba} suivant que le béton

est non armé ou armé.

Si la contrainte moyenne de compression dépasse la contrainte de béton armé σ_{ba} , on devra augmenter les dimensions du voile.

d. Niveaux de vérification :

On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau **I-I** à mi- hauteur d'étage : $\sigma_u \leq \sigma_{u \text{ lim}}$
- Niveau **II-II** sous le plancher haut : $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u \text{ lim}}}{\alpha}$

En cas de traction, on négligera le béton tendu.

e. 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

1. ACIERS VERTICAUX, ACIERS HORIZONTALS :

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

Aciers verticaux et horizontaux

- La section d'armatures correspondant au pourcentage ρ_v doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée.
- La section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures.

2. ACIERS TRANSVERSAUX : (perpendiculaire aux parements)

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

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

ACIERS TRANSVERSAUX

f. 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 $S_{12} \leq 0,05f_{c28}$).

V.4.4. PROCEDURE DE FERRAILLAGE DES TRUMEAUX :**V.4.4.1 INTRODUCTION :**

Pour le ferraillement des trumeaux, on devra calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux règlements **B.A.E.L 91** et **RPA 99**.

L'apparition de logiciels modernes d'analyse de structure, utilisant la méthode des éléments finis pour modéliser et analyser les structures a considérablement aidé l'étude du comportement globale de la structure mais aussi, l'obtention directe des efforts et des contraintes (dans les voiles) en tout point de la structure facilite, après une bonne interprétation des résultats du modèle retenue, l'adoption d'un bon ferraillement (ou ferraillement adéquat).

V.4.4.2. MÉTHODE SIMPLIFIÉE BASEE SUR LES CONTRAINTES :(CALCUL DES ACIERS VERTICAUX)

Comme déjà dit, les voiles du Bâtiment sont sollicitées en flexion composée.

Les contraintes normales engendrées (σ) peuvent être soit des contraintes de compression ou de traction.

1 - ZONE COMPRIMEE :

Si $\sigma < 0 \rightarrow$ compression

Dans ce cas le calcul se fait selon le paragraphe **V.3**.

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.

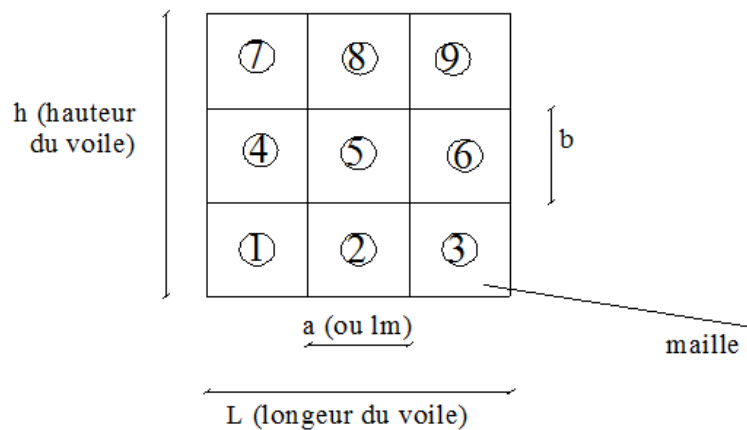


Figure 5.12: Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.

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

V.4.4.3 ACIERS HORIZONTAUX :

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

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

$\tau_u = S_{12}$ est donnée par l'interface graphique du **ROBOT**.

S_t : Espacement maximal trouvé pour A_v

$b_0 = a$ (épaisseur du trumeau)

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

V.4.4.4 PRÉCONISATION DU RÈGLEMENT PARASISMIQUE ALGÉRIEN (RPA99 modifié en 2003)

a. Aciers verticaux :

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,2 %.
- 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 5.13: Disposition des armatures verticales dans les voiles.

b. Aciers horizontaux :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

c. Règles communes :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0,15 %
 - En zone courante 0,10 %

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $S \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30cm \end{cases}$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ 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.

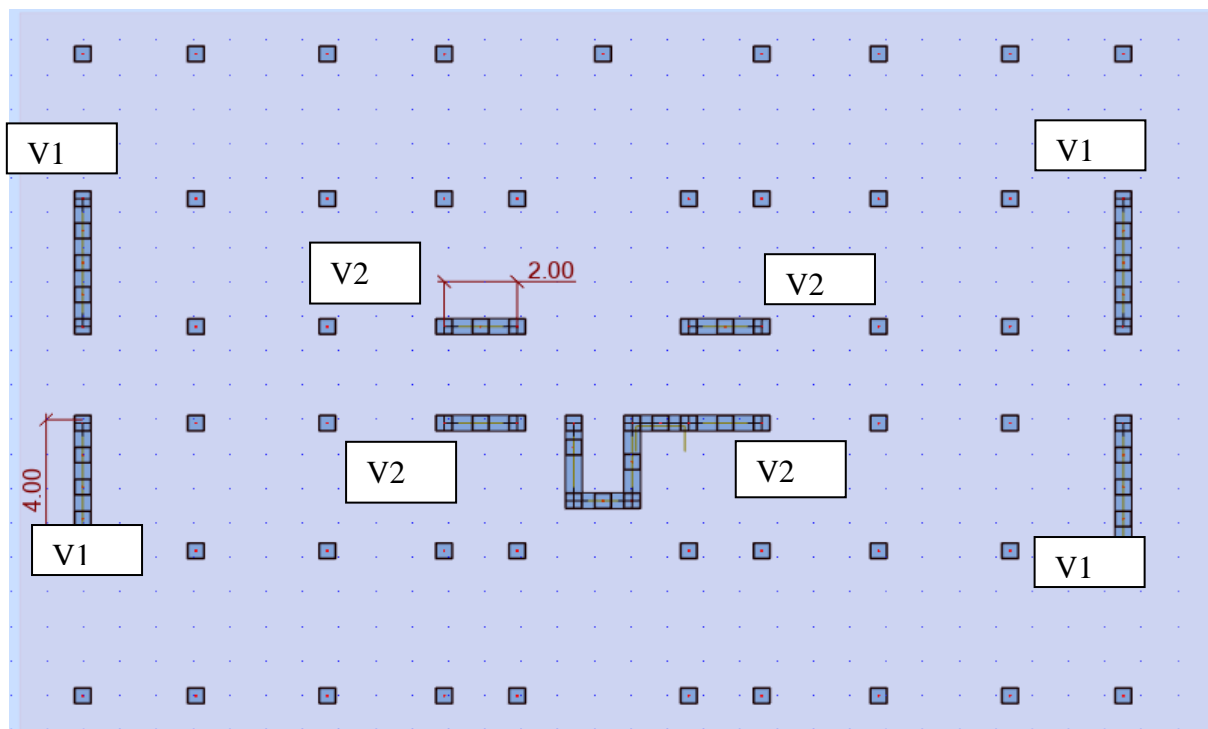


Figure 5.14: Disposition finale des voiles.

V.4.5. EXEMPLE DE CALCUL : Soit le voile (V2)

L = 2,00 m (longueur).

a = 0,20 m (épaisseur).

h_e = 3,40 m (hauteur d'étage).

Le voile est découpé en trois (03) mailles horizontales de même longueur Lⁱ = 0,91m et de section

S_i = Lⁱ*(a).

• **Contraintes limites de compression :**

La hauteur d'étage est de 2,80 m d'où la hauteur libre est égale à :

h_e = 3,40 - 0,40 = 2,80 m (0,40 m : hauteur de la poutre)

	Unit é	Béton non armé	Béton armé
Longueur de flambement l_f	m	2,80 x 0,85=2,38	0,8 x 2,80=2,24
Elancement λ	/	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,2} = 41,22$	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,2} = 38,79$
Coefficient α	/	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30}\right)^2} = 0,487$	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,663$
Section réduite B_r (par ml) Avec d = 0,91 m	m ²	(a-0,02).0,91 = (0,20-0,02).0,91 = 0,16 m ²	(a-0,02).0,91 = (0,20-0,02).0,91 = 0,16 m ²
Contraintes limites $\sigma = \frac{N_{u\text{lim}}}{a d}$ Avec d = 0,98 m	MPa	$\sigma_{bna} = 0,487 \left[\frac{0,16 \times 25}{0,9 \times 1,15 \times 0,20 \times 0,91} \right]$ $\sigma_{bna} = 10,34 \text{ MPa}$	$\sigma_{ba} = \frac{0,663}{0,20 \times 0,91} \left(\frac{0,16 \times 25}{0,9 \times 1,15} + A_s \frac{400}{1} \right)$ $\sigma_{ba} = 14,34 \text{ MPa}$

Tableau 5.36 : Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple.

Remarque :

σ_{ba} = 14,89 MPa correspondant à A_s = 0,1% de B_{et}

$B_{et} = (0,20 \times 0,91) \text{ m}^2$ (section de béton)

$A_s = 1,82 \text{ cm}^2 = 1,82 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$

Pour cette exemple σ compression = 9,27 MPa < σ_{bna} donc on n'a pas besoin d'armatures de compression.

• **Armatures de traction :**

La contrainte moyenne normale au milieu de chaque maille (à la base de voile) est lue, directement à partir de l'interface graphique ; il s'agit des contraintes **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 (**S12** ou τ)

Maille $L_i=0,91 \text{ m}$	1	2	3
Dimensions (m ²) $(a \cdot l^i) = S_j$	0,182	0,182	0,182
Contrainte moyenne par maille σ_j (MPa)	3,57	3,22	3,24
Force de traction $F_t(\text{KN}) = \sigma_j S_j$	0,66794	627,9	618,8
Section d'acier (cm ²) $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$ (Situation accidentelle $\gamma_s = 1$)	16,05	14,58	12,47
Aciers minimaux (cm ²) 1. Selon BAEL : 0,1% $S_{\text{béton}}$ 2. Selon RPA99 : 0,2 % $S_{\text{béton}}$	1,82	1,82	1,82
Acier total (Sur deux faces en cm ²) S_i : espacement (mm)	2 x 6T14 = 24,12 $\frac{910}{6} = 151$	2 x 6T14 = 24,12 $\frac{910}{6} = 151$	2 x 6T14 = 24,12 $\frac{910}{6} = 151$
$S \leq (1,5 a, 30\text{cm})$ $S \leq 30 \text{ cm}$	Vérifié	Vérifié	Vérifié

Tableau 5.37 : Calcul des armatures verticales de l'exemple.

- **Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture pour la maille 1) : « RPA99 version 2003 »**

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

$S_{12} = \tau_u = 0,14$ MPa (contrainte tangentielle lu directement au milieu de maille 1)

$$A_{vj} = 1,1 \frac{0,14(200)(910)}{400} 1,4 = 98,098 \text{mm}^2$$

$$A_{vj} = 0,98 \text{cm}^2$$

La section précédente doit s'ajouter aux aciers verticaux calculés plus hauts, puis un choix final sera effectué.

