



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE

جامعة البليدة -1-

UNIVERSITE DE BLIDA -1-

كلية التكنولوجيا

FACULTE DE TECHNOLOGIE

قسم الهندسة المدنية

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

مذكرة نهاية التخرج

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES

Pour L'obtention du Diplôme de Master en

Génie Civil

Option : Structures

THEME :

**Etude d'un Ensemble Résidentiel en R+14+Sous-Sol + Etude
Technico-économique d'un Mur Rideau a Oued Tarteg - Boumerdes**

Présenté par :

- *DJOUADI Dhiaeddine*
- *RABER EL MAIZI Zahia*

Encadré par :

Pr. M-ABED

Septembre 2021



Remerciements

*Tout notre gratitude, grâce et remerciements vont à **ALLAH** le tout puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.*

Nos remerciements s'adressent tout d'abord aux personnes avec lesquelles nous avons travaillé et qui nous ont fait part de leurs connaissances et leur savoir-faire :

*On a eu l'honneur d'être encadrés par Pr **M. ABED** ; on tient à vous remercier monsieur pour la proposition de ce sujet d'actualité et nous vous remercions également pour votre confiance et pour votre effort pour achever ce travail, et qu'à travers vous nous avons pu enrichir nos connaissances dans le domaine de génie civil*

Nous remercions les membres du jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce projet de fin d'études.

Nos sincères reconnaissances à tous ceux qui nous ont aidé de près ou de loin afin d'élaborer ce modeste travail.

Dédicaces

الحمد لله الذي بنعمته تتم الصالحات

Avant tout, nous remercions ALLAH le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre

Profonde gratitude et nos vifs remerciements :

- A mon père

Merci papa de m`avoir soutenu tout le temps et de m`avoir guidé et orienter

- A ma chère maman

Merci de m`avoir soutenue et souffrir pour que je puisse réaliser mes rêves et mes espérances et de m`avoir donné l`affection pour que je puisse franchir les moments difficile

- A mes très chères sœurs

- A tous mes amis et tous mes collègues du département de génie civil option structure promotion 2021

- Enfin je remercie mon binôme Rabet El Maizi Zahia qui a contribué à l`élaboration de ce modeste travail

Merci pour tous

Djouadi Dhiaeddine

Dédicaces

الحمد لله الذي بنعمته تتم الصالحات

Avant tout, nous remercions ALLAH le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre

Profonde gratitude et nos vifs remerciements :

- *A ma plus belle étoile mère houria ; qui a été à mes côtés et m'a accompagnée durant les moments les plus durs de ma vie*
- *A mon très cher frère Mohamed qui a sacrifié sa vie afin de me voir grandir et réussir toutes mes années d'études*
 - *A mes frères Adel, Walid et Zakaria*
 - *A mes très chères sœurs Amel, Zineb, Nadhira et fatiha*
- *A mes chères amies Fadhila ,Imane,Wissem, Ikram, Ahlem ,Yasmine et meriem*
 - *A mon ami proche Hamdi mohamed*
 - *A toute ma famille sans exceptions*

Enfin e remercie mon binôme Djouadi Dhiaeddine et tous mes collègues du département de génie civil promotion 2021

Rabet El Maizi Zahia

ملخص

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

اشتملت الدراسة على خمسة محاور:

- **المحور الأول:** تفصيل عام للمشروع يشتمل على تعريف المشروع والبنائية، مع إعطاء الأبعاد الأولية للعناصر وحمولة كل عنصر لمكونة لها.

- **المحور الثاني:** دراسة الأجزاء الثانوية من البنية (المدارج والبلاطات المفرغة والمملوءة).

- **المحور الثالث:** الدراسة الديناميكية للبنية بواسطة برنامج ETABS الذي يزودنا بالنتائج النهائية التي تسمح بتسليح مختلف العناصر المكونة للبنية، مع الأخذ بعين الاعتبار كل توصيات القوانين الجزائرية المقاومة للزلازل RPA المنقحة 2003.

- **المحور الرابع:** دراسة الأجزاء المقاومة للبنية (الأعمدة، العارضات، والأساسات)

اعتمادا على BAEL المنقح 1999 و RPA99

أما المحور الأخير يشتمل على دراسة الفنية والاقتصادية للحائط الساتر.

الكلمات المفتاحية: العمارة، الخرسانة، ETABS, Socotec, RPA 99/2003, BAEL9,

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment de forme irrégulière à usage multiple constitué d'un sous-sol, un rez de chaussée + 14étages, implanté dans la wilaya de Boumerdes.

Cette étude se compose de cinq parties :

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

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

- L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par ETABS afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanente, d'exploitation et charge sismique).

- La quatrième partie comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (fondation, poteaux, poutres et voiles).

-La dernière partie c'est l'étude technico-économique d'un mur rideau.

Ceci, en tenant compte des recommandations du BAEL91, modifiée99 et des règlements parasismiques algériens RPA 99/2003.

Mots clés : bâtiment, béton, ETABS, Socotec, RPA 99/2003, BAEL91.

ABSTRACT

This project presents a detailed study of an irregularly shaped building multiuse consists of one basement, a ground floor + 14floors implanted in Boumerdes City.

This study consists of five parts.

- The first part is the general description of the project with a presentation of the architectural aspects of building elements, then the predimensionnement structure and finally the descent of the load.
- The second part was devoted to secondary nutrients (the staircase beams, solid slabs and parapet wall).
- The dynamic study of the structure was begun in the third part determined by ETABS to various stresses due to loads (permanent loads, operational and seismic loading).
- The fourth includes the reinforcement of the various resistance elements of the structure (foundation, columns, beam and walls). Taking into account the recommendations of BAEL91, modifiée99 Algerian seismic regulations and RPA 99/2003.
- The last part is the technical-economic study of a curtain wall.

Keywords: building, concrete, ETABS, Socotec, Excel, RPA 99/2003, BAEL91.

SOMMAIRE

Liste des figures
Liste des tableaux
Liste des symbols
Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction	03
I.2. Présentation de l'ouvrage	03
I.3. Caractéristiques de la structure	03
I.4. Hypothèses de calcul	04
I.5. Conception de l'ouvrage	04
I.5.1. Ossature	04
I.5.2. Les Planchers	04
I.5.3. Escaliers	05
I.5.4. Terrasse	05
I.5.5. Maçonnerie	05
I.5.6. Revêtement	06
I.5.7. Ascenseurs	06
I.5.8. Acrotère	06
I.5.9. Infrastructure	07
I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux	07
I.6.1 Le béton	07
I.6.2 L'acier	11
I.7. Les hypothèses de calcul aux états limites	12

Chapitre II: Pré-dimensionnement de l'ouvrage

II.1. Introduction	13
II.2. Pré dimensionnement des éléments secondaires	13
II.2.1 les planchers	13
II.2.1.1 Plancher en corps creux	13
II.2.1.2. Plancher en dalle pleine	13
II.2.2. L'acrotère	15
II.2.3. Les escaliers	15
II-2-3-1 caractéristiques d'un escalier	15
II-2-3-2 Dimensionnement d'escalier	16
II.3 Evaluation des charges et surcharges	20
II.4. Pré dimensionnement des éléments principaux	25
II.4.1. Pré dimensionnement des poutres	25
II.4.2. Pré dimensionnement des poteaux	28
II.4.3 Pré dimensionnement des voiles	34

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaires

III.1 Introduction	35
III.2 Etude de l'acrotère	35
III.2.1 Introduction	35
III.2.2 Evaluation des charges	35
III.2.3 Calcul des efforts	36
III.2.4 ferrailage	36
III.2.5 Vérification de la section d'acier. BAEL91 modifié99	37
III.2.6 Vérification a L'ELS	38
III.2.7 Vérification de l'effort tranchant à la base	40
III.2.8 Vérification des espacements des barres	40
III.2.9 Schéma de ferrailage	41
III.3 LES ESCALIERS	41
III.3.1. Ferrailage des volées	41
III.3.1.1 Calcul de ferrailage d'étage courant	41
III.3.1.2. Calcul de ferrailage de Rez-de-chaussée	46
III.3.1.3. schéma de ferrailage	48
III.3.2. Ferrailage de la poutre palière	48
III.3.2.1 pre-dimensionnement	48
III.3.2.2 Evaluation des charges	49
III.3.2.3 Ferrailage de la poutre palière	49
III.3.2.4 Vérifications	50
III.3.2.5 Armatures transversales	51
III.4 Etude des planchers	52
III.4.1 Plancher a corps creux	52
III.4.1.1 Etude des poutrelles	53
III.4.1.2 Calcul des moments	54
III.4.1.3 Calcul des poutrelles	55
III.4.1.4 Vérifications	59
III.4.1.5 Calcul des armatures transversales et l'espacement	61
III.4.1.6 Ferrailage de la table de compression	62
III.4.2 Plancher a dalle pleine	63
III.4.2.1 évaluation des charges	63
III.4.2.2 calcul des moments	63
III.4.2.3 ferrailage de la dalle	63
III.4.2.4 calcul des armatures transversales	64
III.4.2.5 vérifications à l'ELS	64

Chapitre IV : Etude Dynamique en Zone Sismique

IV.1 Introduction	66
IV.2. Etude dynamique	66
IV.3. Choix de la méthode de calcul	67
IV.3.1 Méthode statique équivalente	67
IV.3.2 Méthode modale spectrale	67
IV.4. Résultats de l'analyse dynamique linéaire	71
IV.5. Conclusion	76

Chapitre V : Ferrailage Des Eléments Résistants

V.1. Introduction	77
V.2. Ferrailage des Poutres	77
V.2.1. Calcul des Armatures Longitudinales	77
V.2.1.1 Choix des Armatures	78
V.2.1.2. Vérifications	78
V.2.2 Calcul des Armatures Transversales	79
V.2.3 Schéma de Ferrailage des Poutres	80
V.3. Ferrailage des Poteaux	82
V.3.1. Introduction	82
V.3.2. Recommandation de Calcul	83
V.3.3. Calcul du Ferrailage Longitudinal	83
V.3.4. Choix D'Armatures	84
V.3.5. Vérification a l'Etat Limite de Service	84
V.3.6. Vérification de l'Effort Tranchant	85
V.3.7. Ferrailage des Poteaux du Sous-Sol	87
V.3.8. Schéma de Ferrailage Des Poteaux	88
V.4. Ferrailage Des Voiles	90
V.4.1 Introduction	90
V.4.2 Type de sollicitations	90
V.4.3 Conception :	91
V.4.4 Etapes de calcul	91
V.4.4.1 Calcul de la contrainte limite ultime	91
V.4.4.2 Calcul des armatures verticales	91
V.5 Schémas de ferrailage	98
V.6. Conclusion	99

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction	100
VI.2. Fonctions assurées par les fondations	100
VI.3. Classification des fondations	100
VI.4. Choix de type de fondation	100
VI.5. Calcul des fondations	100
VI.5.1 Semelle isolée sous poteaux	100
VI.5.1.1 Vérification de l'interférence entre deux semelles	101
VI.5.1.2 Conclusion	101
VI.5.2 Semelles filantes	102
VI.5.2.1 La largeur « B »	102
VI.5.2.2 Vérification de la semelle filante	102
VI.5.3 Radier général	103
VI.5.3.1 Introduction	103
VI.5.3.2 Pre-dimensionnement de radier	103
VI.5.3.3. La surface de radier	104

VI.5.3.4. Vérification de la contrainte de cisaillement	105
VI.5.3.5. Vérification de l'effet de sous pression	105
VI.5.3.6 Caractéristiques géométriques du radier	106
VI.5.3.7 Vérification de la stabilité du radier	106
VI.5.3.8. Vérification des contraintes sous le radier	108
VI.5.3.9. Ferrailage du radier	109
VI.5.3.9.1. Ferrailage de la dalle du radier	109
VI.5.3.9.2. Ferrailage des nervures	113

Chapitre VII: Etude Technico-économique d'un Mur Rideau

VII.1. Introduction	116
VII.2. Façade rideau	116
VII.3. Dimensionnement des éléments de la façade rideau	117
VII.3.1. Charges du vent	117
VII.3.1.1 Coefficient dynamique C_d	118
VII.3.1.2 Pression dynamique q_p	119
VII.3.1.3 Coefficient de rugosité (Cr)	119
VII.3.1.4 Intensité de turbulence $I_v(z)$	119
VII.3.1.5 Coefficient d'exposition (Ce)	119
VII.3.2. Calcul de l'épaisseur du vitrage	120
VII.4. Dimensionnement des montants et traverses	122
VII.4.1. Dimensionnement du montant	122
VII.4.2. Dimensionnement de la traverse	123
VII.5. Conclusion	123
Conclusion Générale	124

Références Bibliographiques

Annexes

Liste des Figures

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage

Figure I.1 : Coupe transversale d'un plancher a corps creux.	04
Figure I.2 : Représentation d'un escalier a deux volées.	05
Figure I.3 : Brique creuse.	06
Figure I.4 : Evolution de la résistance du béton f_{cj} en fonction de l'âge du béton.	09
Figure I.5 : Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj} .	09
Figure I.6 : Diagramme des Contraintes–Déformations du béton de calcul a l'ELU.	10
Figure I.7 : Diagramme des Contraintes–Déformations de calcul du béton a l'ELS.	11
Figure I.8 : Diagramme des Contraintes–Déformations de l'acier.	11

Chapitre II: Pré-dimensionnement De L'ouvrage

Figure II.1 : Dimensions de l'acrotère.	15
Figure II.2 : Détail de l'escalier en élévation.	15
Figure II.3 : Vue en élévation de l'escalier RDC a 2 volées.	16
Figure II.4 : Vue en élévation de l'escalier de 1 ^{er} étage a 2 volées.	18
Figure II.5 : vue en élévation de l'escalier des étages courants à 3 volées.	19
Figure II.6 : Schéma statique de volée 01.	19
Figure II.7 : Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux.	20
Figure II.8 : Coupe verticale du plancher courant à corps creux.	21
Figure II.9 : Vue en plan de la structure.	26
Figure II.10 : Surface reprise par le poteau central.	28
Figure II.11 : Coupe de voile en élévation.	34

Chapitre III: Ferrailage des éléments secondaires

Figure III.1 : Charges et surcharges agissant sur l'acrotère.	35
Figure III.2 : Diagramme des efforts à l'ELU.	36
Figure III.3 : Section de calcul de l'acrotère.	36

Figure III.4 : Coupe transversale d'une poutre sollicitée a LELS.	38
Figure III.5 : Coupe transversale d'une section de poutre partiellement comprimée.	39
Figure III.6 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.	41
Figure III.7 : Schéma statique d'escalier.	42
Figure III.8 : Ferrailage de l'escalier.	48
Figure III.9 : Ferrailage de la poutre palière.	52
Figure III.10 : Corps creux.	53
Figure III.11 : Schéma d'une poutrelle.	53
Figure III.12 : Schéma spectacle les types de poutrelles.	54
Figure III.13 : Ferrailage des poutrelles.	62
Figure III.14 : Ferrailage de la dalle de compression.	63
Figure III.15 : Ferrailage de la dalle pleine du sous-sol.	65

Chapitre IV: Etude Dynamique en Zone Sismique

Figure IV.1 : Disposition des voiles du modèle final avant vérification de l'effort normal réduit.	71
Figure IV.2 : Représentation des 3 premiers modes du modèle final après vérification de l'effort normal réduit.	74

Chapitre V: Ferrailage Des Eléments Résistants

Figure V.1 : Ferrailage Des Poutres Porteuses Axes (A-B-E) Des étages courants.	80
Figure V.2 : Ferrailage Des Poutres Porteuses Axes (A-B-E) Du Niveau Terrasse.	80
Figure V.3 : Ferrailage Des Poutres Porteuses Axes (C-D) Des étages courants.	81
Figure V.4 : Ferrailage Des Poutres Porteuses Axes (C-D) Du Niveau Terrasse.	81
Figure V.5 : Ferrailage Des Poutres Non Porteuses Des étages courants.	81
Figure V.6 : Ferrailage Des Poutres Non Porteuses Du Niveau Terrasse.	82
Figure V.7 : Ferrailage Des Poutres De chainage Du Niveau Terrasse et E-C.	82
Figure V.8 : Schéma De Ferrailage Des Poteaux S-S et RDC.	88
Figure V.9 : Schéma De Ferrailage Des Poteaux de 1 ^{er} et 2 ^{eme} étages.	88
Figure V.10 : Schéma De Ferrailage Des Poteaux de 3 ^{eme} et 4 ^{eme} étages.	89
Figure V.11 : Schéma De Ferrailage Des Poteaux de 5 ^{eme} étage.	89
Figure V.12 : Schéma De Ferrailage Des Poteaux de 6 ^{eme} et 7 ^{eme} étages.	89
Figure V.13 : Schéma De Ferrailage Des Poteaux de 8 ^{eme} étage.	89
Figure V.14 : Schéma De Ferrailage Des Poteaux de 9 ^{eme} étage.	89

Figure V.15 : Schéma De Ferrailage Des Poteaux de 10 ^{eme} et 11 ^{eme} étages.	89
Figure V.16 : Schéma De Ferrailage Des Poteaux de 12 ^{eme} étage.	90
Figure V.17 : Schéma De Ferrailage Des Poteaux de 13 ^{eme} et 14 ^{eme} étages.	90
Figure V.18 : Les différents Types de sollicitations qui agissent sur les voiles.	90
Figure V.19 : Disposition des voiles.	92
Figure V.20 : Schéma de ferrailage des voiles de RDC et 1 ^{er} étage selon x-x.	98
Figure V.21 : Schéma de ferrailage des voiles de 2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage selon x-x.	98
Figure V.22 : Schéma de ferrailage des voiles de 4 ^{eme} au 6 ^{eme} étage selon x-x.	98
Figure V.23 : Schéma de ferrailage des voiles de 7 ^{eme} au 9 ^{eme} étage selon x-x.	98
Figure V.24 : Schéma de ferrailage des voiles de 10 ^{eme} et 11 ^{eme} étage selon x-x.	98
Figure V.25 : Schéma de ferrailage des voiles de 12 ^{eme} au 14 ^{eme} étage selon x-x.	98
Figure V.26 : Schéma de ferrailage des voiles de RDC et 1 ^{er} étage selon y-y.	98
Figure V.27 : Schéma de ferrailage des voiles de 2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage selon y-y.	98
Figure V.28 : Schéma de ferrailage des voiles de 4 ^{eme} au 6 ^{eme} étage selon y-y.	99
Figure V.29 : Schéma de ferrailage des voiles de 7 ^{eme} au 9 ^{eme} étage selon y-y.	99
Figure V.30 : Schéma de ferrailage des voiles de 10 ^{eme} et 11 ^{eme} étage selon y-y.	99
Figure V.31 : Schéma de ferrailage des voiles de 12 ^{eme} au 14 ^{eme} étage selon y-y.	99
Figure V.32 : Schéma de ferrailage des voiles de RDC et 1 ^{er} étage selon y-y.	99
Figure V.33 : Schéma de ferrailage des voiles de 2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage selon y-y.	99
Figure V.34 : Schéma de ferrailage des voiles de 4 ^{eme} au 9 ^{eme} étage selon y-y.	99
Figure V.35 : Schéma de ferrailage des voiles de 10 ^{eme} au 14 ^{eme} étage selon y-y.	99

Chapitre VI: Etude de l'infrastructure

Figure VI.1 : Dimensions de la semelle isolée.	101
Figure VI.2 : Radier.	103
Figure VI.3 : Schéma statique du bâtiment.	107
Figure VI.4 : Schéma de ferrailage de la dalle du radier sur appuis.	112
Figure VI.5 : Schéma de ferrailage de la dalle du radier sur travée.	112
Figure VI.6 : Schéma de ferrailage des nervures sur appuis.	115
Figure VI.7 : Schéma de ferrailage des nervures sur travées.	115

Chapitre VII: Etude Technico-économique d'un Mur Rideau

Figure VII.1: Schéma d'une façade rideau	116
---	-----

Figure VII.2: Façade rideau	117
Figure VII.3: Panneau façade	117
Figure VII.4: Façade semi-rideau	117
Figure VII.5 : Hauteur de référence Z_e selon le RNV 99/2013	118
Figure VII.6 : Dimensionnement du montant.	122
Figure VII.7 : Distribution des charges sur le montant.	122
Figure VII.8 : Distribution des charges sur la traverse.	123

Liste des Tableaux

Chapitre II: Pré-dimensionnement De L'ouvrage

Tableau II.1: Charges permanentes et surcharges d'exploitation du plancher terrasse à corps creux.	20
Tableau II.2: Charges permanentes et surcharges d'exploitation du plancher étage couran à corps creux.	21
Tableau II.3 : Charges permanentes et surcharges d'exploitation du plancher local machine en dalle pleine.	22
Tableau II.4 : Charges permanentes et surcharges d'exploitation de la dalle pleine (e=15cm).	22
Tableau II.5 : Charges permanentes des murs en extérieurs.	23
Tableau II.6 : Charges permanentes des murs intérieurs.	23
Tableau II.7: Evaluation des charges et surcharges du palier	23
Tableau II.8 : Evaluation des charges et surcharges de paillasse (étages courants).	24
Tableau II.9 : Evaluation des charges et surcharges de paillasse (sous-sol).	24
Tableau II.10 : Evaluation des charges et surcharges de paillasse (RDC).	25
Tableau II.11 : Dégression des surcharges.	29
Tableau II.12 : Descente de charge du poteau central.	30
Tableau II.13 : Choix des sections des poteaux centraux.	33
Tableau II.14 : choix final des sections des poteaux.	33

Chapitre III: Ferrailage des éléments secondaires

Tableau III.1 : Ferrailage de l'escalier d'étage courant.	43
Tableau III.2 Vérification à l'ELS de l'escalier d'étage courant.	45
Tableau III.3 : Ferrailage de l'escalier de rez-de-chaussée.	46
Tableau III.4 : Vérification à l'ELS de l'escalier de rez-de-chaussée.	47
Tableau III.5 : Vérification à l'ELS de la poutre palière.	50
Tableau III.6 : Vérification les contraintes du béton.	51
Tableau III.7: charges supportées par les poutrelles.	57
Tableau III.8: les résultats des moments fléchissant et les efforts tranchants les plus sollicités dans différents types de poutrelle.	58
Tableau III-9 : Récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée.	59

Tableau III-10 : Récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis.	59
Tableau III.11 : Récapitulatif du calcul de la flèche.	61
Tableau III.12 : Ferrailage de la dalle pleine.	64
Tableau III.13 : vérification des contraintes à l'ELS.	64

Chapitre IV: Etude Dynamique en Zone Sismique

Tableau IV-1 : Valeurs des pénalités P_q .	67
Tableau IV-2 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle Final Avant Vérification de l'Effort Normal Réduit.	71
Tableau IV-3 : Déplacement Inter Etages Selon Les 2 Sens.	72
Tableau IV-4 : Vérification de l'Effort Normal Réduit du Modèle Final.	73
Tableau IV-5 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle Final Après Vérification de l'Effort Normal Réduit.	73
Tableau IV.6 : Déplacement Inter Etages du Modèle Final Après Vérification De l'Effort Normal Réduit Selon Les Deux Sens.	75
Tableau IV.7 : Vérification des portiques sous 25% de l'effort tranchant d'étage.	76
Tableau IV.8 : Vérification l'effet $p-\Delta$ inter étages du modèle final.	76

Chapitre V: Ferrailage Des Eléments Résistants

Tableau V.1 : Ferrailage Des Poutres.	77
Tableau V.2 : Choix Du Ferrailage Final Des Poutres.	78
Tableau V.3 : Vérification De La Condition De Non Fragilité.	78
Tableau V.4 : Vérification Des Poutres à L'ELS.	78
Tableau V.5 : Vérification Des Contraintes Tangentielles.	79
Tableau V.6 : Vérification De La Flèche.	79
Tableau V.7 : Le Choix Final Des Armatures Transversales Pour Les Poutres.	80
Tableau V.8 : Section D'armature Min et Max Selon les règlements suivants.	83
Tableau V.9 : Efforts Internes Et Section D'armature Calculée Pour Chaque Section De Poteau.	83
Tableau V.10 : Choix Des Armatures Des Poteaux.	84
Tableau V.11 : Vérification Des Contraintes Pour Les Poteaux.	85
Tableau V.12 : Vérification De La Contrainte De Cisaillement Pour Les Poteaux.	86
Tableau V.13 : Espacement Maximal pour les poteaux Carrés Selon RPA.	86
Tableau V.14 : Choix des Armatures Transversales Pour les Poteaux Carrés.	87
Tableau V-15 : Calcul de $\sigma_{u \text{ lim}}$.	91

Tableau V-16 : Calcul des armatures verticales.	93
Tableau V-17 : Calcul des armatures horizontales.	93
Tableau V-18 : Calcul des armatures verticales.	94
Tableau V-19 : Calcul des armatures horizontales.	94
Tableau V-20 : Calcul des armatures verticales.	95
Tableau V-21 : Calcul des armatures horizontales.	95
Tableau V-22 : Calcul des armatures verticales.	96
Tableau V-23 : Calcul des armatures horizontales.	96
Tableau V-24 : Choix final adopté pour les voiles de la direction x-x de portique 01.	97
Tableau V-25 : Choix final adopté pour les voiles de la direction y-y de portique 01.	97
Tableau V-26 : Choix final adopté pour les voiles de la direction y-y de portique 05.	97

Chapitre VI: Etude de l'infrastructure

Tableau VI.1 : Sections des semelles filantes.	102
Tableau VI.2 : Contraintes sous le radier à l'E.L.U.	108
Tableau VI.3 : Contraintes sous le radier à l'E.L.S.	109
Tableau VI.4 : Ferrailage des panneaux du radier.	111
Tableau VI.5 : Vérification des contraintes à l'E.L.S.	111
Tableau VI.6 : Correction de la section d'acier.	112
Tableau VI.7 : Ferrailage des nervures sens (x-x).	113
Tableau VI.8 : Ferrailage des nervures sens (y-y).	113
Tableau VI.9 : Vérification des contraintes à l'E.L.S.	113
Tableau VI.10 : Correction de la section d'acier.	114

Chapitre VII: Etude Technico-économique d'un Mur Rideau

Tableau VII.1 : catégorie de terrain	117
Tableau VII.2 : Calcul du vent selon les deux directions.	120
Tableau VII.3 : Vérification à l'ELS.	121
Tableau VII.4 : Vérification à l'ELU.	121

LISTE DES SYMBOLES

- f_{cj} : Résistance en compression à j jour du béton.
- f_{tj} : Résistance à la traction à j jour du béton.
- E_{ij} : Module de déformation longitudinale du béton.
- E_{vj} : Module de déformation différé du béton.
- G : Module de déformation transversale.
- ν : Coefficient de poisson.
- f_{bu} : Résistance conventionnelle ultime à la compression.
- ξ_{bc} : Déformation unitaire du béton.
- σ_{bc} : Contrainte de compression dans le béton.
- γ : Est un coefficient de sécurité.
- θ : Est un coefficient en fonction de la durée d'application de l'action considérée.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible du béton en compression.
- $\bar{\tau}_u$: Contraintes limites de cisaillement.
- f_{su} : Résistance caractéristique ultime de l'acier.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte admissible d'acier.
- f_e : Limite d'élasticité des aciers utilisés.
- η : Coefficient de fissuration.
- N_u : Est l'effort normal ultime.
- B_r : Est la section de béton réduite du béton.
- λ : L'élancement de l'élément poteau.
- \bar{f} : La flèche admissible.
- F_p : L'action sismique horizontale.
- L_f : Longueur de flambement.
- e_0 : Est l'excentricité de premier ordre, avant application des excentricités additionnelles.

- e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales après l'exécution.
- e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre lié, à la déformation de la structure.
- φ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation initiale instantané sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égal à **2**.
- u_{bu} : Moment réduit.
- A_s : Section d'armature comprimée.
- A'_s : Section d'armature tendue.
- S_t : Escapement des armatures.
- A_r : Section d'armature de répartition.
- M_0 : Moment fléchissant dans la travée.
- M_t : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.
- M_w : La valeur absolue du moment sur appui de gauche dans la travée considéré.
- M_e : La valeur absolue du moment sur appui de droite dans la travée considéré.
- M_{ut} : Moment capable de la table de compression.
- A_{min} : Section minimale d'armature.
- ϕ_t : Diamètre d'armature transversale.
- f_{pi} : Flèche instantané due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportées par l'élément considéré.
- f_{gv} : La flèche différée dues à l'ensemble des charges permanentes.
- f_{gi} : La flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes.
- f_{ji} : Flèche instantanée due à charges permanentes appliquées au moment de la mise en oeuvre des revêtements et cloisons.
- y : Position de l'axe neutre.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène.
- M_g : Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes.
- M_j : Le moment dû aux charges permanentes appliquées à la mise en oeuvre des revêtements.

- M_p : Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation.
- $I_{fip}, I_{fij}, I_{fig}, I_{fvg}$: Sont les inerties fissurées.
- T_u : Le moment de torsion ultime.
- a : Le diamètre du grand cercle inscrit dans le contour extérieur de la section.
- Ω : L'aire du contour tracé à mi- épaisseur des parois.
- T_k : Le période du mode K.
- N : Le nombre de niveau au-dessus du sol.
- G : Centre de gravité.
- R : Centre e rigidité.
- V : Effort tranchant.
- M_k : Moment de renversement.
- δk : Les déplacements horizontaux absolus.
- Δk : Les déplacements relatifs.
- R : Coefficient de comportement.
- Q : Facteur de qualité.
- $\square\square$: Facteur de correction d'amortissement.
- C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement.
- A_t : Section d'armature minimale.
- τ_{se} : La contrainte d'adhérence d'entraînement.
- λg : Est l'élanement géométrique du poteau.
- M_{uf} : Moment fictif.
- A'_{sf} : Section d'armature fictive
- Y_{ser} : La distance entre le centre de pression à l'axe neutre de la fibre supérieure de la section la plus comprimé.

INTRODUCTION GENERALE

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

Tant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense.

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner. Chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique.

L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts :

- La sécurité (le plus important) : assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Economie : sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- Confort
- Esthétique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins cher par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (duré de vie).
- Résistance au feu.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation en R+14+sous-sol choisit parmi les deux blocs, composé d'un niveau sous-sol (parking), Rez-de-chaussée et les trois premiers étages (commerce) et 11 niveaux à usage d'habitation avec une terrasse non accessible, Il est implanté à la wilaya de BOUMERDES.

Ce mémoire est constitué de sept chapitres :

- Le Premier chapitre consiste à la présentation complète de bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre présente le pré-dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles).
- Le 3ème chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers et les planchers).
- Le 4ème chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ETABS version 2017.
- Le calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ETABS version 2017 est présenté dans le 5ème chapitre.
- Le 6ème chapitre présente l'étude des fondations.
- Pour le dernier chapitre on présente l'étude technico-économique d'un mur rideau suivie par une conclusion générale.

Chapitre I :

I.1. Introduction :

L'objectif de ce chapitre est de présenter la liste des données du bâtiment analysé, concernant le type de structure, les éléments, la géométrie et les propriétés des matériaux.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

Dans le cadre de notre formation de master en génie civil, nous sommes amenés à l'issue de notre cursus à réaliser un projet de fin d'études. Nous avons choisi d'étudier un projet de réalisation d'**Ensemble Résidentiel 506 Logements**. C'est un projet de 2 bâtiments avec un sous-sol garage. Il est implanté à « **lieu-dit Oued tatareg** », commune de **BOUMERDES**, wilaya de **BOUMERDES**.

L'ouvrage à étudier est un bâtiment (bloc 08) en R+14+sous-sol choisit parmi les deux blocs, composé d'un niveau sous-sol (parking), Rez-de-chaussée et les trois premiers étages (commerce) et 11 niveaux à usage d'habitation avec une terrasse non accessible.

I.3. Caractéristiques de la structure :

✚ Caractéristiques géométriques :

En plan:

- La longueur totale du bâtiment est..... $L_x = 19,19\text{m}$.
- La largeur totale du bâtiment est..... $L_y = 17,88\text{m}$.

En elevation:

- La hauteur totale de bâtiment (sans sous-sol) est $H_z = 50,65\text{m}$.
- La hauteur du RDC est..... $H_{\text{RDC}} = 5,10\text{m}$.
- La hauteur de l'étage courant..... $H_{\text{Ec}} = 3,20\text{m}$.
- La hauteur du sous-sol $H_{\text{ss}} = 3,20\text{m}$.

✚ Données du site :

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de forte sismicité (zone III).
- L'ouvrage appartient au « groupe 1B » car sa hauteur totale dépasse 48 m suivant le RPA99 version 2003.
- Le site est considéré comme meuble (S3).
- Contrainte admissible du sol $\sigma_s = 2$ bars à partir de 2.00 m de profondeur.

I.4. Hypothèses de calcul :

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..... $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$.
- ✓ Le module d'élasticité différé est..... $E_{vj} = 10818.865 \text{ MPa}$.
- ✓ Le module d'élasticité instantané est..... $E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa}$.
- ✓ La limite élastique de l'acier à Haute adhérence est..... $f_e = 500 \text{ MPa}$.

I.5. Conception de l'ouvrage :

I.5.1. Ossature :

La structure porteuse de l'ouvrage est composée de portiques auto stables en béton armé contreventés par les voiles de contreventement.

I.5.2. Les Planchers :

Les planchers sont considérés comme des diaphragmes rigides dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions.

Pour notre cas on distingue 2 types de planchers :

- Plancher à corps creux pour les panneaux courants.
- Plancher en dalle pleine pour le sous-sol, rez-de-chaussée, les balcons et les paliers de l'ascenseur.

a) Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles en béton armé espacées de 60cm, de corps creux et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 5 cm.

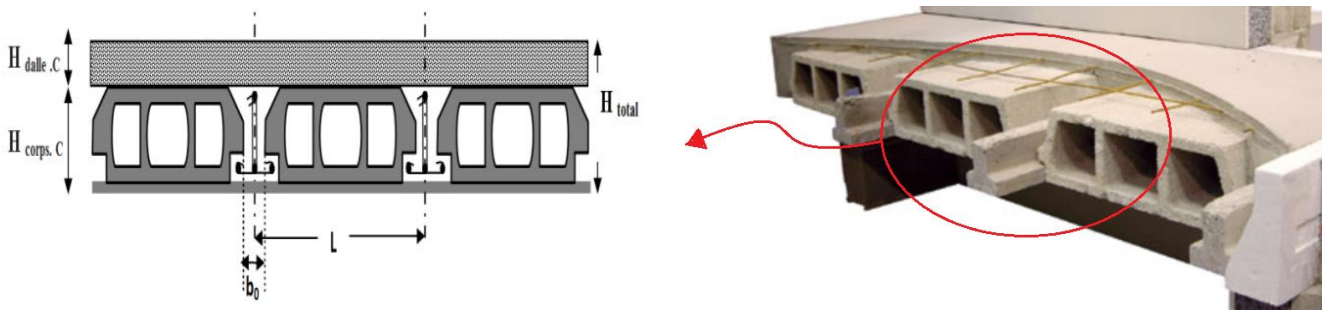


Figure I.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux

b) Plancher à dalle pleine :

Actuellement une très large utilisation dans la construction d'immeuble à plusieurs étages et pour les habitations privées ce complexe de matériaux permet des réalisations économiques. Certaines parties des planchers ne peuvent pas être en corps creux, donc ils sont prévus en dalle pleine par exemple si on a des formes irrégulières.

I.5.3. Escaliers :

Les escaliers sont des éléments non structuraux, Servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements inter étages, réalisé en béton armé coulé sur place.

Notre structure comporte deux type d'escalier :

- Escalier à deux volées
- Escalier a trois volées

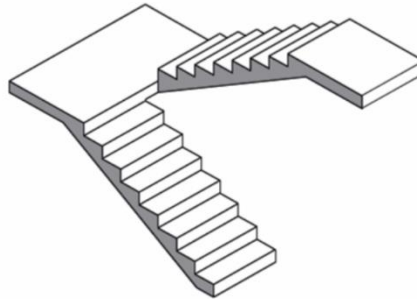


Figure I.2 : Représentation d'un escalier a deux volées

I.5.4. Terrasse :

Dans notre bâtiment nous avons seulement une terrasse non accessible.

I.5.5. Maçonnerie :

Les murs de notre structure seront exécutés en brique creuse.

a) Murs extérieurs :

Ils seront 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.

b) Murs intérieurs :

Ils seront constitués par des cloisons de 10 cm 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).



Figure I.3 : Brique creuse

c) Murs rideaux :

Le mur-rideau (aussi appelé « façade rideau »). C'est un mur de façade qui assure la fermeture de l'enveloppe du bâtiment sans participer à sa stabilité (les charges étant transférées à la fondation principale par des raccords aux planchers ou aux colonnes du bâtiment). Les panneaux sont donc appuyés, étage par étage, sur un squelette fixe.

I.5.6. Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- ♦ Un mortier de ciment pour crépissages des façades extérieures.
- ♦ Carrelage pour les planchers courants et les escaliers.
- ♦ L'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.

I.5.7. Ascenseurs :

La structure comporte une cage d'ascenseurs du sous-sol au 14^{ème} étage.

I.5.8. Acrotère :

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

I.5.9. Infrastructure :

Les éléments de fondations ont pour Rolle de transmettre au sol les efforts transmis par la superstructure, elles consistent donc la partie essentielle de l'ouvrage, de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

D'après le rapport du sol élaboré par le laboratoire, la contrainte admissible du sol est de 1,75 bars à une profondeur de 3.00 m à partir du terrain naturel.

- **Choix du type de fondation :**

Les critères de choix sont d'ordre technique, économique, et relatif à :

- La charge et l'emplacement de la semelle.
- La nature du sol et du tassement.
- Le façonnage facile d'acier
- La quantité et la facilité de mise en œuvre du béton.
- La contrainte admissible du sol.

I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les matériaux entrant dans la composition de la structure jouent incontestablement un rôle important dans la résistance des constructions aux séismes. Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tel que : Le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalant généralement sur le critère de la résistance mécanique.

Les caractéristiques de matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL91 modifié 99) et tous les règlements applicables en Algérie (RPA 99version 2003 et CBA93).

Les principaux matériaux utilisés dans la réalisation de ce projet sont :

- Le béton.
- L'acier.

I.6.1 Le béton :

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression.