- **Aciers horizontaux :**

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u \cdot a \cdot S_t}{(0,8 f_e) 0,8}$$

$$\bar{\tau}_u = 1,4 \tau_u = 1,4 S_{12}$$

$$S_{t \min} = 300 \text{mm}$$

$$A_{h1} = \frac{1,4 (0,14) (200) (151)}{(0,8) (400) (0,8)} = 2,31 \text{cm}^2$$

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

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (24,12) = 16,08 \text{cm}^2$$

$$A_{h \min} = (0,15\%) \cdot a \cdot l = \frac{0,15}{100} (0,20) (0,91) = 2,73 \text{cm}^2$$

D'où :

$$A_h = \text{Max}(A_{h1}, A_{h2}, A_{h \min}) = 16,08 \text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } 2 \times 6T14 = 18,48 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } S_t = \frac{910}{6} = 151 \text{mm}$$

On prend : $S_t = 151 \text{ mm} < S_{t \min} = 300 \text{mm}$ Vérifié

V.4.6. PRÉSENTATION DES RÉSULTATS POUR LE RESTE DES VOILES DU BÂTIMENT ÉTUDIÉ :

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 $\sigma < 0 \rightarrow$ compression

Si $\sigma > 0 \rightarrow$ traction

V.4.6.1 ARMATURES VERTICALES DE TRACTION :

Voile V1 : $e = 20 \text{ cm}$; $l_m = 0,91 \text{ m}$; $L_{voile} = 2,00\text{m}$; $A_{s \text{ min}} = 4.00 \text{ cm}^2$.

Hauteur (m)	Maille	S_i (m ²)	σ_{moy} (MPa)	F_t (KN)	A_s (cm ²)	Le choix	A_s adopté (cm ²)
RDC	1	0,182	3,67	647,54	16,70	2x6T16	24,12
	2	0,182	3,45	598,9	15,70	2x5T16	20,11
	3	0,182	3,40	588,4	15,47	2x5T16	20,11
1er étage	1	0,182	3,49	589,5	15,88	2x5T16	20,11
	2	0,182	3,36	612,52	15,29	2x6T16	24,12
	3	0,182	3,28	632,96	14,92	2x5T16	20,11
2éme à 6éme Etage	1	0,182	3,35	595,7	15,24	2x5T16	20,11
	2	0,182	3,11	586,05	14,15	2x6T16	24,12
	3	0,182	3,07	625,74	13,97	2x5T16	20,11
7éme à 11éme Etage	1	0,182	2,50	425.25	11,38	2x5T14	15,39
	2	0,182	2,19	402.8	9,96	2x6T14	18,48
	3	0,182	2,11	495.22	9,60	2x5T14	15,39

Tableau 5.38 : Calcul des armatures du voile (V2).

Voile V2 : $e = 20 \text{ cm}$; $l_m = 0,94 \text{ m}$; $L_{\text{voile}} = 4.00 \text{ m}$; $A_{s \text{ min}} = 8.00 \text{ cm}^2$.

Hauteur (m)	Maille	S_i (m ²)	σ_{moy} (MPa)	F_t (KN)	A_s (cm ²)	Le choix	A_s adopté (cm ²)
RDC	1	0,170	2,607	490,116	12,25	2x6T14	18,48
	2	0,170	2,58	485,04	12,13	2x6T14	18,48
	3	0,170	2,60	488,8	12,22	2x6T14	18,48
	4	0,170	2,60	488,8	12,22	2x5T14	15,39
	5	0,170	2,57	483,16	12,08	2x5T14	15,39
	6	0,170	2,57	483,16	12,08	2x5T14	15,39
1er étage	1	0,170	2,18	409,84	10,25	2x6T14	18,48
	2	0,170	2,30	432,4	10,81	2x6T14	18,48
	3	0,170	2,34	439,92	11,00	2x6T14	18,48
	4	0,170	2,34	439,92	11,00	2x5T14	15,39
	5	0,170	2,29	430,52	10,76	2x5T14	15,39
	6	0,170	2,16	406,08	10,15	2x5T14	15,39
2éme à 6éme Etage	1	0,170	1,97	370,36	9,26	2x8T14	24,62
	2	0,170	2,07	389,16	9,73	2x8T14	24,62
	3	0,170	-2,00	/	/	/	/
	4	0,170	-2,09	/	/	/	/
	5	0,170	2,00	376	9,40	2x8T14	24,62
	6	0,170	1,97	370,36	9,26	2x9T14	27,7
7éme à 11éme étage	1	0,170	0,23	43,24	1,08	2x8T12	18,1
	2	0,170	0,76	142,88	3,57	2x8T12	18,1
	3	0,170	-0,98	/	/	/	/
	4	0,170	-0,98	/	/	/	/
	5	0,170	0,75	141	3,53	2x8T12	18,1
	6	0,170	0,18	33,84	0,85	2x9T12	20,36

Tableau 5.39 : Calcul des armatures du voile (V2).

V.4.6.2 ARMATURES DE JOINT DE BETONNAGE (ACIERS DE COUTURE) :

$S_{12} = \tau_u$, désigne la contrainte moyenne tangentielle (c.à.d valeur lue au milieu de la maille)

Voile V2 : $e = 20 \text{ cm}$; $l_m = 0,91 \text{ m}$; $L_{\text{voile}} = 2,00 \text{ m}$; $A_{s \text{ min}} = 4.00 \text{ cm}^2$;

Hauteur (m)	maille	τ_u (MPa)	$A_{v \text{ cal}}$ (cm ²)	Le choix	$A_{v \text{ adopté}}$ (cm ²)
RDC	1	1,59	7,96	2x6T10	9,42
	2	1,23	6,16	2x6T10	9,42
	3	1,06	5,31	2x6T10	9,42
1er étage	1	0,98	4,90	2x6T10	9,42
	2	0,51	2,55	2x6T10	9,42
	3	0,86	4,30	2x6T10	9,42
2éme à 6éme étage	1	1,12	5,61	2x6T10	9,42
	2	1,01	5,06	2x6T10	9,42
	3	0,08	0,40	2x6T10	9,42
7éme à 11 ^{éme} étage	1	0,95	4,75	2x6T10	9,42
	2	0,07	0,35	2x6T10	9,42
	3	0,9	4,50	2x6T10	9,42

Tableau 5.40 : Calcul des aciers de coutures du voile (V1)

Voile V1 : $e = 20 \text{ cm}$; $l_m = 0,94 \text{ m}$; $L_{\text{voile}} = 4.00 \text{ m}$.

Hauteur (m)	Maille	τ_u (MPa)	$A_{v \text{ cal}}$ (cm ²)	Le choix	$A_{v \text{ adopté}}$ (cm ²)
RDC	1	1,41	7,29	2x3T14	9,24
	2	1,39	7,19	2x3T14	9,24
	3	0,79	4,08	2x3T14	9,24
	4	1,6	8,27	2x3T14	9,24
	5	1,32	6,42	2x3T14	9,24
	6	0,98	5,07	2x3T14	9,24
1er étage	1	1,65	8,53	2x3T14	9,24
	2	0,15	0,78	2x3T14	9,24
	3	1,65	8,53	2x3T14	9,24
	4	1,39	7,19	2x3T14	9,24
	5	1,35	6,98	2x3T14	9,24
	6	0,25	1,29	2x3T14	9,24
2éme à 6éme étage	1	1,21	6,26	2x3T12	6,79
	2	1,41	7,29	2x3T12	6,79
	3	0,68	3,52	2x3T12	6,79
	4	1,2	6,20	2x3T12	6,79
	5	0,23	1,19	2x3T12	6,79
	6	0,60	3,10	2x3T12	6,79
7éme à 11éme étage	1	0,72	3,72	2x3T10	4,71
	2	0,11	0,57	2x3T10	4,71
	3	0,29	1,50	2x3T10	4,71
	4	0,12	0,62	2x3T10	4,71
	5	0,12	0,62	2x3T10	4,71
	6	0,15	0,78	2x3T10	4,71

Tableau 5.41 : Calcul des aciers de coutures du voile (V2).

V.4.6.3 ARMATURE VERTICALE DE COMPRESSION : (voiles : V1, V2,)

=> 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 : $\rho_v = 0,15 \%$

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

V.4.6.4 ACIERS HORIZONTAUX :

Voile	Hauteur (m)	τ_u (Mpa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_{h}^{min} (cm ²)	A_h (cm ²)	choix	$A_h^{\text{adopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)
V1	0,00 – 4,08	1,59	1,86	6,16	2,73	6,16	2x6T10	9,42	15
	4,08 – 7,48	0,98	1,15	6,16	2,73	6,16	2x6T10	9,42	15
	7,48 – 22,78	1,12	1,31	6,16	2,73	6,16	2x6T10	9,42	15
	22,78 – 38,08	0,95	1,11	6,16	2,73	6,16	2x6T10	9,42	15
V2	0,00 – 4,08	1,41	1,65	6,16	2,82	6,16	2x6T10	9,42	15
	4,08 – 7,48	1,65	1,93	6,28	2,82	6,28	2x6T10	9,42	15
	7,48 – 22,78	1,41	1,65	4,53	2,82	4,53	2x6T10	9,42	15
	22,78 – 38,08	0,72	0,84	3,14	2,82	3,14	2x6T10	9,42	15

Tableau 5.42 : Calcul des aciers horizontaux des voiles.

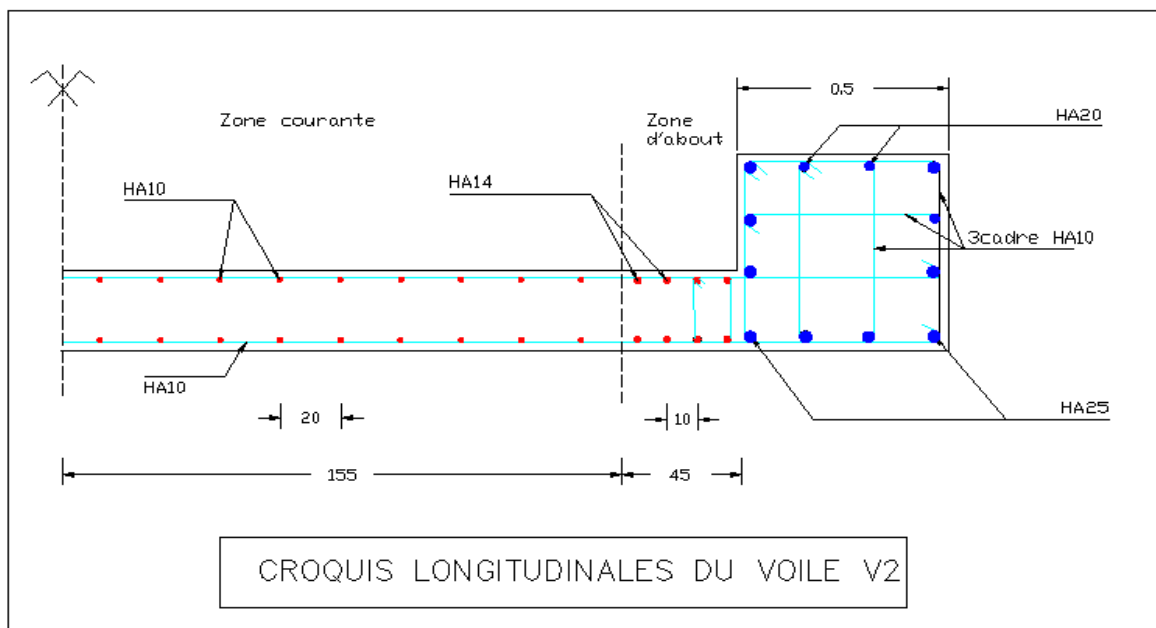


Figure 5.15 : Ferrailage de voile V2.