Le choix de la qualité du béton, doit répondre aux conditions suivantes :

- Le béton doit être plutôt ductile, ce qui conduit à ne choisir que des bétons à résistance élevée.
- Pour éviter que des désordres ou des endommagements ne se produisent trop facilement, il est recommandé de ne pas utiliser des bétons de trop faible résistance (≤ 22 MPA).

- Les formes de coffrages et les dispositions du ferrailage seront conçues de façon à faciliter la mise en place du béton, particulièrement dans les nœuds d'ossature et les éléments verticaux.

Donc, on choisira de préférence un béton de bonne qualité, facile à mettre en œuvre, sans chercher de performances exceptionnelles.

a) Les composants du béton :

- **Le ciment** : le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.
- **Les granulats** : comprennent :
 - 1) **Les sables** : sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir davantage de gros grains que de petits.
 - 2) **Les graviers** : elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm. Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).
- **Eau de gâchage** : son rôle est de mettre en réaction le ciment en provoquant son hydratation, elle doit être propre et dépourvue de tous produits pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton.

b) Dosage du béton :

Le dosage du béton est lié au poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton. Pour mener cette étude, le béton est dosé à 350 Kg de ciment par m³. Ce dosage est destiné à offrir les garanties de résistance escomptées et à présenter une protection efficace de l'armature.

c) Résistance mécanique du béton :

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

d-1) Résistance à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

Pour un dosage courant de 350 Kg/m³ de ciment CPA325, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ($f_{c28} = 25$ MPa).

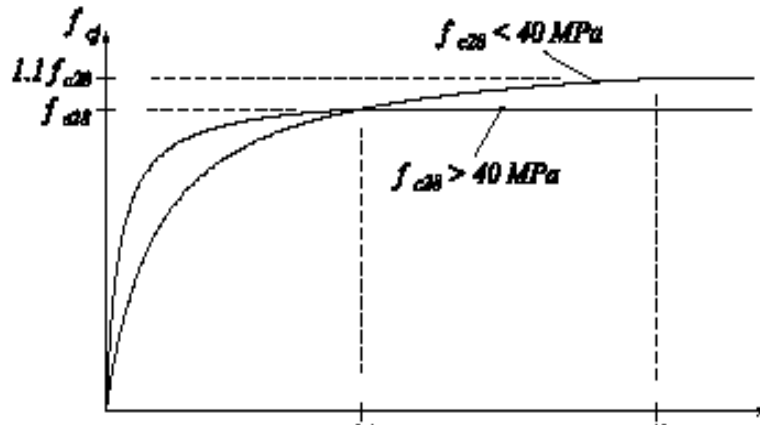


Figure I.4 : Evolution de la résistance du béton f_{c_j} en fonction de l'âge du béton

d-2) Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{t_j} , est conventionnellement définie par les relations :

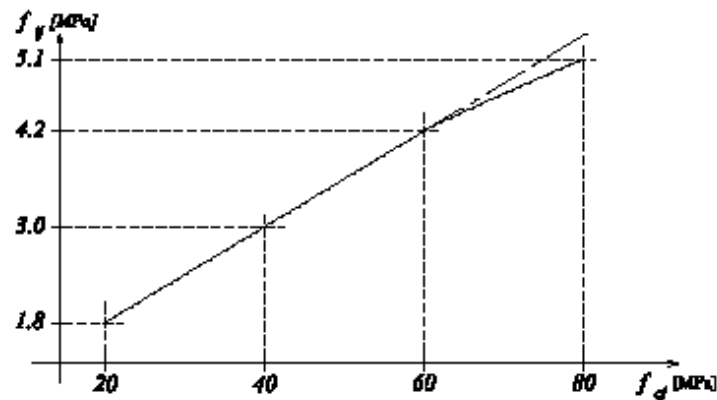


Figure I.5 : Evolution de la résistance du béton à la traction f_{t_j} en fonction de celle à la compression f_{c_j} .

d-3) 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 d'application.

- **Module de déformation instantané :**

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané E_{ij} du béton âgé de « j » jours est égale à :

$$E_{ij} = 11\,000 \cdot (f_{c_j})^{1/3} \quad [\text{MPa}].$$

- **Module de déformation différé :**

Il est réservé spécialement pour des charges de durée d'application supérieure à 24 heures, ce module est défini par :

$$E_{vj} = 3700 * (f_{cj})^{1/3} \quad [\text{MPa}].$$

- **d-4) Coefficient de poisson :**

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

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

$\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations et pour les justifications aux états-limites de service (béton non fissuré).

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états – limites ultimes (béton fissuré).

- **d-5) Contraintes limite de calculs :**

En se référant au règlement du BAEL 91(modifié 99), on distingue deux états limites.

- **Contrainte limite ultime « ELU » :**

En compression avec flexion, le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

Les déformations du béton sont :

- $\varepsilon_{bc1} = 2 \text{ ‰}$
- $\varepsilon_{bc2} = 3,5 \text{ ‰}$

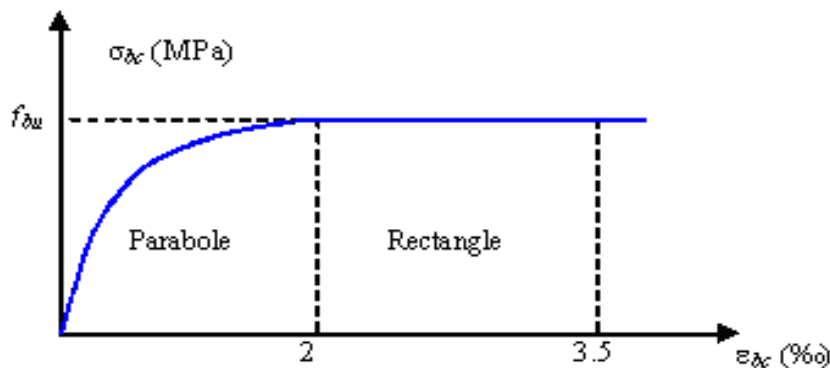


Figure I.6 : Diagramme des Contraintes-Déformations du béton de calcul à l'ELU.

- **Contrainte limite de service « ELS » :**

Etat limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue.

Le bâtiment doit vérifier les trois critères suivants :

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

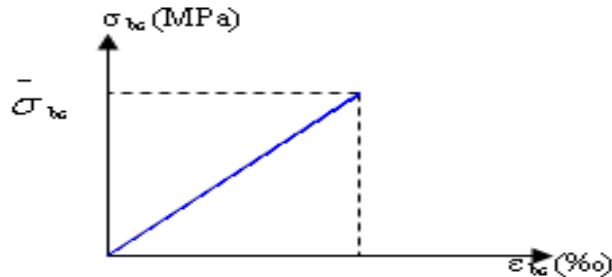


Figure I.7 : Diagramme des Contraintes-Déformations de calcul du béton à l'ELS.

I.6.2 L'acier :

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, présente une très bonne résistance à la traction, et une bonne résistance à la compression dans le cas d'élançements faibles. Si aucune précaution n'est prise il peut subir des effets de corrosion. C'est un matériau très ductile, qui attend des déformations très importantes avant rupture (de l'ordre de la dizaine de %).

Contraintes limites :

- **Contrainte limite ultime :**

Le comportement des aciers pour le calcul à l'état limite ultime vérifie une loi du type élasto-plastique parfait, comme décrit sur la figure I.9 contrainte-déformation.

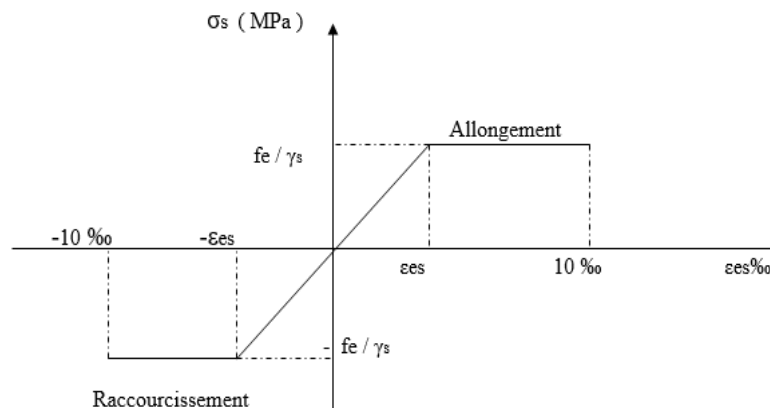


Figure I.8 : Diagramme des Contraintes-Déformations de l'acier.

La contrainte de calcul, notée σ_s et qui est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

- **Contrainte limite de service :**

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$
- Fissuration peu préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = 0,8 \times \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$

I.7. Les hypothèses de calcul aux états limites :

- ❖ **ELU :**

- H1 : conservation des sections planes (diagramme linéaire des déformations).
- H2 : il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures d'acier et le béton.
- H3 : le béton tendu est négligé dans le calcul.
- H4 : le raccourcissement unitaire du béton est limité à $\varepsilon_{bc} = 3,5 \text{ ‰}$ dans le cas de flexion simple ou composée et de 2‰ dans le cas de compression simple.
- H5 : l'allongement unitaire de l'acier est limité à 10‰.

- ❖ **ELS :**

- H1 : conservation des sections planes.
- H2 : glissement entre l'acier et le béton est négligeable.
- H3 : le béton tendu est négligé dans le calcul.
- H4 : les contraintes de compressions du béton, et de leurs déformations élastiques :

$$\sigma_b = E_b * \varepsilon_b$$

$$\sigma_s = E_s * \varepsilon_s$$

- H5 : par convention le coefficient d'équivalence entre l'acier et le béton est : $n=15$

Chapitre II :

II.1 Introduction :

L'évaluation des différentes sections des éléments de la structure : poutres, poteaux, voiles et murs passent impérativement par un dimensionnement préliminaire appelé : pré-dimensionnement.

Le but du pré-dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du " **RPA99 V2003** " et du " **CBA93** " et du " **BAEL 91 modifié 99** ". Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.2. Pré dimensionnement des éléments secondaires :

II.2.1 les planchers :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan et peuvent reposer sur 2 ; 3 ou 4 appuis.

Dans notre cas on a 2 types de planchers :

II.2.1.1 Plancher en corps creux :

Pour les planchers à corps creux, l'épaisseur est donnée par la formule empirique suivante :

$$\frac{L}{25} \leq ht \leq \frac{L}{20}$$

Avec : L= longueur max d'une travée de la poutrelle entre nus des appuis.

ht : hauteur totale du plancher

h0 : hauteur de la dalle de compression

ht-h0 : hauteur du corps creux

On a :

$$L_{\max} = 568 - 70 = 498 \text{ cm}$$

Donc on aura : $\frac{498}{25} = 19,92 \leq ht \leq \frac{498}{20} = 24,90 \longrightarrow$ On choisit ht= (16+5) cm

-hauteur du corps creux =16cm

-hauteur de la dalle de compression =5cm

II.2.1.2. Plancher en dalle pleine :

Ce type de plancher est le plus utilisé pour les bâtiments industriels et commerciales car ils subissent des surcharges d'exploitation importantes ($Q \geq 2,5 \text{ kN/m}^2$), c'est le cas pour les balcons et le local machine de l'ascenseur.

On déduira l'épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes :

a. Résistance au feu :

- **e = 7 cm** Pour une heure de coupe-feu,
- **e = 11 cm** Pour deux heures de coupe-feu,

On choisit $e=11\text{cm}$

b. Isolation phonique :

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

On choisit $e=15\text{cm}$

c. Résistance à la flexion :

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

- Dalle reposant sur 2 appuis $\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$
- Dalle reposant sur 3 ou 4 appuis $\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$

Avec L_x : La petite portée du panneau le plus sollicité.

Pour le sous-sol et le rez-de-chaussée vu que la charge d'exploitation ($Q \geq 2,5 \text{ kN/m}^2$) on a opté pour des planchers a dalle pleine

Notre dalle repose sur 4 appuis avec $L_x=498\text{cm}$

$$\frac{498}{50} = 9,96\text{cm} \leq e \leq \frac{498}{40} = 12,45\text{cm}$$

On choisit $e=10\text{cm}$

D'après les conditions précédentes, l'épaisseur de la dalle pleine du sous-sol sera :

- $e \geq \max(11 ; 15 ; 10) \text{ cm} \longrightarrow \mathbf{e=15\text{cm}}$

NB :

- on garde la même épaisseur de dalle pour les paliers de l'ascenseur qui seront en dalle pleine.
- l'épaisseur de la dalle du local machine sera prise égale à **20cm** et qui est la valeur minimale à prendre.

II.2.2. L'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire exposé aux chocs thermiques, son calcul se fait à la flexion composée.

On considère une bande de 1 m de largeur.

- Le poids propre de l'acrotère pour 1ml est de : $G = \rho \times S$
- S : la surface transversale totale de l'acrotère
- ρ : Le poids volumique tel que $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

$$S = (0,10 \times 0,75) + (0,08 \times 0,1) + 0,10 \times \frac{0,02}{2} = 0,084 \text{ m}^2$$

D'ou le poids propre de l'acrotère est :

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

Le poids des enduits au ciment ($e_p=1,5\text{cm}$) :

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

Le poids total de l'acrotère :

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

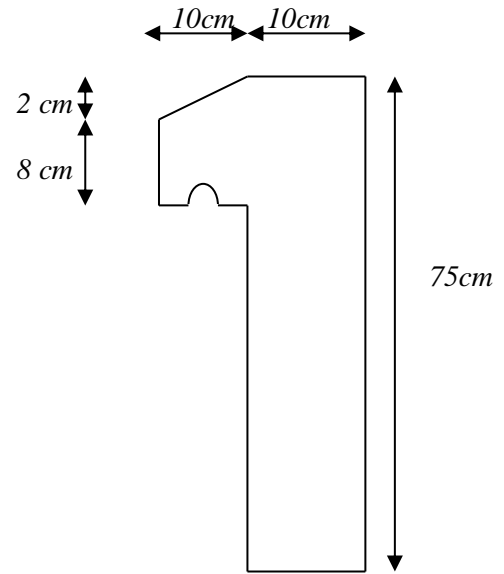


Figure II.1 : Dimensions de l'acrotère.

II.2.3. Les escaliers :

L'escalier est un ouvrage constitué d'une série de marches horizontales et d'un palier, il sert à relier deux niveaux différents d'une construction comme il constitue une issue de secours importante en cas d'incendie.

Dans notre bâtiment nous avons deux types d'escalier :

- 2 volées pour le rez-de-chaussée et le 1^{er} étage.
- 3 volées pour les autres étages.

II-2-3-1 caractéristiques d'un escalier :

Un escalier est caractérisé par :

- **La montée :** ou la hauteur d'escalier (H).
- **La hauteur d'une marche (h).**
- **Le giron :** la largeur de marche (g).
- **L'embranchement :** la largeur de la volée (b).
- **La contremarche :** la partie verticale d'une marche.

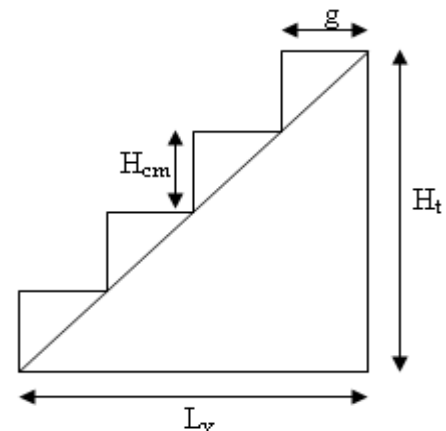


Figure II.2 : Détail de l'escalier en élévation.

- **La paillasse** : plafond qui monte sous marches.
- **Le palier** : la partie horizontale.
- **La volée** : suite ininterrompue des marches.

II-2-3-2 Dimensionnement d'escalier :

a) Escalier de rez-de-chaussée : Escaliers à 2 volées :

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL :

$$59 \leq 2h+g \leq 66\text{cm} \dots\dots\dots 1$$

Avec

- h : hauteur de la contre marche
- g : largeur de la marche
- L : Longueur horizontale de la paillasse.
- H : Hauteur verticale de la paillasse.

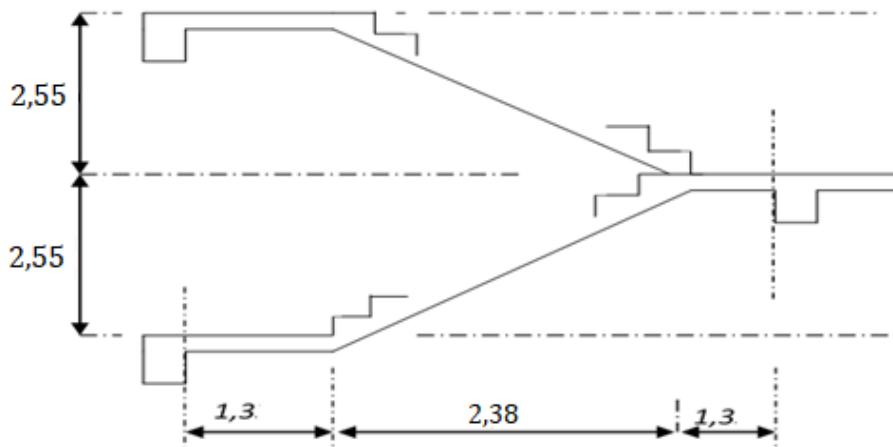


Figure II.3 : Vue en élévation de l'escalier RDC a 2 volées.

❖ 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 marchent

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

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

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

Ou n est la racine de l'équation

Notre équation va devenir donc :

$$64n^2 - n(64 + (2 \times 255) + 238) + (2 \times 255) = 0$$

$$AN : 64n^2 - 812n + 510 = 0$$

L'équation a deux racines : $n_1 = 12,54$

$$n_2 = 0,66 \text{ refusée}$$

Donc on prend :

- le nombre de contre marches $(n) = 13$
- le nombre des marches $(n-1) = 12$

Alors :

$$h = \frac{H}{n} = \frac{255}{13} = 19,615 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{238}{12} = 19,833 \text{ cm}$$

On prend : $\begin{cases} h = 18 \text{ cm} \\ g = 23 \text{ cm} \end{cases}$

- **Vérification de l'équation de « BLONDEL » :**

$$\begin{cases} (59 \leq (g + 2h) \leq 66) \text{ cm} \\ (16 \leq h \leq 18) \text{ cm} \\ (22 \leq g \leq 33) \text{ cm} \end{cases} \implies \begin{cases} g + 2h = 59 \\ h = 18 \\ g = 23 \end{cases} \quad \text{Vérfiée}$$

- **Détermination de l'épaisseur de la paille :**

L'épaisseur de la paille est donnée par la formule suivante

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20}$$

Avec :

$$l = \sqrt{L^2 + H^2} + 135 + 135 = 618,8 \text{ cm}$$

On prend donc l'épaisseur **e=21cm**

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

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

- **Angle d'inclinaison de la paillasse :**

$$tg \alpha = \frac{H}{L} = 46,97^\circ$$

b) Escalier de 1^{er} étage : Escaliers à 2 volées :

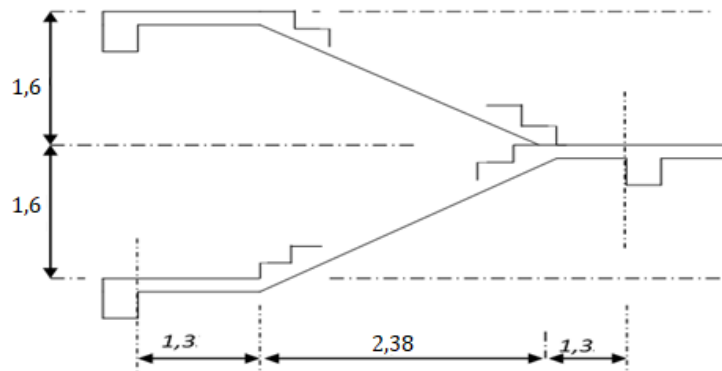


Figure II.4 : Vue en élévation de l'escalier de 1^{er} étage a 2 volées.

L'équation a deux racines : $n_1 = 9,03$

$n_2 = 0,54$ refusée

Donc on prend :

- le nombre de contre marches (n)=9 et le nombre des marches ($n-1$)=8

Alors :

$$h = \frac{H}{n} = \frac{160}{9} = 17,77 \text{ cm}$$

On prend : $h = 18 \text{ cm}$
 $g = 30 \text{ cm}$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{238}{8} = 29,75 \text{ cm}$$

- **Vérification de l'équation de « BLONDEL » :**

$$\begin{cases} (59 \leq (g + 2h) \leq 66) \text{ cm} \\ (16 \leq h \leq 18) \text{ cm} \\ (22 \leq g \leq 33) \text{ cm} \end{cases} \implies \begin{cases} g + 2h = 66 \\ h = 18 \\ g = 30 \end{cases} \quad \text{Vérifiée}$$

- **Détermination de l'épaisseur de la paillasse :**

$$18,55 \text{ cm} \leq e \leq 27,84 \text{ cm}$$

On prend donc l'épaisseur **e=20cm**

- Angle d'inclinaison de la paillasse :

$$tg \alpha = \frac{H}{L} = 32,10^\circ$$

- c) Escalier des étages courants : Escaliers à 3 volées :

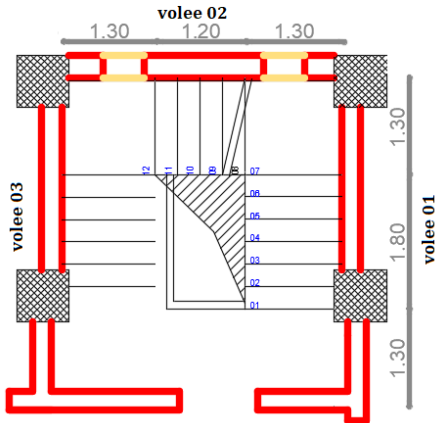


Figure II.5 : Vue en élévation de l'escalier Des étages courants à 3 volées.

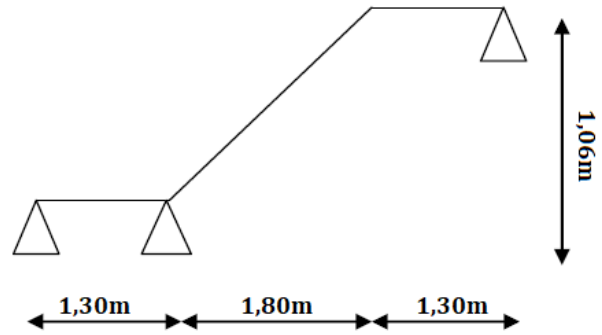


Figure II.6 : Schéma statique de volée 01.

L'équation a deux racines : $n_1 = 6,62$

$n_2 = 0,50$ refusée

Donc on prend :

- le nombre de contre marches (n)=7 et le nombre des marches ($n-1$)=6

Alors :

$$h = \frac{H}{n} = \frac{106}{7} = 15,41 \text{ cm}$$

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

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{180}{6} = 30 \text{ cm}$$

- Vérification de l'équation de « *BLONDEL* » :

$$\begin{cases} (59 \leq (g + 2h) \leq 66) \text{ cm} \\ (16 \leq h \leq 18) \text{ cm} \\ (22 \leq g \leq 33) \text{ cm} \end{cases} \implies \begin{cases} g + 2h = 62 \\ h = 16 \\ g = 30 \end{cases} \quad \text{Vérfiée}$$

- Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

$$15,96 \text{ cm} \leq e \leq 23,94 \text{ cm}$$

On prend donc l'épaisseur $e = 20 \text{ cm}$

- Angle d'inclinaison de la pailleasse :

$$tg \alpha = \frac{H}{L} = 30,49^\circ$$

II.3 Evaluation des charges et surcharges :

a. Plancher terrasse :

Dans la terrasse on a 2 types de planchers le premier sera en corps creux et le second sera en dalle pleine pour le local machine.

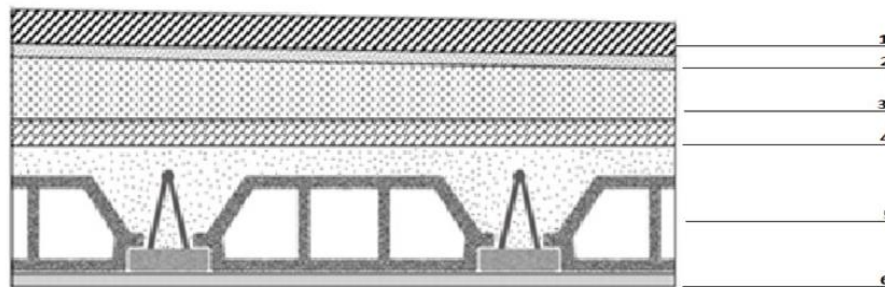


Figure II.7 : Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux.

Tableau II-1 : Charges permanentes et surcharges d'exploitation du plancher terrasse à corps creux.

N ^o	composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Gravillon de protection	0.05	17	0.85
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente	0.10	22	2.2
4	Liège (isolant)	0,04	4	0,16
5	Plancher (16 +5)	0,16+0,05	-	3
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente G				6,53
Surcharge d'exploitation Q				1

b. Plancher étage courant :

b-1) Corps creux :

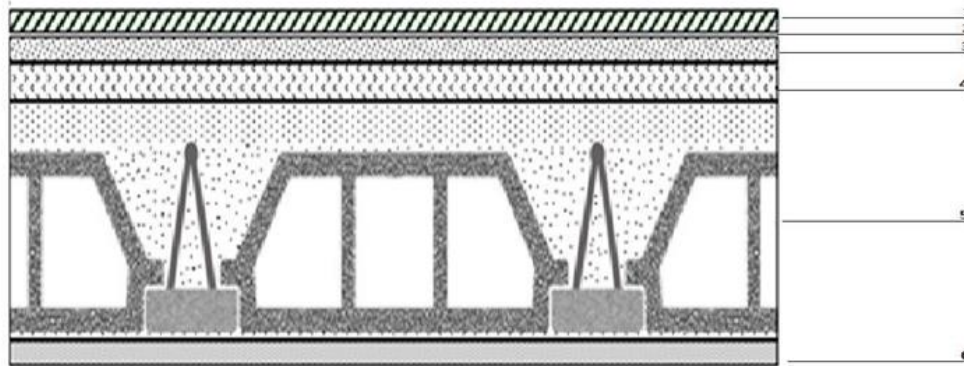


Figure II-8 : Coupe verticale du plancher courant à corps creux.

N	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Plancher (16+5)	0,16+0,05	-	3
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
6	Cloison de distribution	0,10	-	1,00
Charge permanente G				5,36
Surcharge d`exploitation Q				1,5

Tableau II-2 : Charges permanentes et surcharges d`exploitation du plancher étage courant à corps creux.

b-2) Dalle pleine :

- Dalle pleine au niveau de la machine local (e=20cm)

❖ N°	composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Gravillon de protection	0.05	17	0.85
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente	0.10	22	2.2
4	Liège (isolant)	0,04	4	0,16
5	Dalle pleine 20cm	0,2	-	5
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente G				8,53
Surcharge d`exploitation Q				2,5

Tableau II-3 : Charges permanentes et surcharges d`exploitation du plancher local machine en dalle pleine.

- Dalle pleine (e=15cm)

N	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine (e=15cm)	0,15	-	3,75
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
6	Cloison de distribution	0,10	-	1,00
Charge permanente G				5.91
Surcharge d`exploitation Q (sous-sol et RDC)				2,5
Surcharge d`exploitation Q (balcons)				3,5
Surcharge d`exploitation Q (palier d`ascenseur)				1,5

Tableau II-4 : Charges permanentes et surcharges d`exploitation de la dalle pleine (e=15cm).

c. Maçonnerie :

a) Murs extérieurs :

Désignation de l'élément	P (kN/m ³)	Ep (m)	G (kN/m ²)
Enduit en ciment	18,00	0,02	0,36
Briques creuses	9,00	0,10	0,90
L'âme d'air (5cm)	0,00	0,05	0,00
Briques creuses	9,00	0,15	1,35
Enduit en plâtre	10,00	0,02	0,20
charge permanente G			2,81

Tableau II-5 : Charges permanentes des murs en extérieurs.

b) Murs intérieurs :

Désignation de l'élément	ρ (kN/m ³)	Ep (m)	G (kN/m ²)
Enduit en ciment	18,00	0,02	0,36
Briques creuses	9,00	0,10	0,90
Enduit en plâtre	10,00	0,02	0,20
charge permanente G			1,46

e.

Escaliers :

Tableau II-6 : Charges permanentes des murs intérieurs.

➤ **Palier**

Matériaux	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-Carrelage	0.02	20	0.40
2-Mortier de pose	0.02	20	0.40
3-Lit de sable	0.02	18	0.36
4-Dalle en BA	0.02	25	5
5-Enduit ciment	0,02	20	0,40
Charge permanente G	/	/	6.56
Surcharge d`exploitation Q	/	/	2.50

Tableau II.7 : Evaluation des charges et surcharges du palier.

➤ Paillasse étages courants :

Matériaux	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-Carrelage	0.02	20	0.40
2-Mortier de pose	0.02	20	0.40
3-Lit de sable	0.02	18	0.36
4-Marche	0.16	25	$(0.16/2) \times 25 = 2$
5-Paillasse	0.02	25	$(25 \times 0,2) / \cos 30,49 = 5,80$
6-Enduit ciment	0.02	20	0.40
7-Gardes corps	/	/	0.20
Charge permanente G	/	/	9,56
Surcharge d`exploitation Q	/	/	2,5

Tableau II.8 : Evaluation des charges et surcharges de paillasse (étages courants).

➤ Paillasse 1^{er} étage :

Matériaux	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-Carrelage	0.02	20	0.40
2-Mortier de pose	0.02	20	0.40
3-Lit de sable	0.02	18	0.36
4-Marche	0.18	25	$(0.18/2) \times 25 = 2,25$
5-Paillasse	0.20	25	$(25 \times 0,2) / \cos 32,10 = 5,90$
6-Enduit ciment	0.02	20	0.40
7-Gardes corps	/	/	0.20
Charge permanente G	/	/	9,91
Surcharge d`exploitation Q	/	/	2,5

Tableau II.9 : Evaluation des charges et surcharges de paillasse (sous-sol).

➤ Paillasse RDC :

Matériaux	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-Carrelage	0.02	20	0.40
2-Mortier de pose	0.02	20	0.40
3-Lit de sable	0.02	18	0.36
4-Marche	0.18	25	$(0.18/2) \times 25 = 2.25$
5-Paillasse	0.20	25	$(25 \times 0,2) / \cos 46,97 = 7,33$
6-Enduit ciment	0.02	20	0.40
7-Gardes corps	/	/	0.20
Charge permanente G	/	/	11,34
Surcharge d'exploitation Q	/	/	2,5

Tableau II.10 : Evaluation des charges et surcharges de paillasse (RDC).

II.4. Pré dimensionnement des éléments principaux :**II.4.1. Pré dimensionnement des poutres :**

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leurs pré dimensionnement s'effectue par des formules données par les BAEL91 (modifié 99), les sections trouvées doivent vérifier les conditions imposées par le règlement parasismique Algérien (RPA99) ; Les deux étapes précédentes sont résumées dans ce qui suit :

➤ Selon le BAEL 91 modifié 99 :

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

La longueur 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

✚ Poutres porteuses :

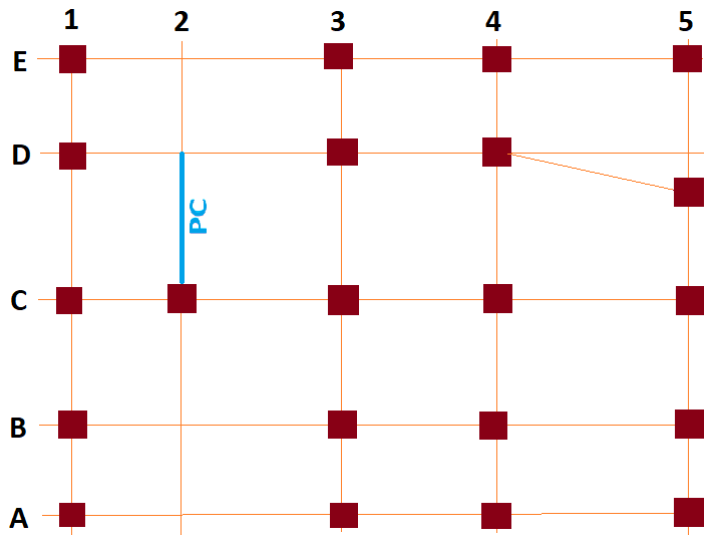


Figure II.9 : Vue en plan de la structure.

On calcule les poutres porteuses selon les axes.

- Axe A, B et E :

$$L=740-30=710\text{cm}$$

$$\frac{710}{15} = 47,33 \leq h \leq \frac{710}{10} = 71 \quad \longrightarrow \text{On prend } h=60\text{cm}$$

$$0,3(60)=18 \leq b \leq 0,7(60)=42 \quad \longrightarrow \text{On prend } b=40\text{cm}$$

Donc la section des poutres est :

$$\boxed{bxh = 40 \times 60 \text{ cm}^2}$$

➤ **Vérifications selon le RPA99**

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article 7.5.1. [1] Suivant :

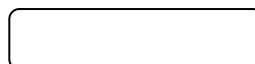
- $b \geq 20 \text{ cm.} \Rightarrow b = 40\text{cm} > 20\text{cm}$ vérifiée.
- $h \geq 30 \text{ cm.} \Rightarrow h = 60\text{cm} > 30\text{cm}$ vérifiée.
- $h/b \leq 4 \Rightarrow h/b = 1,5 < 4$ vérifiée.

- Axe C et D :

$$L=568-30=538\text{cm}$$

$$\frac{538}{15} = 35,86 \leq h \leq \frac{538}{10} = 53,8 \quad \longrightarrow \text{On prend } h=50\text{cm}$$

$$0,3(50)=15 \leq b \leq 0,7(50)=35 \quad \longrightarrow \text{On prend } b=30\text{cm}$$



Donc la section des poutres est : **$bxh = 30 \times 50 \text{ cm}^2$**

➤ **Vérfications selon le RPA99**

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article 7.5.1. [1] Suivant :

- $b \geq 20 \text{ cm.} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ vérifiée.
- $h \geq 30 \text{ cm.} \Rightarrow h = 50 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ vérifiée.
- $h/b \leq 4 \Rightarrow h/b = 1,66 < 4$ vérifiée.

✚ Poutres non porteuses :

$$L = 491 - 30 = 456 \text{ cm}$$

$$\frac{456}{15} = 30,4 \leq h \leq \frac{456}{10} = 45,6 \longrightarrow \text{On prend } h = 45 \text{ cm}$$

$$0,3(45) = 13,5 \leq b \leq 0,7(45) = 31,5 \longrightarrow \text{On prend } b = 30 \text{ cm}$$

Donc la section des poutres est :

$$\boxed{bxh = 30 \times 45 \text{ cm}^2}$$

➤ **Vérfications selon le RPA99**

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article 7.5.1. [1] Suivant :

- $b \geq 20 \text{ cm.} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ vérifiée.
- $h \geq 30 \text{ cm.} \Rightarrow h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ vérifiée.
- $h/b \leq 4 \Rightarrow h/b = 1,5 < 4$ vérifiée.

✚ Poutre de chaînage :

$$L = 491 - (30/2 + 30) = 446 \text{ cm}$$

$$\frac{446}{15} = 29,73 \leq h \leq \frac{446}{10} = 44,6 \longrightarrow \text{On prend } h = 40 \text{ cm}$$

$$0,3(40) = 12 \leq b \leq 0,7(40) = 28 \longrightarrow \text{On prend } b = 25 \text{ cm}$$

Donc la section des poutres est :

$$\boxed{bxh = 25 \times 40 \text{ cm}^2}$$

➤ **Vérfications selon le RPA99**

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article 7.5.1. [1] Suivant :

- $b \geq 20 \text{ cm.} \Rightarrow b = 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ vérifiée.
- $h \geq 30 \text{ cm.} \Rightarrow h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ vérifiée.

- $h/b \leq 4 \Rightarrow h/b = 1,6 < 4$ vérifiée.

II.4.2. Pré dimensionnement des poteaux :

✚ Poteau central :

➤ *Surface afférente :* $S = 22,12m^2$

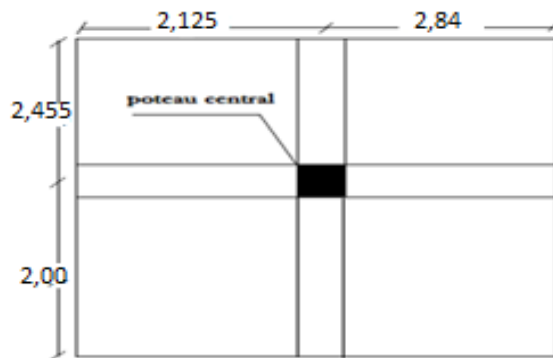


Figure II.10 : Surface reprise par le poteau central.

*** Calculs des différents poids :**

Poids des plancher :

- Plancher terrasse $22,12 \times 6,53 = 144,44$ kN
- Plancher courant..... $22,12 \times 5,36 = 118,56$ kN

Poids des poutres :

- Poutre principale $25 \times 0,3 \times (0,50 - 0,21) \times 4,965 = 10,79$ kN
- Poutre secondaire $25 \times 0,3 \times (0,40 - 0,21) \times 4,455 = 6,35$ kN

Poids des poteaux :

- Poteau (RDC) : $25 \times 0,3 \times 0,3 \times (5,1 - 0,50) = 10,35$ kN
- Poteau (sous-sol + E-C) : $25 \times 0,3 \times 0,3 \times (3,2 - 0,50) = 6,075$ kN

* Dégression des surcharges :

<i>Niveau des planchers</i>	Q_i	\sum charges <i>d'exploitations</i>	Q cumulé (kN /m ²)
N1	Q ₀	$\sum_0=Q_0$	1
N2	Q ₁	$\sum_1=Q_0+Q_1$	2,5
N3	Q ₂	$\sum_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	3,85
N4	Q ₃	$\sum_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	5,05
N5	Q ₄	$\sum_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6,1
N6	Q ₅	$\sum_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7
N7	Q ₆	$\sum_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	7,75
N8	Q ₇	$\sum_7=Q_0+0,714(Q_1+\dots\dots\dots+Q_7)$	8,45
N9	Q ₈	$\sum_8=Q_0+0,687(Q_1+\dots\dots\dots+Q_8)$	9,24
N10	Q ₉	$\sum_9=Q_0+0,666(Q_1+\dots\dots\dots+Q_9)$	9,99
N11	Q ₁₀	$\sum_{10}=Q_0+0,650(Q_1+\dots\dots\dots+Q_{10})$	10,75
N12	Q ₁₁	$\sum_{11}=Q_0+0,636(Q_1+\dots\dots\dots+Q_{11})$	12,13
N13	Q ₁₂	$\sum_{12}=Q_0+0,625(Q_1+\dots\dots\dots+Q_{12})$	13,50
N14	Q ₁₃	$\sum_{13}=Q_0+0,615(Q_1+\dots\dots\dots+Q_{13})$	14,84
RDC	Q ₁₄	$\sum_{14}=Q_0+0,607(Q_1+\dots\dots\dots+Q_{14})$	16,18
Sous-sol	Q ₁₅	$\sum_{15}=Q_0+0,600(Q_1+\dots\dots\dots+Q_{15})$	17,50

Tableau II.11 : Dégression des surcharges.