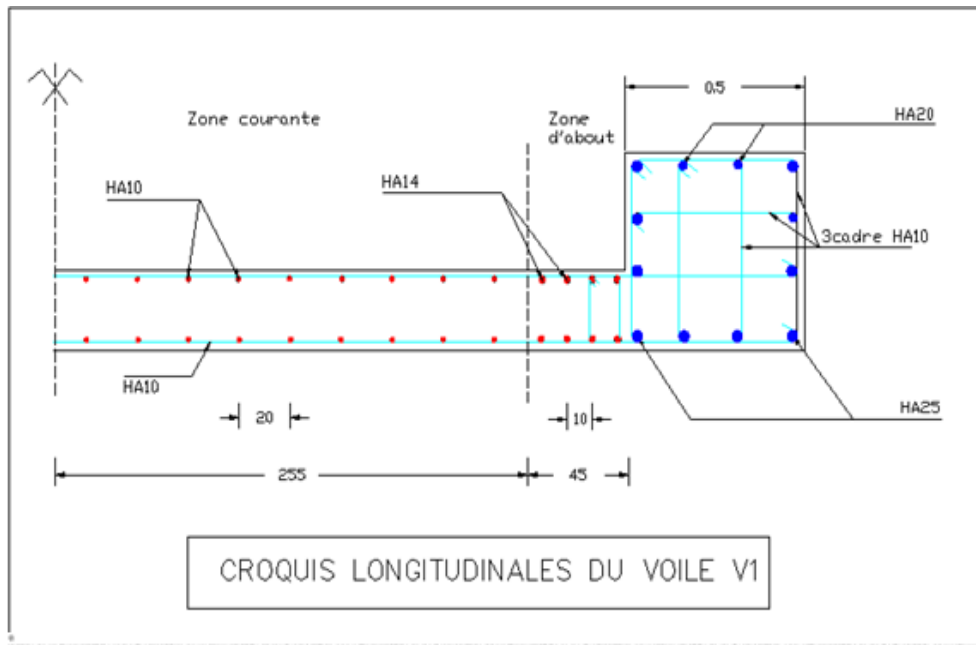


Figure 5.16 : Ferrailage de voile V1.

V.5. FERRAILLAGE DES VOILES DU SOUS – SOL :

V.5.1. INTRODUCTION :

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, le sous-sol et les fondations.

V.5.2. PREDIMENSIONNEMENT :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du " RPA99 version 2003" qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- ❖ Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- ❖ Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
 - ☞ Epaisseur $e \geq 15\text{cm}$
 - ☞ Les armatures sont constituées de deux nappes.
 - ☞ Le pourcentage minimum des armatures est de $0.1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical) ; avec B : Section du voile.
 - ☞ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
 - ☞ La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

V.5.3. Évaluation des charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

$$L_x=3,70m, L_y=5,20m, e=15cm$$

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

Selon BAEL91 modifié 99 , la charge de poussées des terres est donnée par :

$$Q = A. \gamma. H$$

Avec :

Q : Poussées des terres à la base sur une bande de 1m.

A : Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma_h = 19.10 \text{ kN/m}^3$).

H : Hauteur du voile ($H= 2.46m$).

$$\varphi = 14.47^\circ \Rightarrow A = f(\varphi) = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.6$$

Donc :

$$Q = 28,19$$

V.5.4. Effort dans la dalle :

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{3,10}{5,10} = 0,607 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0822 \\ \mu_y = 0,2948 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 22,26 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 6,65 \text{ kNm}$$

☞ Moment en travée :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85M_x = 18,92 \text{ kNm} \\ M_{ty} = 0,85M_y = 5,65 \text{ kNm} \end{cases}$$

☞ Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 11,13 \text{ kN.m}$$

V.5.5. Calcul du ferrailage :

$$b = 100\text{cm} ; h = 20\text{cm} ; d = 18\text{cm} ; \sigma_{bc} = 14.2\text{ MPa}$$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

	Sens	M _u (kNm)	μ	A _s ' (cm ²)	α	Z(cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	21.47	0.0466	0	0.060	17.57	3.51	6T12	6.79	15
	y-y	7.46	0.0162	0	0.020	17.85	1.50	6T12	4.71	15
Appuis	x-x	14.31	0.0311	0	0.041	17.69	2.32	6T12	6.79	15
	y-y									

Tableau 5.43. Ferrailage du voile périphérique.

❖ **Espacement :**

❖ **Travée : -Sens x-x :** $esp = \frac{100}{6} = 16,67\text{cm} < \text{Min}(3h;33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

❖ **-Sens y-y :** $esp = \frac{100}{6} = 16,67\text{cm} < \text{Min}(4h;45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

❖ **Appuis : -Sens x-x :** $esp = \frac{100}{6} = 16,67\text{cm} < \text{Min}(3h;33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

❖ **-Sens y-y :** $esp = \frac{100}{6} = 16,67\text{cm} < \text{Min}(4h;45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

❖ **Les vérifications nécessaires :**

🔑 **Condition de non fragilité :**

Pour les dalles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est comptée entre 12 et 30cm ($12 \leq e \leq 30$) (cm).

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{min}, & A_x^{min} = \rho_0 \left(3 - \frac{l_x}{l_y}\right) \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{min}, & A_y^{min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0 = 0.0008$ pour les barres de FeE400

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3 - \rho)}{2} bh = 1,91\text{cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1,60\text{cm}^2 \end{cases}$$

Travée : - Sens x-x : $A_x = 6,79cm^2 > A_s^{min} = 1,91cm^2$ vérifiée

- Sens y-y : $A_y = 4,71cm^2 > A_s^{min} = 1,60cm^2$ vérifiée

Appuis : - Sens x-x : $A_x = 4,71cm^2 > A_s^{min} = 1,91cm^2$ vérifiée

- Sens y-y : $A_y = 4,71cm^2 > A_s^{min} = 1,60cm^2$ vérifiée

☞ **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.05f_{c28} = 1.25 MPa$

$$T_x = \frac{q_u l_x l_y}{2l_x + l_y} = 56.36 kN$$

$$T_y = \frac{q_u l_x}{3} = 42.99 kN$$

$$T_u^{max} = \max(T_x, T_y)$$

$$\tau_u = \frac{56.36 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.313 MPa < 1.25 MPa \quad ok$$

☞ **Vérification à l'ELS :**

Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,10}{5,10} = 0,607 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0,99 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0870 & M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 23,56 kNm \\ \mu_y = 0,4672 & M_y = \mu_y M_x = 11,01 kNm \end{cases}$$

Moment en travée :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85M_x = 10,02 kNm \\ M_{ty} = 0,85M_y = 9,36 kNm \end{cases}$$

Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 11,78 kN.m$$

a. Vérification des contraintes :

La fissuration est considérée préjudiciable.

- Il faut vérifier que :

$$\sigma_{bc} = ky = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 MPa$$

$$\sigma_{st} = nk(d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 150\eta\right) = 201.6 MPa$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

	Sens	M _{ser} (kNm)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérification
Travée	x-x	17.02	5.10	21370.56	4.57	15	OK
	y-y	8.71	4.20	15924.19	2.60		
Appuis	x-x	11.35	5.10	21370.56	3.04	15	OK
	y-y						

Tableau 5.44 : Vérification des contraintes à l'ELS de voile périphérique.

b. Vérification de la flèche :

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

$$\begin{cases} h/L_x \geq \left(\frac{M_t}{20M_x}\right) \\ h/L_x \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ A_s/bd \leq 2/f_e \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.0635 > 0.0375 \\ 0.0635 > 0.028 \text{ à } 0.037 \\ 3.77 \cdot 10^{-3} < 5 \cdot 10^{-3} \end{cases} \begin{matrix} \text{vérifiée} \\ \text{vérifiée} \\ \text{vérifiée} \end{matrix}$$

Avec :

- ❖ L : la portée entre nus d'appuis.
- ❖ h : la hauteur totale de la section.
- ❖ M₀ : le moment isostatique.
- ❖ M_t : le moment maximal en travée.
- ❖ A_s : la section de l'armature tendue correspondante.
- ❖ f_e : la limite d'élasticité de l'acier

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

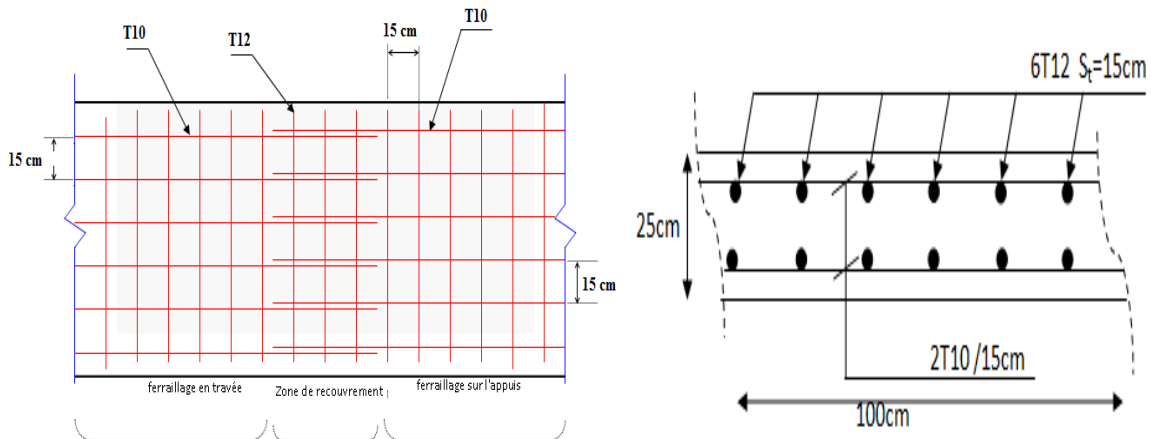


Figure 5.17 : Ferrailage du voile périphérique

CHAPITRE VI

Etude des fondations

VI.1 INTRODUCTION :

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage. Donc elle constitue une partie importante de l'ouvrage.

VI.1.1 Fonctions assurées par les fondations

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

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.

Compte tenu de ces sollicitations, 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.

VI.1.2 Classification des fondations :

Fonder un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- a. Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).
- b. Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

VI.2 . CALCUL DES FONDATIONS :

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

$$N = N_1 + N_2$$

N_1 : Charge de la superstructure calculée par la combinaison [G+Q+E].

N_2 : Charge du sous-sol calculé par la combinaison [G+Q].

VI.2.1 Calcul des semelles isolées :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport

$$a \text{ sur } b : \frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

Pour notre structure, nous avons des poteaux carrés : $a = b$ donc $A = B \Rightarrow S = A^2$

$$S \text{ est déterminé par : } S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \text{ d'où : } S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}} \right]$$

$$\text{Avec : } A = \sqrt{S}$$

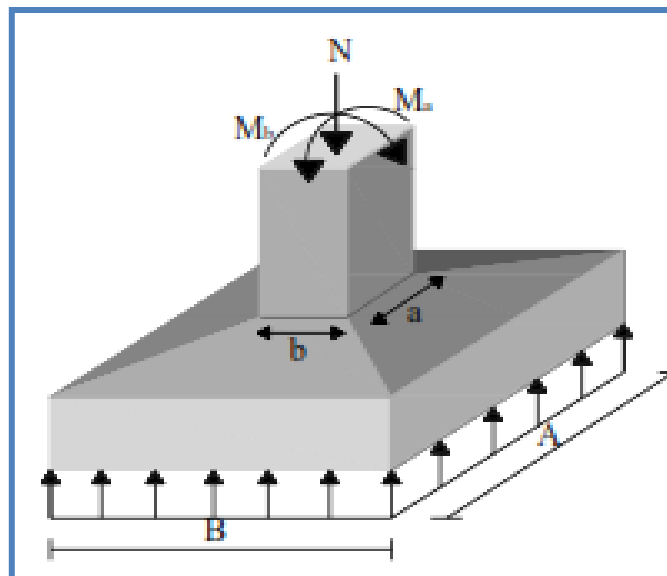


Figure.6.1 : Semelle isolée sous poteau.