*** Descente de charges :**

<i>Sous plancher</i>	<i>Niveau</i>	<i>Désignation des éléments</i>	<i>G (kN)</i>	<i>Q (kN)</i>
Terrasse	N1	Poids du plancher terrasse	144,44	22,12
		Poids des poutres	17,15	
		Total	161,59	
14 ^{ème} étage	N2	Venant de N1	161,59	55,3
		Poids du plancher courant	118,56	
		Poids des poutres	17,15	
		Poids du poteau	6,075	
		Total	303,375	
13 ^{ème} étage	N3	Venant de N2	303,375	85,162
		Poids du plancher courant	118,56	
		Poids des poutres	17,15	
		Poids du poteau	6,075	
		Total	445,16	
12 ^{ème} étage	N4	Venant de N3	445,16	111,706
		Poids du plancher courant	118,56	
		Poids des poutres	17,15	
		Poids du poteau	6,075	
		Total	586,945	
11 ^{ème} étage	N5	Venant de N4	586,945	134,932
		Poids du plancher courant	118,56	
		Poids des poutres	17,15	
		Poids du poteau	6,075	
		Total	728,73	
10 ^{ème} étage	N6	Venant de N5	728,73	154,84
		Poids du plancher courant	118,56	
		Poids des poutres	17,15	
		Poids du poteau	6,075	
		Total	870,52	

9 ^{ème} étage	N7	Venant de N6 Poids du plancher courant Poids des poutres Poids du poteau Total	870,52 118,56 17,15 6,075 1012,3	171,43
8 ^{ème} étage	N8	Venant de N7 Poids du plancher courant Poids des poutres Poids du poteau Total	1012,3 118,56 17,15 6,075 1154,09	186,914
7 ^{ème} étage	N9	Venant de N8 Poids du plancher courant Poids des poutres Poids du poteau Total	1154,09 118,56 17,15 6,075 1295,87	204,388
6 ^{ème} étage	N10	Venant de N9 Poids du plancher courant Poids des poutres Poids du poteau Total	1295,87 118,56 17,15 6,075 1437,65	220,978
5 ^{ème} étage	N11	Venant de N10 Poids du plancher courant Poids des poutres Poids du poteau Total	1437,65 118,56 17,15 6,075 1579,44	237,79
4 ^{ème} étage	N12	Venant de N11 Poids du plancher courant Poids des poutres Poids du poteau Total	1579,44 118,56 17,15 6,075 1721,23	268,32
3 ^{ème} étage	N13	Venant de N12 Poids du plancher courant Poids des poutres Poids du poteau Total	1721,23 118,56 17,15 6,075 1863,01	298,62

2 ^{ème} étage	N14	Venant de N13	1863,01	328,26
		Poids du plancher courant	118,56	
		Poids des poutres	17,15	
		Poids du poteau	6,075	
		Total	2004,79	
1 ^{er} étage	N15	Venant de N14	2004,79	357,90
		Poids du plancher courant	118,56	
		Poids des poutres	17,15	
		Poids du poteau	6,075	
		Total	2146,58	
RDC	N16	Venant de N15	2146,58	387,10
		Poids du plancher courant	118,56	
		Poids des poutres	17,15	
		Poids du poteau	10,35	
		Total	2288,36	

Tableau II.12 : Descente de charge du poteau central.

Les résultats concernant le poteau central sont calculés par :

- $N_u = 1.35 G + 1.5 Q$
- $N_s = G + Q$
- $B_r = 0,064 N_u$
- $a = \sqrt{B_r} + 2$
- $\sigma_{ser} = \frac{N_s}{1.15 B} \leq 0.60 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$

* **Choix des sections des poteaux centraux :**

<i>Etages</i>	<i>NG</i> (kN)	<i>NQ</i> (kN)	<i>Nu</i> (kN)	<i>BR</i> (cm ²)	<i>a=b</i> (cm)	<i>min^{RPA}</i> (cm ²)	<i>choix</i> (cm) axa	<i>Nser</i> (KN)	<i>σser</i> (MPa)	<i>Obs</i>
14 ^{ème} étage	161,59	22,12	251,326	160,848	14,68	30*30	30*30	183,71	1,77	✓
13 ^{ème} étage	303,37	55,3	492,499	315,199	19,75	30*30	30*30	358,67	3,46	✓
12 ^{ème} étage	445,16	85,162	728,709	166,374	23,59	30*30	30*30	530,32	5,12	✓
11 ^{ème} étage	586,945	111,706	959,934	614,358	26,78	30*30	30*30	698,65	6,75	✓
10 ^{ème} étage	728,73	134,932	1186,183	759,157	29,55	30*30	35*35	863,66	6,13	✓
9 ^{ème} étage	870,52	154,84	1407,462	900,775	32,01	30*30	35*35	1025,36	7,27	✓
8 ^{ème} étage	1012,30	171,43	1623,75	1039,2	34,24	30*30	35*35	1183,73	8,40	✓
7 ^{ème} étage	1154,09	186,914	1838,392	1176,57	36,30	30*30	40*40	1341,01	7,28	✓
6 ^{ème} étage	1295,87	204,388	2056,006	1315,844	38,27	30*30	40*40	1500,26	8,15	✓
5 ^{ème} étage	1437,65	220,978	2272,294	1454,268	40,13	30*30	45*45	1658,63	7,12	✓
4 ^{ème} étage	1579,44	237,79	2488,929	1592,914	41,91	30*30	45*45	1817,23	7,80	✓
3 ^{ème} étage	1721,23	268,32	2726,140	1744,729	43,77	30*30	45*45	1989,55	8,54	✓
2 ^{ème} étage	1863,01	298,62	2962,993	1896,315	45,55	30*30	50*50	2161,63	7,51	✓
1 ^{er} étage	2004,79	328,26	3197,79	2046,585	47,24	30*30	50*50	2333,05	8,11	✓
RDC	2146,58	357,90	3434,733	2198,229	48,88	30*30	55*55	2504,48	7,19	✓
Sous-sol	2288,36	387,10	3669,936	2348,759	50,46	30*30	55*55	2675,46	7,69	✓

Tableau II.13 : Choix des sections des poteaux centraux.

✚ **Poteau d'angle :**

➤ *Surface afférente :* $S = 6,97m^2$

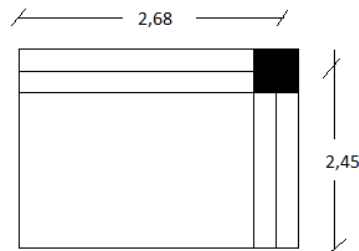


Figure II.11 : Surface reprise par le poteau d'angle.

* **Calculs des différents poids :**

Poids des plancher :

- Plancher terrasse $6,97 \times 6,53 = 45,51$ kN
- Plancher courant..... $6,97 \times 5,36 = 37,36$ kN

Poids des poutres :

- Poutre principale $25 \times 0,3 \times (0,50 - 0,21) \times 4,965 = 10,79$ kN
- Poutre secondaire $25 \times 0,3 \times (0,40 - 0,21) \times 4,455 = 6,35$ kN

Poids des poteaux :

- Poteau (RDC) : $25 \times 0,3 \times 0,3 \times (5,1 - 0,50) = 10,35$ kN
- Poteau (sous-sol + E-C) : $25 \times 0,3 \times 0,3 \times (3,2 - 0,50) = 6,075$ kN

* **Descente de charges :**

<i>Sous plancher</i>	<i>Niveau</i>	<i>Désignation des éléments</i>	<i>G (kN)</i>	<i>Q (kN)</i>
Terrasse	N1	Poids du plancher terrasse	45,51	6,97
		Poids des poutres	17,15	
		Total	62,66	
14 ^{ème} étage	N2	Venant de N1	62,66	17,43
		Poids du plancher courant	37,36	
		Poids des poutres	17,15	
		Poids du poteau	6,075	
		Total	123,245	
13 ^{ème} étage	N3	Venant de N2	123,245	26,83
		Poids du plancher courant	37,36	
		Poids des poutres	17,15	
		Poids du poteau	6,075	
		Total	183,83	

12 ^{ème} étage	N4	Venant de N3 Poids du plancher courant Poids des poutres Poids du poteau Total	183,83 37,36 17,15 6,075 244,415	35,20
11 ^{ème} étage	N5	Venant de N4 Poids du plancher courant Poids des poutres Poids du poteau Total	244,415 37,36 17,15 6,075 305	42,52
10 ^{ème} étage	N6	Venant de N5 Poids du plancher courant Poids des poutres Poids du poteau Total	305 37,36 17,15 6,075 365,59	48,79
9 ^{ème} étage	N7	Venant de N6 Poids du plancher courant Poids des poutres Poids du poteau Total	365,59 37,36 17,15 6,075 426,17	54,02
8 ^{ème} étage	N8	Venant de N7 Poids du plancher courant Poids des poutres Poids du poteau Total	426,17 37,36 17,15 6,075 486,75	60,99
7 ^{ème} étage	N9	Venant de N8 Poids du plancher courant Poids des poutres Poids du poteau Total	486,75 37,36 17,15 6,075 547,34	64,40
6 ^{ème} étage	N10	Venant de N9 Poids du plancher courant Poids des poutres Poids du poteau Total	547,34 37,36 17,15 6,075 607,93	69,63

5 ^{ème} étage	N11	Venant de N10	607,93	74,93
		Poids du plancher courant	37,36	
		Poids des poutres	17,15	
		Poids du poteau	6,075	
		Total	668,51	
4 ^{ème} étage	N12	Venant de N11	668,51	84,55
		Poids du plancher courant	37,36	
		Poids des poutres	17,15	
		Poids du poteau	6,075	
		Total	729,10	
3 ^{ème} étage	N13	Venant de N12	729,10	94,10
		Poids du plancher courant	37,36	
		Poids des poutres	17,15	
		Poids du poteau	6,075	
		Total	789,68	
2 ^{ème} étage	N14	Venant de N13	789,68	103,43
		Poids du plancher courant	37,36	
		Poids des poutres	17,15	
		Poids du poteau	6,075	
		Total	850,27	
1 ^{er} étage	N15	Venant de N14	850,27	112,77
		Poids du plancher courant	37,36	
		Poids des poutres	17,15	
		Poids du poteau	6,075	
		Total	910,85	
RDC	N16	Venant de N15	910,85	121,98
		Poids du plancher courant	37,36	
		Poids des poutres	17,15	
		Poids du poteau	10,35	
		Total	971,43	

Tableau II.14 : Descente de charge du poteau d'angle.

* **Choix des sections des poteaux centraux :**

<i>Etages</i>	<i>NG</i> (kN)	<i>NQ</i> (kN)	<i>Nu</i> (kN)	<i>BR</i> (cm ²)	<i>a=b</i> (cm)	<i>min^{RPA}</i> (cm ²)	<i>choix</i> (cm) axa	<i>Nser</i> (KN)	<i>σser</i> (MPA)	<i>Obs</i>
14 ^{ème} étage	062,66	06,97	65,05	41,63	8,45	30*30	30*30	69,63	1,77	✓
13 ^{ème} étage	123,25	17,43	192,53	123,22	13,10	30*30	30*30	140,68	3,46	✓
12 ^{ème} étage	183,83	26,83	288,42	184,58	15,58	30*30	30*30	210,66	5,12	✓
11 ^{ème} étage	244,42	35,20	382,76	244,97	17,65	30*30	30*30	279,62	6,75	✓
10 ^{ème} étage	305,00	42,52	475,53	304,34	19,44	30*30	30*30	347,52	6,13	✓
9 ^{ème} étage	365,59	48,79	566,73	362,71	21,04	30*30	30*30	414,38	7,27	✓
8 ^{ème} étage	426,17	54,02	656,36	420,07	22,49	30*30	30*30	480,19	8,40	✓
7 ^{ème} étage	486,75	60,99	748,60	479,10	23,88	30*30	30*30	547,74	7,28	✓
6 ^{ème} étage	547,34	64,40	835,51	534,73	25,12	30*30	30*30	611,74	8,15	✓
5 ^{ème} étage	607,93	69,63	925,15	592,09	26,33	30*30	30*30	677,56	7,12	✓
4 ^{ème} étage	668,51	74,93	1014,88	649,53	27,48	30*30	30*30	743,44	7,80	✓
3 ^{ème} étage	729,10	84,55	1111,11	711,11	28,66	30*30	30*30	813,65	8,54	✓
2 ^{ème} étage	798,68	94,10	1219,37	780,39	29,93	30*30	30*30	892,78	7,51	✓
1 ^{er} étage	850,03	103,43	1302,68	833,72	30,87	30*30	35*35	953,46	8,11	✓
RDC	910,85	112,77	1412,62	904,07	32,07	30*30	35*35	1023,62	7,19	✓
Sous-sol	971,43	121,98	1494,40	956,42	32,94	30*30	35*35	1093,41	7,69	✓

Tableau II.15 : Choix des sections des poteaux d'angle.

✚ **Poteau de rive :**

➤ *Surface afférente :* $S = 14,28m^2$

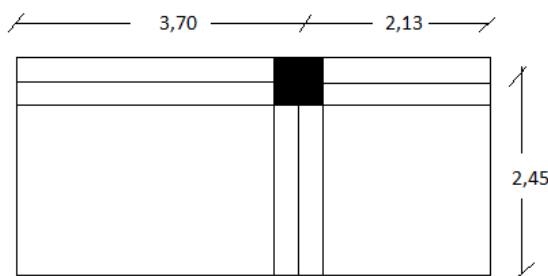


Figure II.12 : Surface reprise par le poteau de rive.

* **Calculs des différents poids :**

Poids des plancher :

- Plancher terrasse $14,28 \times 6,53 = 93,24 \text{ kN}$
- Plancher courant..... $14,28 \times 5,36 = 76,38 \text{ kN}$

Poids des poutres :

- Poutre principale $25 \times 0,3 \times (0,50 - 0,21) \times 4,965 = 10,79 \text{ kN}$
- Poutre secondaire $25 \times 0,3 \times (0,40 - 0,21) \times 4,455 = 6,35 \text{ kN}$

Poids des poteaux :

- Poteau (RDC) : $25 \times 0,3 \times 0,3 \times (5,1 - 0,50) = 10,35 \text{ kN}$
- Poteau (sous-sol + E-C) : $25 \times 0,3 \times 0,3 \times (3,2 - 0,50) = 6,075 \text{ kN}$

* **Descente de charges :**

<i>Sous plancher</i>	<i>Niveau</i>	<i>Désignation des éléments</i>	<i>G (kN)</i>	<i>Q (kN)</i>
Terrasse	N1	Poids du plancher terrasse	93,24	14,28
		Poids des poutres	17,15	
		Total	110,39	
14 ^{ème} étage	N2	Venant de N1	110,39	35,7
		Poids du plancher courant	76,38	
		Poids des poutres	17,15	
		Poids du poteau	6,075	
		Total	209,99	
13 ^{ème} étage	N3	Venant de N2	209,99	54,98
		Poids du plancher courant	76,38	
		Poids des poutres	17,15	
		Poids du poteau	6,075	
		Total	309,6	

12 ^{ème} étage	N4	Venant de N3 Poids du plancher courant Poids des poutres Poids du poteau Total	309,6 76,38 17,15 6,075 409,21	72,11
11 ^{ème} étage	N5	Venant de N4 Poids du plancher courant Poids des poutres Poids du poteau Total	409,21 76,38 17,15 6,075 508,81	87,11
10 ^{ème} étage	N6	Venant de N5 Poids du plancher courant Poids des poutres Poids du poteau Total	508,81 76,38 17,15 6,075 608,42	99,96
9 ^{ème} étage	N7	Venant de N6 Poids du plancher courant Poids des poutres Poids du poteau Total	608,42 76,38 17,15 6,075 708,02	110,67
8 ^{ème} étage	N8	Venant de N7 Poids du plancher courant Poids des poutres Poids du poteau Total	708,02 76,38 17,15 6,075 807,63	120,66
7 ^{ème} étage	N9	Venant de N8 Poids du plancher courant Poids des poutres Poids du poteau Total	807,63 76,38 17,15 6,075 907,23	131,95
6 ^{ème} étage	N10	Venant de N9 Poids du plancher courant Poids des poutres Poids du poteau Total	907,23 76,38 17,15 6,075 1006,83	142,66

5 ^{ème} étage	N11	Venant de N10	1006,83	153,51
		Poids du plancher courant	76,38	
		Poids des poutres	17,15	
		Poids du poteau	6,075	
		Total	1106,44	
4 ^{ème} étage	N12	Venant de N11	1106,44	173,22
		Poids du plancher courant	76,38	
		Poids des poutres	17,15	
		Poids du poteau	6,075	
		Total	1206,04	
3 ^{ème} étage	N13	Venant de N12	1206,04	192,78
		Poids du plancher courant	76,38	
		Poids des poutres	17,15	
		Poids du poteau	6,075	
		Total	1305,65	
2 ^{ème} étage	N14	Venant de N13	1305,65	212,06
		Poids du plancher courant	76,38	
		Poids des poutres	17,15	
		Poids du poteau	6,075	
		Total	1405,25	
1 ^{er} étage	N15	Venant de N14	1405,25	231,05
		Poids du plancher courant	76,38	
		Poids des poutres	17,15	
		Poids du poteau	6,075	
		Total	1504,86	
RDC	N16	Venant de N15	1504,86	249,9
		Poids du plancher courant	76,38	
		Poids des poutres	17,15	
		Poids du poteau	10,35	
		Total	1604,46	

Tableau II.16 : Descente de charge du poteau de rive.

* **Choix des sections des poteaux centraux :**

<i>Etages</i>	<i>NG</i> (kN)	<i>NQ</i> (kN)	<i>Nu</i> (kN)	<i>BR</i> (cm ²)	<i>a=b</i> (cm)	<i>min^{RPA}</i> (cm ²)	choix (cm) axa	Nser (KN)	σser (MPa)	Obs
14 ^{ème} étage	110,39	14,28	170,45	109,09	12,44	30*30	30*30	124,67	1,77	✓
13 ^{ème} étage	209,99	35,70	337,03	215,70	16,68	30*30	30*30	245,69	3,46	✓
12 ^{ème} étage	309,60	54,98	500,43	320,27	19,89	30*30	30*30	364,58	5,12	✓
11 ^{ème} étage	409,21	72,11	660,60	422,78	22,56	30*30	30*30	481,32	6,75	✓
10 ^{ème} étage	508,81	87,11	817,56	523,24	24,87	30*30	30*30	595,92	6,13	✓
9 ^{ème} étage	608,42	99,96	971,31	621,64	26,93	30*30	30*30	708,38	7,27	✓
8 ^{ème} étage	708,02	110,67	1121,83	717,97	28,79	30*30	30*30	818,69	8,40	✓
7 ^{ème} étage	807,63	120,66	1271,29	813,63	30,52	30*30	35*35	928,29	7,28	✓
6 ^{ème} étage	907,23	131,95	1422,69	910,51	32,17	30*30	35*35	1039,18	8,15	✓
5 ^{ème} étage	1006,83	142,66	1573,21	1006,85	33,73	30*30	35*35	1149,49	7,12	✓
4 ^{ème} étage	1106,44	153,51	1723,96	1103,33	35,21	30*30	40*40	1259,95	7,80	✓
3 ^{ème} étage	1206,04	173,22	1887,98	1208,31	36,76	30*30	40*40	1379,26	8,54	✓
2 ^{ème} étage	1305,65	192,78	2051,80	1313,15	38,24	30*30	40*40	1498,43	7,51	✓
1 ^{er} étage	1405,25	212,06	2215,18	1417,71	39,65	30*30	45*45	1617,31	8,11	✓
RDC	1504,86	231,05	2378,14	1522,01	41,01	30*30	45*45	1735,91	7,19	✓
Sous-sol	1604,46	249,90	2540,87	1626,16	42,32	30*30	45*45	1854,36	7,69	✓

Tableau II.17 : Choix des sections des poteaux de rive.

* **Choix final des sections des poteaux :**

<i>Etage</i>	<i>Section</i>
11 ^{ème}14 ^{ème} étage	30*30
8 ^{ème}10 ^{ème} étage	35*35
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	40*40
3 ^{ème}5 ^{ème} étage	45*45
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	50*50
Sous-sol et RDC	55*55

Tableau II.18 : choix final des sections des poteaux.

II.4.3 Pré dimensionnement des voiles :

On appelle voiles, les murs réalisés en béton armé, ils sont conçus de façon à reprendre les charges et surcharges verticales, et assure la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales (séisme). Pour leur pré dimensionnement, nous nous sommes basés sur les recommandations du le RPA99 version 2003.

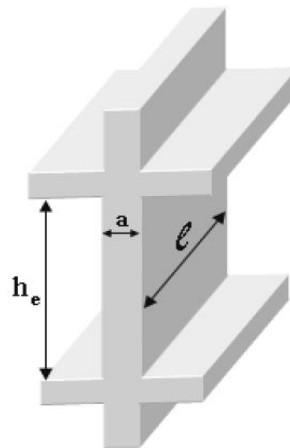


Figure II.13 : Coupe de voile en élévation.

L'épaisseur est : $a_{min} \geq \max\{15cm ; \frac{h_e}{20}\}$ (Art : 7.7.1).

Avec :

- h_e : hauteur d'étage = $(3,20 - 0,50) = 2,75m$

$$a_{min} \geq \max\left\{15cm ; \frac{275}{20} = 13,75cm\right\} = 15cm$$

Donc les voiles auront une épaisseur de **20cm**

Chapitre III:

III.1 Introduction :

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

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

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments que comporte notre bâtiment.

Nous citons l'acrotère, les escaliers, les planchers, dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement « BAEL 91 modifié 99 » en respectant le règlement parasismique Algérien « RPA 99 version 2003 ».

III.2 Etude de l'acrotère :

III.2.1 Introduction :

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment conçu pour la protection de ligne jonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse. La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. Il est réalisé en béton armé.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS en flexion composée pour une bande de 1m linéaire.

Notre structure comprend un seul type d'acrotère.

III.2.2 Evaluation des charges :

a) Charge permanente :

D'après le chapitre précédent : $G=2,61$ KN/ml

b) Charge d'exploitation :

$Q=1,00$ KN/m

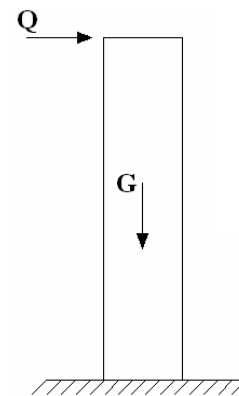


Figure III.1 : Charges et surcharges agissant sur l'acrotère.

c) L'action des forces horizontales :

Les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule : article 6.2.3.RPA

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

Avec :

$A = 0,25$, $C_p = 0,80$ (élément en console), $W_p = 2,61$ KN/ml

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,61 = 2,088 \text{ kN / ml}$$

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

$$\left. \begin{array}{l} F_p = 2,088 \text{ kN/ml} \\ 1,5Q = 1,5 \text{ kN/ml} \end{array} \right\} Q_u = Q_n = 2,088 \text{ kN/ml}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur :

G=2,61 kN/ml	Q=2,088 kN/ml
--------------	---------------

III.2.3 Calcul des efforts :

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

$$N_u = 1,35 G = 1,35 \times 2,61 = 3,52 \text{ kN.}$$

$$M_u = 1,5 F_p \times h = 1,5 \times 2,088 \times 0,75 = 2,35 \text{ kN.m}$$

$$T_u = 1,5 \times F_p = 1,5 \times 2,088 = 3,13 \text{ kN.}$$

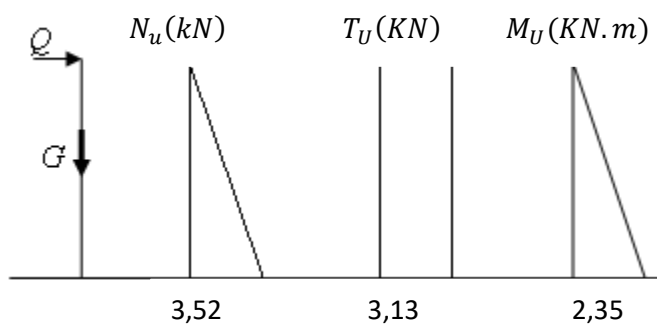


Figure III.2 : Diagramme des efforts à l'ELU.

III.2.4 ferrailage :

L'acrotère est sollicité en flexion composée le calcul s'effectuera à l'ELU.

Données :

h=10cm	b=100cm	d=7,5cm	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$	FeE500
$M_u = 2,35 \text{ kN.m}$	$N_u = 3,52 \text{ kN.m}$	$f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$	$c = c' = 3 \text{ cm}$	

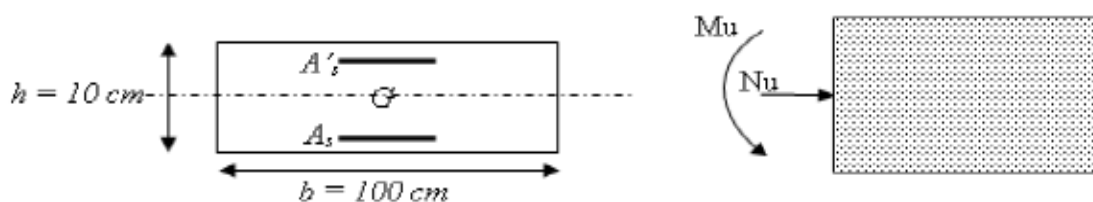


Figure III.3 : Section de calcul de l'acrotère.

- Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M_o}{N_u} = \frac{2,35}{3,52} = 0,667\text{m} = 66,73\text{cm}$$

$$\Psi_1 = \frac{N_u}{b \times f_{bc} \times h} = \frac{3,52 \times 10^3}{1000 \times 100 \times 14,17} = 2,48 \times 10^{-3} < 0,81$$

$$e_{NC} = \xi \times h \quad \xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\Psi_1})} = 0,167 \quad e_{NC} = 1,67\text{cm}$$

} $e > e_{NC}$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures et l'effort normal N (effort de compression), donc la section est partiellement comprimée, elle sera donc calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f .

- Calcul du moment fictif M_f :

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 2,35 + 3,52 \left(7,5 - \frac{10}{2} \right) \times 10^{-2} = 2,44\text{kNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{2,44 \times 10^6}{1000 \times (75)^2 \times 14,17} = 0,0306$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,038$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 7,4\text{cm}$$

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

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = 75,84\text{mm}^2$$

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

$$- A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 67,74\text{mm}^2$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{s1} = 0\text{cm}^2 \\ A_{s2} = 0,68\text{cm}^2 \end{cases}$$

III.2.5 Vérification de la section d'acier. BAEL91 modifié99 :

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

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

Avec :

$$f_{t28}=2,1\text{MPa} ; f_e=500\text{MPa} ; b=100\text{cm} ; d=7,5\text{cm} ; h=10\text{cm}$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max}\{1\text{cm}^2; 0,724\text{cm}^2\} = 1\text{cm}^2$$

Donc : on adopte finalement 5T8=2,51cm²

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

• **Armatures de répartition :**

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,627\text{cm}^2$$

$$\text{On choisit 3T8}=1,51\text{cm}^2 \text{ avec un espacement } S_t \leq \frac{75-6}{2} = \frac{69}{2} = 34,5\text{cm} \Rightarrow S_t = 30\text{cm}$$

III.2.6 Vérification a L'ELS :

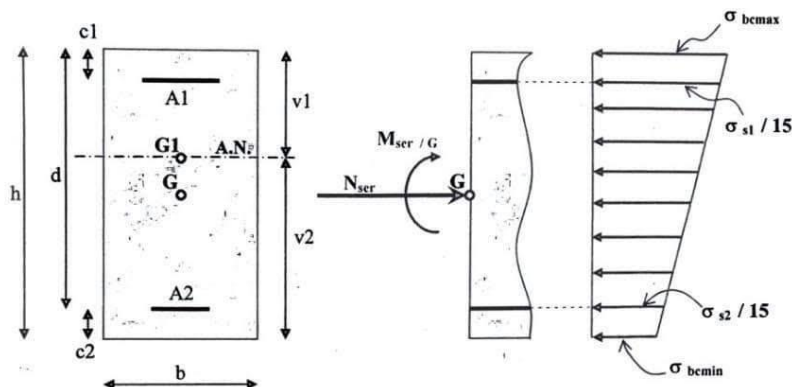


Figure III.4 : Coupe transversale d'une poutre sollicitée a LELS.

G : centre de gravité du béton seul

G1 : centre de gravité de la section avec armatures

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\text{Section homogénéisée : } s = b \times h + 15 \times (A_1 + A_2) = 1075,3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Position de l'axe neutre : } v_1 = \frac{\frac{1}{2}bh^2 + 15(A_1c_1 + A_2d)}{s} = 5\text{cm}^2$$

$$\text{Moment d'inertie /axe neutre : } I_{G1} = \frac{1}{3}bh^3 + 15(A_1c_1^2 + A_2d^2) - Sv_1^2 = 8907,49 \text{ cm}^4$$

$$M_{ser} \text{ /axe neutre : } M_{ser/G1} = M_{ser/G} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - v_1 \right) = 1,57\text{KN.m}$$

Dans l'hypothèse d'une SEC, on doit avoir :

$$\sigma_{bcmin} \geq 0 \Rightarrow \frac{M_{ser}}{N_{ser} \frac{G_1}{2,61}} = \frac{1,57}{2,61} = 60,15 \text{ cm} \leq \frac{I_{G1}}{S(h-v_1)} = \frac{8907,49}{1075,3(10-5)} = 1,65 \text{ cm}$$

Donc la condition n'est pas vérifiée donc une section partiellement comprimée (SPC).

Il faut vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bcmax} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{s2} \leq \bar{\sigma}_s \end{array} \right.$$

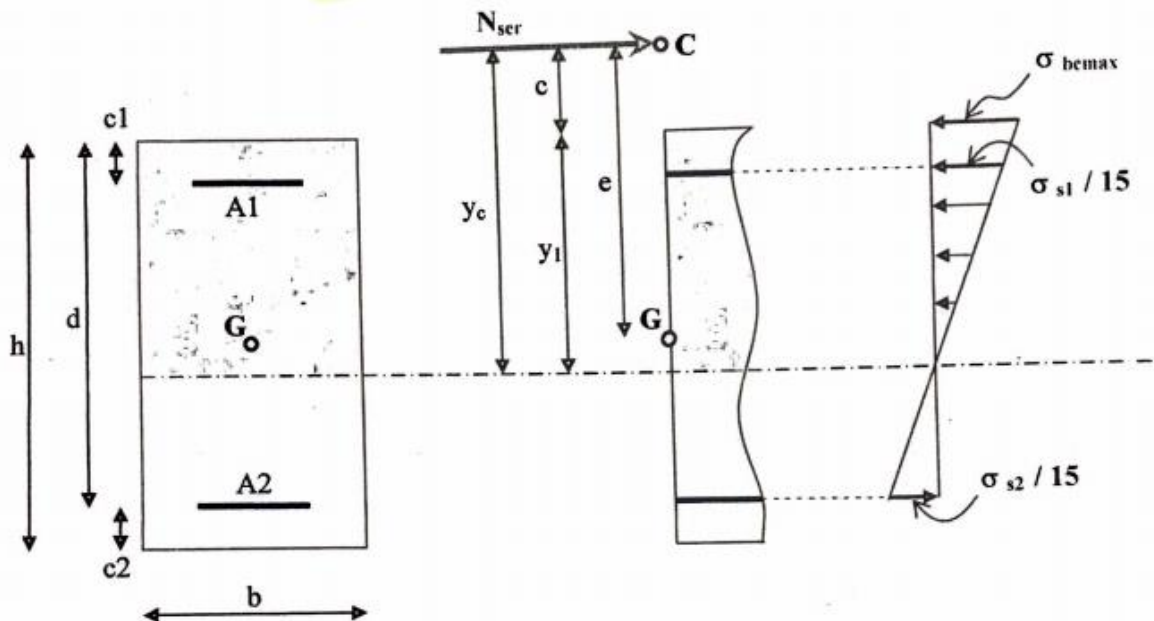


Figure III.5: Coupe transversale d'une section de poutre partiellement comprimée.

$$e = \frac{M_{ser/G}}{N_{ser}} = \frac{1,57}{2,61} = 60,15 \text{ cm}$$

$$c = e - \frac{h}{2} = 55,15 \text{ cm}$$

Avec :

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

D'après le BAEL91 modifié 99, on doit résoudre l'équation suivante :

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

Avec :

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

$$p = -3c^2 + (c + c1) \frac{90A_1}{b} + (c + d) \frac{90A_2}{b} = -8848,29 \text{ cm}^2$$

$$q = 2c^3 - \frac{90A_1}{b} (c + c1)^2 - \frac{90A_2}{b} (c + d)^2 = 318581,15 \text{ cm}^3$$

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

$$\Delta = q^2 + 4 \left(\frac{p}{3}\right)^3 = -1136037265 \text{ cm}^6$$

$$\varphi = \text{Arc cos} \left[\frac{q}{2} \left(\frac{-p}{3}\right)^{\frac{-3}{2}} \right] = 0,105 \text{ radian}$$

$$y_c = -2 \sqrt{\frac{-p}{3}} \cos \left[\frac{2\pi}{3} + \frac{\varphi}{3} \right] = 57,56 \text{ cm}$$

D'où :

$$y_1 = y_c - c = 2,42 \text{ cm}$$

- **Vérification des contraintes :**

a- Contrainte du béton :

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

$$\sigma_{bcmax} = \frac{N_{ser} \times y_1}{\frac{b y_1^2}{2} + 15 \times A_1 (y_1 - c_1) - 15 \times A_2 (d - y_1)} = 0,8 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

b- Contrainte de l'acier :

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

$$\sigma_{s1} = 15 \times \sigma_{bcmax} \times \frac{y_1 - c_1}{y_1} = -2,87 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{acier comprimé}$$

$$\sigma_{s2} = 15 \times \sigma_{bcmax} \times \frac{d - y_1}{y_1} = 25,19 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{acier tendu}$$

III.2.7 Vérification de l'effort tranchant à la base :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = 0,042 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \{0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}\} = 2,5 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.2.8 Vérification des espacements des barres :

- **Armatures longitudinales :**

$$St \leq \text{min} (3xh, 33 \text{ cm})$$

$$St \leq \text{min} (30, 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

$$St = 20 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

- **Armatures transversales :**

$$St \leq \min(4xh, 45\text{cm})$$

$$St \leq \min(40, 45\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$St = 30\text{ cm} < 40\text{cm} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

III.2.9 Schéma de ferrailage :

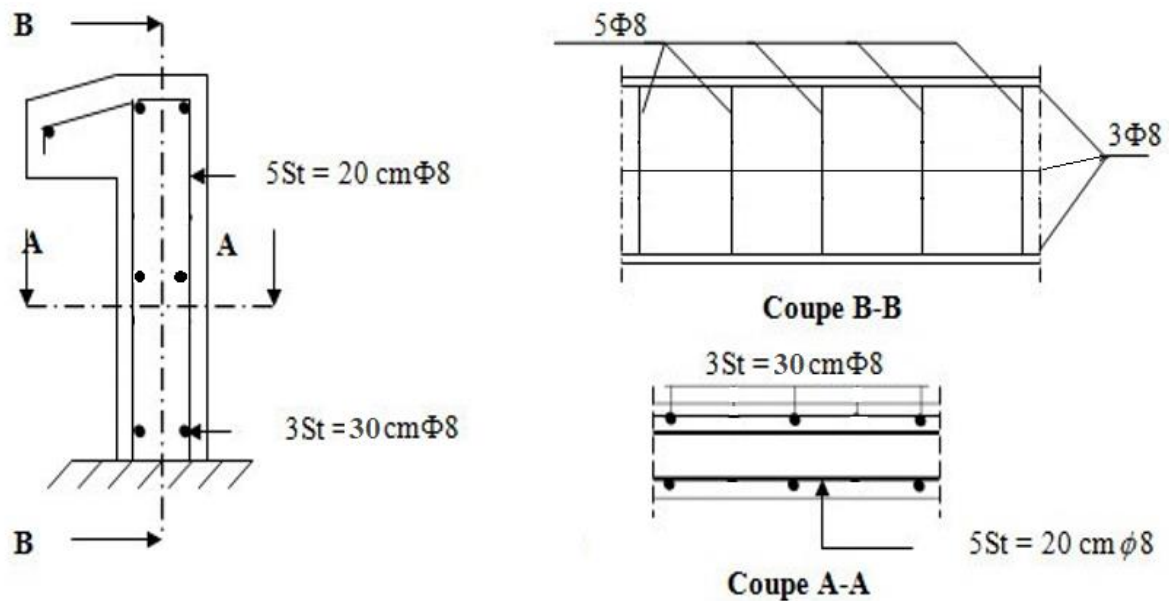


Figure III.6 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.3 LES ESCALIERS :

Un escalier est constitué d'une succession de gradins, il sert à relier deux niveaux différents de construction.

La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et l'escalier adopté est du type coulé en place et constitué d'une paillasse, et les marches sont droites pour faciliter l'exécution.