➤ Dimensionnement des semelles isolées :

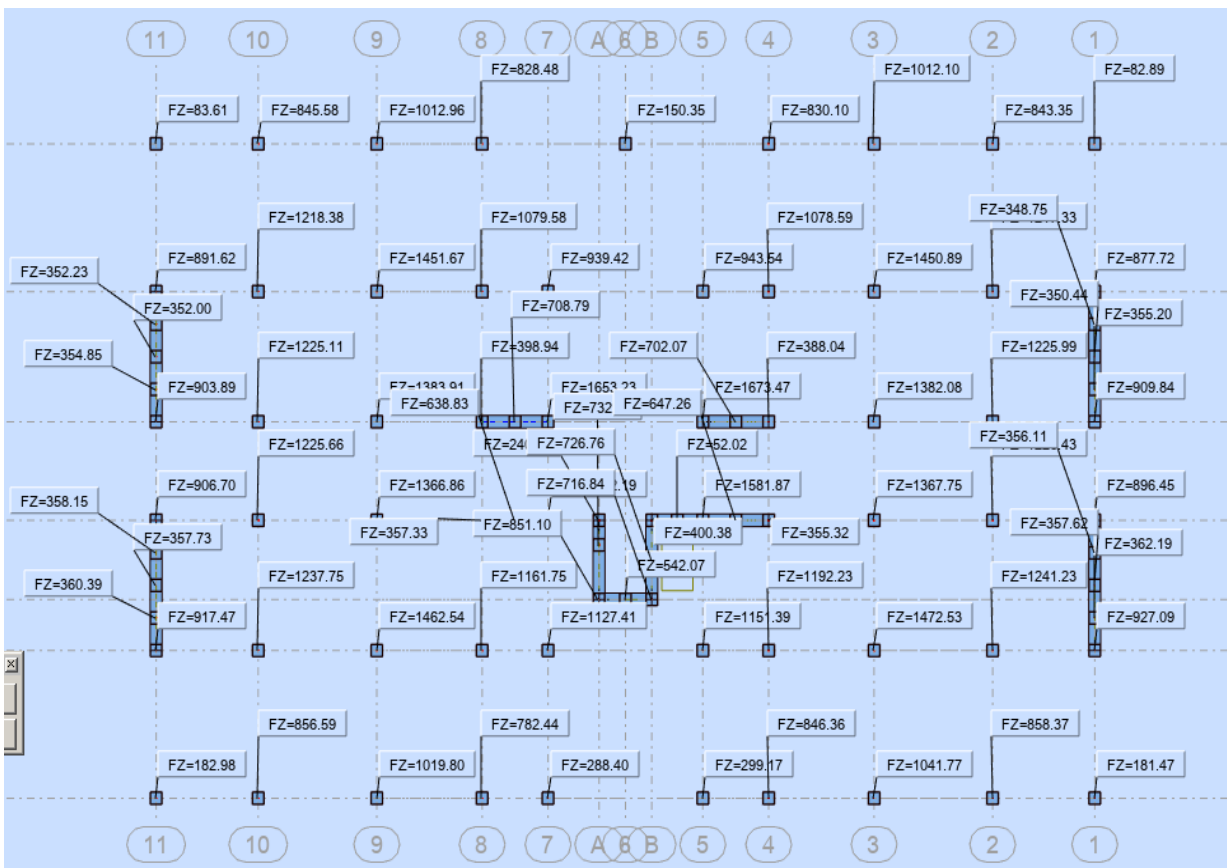


Figure.6.2 : Réactions ROBOT ELS

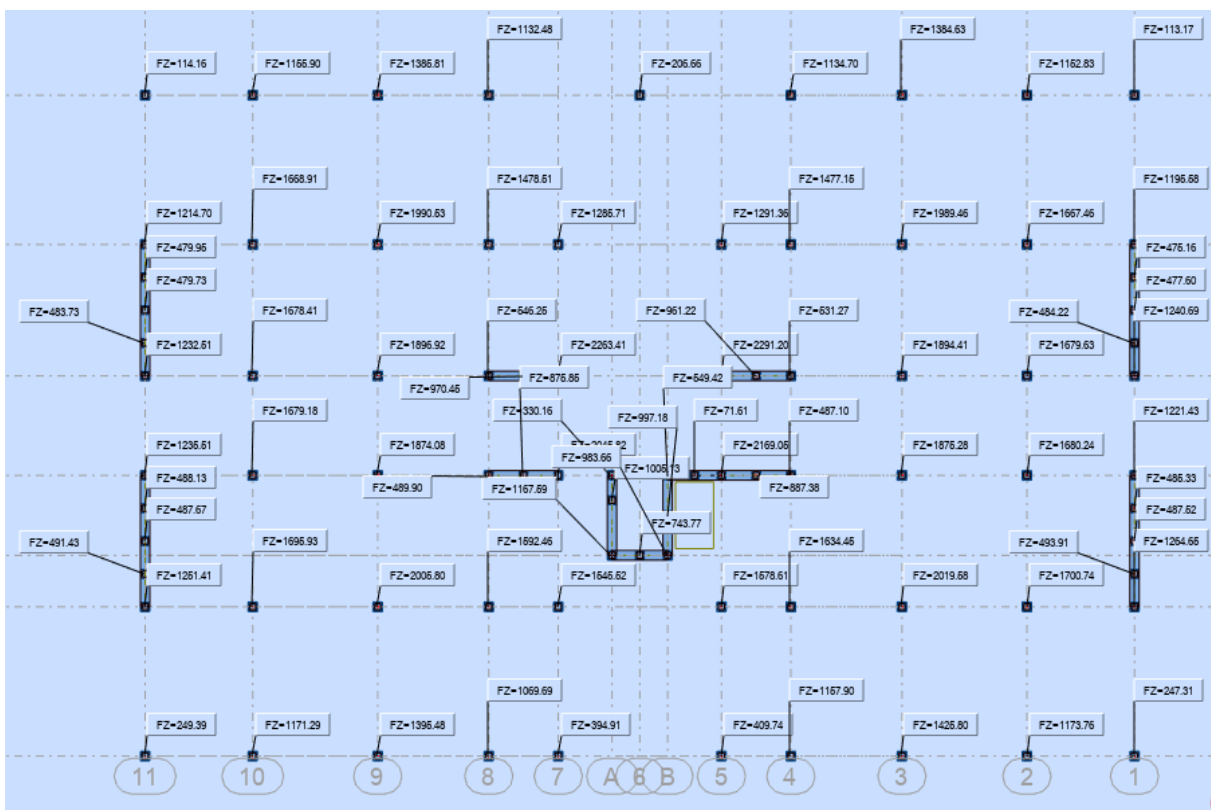


Figure.6.3 : Réactions ROBOT ELU

Pour le poteau le plus sollicité à la base : $N_1 = 1472.63 \text{ KN}$

La charge du plancher RDC : $G = 5.75 \text{ KN/m}^2$

La surcharge du RDC : $Q = 4 \text{ KN/m}^2$

La surcharge du sous-sol : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

Surface revenant au poteau $S = 3.25 \times 3.40 = 11.05 \text{ m}^2$

$N_2 = 5.75 \times 11.05 \times (4.00 + 2.5) \times 11.05 = 135.36 \text{ KN}$

$N_{\text{total}} = 1472.63 + 135.36 = 1607.99 \text{ KN}$

La contrainte du sol = 2 bars

Semelle	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	A(m)	B(m)	A_{choisie} (m)	B_{choisie} (m)	h(m)	d(m)	e(m)
E-3	1607.99	2.72	3.35	3.35	2.88	2.90	0.60	0.54	0.03

Tableau.6.1 : Dimensionnement des semelles isolées.

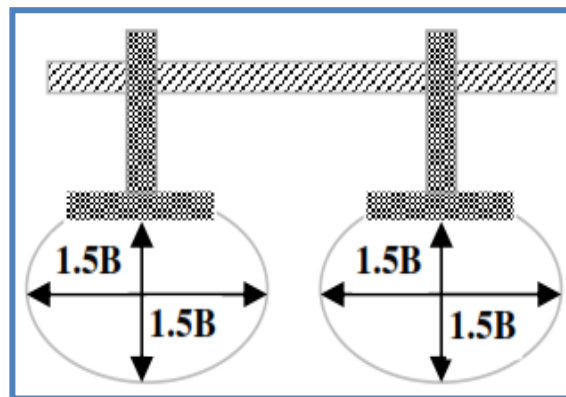


Figure.6.4 : Les bulles de pression.

Remarque :

D'après le tableau ci-dessus (Tableau 6.1) nous remarquons l'existence des chevauchements entre les semelles. Vu les grandeurs des dimensions des semelles isolées obtenues par le calcul à L'ELS, nous proposons des semelles filantes sous poteaux.

$$L_{\text{min}} = 4.20 \text{ m entre axes des poteaux} \quad \rightarrow 2.90 \times 1.5 = 4.35 \text{ m} > 4.20 \text{ m}$$

VI.2.2. Calcul des semelles filantes :

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous :

- Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles.
- Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.
- Bon enrobage des armatures.
- Non poinçonnement.

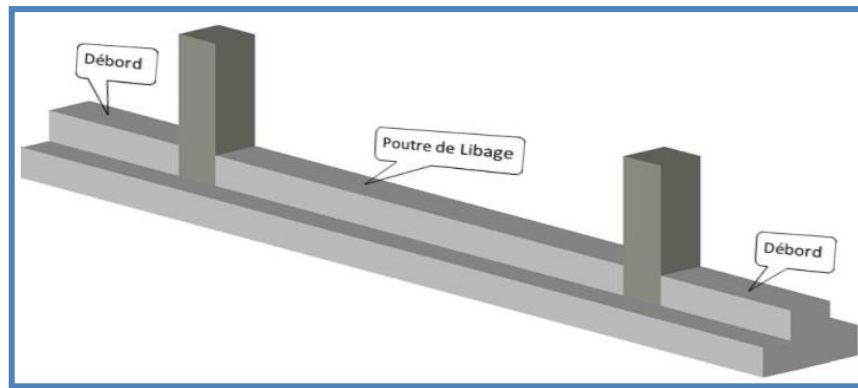


Figure.6.5 : Schéma d'une semelle filante sous poteaux.

➤ Dimensionnement :

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit :

$$N = \frac{\sum N}{L} ; M = \frac{\sum M}{L}$$

$$A = \frac{l_i + l_{i+1}}{2} + b \text{ (pour les semelles sous plusieurs poteaux)}$$

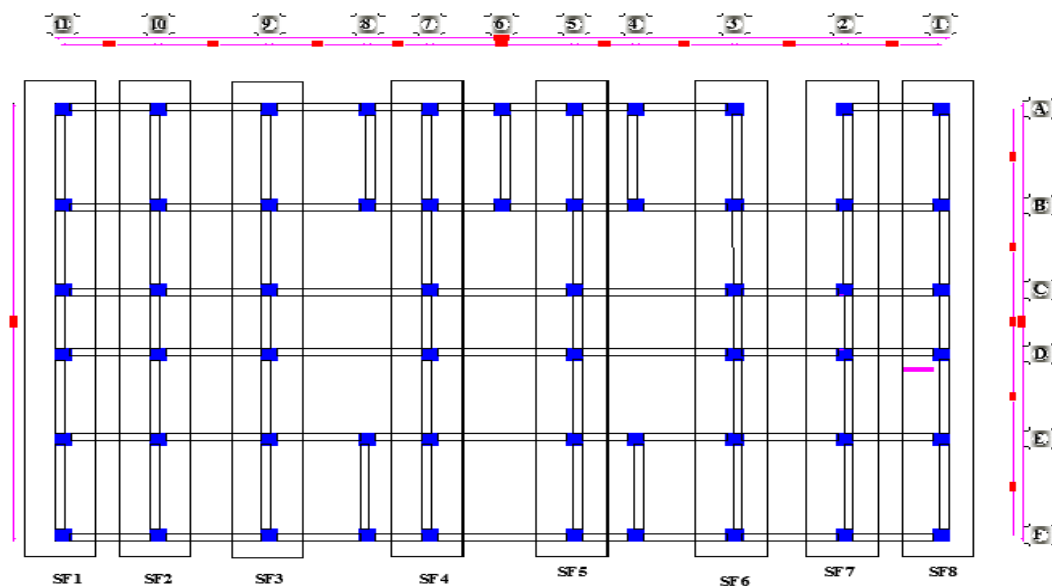
Avec :

- $\sum N$: est la somme des efforts normaux.
- $\sum M$: est la somme des moments.
- L : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante se déterminent respectivement comme suit :

$$B \geq \frac{N}{1000\sigma_{sol}} ; d \geq \frac{B-b}{4} ; h = d + c + \frac{\phi}{2}$$

Après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant compte le poids du remblai, les résultats de dimensionnement sont représentés dans les tableaux suivants :



Semelle	L(m)	N (KN)	N (KN/m)	B(m)	B _{choisie} (m)	h(m)	d _b (m)
SF1	19.60	6021	307	1.54	1.80	0.35	0.32
SF2	19.60	6609	337.20	1.69	1.80	0.35	0.32
SF3	19.60	7699	392.81	1.96	2.00	0.40	0.36
SF4	19.60	5212	265.92	1.33	1.50	0.45	0.41
SF5	19.60	5212	265.92	1.33	1.50	0.45	0.28
SF6	19.60	7966	392.81	1.96	2.00	0.40	0.36
SF7	19.60	6609	337.20	1.69	1.80	0.35	0.32
SF8	19.60	6021	307	1.54	1.80	0.35	0.32

Tableau.6.2 : dimensions des semelles filantes centrale à l'ELS

Surface semelle : $S_s = 278.32 \text{ m}^2$

Surface bloc : $S_b = 554 \text{ m}^2$

$$S_s / S_b = 278.32/554 = 50\%$$

Il y a risque de chevauchement entre les semelles filantes donc on passe au RADIER.

VI.2.3. Radier général :

VI.2.3.1. 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).

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

VI.2.3.2. Surface nécessaire :

Pour déterminer la surface du radier in faut que : $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Pour : } \begin{cases} N = 68233 * 1.10kN = 75056 \text{ KN} \\ \sigma_{sol} = 2,00\text{bars} \end{cases}$$

La surface du bâtiment $S_b = 554 \text{ m}^2$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_b} = 135.48 \text{ KPa} \leq \sigma_{sol} = 200 \text{ KPa}$$

Donc on a :

$$S_s > 50\%S_b \Rightarrow \frac{75056}{200} = 375.28 > 277$$

Alors on déduit que le radier général est nécessaire dans notre cas, car la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise de la zone du bâtiment.

VI.2.3.3. Prédimensionnement de radier :

L'épaisseur de la dalle doit satisfaire la condition suivante :

- **Condition forfaitaire :**

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad \text{avec: } L_{\max} = 4,20\text{m}$$

Donc $h_r \geq 21$ cm prend

$h_1 = 30\text{cm}$

- **Condition de cisaillement :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

Avec : $T_u = \frac{qL}{2}$; $q = \frac{N_u \cdot 1\text{ml}}{S_{\text{rad}}}$

$N_u = N_u$ (superstructure) + N_u (sous-sol).

$N_u = 93394\text{kN} \times 1.10 = 102733 \text{ KN}$

$L = 4,20\text{m}$, $b = 1\text{m}$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u \cdot L \cdot 1\text{ml}}{2S_{\text{rad}} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u \cdot L}{2S_{\text{rad}} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u \cdot L \cdot 1\text{ml}}{2S_{\text{rad}} \cdot b \cdot (0,9\bar{\tau})}$$

$h_2 > 17.3$ cm

Conclusion:

On prend: $h = 30$ cm

Nervures:

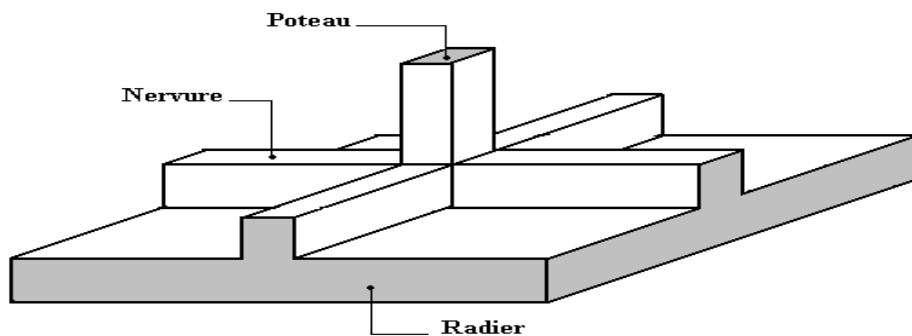


Figure.6.6 : disposition des nervures par rapport au radier et poteau

a. Condition de coffrage : (largeur de la nervure)

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{420}{10}$$

On opte pour b=50 cm

b. La hauteur des nervures :

b.1. Condition de poinçonnement :

$$N_u \leq 0,045 U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots(1) \text{ Avec :}$$

N_u: Effort normal du poteau le plus sollicité (N_u=**102733kN**)

U_c: Périmètre de contour au niveau de feuillet moyen (U_c=2[(a+b) +2h])

a,b: Dimensions du poteau du sous-sol (60x60)

$$N_u \leq 0,045(4a + 4h) \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots(1) \Rightarrow h_1 \geq 65,70\text{cm}$$

On prend : h₁=80cm

b.2. Condition de La flèche :

La hauteur des nervures se calcule par la formule qui suit :

$$\frac{L_{\max}}{15} < h_2 < \frac{L_{\max}}{10} \text{ On a : } L_{\max}=4,20\text{m} \Rightarrow 28\text{cm} < h_2 < 42\text{cm}$$

On prend : h₂=45cm

• **Condition de la raideur :**

Pour étudier la raideur de la nervure, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante : $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

Avec : $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$

I : Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

E : Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne E=20000MPa).

b=1: Largeur de la semelle par bande d'un mètre (b=1m).

K : Coefficient de raideur du sol (0,5kg/cm³ ≤ K ≤ 12kg/cm³).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- K=0,5[kg/cm³] → pour un très mauvais sol.
- K=4 [kg/cm³] → pour un sol de densité moyenne.

- $K=12[\text{kg}/\text{cm}^3] \rightarrow$ pour un très bon sol.

$$\text{On aura : } h_2 \geq \sqrt[3]{\frac{3K \left(\frac{2L_{\max}}{\pi} \right)^4}{E}} \Rightarrow h_2 = 61,75 \text{ cm}$$

Conclusion :

$$h \geq \text{Max} (h_1 ; h_2) = 80$$

On prend : $h=80\text{cm}$

Résumé :

- Epaisseur de la dalle du radier $h_r=30\text{cm}$
- Les dimensions de la nervure : $\begin{cases} h_N = 80\text{cm} \\ b = 50\text{cm} \end{cases}$

VI.2.3.4. Caractéristiques géométriques de la nervure :

A- Position du centre de gravité

Après le calcul on trouve :

$$X_g = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \begin{cases} X_G = 14.5\text{m} \\ Y_G = 9.75\text{m} \end{cases}$$

$$Y_g = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

B- L'inertie longitudinale

$$I_{xx} = \sum [I_{ix} + S_i (d_y)^2] \text{ m}^4 \Rightarrow I_{xx} = 16839 \text{ m}^4$$

C- L'inertie transversale

$$I_{yy} = \sum [I_{iy} + S_i (d_x)^2] \text{ m}^4 \Rightarrow I_{yy} = 38819 \text{ m}^4$$

VI.2.3.5. Vérification de la stabilité du radier :

La radier est sollicité par un effort normal venant des charges et surcharges de la structure et par un moment de renversement qui résulte de l'action sismique, donc on doit vérifier les contraintes à la surface du radier.

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{M_s}{M_{ren}} > 1,5$$

M_s : Moment stabilisateur

M_{ren} : Moment de renversement du aux forces sismiques.

- Moment stabilisateur M_s

La seule action qui stabilise le bâtiment contre le renversement est celle qui est due au poids de l'ouvrage

- Moment de renversement M_{rev}

Le moment de renversement résulte de l'action sismique

$$M_{ren} = M_0 + V_0 \cdot h$$

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 ROBOT

a- sens longitudinal

$$M_s = P_T \cdot Y_g$$

Avec :

P_T : poids de la structure y compris le poids du radier.

$$P_T = P_S + P_R = 68233 \cdot 1.1 + 554 \cdot 3 \cdot 25 \text{ kN} = 79211 \text{ KN}$$

Y_g : la position du centre de gravité.

AN:

$$M_s = 79211 \times 14.5 = 1148559.5 \text{ kN}$$

$$M_0 = 71634 \text{ kN.m}$$

$$V_0 = 4028 \text{ kN} \Rightarrow M_{rev} = 83959.68 \text{ kN.m}$$

$$h = 3,06 \text{ (hauteur du sous-sol)}$$

$$\frac{M_s}{M_{rev}} = 13.67 > 1,5 \dots\dots\dots \text{ C'est vérifié.}$$

b- sens transversal

AN:

$$M_s = 79211 \times 9.75 = 772307.25 \text{ kN}$$

$$M_0 = 22274 \text{ kN.m}$$

$$V_0 = 7134 \text{ kN} \Rightarrow M_{rev} = 44104 \text{ kN.m}$$

$$h = 3,06 \text{ m}$$

$\frac{M_s}{M_{rev}} = 17.51 > 1,5$ la condition de soulèvement est vérifiée.

a stabilité est assurée dans les deux sens

VI.2.3.6. Calcul des contraintes dans le sol :

On doit vérifier la contrainte du sol

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rod}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{59177 \cdot 1.1}{554} = 1,17 \text{bar} < 2,00 \text{bar}$$

On doit vérifier aussi les contraintes sous le radier (σ_1, σ_2) avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_r \times V_{max}}{I}$$

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} ($\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$).
- Si $\sigma_2 = 0$: la Répartition est triangulaire; La contrainte σ_1 ne doit pas dépasser 1,33 fois la contrainte admissible.