III.3.1. Ferrailage des volées :

III.3.1.1 Calcul de ferrailage d'étage courant :

Les sollicitations :

Palier : $ELU = 12,60 \text{ KN/m}^2$

$ELS = 9,06 \text{ KN/m}^2$

Paillasse: $ELU = 17,13 \text{ KN/m}^2$

ELS= 12,41 KN/m²

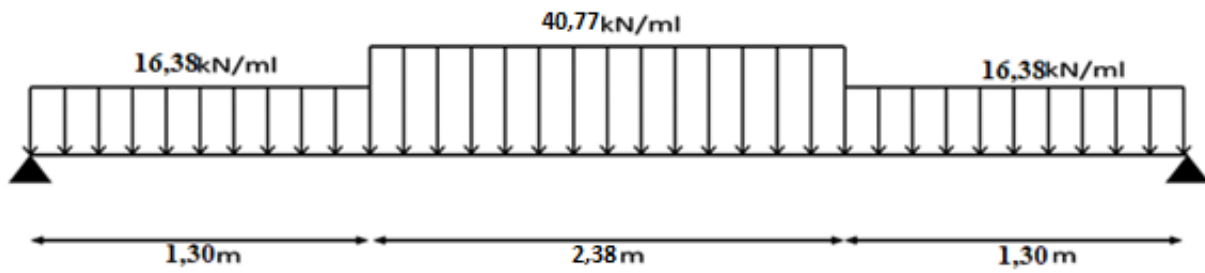
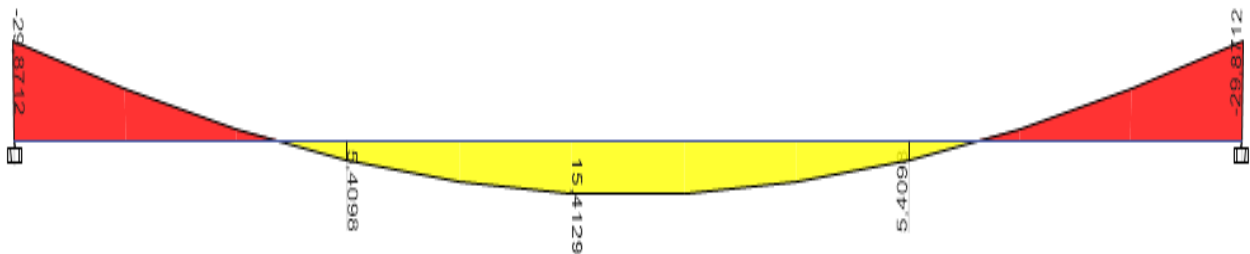


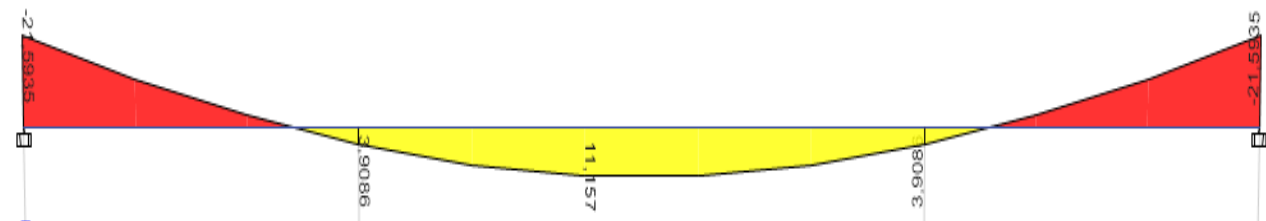
Figure III.7 : Schéma statique d'escalier.

Moment fléchissant :

ELU :



ELS :



Effort tranchant :

ELU :



ELS :



Calcul des armatures :

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h)
Tel que : b=100cm ; h=20cm
- Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur (organigramme I, voir annexe)

On a:

$f_{c28} = 25MPa$; $f_{bc} = 14,17MPa$; $f_{t28} = 2,10MPa$; $\gamma_b = 1,5$; $\sigma_s = 435MPa$; $\gamma_s = 1,15$; $f_e = 500MPa$

Tableau III.1 : Ferrailage de l'escalier d'étage courant.

	M_u (KNm)	μ	$\mu < \mu_R$	$A's$ (cm ²)	A	Z (cm)	As^{cal}/ml (cm ²)	Choix	As^{adp}/ml (cm ²)
Appui	29,87	0,073	Oui	0	0,0947	16,355	4,20	6T12	6,78
Travée	15,41	0,037	Oui	0	0,0479	16,674	2,21	6T10	4,71

Espacements :

- **En travée :** $esp \leq \frac{100}{5} = 20cm$ On prend : esp=20cm
- **Sur appui :** $esp \leq \frac{100}{5} = 20cm$ On prend : esp=20cm

Armature de répartition :

- **En travée :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.177cm^2/ml \leq A_r \leq 2.355cm^2/ml.$

Le choix est de 4T8=2.01cm² avec S_t=25cm.

- **Sur appui :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,695cm^2/ml \leq A_r \leq 3,390cm^2/ml$

Le choix est de 5T8=2,51cm² avec S_t=20cm

✚ Vérifications :

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,64cm^2$$

En travée : $A_s = 4,71cm^2 > A_s^{min} = 1,64cm^2$ vérifiée

Sur appui : $A_s = 6,78cm^2 > A_s^{min} = 1,64cm^2$ vérifiée

Effort tranchant :

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

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

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = 0,207MPa < \bar{\tau}_u = 3,33MPa \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

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

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

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ 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 : $A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = -65,385KN < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

Vérification des armatures transversales :

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = 0,207MPa < 0,05 f_{c28} = 1,25MPa \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Vérification à l’ELS :

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

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 :

$$n=15 ; c'=2\text{cm} ; d=17\text{cm} ; b=100\text{cm} ; A'_s = 0$$

On doit vérifier que:

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

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.2 : Vérification à l'ELS de l'escalier d'étage courant.

	$M_{ser}(\text{KNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Vérification
Appui	21,59	6,78	4,506	19563,719	4,97	15	Vérifiée
Travée	11,15	4,71	3,957	14521,818	3,04	15	Vérifiée

Vérification de la flèche :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{15}{395} = 0,038 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad C.N.V \\ \frac{A_s}{bd} = 0,0033 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0084 \quad C.V \\ \frac{h}{L} = 0,038 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{1}{10} 0,1 \quad C.N.V \end{array} \right.$$

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

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f} \quad \text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} = 0,297\text{cm} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} = 0,56\text{cm} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} = 0,79\text{cm} \end{array} \right.$$

$$L=3,95\text{m} < 5\text{m}$$

$$\Delta f_T = 0,56 - 0,297 = 0,263\text{cm} < \bar{f} = 0,79\text{cm} \quad C.V$$

III.3.1.2. Calcul de ferrailage de Rez-de-chaussée :

Les sollicitations :

Palier : ELU = 12,60 KN/m²

ELS = 9,06 KN/m²

Paillasse: ELU = 19,06 KN/m²

ELS = 13,84 KN/m²

Calcul des armatures :

Tableau III.3 : Ferrailage de l'escalier de rez-de-chaussée.

	M _u (KNm)	μ	μ < μ _R	A's (cm ²)	A	Z (cm)	As ^{cal} /ml (cm ²)	Choix	As ^{adp} /ml (cm ²)
Appui	42,79	0,093	Oui	0	0,122	17,118	5,74	6T12	6,78
Travée	21,54	0,047	Oui	0	0,060	17,674	2,81	6T10	4,71

Espacements :

- En travée : $esp \leq \frac{100}{5} = 20\text{cm}$ On prend : esp=20cm
- Sur appui : $esp \leq \frac{100}{5} = 20\text{cm}$ On prend : esp=20cm

Armature de répartition :

- En travée : Le choix est de 4T8=2,01cm² avec S_t=25cm.
- Sur appui : Le choix est de 5T8=2,51cm² avec S_t=20cm

🔧 Vérifications :

Condition de non fragilité :

En travée : $A_s = 4,71\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1,64\text{cm}^2$ vérifiée

Sur appui : $A_s = 6,78\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1,64\text{cm}^2$ vérifiée

Effort tranchant :

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = 0,207 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Vérification des armatures transversales :

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = 0,207 \text{MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Vérification à l'ELS :

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

Vérification des contraintes du béton :

Tableau III.4 : Vérification à l'ELS de l'escalier de rez-de-chaussée.

	$M_{ser}(\text{KNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Vérification
Appui	29,59	6,78	4,95	18810,008	7,78	15	Vérifiée
Travée	13,15	4,71	3,935	14090,561	3,67	15	Vérifiée

Vérification de la flèche :

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

$$\begin{cases} \frac{h}{L} = \frac{15}{395} = 0,038 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 & C.N.V \\ \frac{A_s}{bd} = 0,0033 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0084 & C.V \\ \frac{h}{L} = 0,038 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{1}{10} 0,1 & C.N.V \end{cases}$$

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

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f} \quad \text{Avec : } \begin{cases} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} = 0,43 \text{cm} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} = 0,78 \text{cm} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} = 0,98 \text{cm} \end{cases}$$

$L=4,98\text{m}$

$$\Delta f_T = 0,78 - 0,43 = 0,35\text{cm} < \bar{f} = 0,98\text{cm} \quad C.V$$

III.3.1.3. schéma de ferrailage :

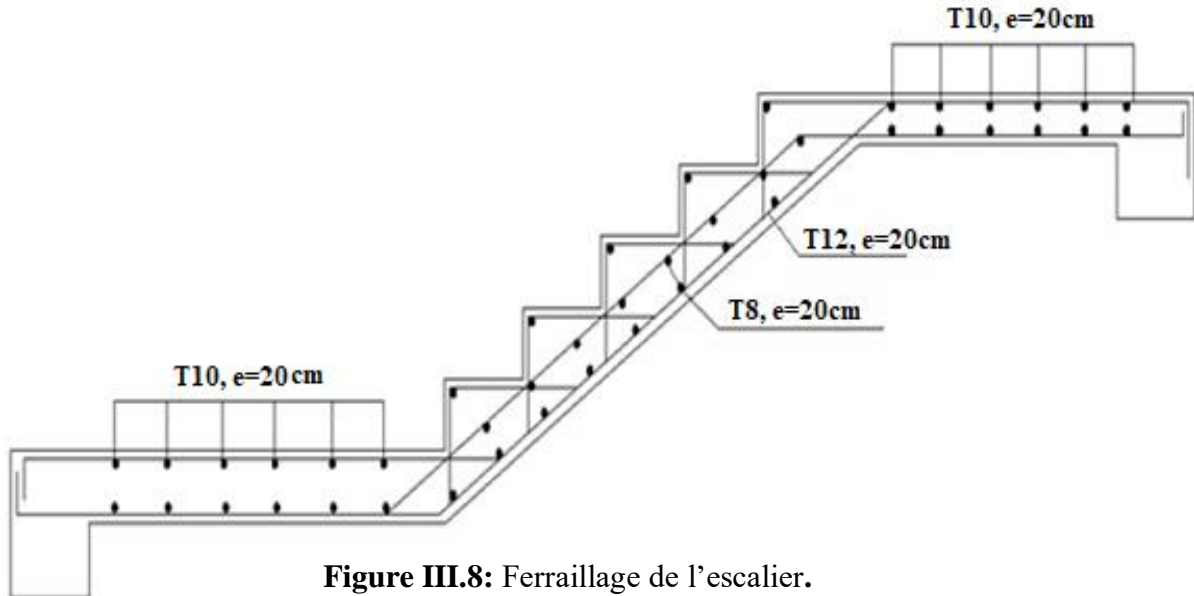


Figure III.8: Ferrailage de l'escalier.

III.3.2. Ferrailage de la poutre palière :

Le calcul se fait en flexion simple pour une poutre simplement appuyée et uniformément chargée, les charges sont :

- Son poids propre.
- Réaction provenant du palier.

III.3.2.1 pre-dimensionnement :

a. D'après le "BAEL 91 modifié 99" :

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

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

Avec :

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

b. Détermination de la hauteur "h" :

On a: $L=3,95\text{m}$

$$26,33\text{cm} \leq h \leq 39,5\text{cm}$$

On prend : $h=35\text{cm}$.

c. Détermination de la largeur " b " :

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 10,5\text{cm} \leq b \leq 24,5\text{cm}$$

On prend : $b=30\text{cm}$

d. Vérification selon le " RPA 99 version 2003 " : (Zone sismique III)

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

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \Rightarrow b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \Rightarrow h = 35\text{cm} > 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1,17 < 4 \end{array} \right.$$

III.3.2.2 Evaluation des charges :

Poids propre de la poutre :

$$G_{\text{poutre}} = 0,35 \times 0,3 \times 25 = 2,625 \text{ kN/ml}$$

Charge linéaire du palier :

$$R_u = 29,87 \text{ kN/ml}$$

• **ELU :**

$$Q_u = 1,35G_p + R = 32,495\text{kN/ml}$$

$$M_o = \frac{Q_u \cdot l^2}{8} = 55,607\text{KNm}$$

$$M_{tu} = 0,85M_o = 47,265\text{KNm}$$

$$M_{au} = 0,5M_o = 27,803\text{KNm}$$

III.3.2.3 Ferrailage de la poutre palière :

$$f_{c28} = 25\text{MPa} ; f_{bc} = 14,17\text{MPa} ; f_{t28} = 2,10\text{MPa} ; \gamma_b = 1,5 ; d=0,9h=31,5\text{cm}$$

$$\sigma_s = 435\text{MPa} ; \gamma_s = 1,15 ; F_e=500\text{MPa}.$$

Tableau III.5 : Vérification à l'ELS de la poutre palière.

	M_u (KNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} / ml (cm ²)	Choix	A_s^{adp} / ml (cm ²)
Travée	47,265	0,112	Oui	0	0,148	29,62	3,66	5T14	7,69
Appuis	27,803	0,065	Oui	0	0,085	30,43	2,10	3T14	4,62

III.3.2.4 Vérifications :

a. Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,91 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_s = 7,69 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 0,91 \text{ cm}^2$ OK

Sur appui : $A_s = 4,62 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 0,91 \text{ cm}^2$ OK

b. Effort tranchant :

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

$$\bar{\tau} = \text{Min}(0,15f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3.75\text{MPa} \dots\dots\dots (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{Q_u \cdot l}{2bd} = \frac{32,495 \times 3,70 \times 10^3}{2 \times 300 \times 315} = 0.636\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,75\text{MPa} \dots\dots\dots \text{OK}$$

c. Vérification à l'E.L.S :

$$Q_s = G_p + R_s = 2.625 + 21,59 = 24,215 \text{ kN/ml}$$

$$M_o = \frac{Q_s \cdot l^2}{8} = 41,43 \text{ KNm}$$

$$M_{tu} = 0,85M_o = 35,21 \text{ KNm}$$

$$M_{au} = 0,5M_o = 20,71 \text{ KNm}$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable

d. 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 :

$$n=15 ; c'=3\text{cm} ; d=31.5\text{cm} ; b=30\text{cm}.$$

On doit vérifier que:

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

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.63\text{MPa}.$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.6 : Vérification les contraintes du béton.

	$M_{ser}(\text{KNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_s(\text{MPa})$	Vérification
Travée	35,21	7,69	11,67	61252,198	6,71	170,98	201,6	OK
Appui	20,71	4,62	9,97	42033,65	4,91	159,12	201,6	OK

e. Vérification de la flèche :

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

$$\begin{cases} \frac{h}{L} = \frac{35}{395} = 0,088 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 & C.V \\ \frac{A_s}{bd} = 0,0081 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0084 & C.V \\ \frac{h}{L} = 0,088 \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0,085 & C.V \end{cases}$$

Donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

III.3.2.5 Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \begin{cases} h/35 = 10 \text{ mm} \\ \phi = 14 \text{ mm} \\ b/20 = 15 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des espacements :**

Selon RPA99 :

$$\frac{At.fe}{St.b} \geq 0,4MPa \Rightarrow St \leq 100.5cm$$

Par condition :

$$St < \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t; 30 \text{ cm}\right) = 8.5 \text{ cm} \text{ (Zone nodale)}$$

$$St < \frac{h}{2} = 15 \text{ cm} \text{ (Zone courante).}$$

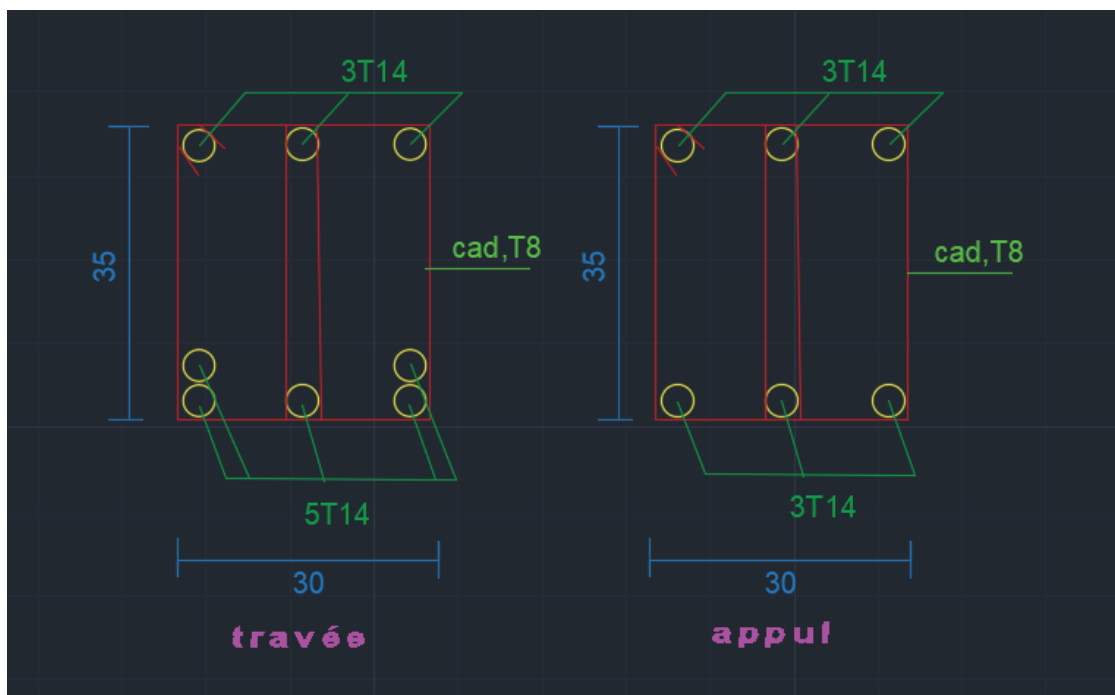


Figure III.9: Ferrailage de la poutre palière.

III.4 Etude des planchers :

Le plancher est une séparation entre les niveaux qui transmet les charges et les surcharges 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. On distingue deux types de plancher :

Plancher à corps creux.

Plancher à dalle pleine.

III.4.1 Plancher a corps creux :

Ce type de plancher de plancher est constitué d'élément porteur (poutrelles) et l'élément de remplissage corps creux de dimensions (16 x 20x 65) avec une dalle de compression de 5 cm d'épaisseur.

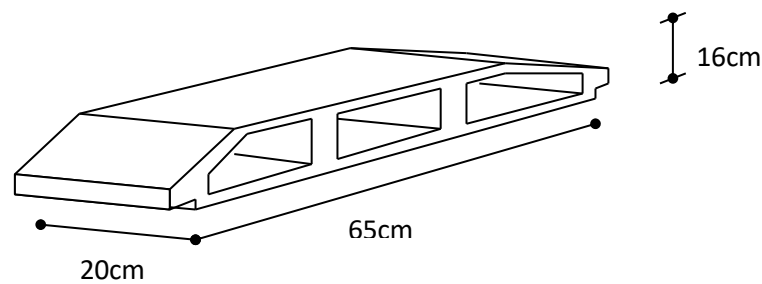


Figure III.10 : Corps creux.

III.4.1.1 Etude des poutrelles :

Les poutrelles se calculent comme des sections en T, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple en respectant les critères de continuité et d'inertie constante

On opte pour : $h = 21\text{cm}$; $h_0 = 5\text{cm}$; $b = 65\text{cm}$; $b_0 = 12\text{cm}$

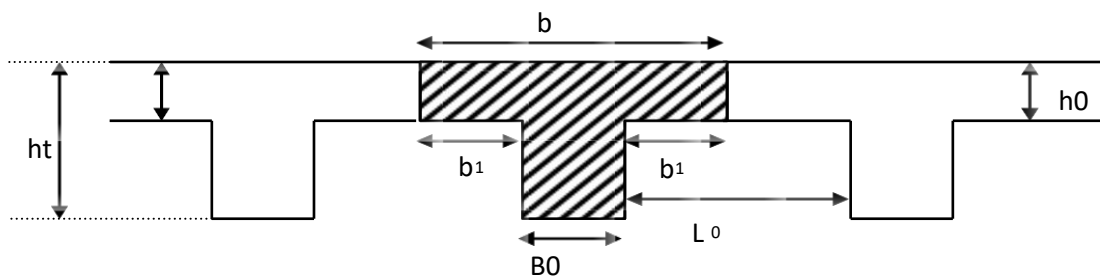


Figure III.11 : Schéma d'une poutrelle.

Dans notre cas on a 4 types :

- Poutrelles à 1 travée
- Poutrelles à 2 travées
- Poutrelles à 3 travées
- Poutrelles à 4 travées

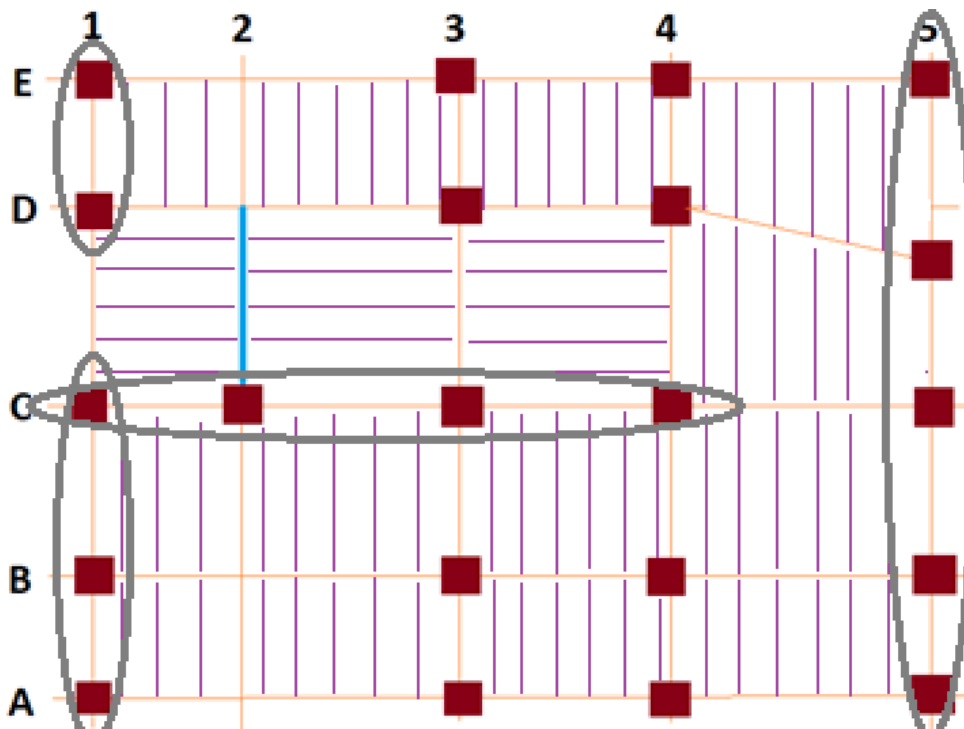


Figure III.12 : Schéma spectacle les types de poutrelles.

III.4.1.2 Calcul des moments :

Étant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon la méthode de CAQUOT (l'une d'hypothèse n'est pas vérifiée dans la méthode forfaitaire).

Méthode de CAQUOT :

Cette méthode est appliquée pour les plancher à fortes charges. Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

Exposé de la méthode :

-Moment sur appuis :

$$M_a = 0,15M_0 \quad \text{Appuis de rive}$$

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

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

-Moment en travée :

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

Avec :

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

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

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

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

Avec :

$l'=1$ pour une travée de rive.

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

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

Effort tranchant :

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

Avec :

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

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

Remarque : Mais dans notre mémoire, on va utiliser le logiciel du calcul ETABS pour faciliter les calculs

III.4.1.3 Calcul des poutrelles :

Le calcul se fait en deux étapes :

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

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

A) Avant le coulage de la table de compression.

Poutrelle de travée $L=4,91$ m

On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :

Son poids propre, Poids du corps creux et Surcharge due à l'ouvrier $Q=1\text{kN/m}^2$

A-1) Evaluation des charges et surcharges :

❖ Charges permanentes :

Poids propre de la poutrelle..... $0,12 \times 0,05 \times 25 = 0,15 \text{ kN/ml}$.

Poids du corps creux $0,65 \times 3 = 1,95 \text{ kN/ml}$.

$$G_T = 0,15 + 1,95 = 2,1 \text{ KN/ml.}$$

❖ Charges d'exploitation :

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

A-2) Combinaison des charges :

➤ **E.L.U** : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 3,81 \text{ kN/ml}$.

➤ **E.L.S** : $q_{ser} = G + Q = 2,75 \text{ kN/ml}$.

A-3) Calcul des moments :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{3,81 \times (4,01)^2}{8} = 7,65 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{2,75 \times (4,01)^2}{8} = 5,52 \text{ kN.m}$$

A-4) Ferrailage :

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

$M_u = 7,65 \text{ kNm}$; $b = 12 \text{ cm}$; $d = 0,9 \times 5 = 4,5 \text{ cm}$; $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$

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

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = 3,18 > \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s \neq 0$$

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

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

B) Après le coulage de la table de compression.

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

B-1) Evaluation des charges et surcharges :

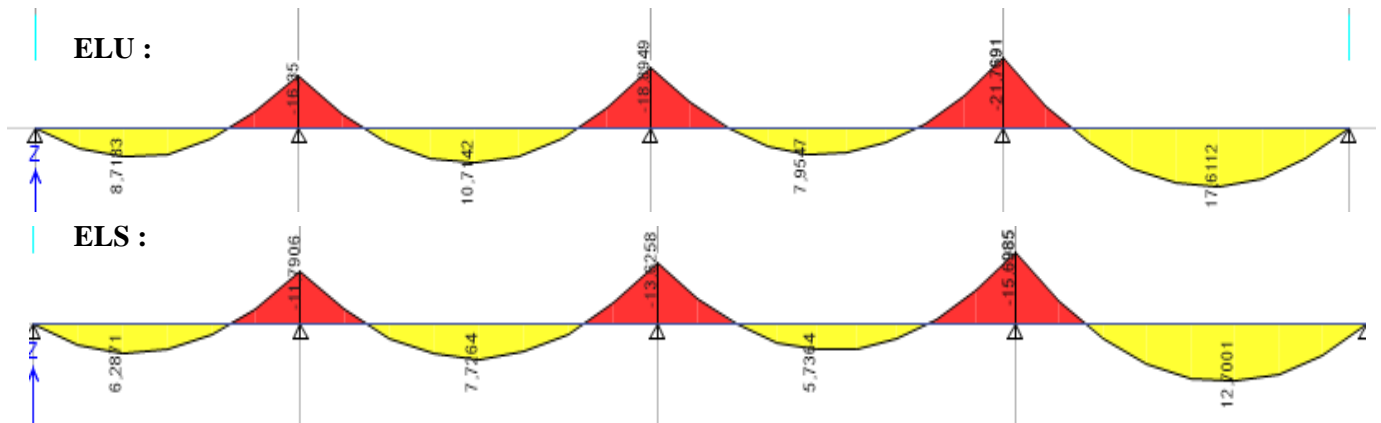
Tableau III.7: charges supportées par les poutrelles.

Niveau	G [Kn/m ²]	Q [Kn/m ²]	b [m]	ELU [Kn/ml] (1,35G+1,5Q)*b	ELS [Kn/ml] (G+Q)*b
Terrasse inaccessible	6,53	1	0,65	6,705	4,894
Etage courant (4 ^{eme} .. 14 ^{eme})	5,36	1,5	0,65	6,165	4,459
Etage courant (1 ^{er} .. 3 ^{eme})	5,36	2,5	0,65	7,140	5,109

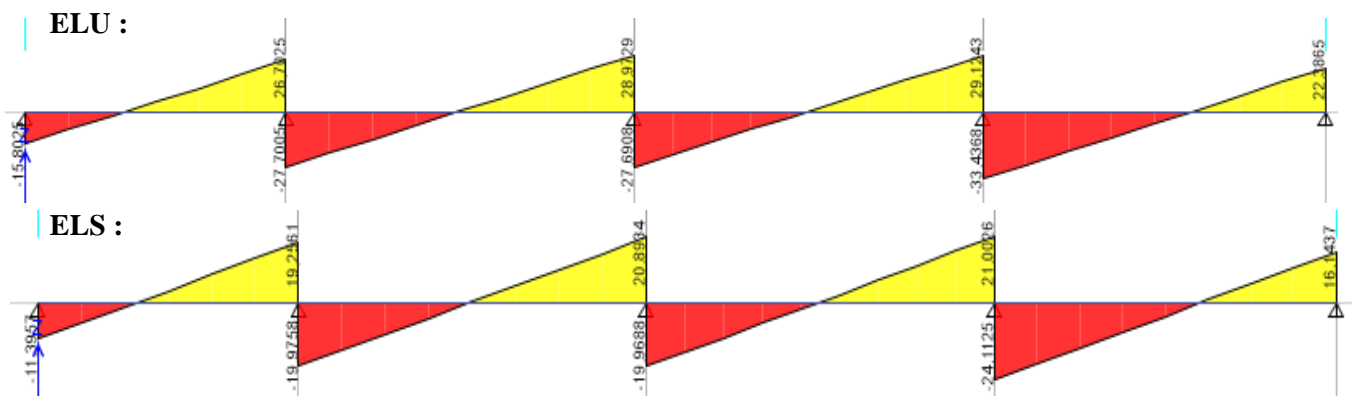
B-3) Calcul des efforts internes :

Poutrelles à 4 travées :

Moment fléchissant :



Effort tranchant :



De la même façon les autres types des poutrelles.

On résume les résultats des moments fléchissant et les efforts tranchants dans le tableau suivant :

Tableau III.8: les résultats des moments fléchissant et les efforts tranchants les plus sollicités dans différents types de poutrelle.

Travées	Moment fléchissant				Effort tranchant	
	ELU		ELS		ELU	ELS
	Travée	Appui	Travée	Appui		
4 travées	17,61	21,76	12,70	15,69	33,43	24,11
3 travées	19,67	26,82	14,18	19,34	36,41	26,26
2 travées	19,08	19,94	13,76	14,38	33,32	24,02
1 travée	3,58	0,00	2,65	0,00	4,77	3,53

B-4) 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.

B-4-1) Ferrailage en travée :

$h=21\text{cm}$; $h_0=5\text{cm}$; $b=65\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $d=0,9h=18\text{cm}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $f_e=500\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$

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

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

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

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 75,52 \text{ kNm}$$

On a : $M_{tu}=19,67 \text{ kN.m} < M_{tab} = 75,52 \text{ kN.m}$

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 :

Tableau III-9 : Récapitulatif du calcul des sections d’armatures en travée.

$M_{tu}(kNm)$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(cm^2)$	α	$Z(cm)$	$\mu < 0,186$	ζ_s	$\sigma_s(MPa)$	$A_s(cm^2)$	$A_{sCNF}(cm^2)$
19,67	0,041	Oui	0	0,052	18,5	Oui	10‰	435	1,68	1,13

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

B-4-2) Ferrailage sur appuis :

On a: $M_{au}^{max} = 26,82kN.m < M_{tab}=75,52Nm$

Donc l’axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (b_0xh) en flexion simple.

Tableau III-10 : Récapitulatif du calcul des sections d’armatures sur appuis.

$M_{tu}(kNm)$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(cm^2)$	α	$Z(cm)$	$\mu < 0,186$	ζ_s	$\sigma_s(MPa)$	$A_s(cm^2)$	$A_{sCNF}(cm^2)$
26,82	0,217	Oui	0	0,309	16,56	Oui	10‰	435	1,83	1,13

Choix : 1T10+1T12($A_s=1,92cm^2$)

III.4.1.4 Vérifications :

Effort tranchant :

Pour l’effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{max} = 36,41kN$.

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

Tel que :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa \right\} = 3.33MPa \dots \dots \dots \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0d} = 0,82MPa < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

Au voisinage des appuis :

Appuis de rives :

A-1) Vérification de la compression du béton :

$$\sigma_b = \frac{36,41 \cdot 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 1,78 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

A-2) Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s = 1,92 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,51 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

Appuis intermédiaires :

B-1) Vérification de la contrainte de compression :

$$\sigma_b = \frac{T_u^{\max}}{0,9 b_0 d} = \frac{18,6493 \cdot 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 0,91 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

B-2) Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s = 1,92 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\sigma_s} = 1,35 \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

B-3) 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.

B-4) Vérification de la flèche :

$h=21\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $d=18,9\text{cm}$; $L=4,4\text{m}$; $M_{\text{tser}}=9,9156\text{kNm}$; $T_{\text{ser}}^{\max}=13,6133\text{kN}$; $A_s=2,36\text{cm}^2$; $f_e=500\text{MPa}$.

Alors:

- $\frac{h}{L} = 0,046 < 0,0625 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} = 0,01 > 0,0084 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$
- $\frac{h}{L} = 0,044 < 0,092 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$

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

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

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.11 : Récapitulatif du calcul de la flèche.

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)
19,34	2,36	4,96	0,0104	222,30	3,95	1,58	0,92	26817,106	6365,73	18653,13

Donc : $f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}} = 0,98 \text{ cm}$ et $f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}} = 0,994 \text{ cm}$

$\Delta f_r = 0,028 - 0,010 = 0,014 \text{ cm} \leq 0,98 \text{ cm} \dots$ Vérifiée

III.4.1.5 Calcul des armatures transversales et l'espacement

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 (fe=520MPa)

Choix des armatures :

On adopte : $A_t = 2\emptyset 6 = 0,57 \text{ cm}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,01 \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 16,2 \text{ cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,012 \text{ cm} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 5 \text{ cm} \dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq 10 \text{ cm} \dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Choix des espacements :

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

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

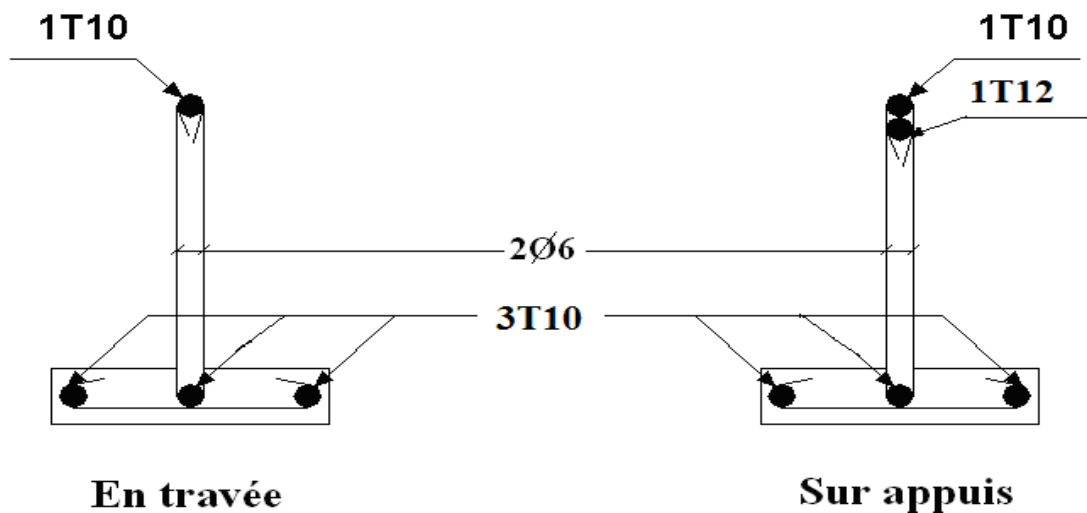


Figure III.13: Ferrailage des poutrelles.

III.4.1.6 Ferrailage de la table de compression

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

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

$$\text{Si : } \begin{cases} 500 \leq L \leq 800 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = \frac{4L}{f_e} \\ L \leq 500 \text{ cm} \Rightarrow A_2 = \frac{200}{f_e} \end{cases} \quad L \text{ en cm}$$

Avec :

L : distance entre axes des poutrelles

A_1 : armatures perpendiculaires aux poutrelles

A_2 : armatures parallèles aux poutrelles

Tel que : $L=65 \text{ cm}$; $f_e=520 \text{ MPa}$ (quadrillage de T.S.520)

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

On prend : **5T6=1,41 cm²** avec $S_r = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

Armatures de répartition :

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,705 \text{ cm}^2 \text{ , Soit : } 5\text{T6}=1,41 \text{ cm}^2 \text{ } St.=20\text{cm.}$$

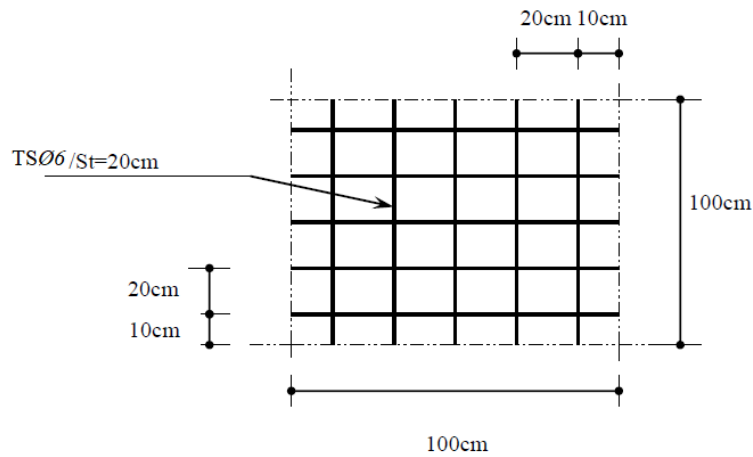


Figure III.14 : Ferrailage de la dalle de compression.

III.4.2 Plancher a dalle pleine :

Dans notre structure, les différentes dalles pleines reposent sur 04 appuis, pour le calcul on choisit la dalle la plus sollicitée du sous-sol.

III.4.2.1 évaluation des charges :

$$G=5,91 \text{ kN/m}^2 \text{ , } Q=2,5 \text{ kN/m}^2$$

➤ **ELU :** $q_u = 1,35G + 1,5Q = 11,72 \text{