ELS :

Sens x-x :

$$X_G = 14.50 \text{m}$$

$$I_{yy} = 38819 \text{m}^4$$

$$M_{rev} = 52241 \text{kN.m}$$

$$N_{ser} = 65094.7 \text{kN}$$

$$S = 554$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_{ser}}{S_{RAD}} \pm \frac{M_{ser}}{I_{yy}} X_G$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = 136 \text{kPa} \\ \sigma_2 = 97.5 \text{kPa} \end{cases}$$

Sens-y-y

$$y_G = 9.75 \text{m}$$

$$I_{xx} = 16839 \text{m}^4$$

$$M_{rev} = 16280 \text{ kN.m}$$

$$N_{ser} = 65094.7 \text{ kN}$$

$$S = 554 \text{ m}^2$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = 126 \text{ kPa} \\ \sigma_2 = 107.58 \text{ kPa} \end{cases}$$

Remarque : $\sigma_{sol} = 200 \text{ kPa}$

Le tableau suivant regroupe tous les résultats :

	σ_1 [kN/m ²]	σ_2 [kN/m ²]	σ_m [kN/m ²]
Sens x-x	136	97.5	126.38
Sens y-y	126	107.58	121.40
vérification	$< \sigma_{sol}$	> 0	$< \sigma_{sol}$

Tableau.6.3 : vérification a l'état limite de service

VI.2.3.7. Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont les poteaux.

Etant donné que les panneaux n'ont pas les mêmes dimensions, on adoptera le même ferrailage pour tous les panneaux du radier, on considérant les sollicitations maximales du panneau le plus sollicité.

Le panneau sera calculé comme simplement appuyés sur ses quatre cotés et sur une bande de 1m de largeur, la fissuration est considérée comme préjudiciable, puis on procédera à la vérification des moments isostatiques en travées et sur appuis.

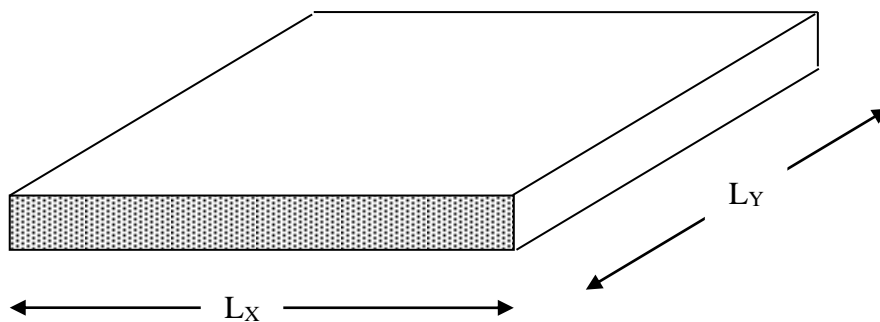


Figure.6.7 : vue en plan des dimensions du panneau le plus sollicité

a. Ferrailage de la dalle du radier :

$$\rho = L_x/L_y = 3,60$$

⇒ La dalle travaille dans les deux sens.

D'après l'abaque de calcul des dalles rectangulaires (BAEL91)

$$\mu_x = 0,0297$$

- ELU : $v = 0 \Rightarrow \mu_y = 0,7342$

$$\mu_x = 0,1465$$

- ELS : $v = 0,2 \Rightarrow \mu_y = 0,7441$

a.1. Valeur de la pression sous radier :

ELU: $q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 126,38kN/m$

ELS: $q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 121,4kN/m$

a.2. Détermination des efforts :

⇒ELU

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0,0297 \cdot 126,38 \cdot (4,20)^2 = 66,21kN.m$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,7342 \times 66,21 = 48,61kN.m$$

$$M_{tx} = 0,85 \cdot M_x = 0,85 \times 66,21 = 56,28kN.m$$

$$M_{ty} = 0,85 \cdot M_y = 0,85 \times 45,61 = 38,77kN.m$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 0,5 (66,21) = 33,11kN.m$$

⇒ELS

$$M_x = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot L_x^2 = 0,1465 \cdot 121,4 \cdot (4,20)^2 = 313,73kN.m$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,7441 \times 313,73 = 233,45kN.m$$

$$M_{tx} = 0,85 \cdot M_x = 0,85 \times 313,73 = 266,67kN.m$$

$$M_{ty} = 0,85 \cdot M_y = 0,85 \times 233,45 = 198,43kN.m$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 0,5 (313,73) = 156,87kN.m$$

	ELS	ELU
M_{tx} [kN.m]	56.28	233.45
M_{ty} [kN.m]	38.77	198.43
$M_{ax,y}$ [kN.m]	33.11	156.87

Tableau.6.4 : récapitulatifs des moments

a.3. Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m, les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

Avec : $b = 100 \text{ cm}$

$h = 30 \text{ cm}$

$d = 60 \text{ cm}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

	Sens	$M_s(\text{kNm})$	μ	α	$Z(\text{cm})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$	$S_t(\text{cm})$
Travée	x-x	56.28	0,049	0,07	42,33	18,595	6T20	18,86	15
	y-y	38.77	0,045	0,06	43,47	12,67	6T16	12,06	15
Appui	x-x	33.11	0,030	0,05	39,54	11,52	6T14	9,24	15
	y-y								

Tableau.6.5 : choix des armatures

Espacement :

Travée :

Sens x-x : $esp = \frac{100}{6} = 15\text{cm} < \text{Min}(3h;33\text{cm}) = 33\text{cm}.....\text{Vérifiée}$

Sens y-y : $esp = \frac{100}{6} = 15\text{cm} < \text{Min}(4h;45\text{cm}) = 45\text{cm}.....\text{Vérifiée}$

Appuis :

Sens x-x : $esp = \frac{100}{6} = 15\text{cm} < \text{Min}(3h;33\text{cm}) = 33\text{cm}.....\text{Vérifiée}$

Sens y-y : $esp = \frac{100}{6} = 15\text{cm} < \text{Min}(4h;45\text{cm}) = 45\text{cm}.....\text{Vérifiée}$

	Sens	M_u (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	233.45	24,86	15	8,15	15	183	250	vérifié
	y-y	198.43	17,56	15	7,38	15	148	250	vérifié
Appuis	x-x y-y	156.87	14,28	13	3,78	15	120	250	vérifié

Tableau6.6 : vérification des contraintes

Les contraintes dans les aciers ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la section d'armature.

b. Ferrailage des nervures :

b.1. Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire "BAEL91 modifié 99" .

On a : $M_0 = \frac{qL^2}{8}$

En travée : $M_t = 0,85M_0$

Sur appuis : $M_r = 0,50M_0$

b.2. Calcul des armatures :

b = 65cm ; h = 80cm ; d = 72cm ; L = 4,20m ; q = 126,38kN/ml

	M _u (kNm)	M	α	Z(cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Travée	233.45	0,052	0,072	87,07	14,78	8T16	16,08
Appuis	156.87	0,048	0,058	99,4	6,79	4T16+4T14	14,2

Tableau.6.7 : ferrailage des nervures

b.3. Vérifications nécessaires :

2. Vérification des contraintes à l'ELS :

	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	55.28	7,25	18,58	10,76	15	115	250	Vérifiée
Appuis	33.11	4,52	18,89	7,48	15	148	250	Vérifiée

Tableau.6.8 : vérification des contraintes

3. Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{126,38 \times 4,20}{2} = 265.40 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{265.40 \cdot 10^3}{600 \times 720} = 0,61 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

4. Vérification de la flèche :

Pour le calcul de la flèche, nous sommes dispensés d'évaluer sa valeur si les trois conditions suivantes sont satisfaites en même temps :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ A_s \leq \frac{4,2}{bd} \leq \frac{f_e}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{80}{420} = 0,19 > 0,0625 & \text{vérifiée} \\ \frac{14,07}{60 \times 72} = 0,003 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0084 & \text{vérifiée} \\ \frac{80}{420} = 0,19 \geq \frac{233,45}{3676} = 0,06 & \text{vérifiée} \end{cases}$$

Avec :

L : la portée entre nus d'appuis.

h : la hauteur totale de la section.

M₀ : le moment isostatique.

M_t : le moment maximal en travée.

A_s : la section de l'armature tendue correspondante

f_e : la limite d'élasticité de l'acier

Les trois conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la valeur de la flèche.

b.4. Armatures transversales :

BAEL 91 modifié 99 :

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) = 0,4\text{MPa}$$

RPA99 version 2003 [2] :

$$A_t \geq 0,003 b_0 S_t$$

$$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\varphi_1\right) = 19,2\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zonenodale} \quad .$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 40\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zoncourante} \quad .$$

Avec :

$$\varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \varphi_1; \frac{b}{10}\right) = 1,6\text{cm}$$

$$f_e = 500\text{MPa}; \tau_u = 0,96\text{Mpa}; f_{t28} = 2,1\text{Mpa}; b = 65\text{ cm}; d = 72\text{cm}$$

On trouve :

$$S_t = 15\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$$

$S_t=30\text{cm}$Zone courante.

$$A_t \geq 6,60 \text{ cm}^2$$

$$\phi_t = 1,0 \text{ cm}$$

On prend : 6 T12=6,79 cm^2

d. Armature de peau :

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau, dont la section dépend du préjudice de la fissuration .En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures .Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que le ronds lisses, Pour les bâtiment courant on a 1 cm^2 / m pour les armatures de peau.

On opte 4T14 = 6,16 cm^2

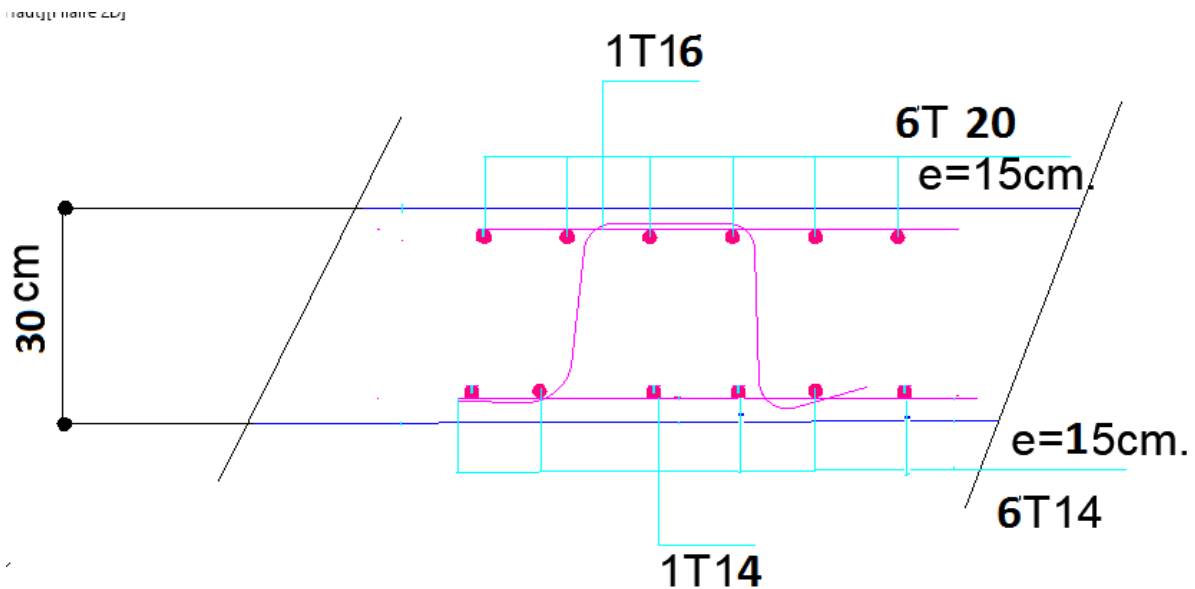


Figure.6.8 : ferrailage de la dalle du radier

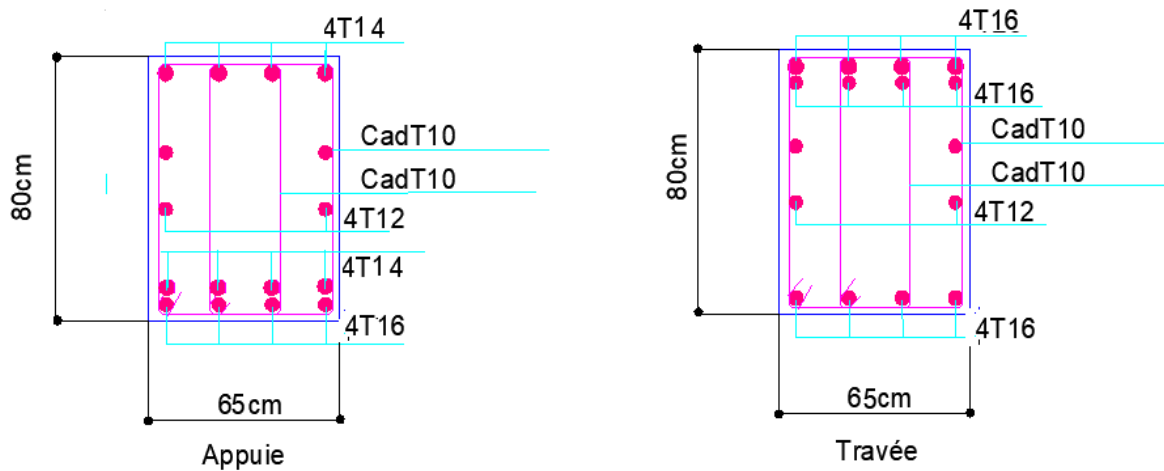


Figure.6.9 : ferrailage des nervures

VI.3 ETUDE DU VOILE PERIPHERIQUE :

VI.3.1 Introduction :

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, le sous-sol et les fondations.

VI.3.2 PREDIMENSIONNEMENT :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du RPA99 version 2003,

- Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
 - ✓ Epaisseur $e \geq 15\text{cm}$
 - ✓ 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 : Section du voile.

VI.3.3 EVALUATION DES CHARGES :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

$$L_x=3,06\text{m} ; L_y=4.80\text{m} ; e =20 \text{ cm.}$$

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

Selon BAEL91 modifier 99, la charge de poussées des terres est donnée par : $Q=A.\gamma.H$

Avec :

Q : Contrainte à la base sur une bande de 1m.

A : Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma_h=21,90\text{kN/m}^3$).

H : Hauteur du voile ($H=3,06\text{m}$).

$$\varphi = 28^\circ \Rightarrow A = f(\varphi) = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,361$$

$$\text{Donc : } Q = A.\gamma.H = 24,19\text{kN/ml} \Rightarrow Q_u = 1,35Q = 32,65\text{kN/ml}$$

VI.3.4 EFFORT DANS LA DALLE :

$$L/L_y = 306/420 = 0.73 \quad \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x=0,0851 ; \mu_y=0,2703$$

$$M_x = \mu_x Q_u L_x^2 = 26,02\text{kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 7,03\text{kNm}$$

- Moment en travée :

$$M_{tx}=0,85M_x=22,11\text{kNm}$$

$$M_{ty}=0,85M_y=5,98\text{kNm}$$

- Moment sur appuis :

$$M_{ax}=M_{ay}= 0,5M_x=13,01$$

VI.3.5 CALCUL DU FERRAILLAGE :

b=100cm ; h=20cm ; d=18,00cm ; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

	Sens	M_u (kNm)	μ	A_s' (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	22,11	0,048	0	0,062	17,55	3,62	7T10	5,50	15
	y-y	5,98	0,013	0	0,016	17,88	0,96	5T10	3,93	20
Appuis	x-x	13,01	0,028	0	0,036	17,74	2,11	4T10	3,14	15
	y-y									

Tableau.6.9 : ferrailage du voile périphérique

VI.3.6 CONDITION DE NON FRAGILITÉ :

Pour les dalles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est compté entre 12 et 30cm ($12 \leq e \leq 30$) (cm).

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min}; & A_x^{\min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min}; & A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0=0,0008$ pour les barres de FeE400

$$A_x^{\min} = 0,0008 \times \left(3 - \frac{3,06}{5,25} \right) \times \frac{100 \cdot 20}{2} = 1,93 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,60 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$\begin{cases} A_x = 3,62 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1,93 \text{ cm}^2 \\ A_y = 0,96 \text{ cm}^2 < A_y^{\min} = 1,6 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_y = 1,60 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Sur appuis :

$$\begin{cases} A_x = 2,11 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1,93 \text{ cm}^2 \\ A_y = 2,11 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1,60 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

VI.3.7 VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 46,13 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 33,30 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 46,13 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{46,13 \cdot 10^3}{1000 \times 180} = 0,26 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

b. Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MP a)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	17,27	5,50	4,69	18054,1 0	4,49	15	190,9 8	201,6	Vérifiée
	y-y	7,71	2,51	3,61	10948,5 6	2,54	15	181,9 0	201,6	Vérifiée
Appuis	x-x y-y	10,16	3,14	3,67	11319,6 2	3,30	15	192,9 3	201,6	Vérifiée

Tableau.6.10 : vérification des contraintes

c. Vérification de la flèche :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,065 > 0,042 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ 0,065 > 0,028 \text{ à } 0,037 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ 3,05 \cdot 10^{-3} < 5 \cdot 10^{-3} \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

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

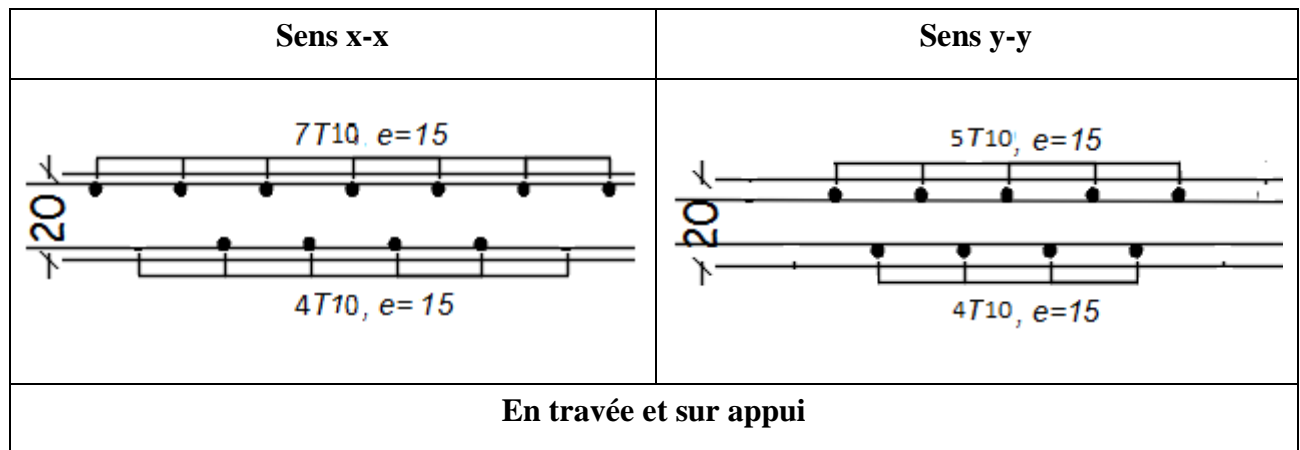


Figure.6.10 : Schéma de ferrailage du voile périphérique.

***CONCLUSION
GENERALE***

Conclusion générale

Le projet qui nous a été consisté à étudier d'un bâtiment (RDC+11+SS) en béton armé à usage multifonctionnel Contreventé par des portiques et des voiles.

Durant l'analyse de notre structure modélisée par le logiciel REBOT 2014 ont constaté que :

- 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'étude de la structure. En effet Elle permet de donner une vision proche de la réalité de son comportement.
- Le ferrailage des poteaux et des poutres a été fait respectivement en flexion composée et En flexion simple en utilisant le logiciel SOCOTEC qui nous a permis de diminuer les erreurs de calcul manuel et le temps.
- Le ferrailage des voiles a été fait par une méthode simplifiée basée sur les contraintes.
- Pour l'infrastructure. Le radier nervuré est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure qu'est très important.

REFERENCES
ET
BIBLIOGRAPHIE

REFERANCES ET BIBLIOGRAPHIE

[1] : Cours de béton armé *BAEL91 modifié 99* et DTU associés, par *Jean- Pierre Mougin*.

[2] : Règles parasismique Algérienne *RPA99 modifié en 2003* ;
(Document technique réglementaire *D.T.R-B.C.2.48*).

[3] : Formulaire du béton armé : volume 1 ; élément de calcul, par *Victor Davidovici*
document technique réglementaire *DTR-BC 2-41*.

[4] : Conception et calcul des structures de bâtiment ; *Henry Thonier* (tome1 ; tome2).

[5] : La construction en zone sismique, par *Victor Davidovici*.

[6] : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé *C.B.A.93*.

[7] : Three Dimensional Static and Dynamic Finite Element Analysis of Structures, Aphysical Approach with Emphasis on Earthquake Engineering, by *Edward L. Wilson*, Computers and Structures, Inc. Berkeley, California, USA, *April 2000*.

[8] : Calcul des ouvrages en béton armé **M.BELAZOUGUI**

[9] : Conception et calcul des structures de bâtiment ; *Henry Thonier* (tome3).

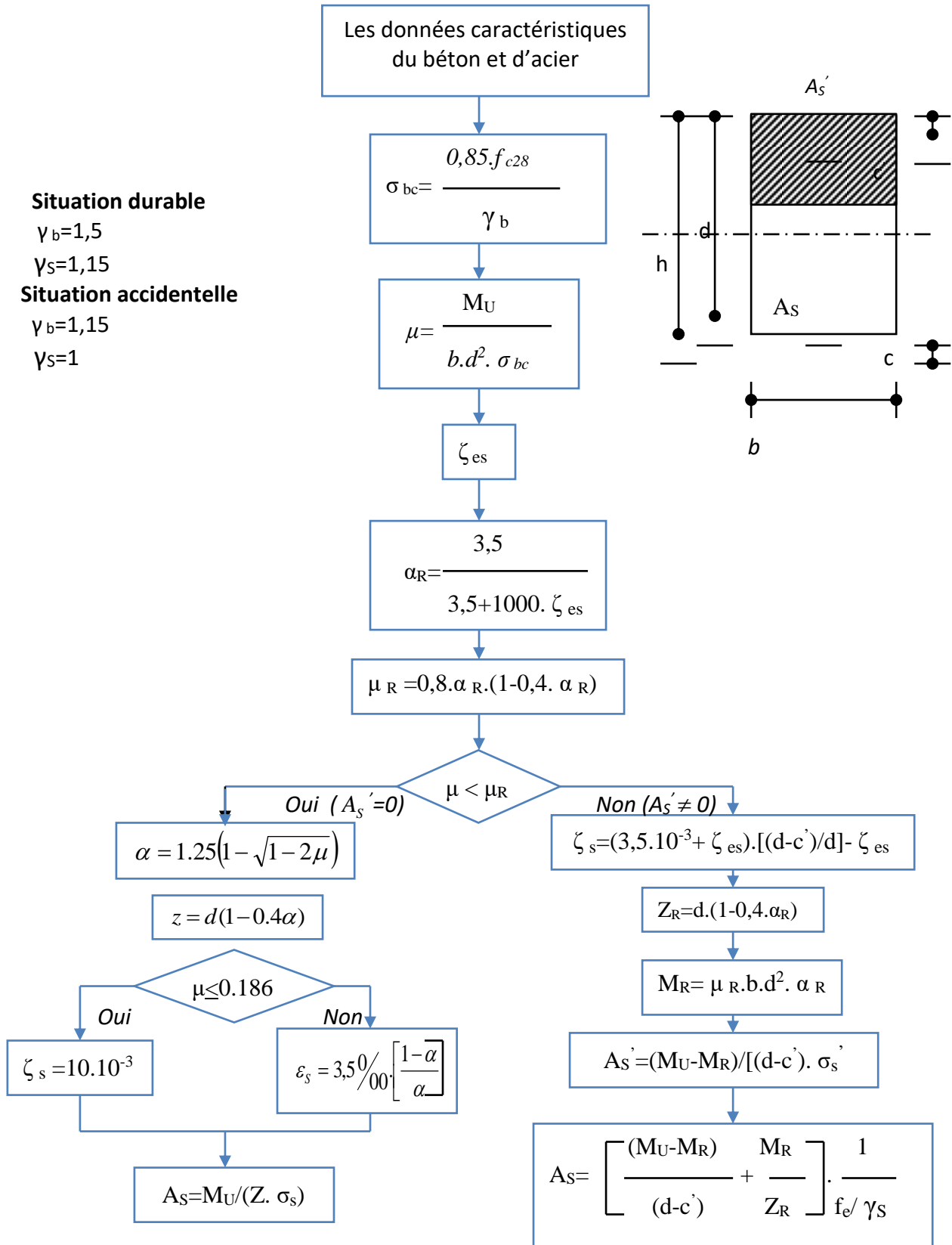
[10] : *DTU B 23.1-NF* p18210 règles de conception et de calcul des parois et mur en béton banché. Paris *CSTB, 1976*.

[10^o] : *DTU B-C 2.42* règles de conception et de calcul des parois et mur en béton banché (cote *A.69-179 ex-1*).

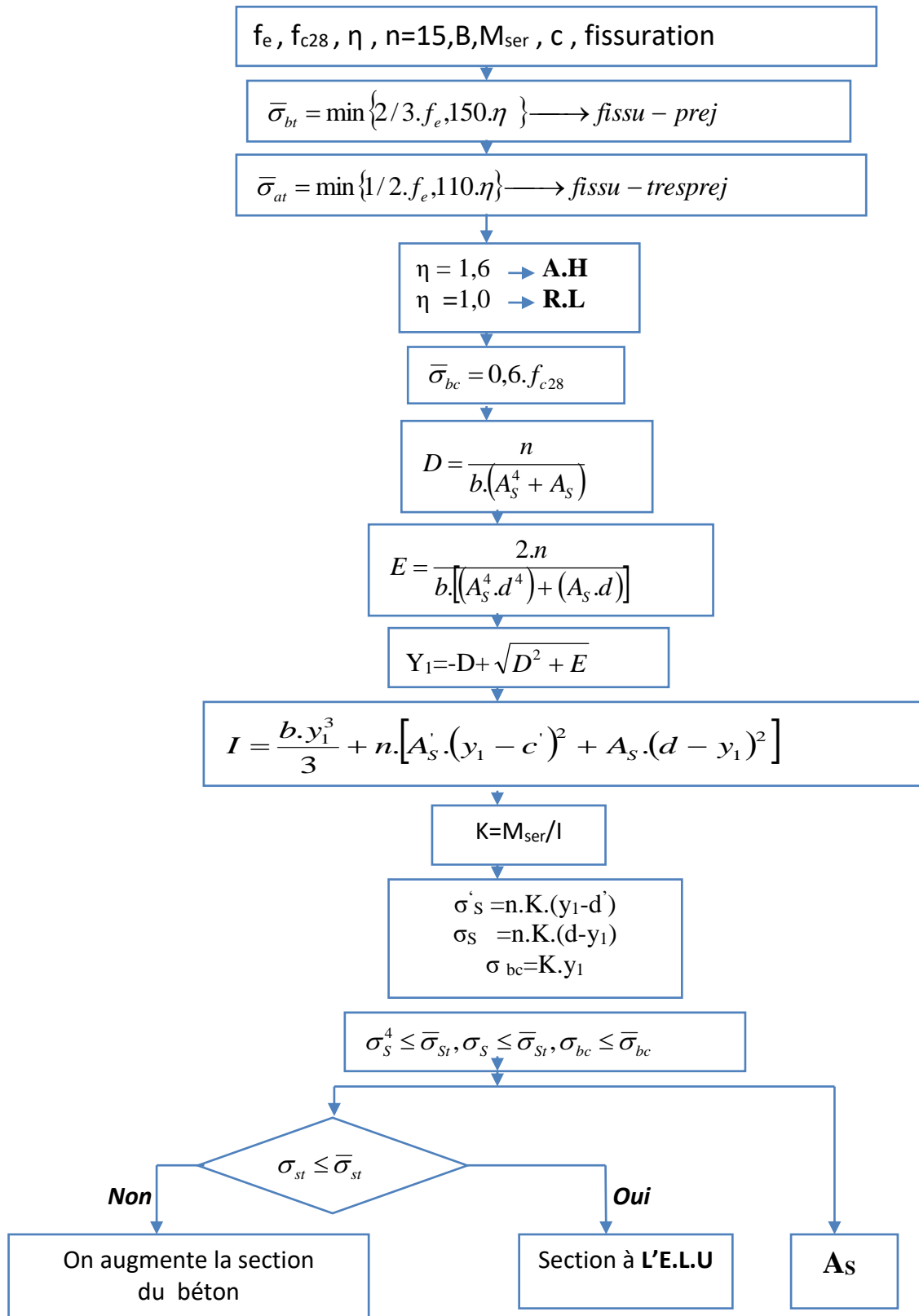
[11] : Formulaire du béton armé : volume2 ; construction par *Victore Davidovici*.

ANNEXE

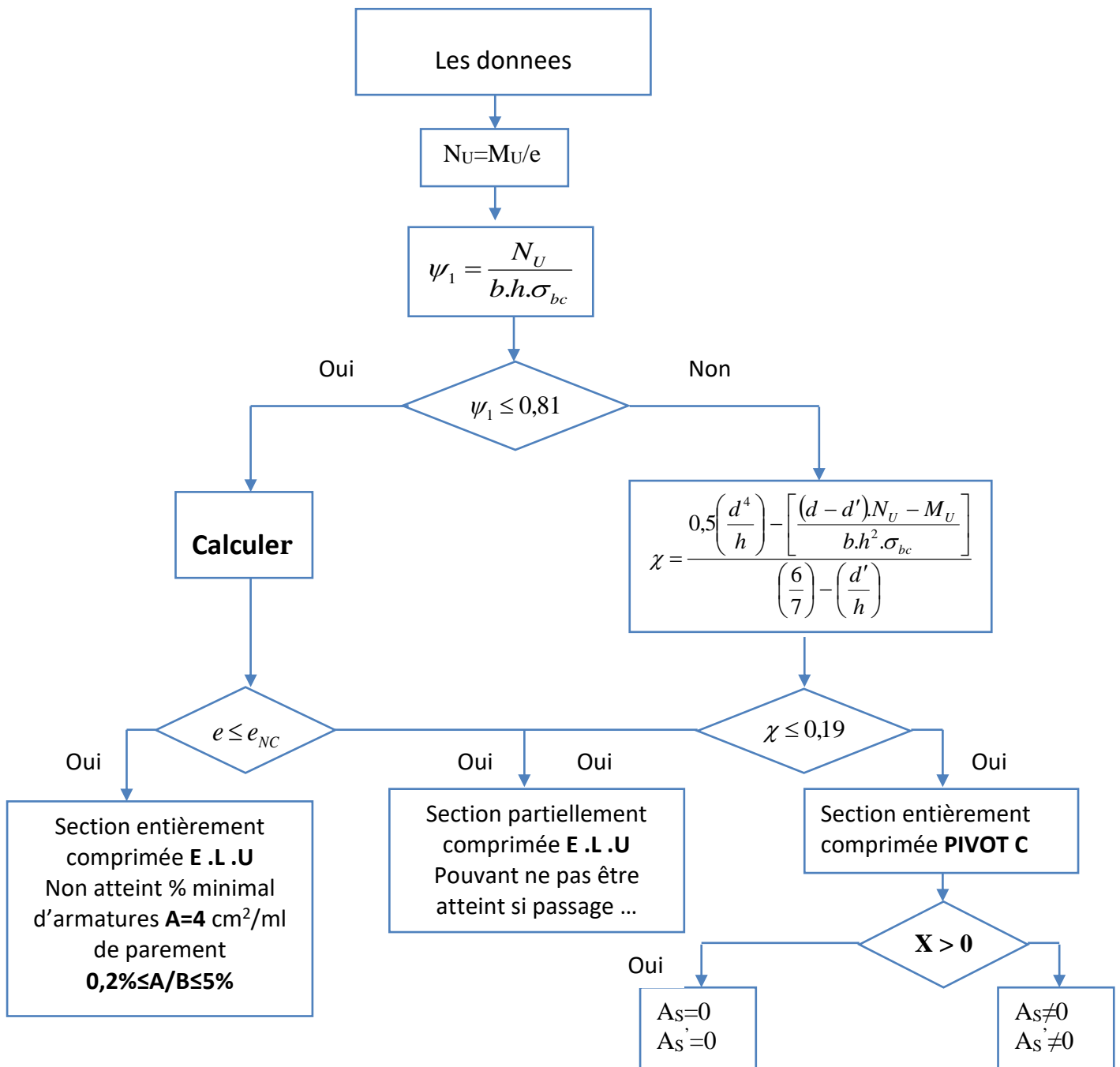
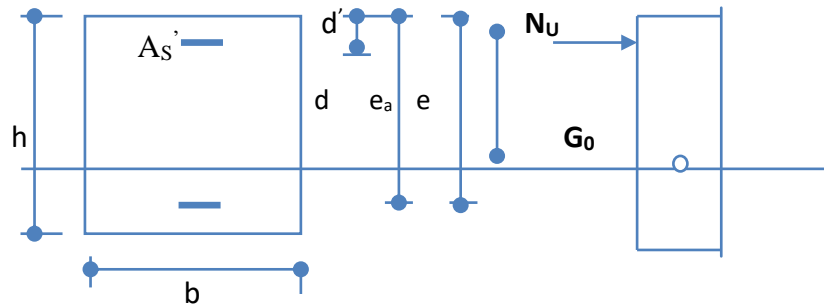
**ORGANIGRAMME -I-
SECTION RECTANGULAIRE
A L'ELU EN FLEXION SIMPLE**



**ORGANIGRAMME -II-
VERIFICATION D'UNE SECTION
RECTANGULAIRE A L'E.L.U**



ORGANIGRAMME -III-
CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE
A L'E LU EN FLEXION COMPOSEE



ORGANIGRAMME-IV-
FLEXION COMPOSEE A L' ELS

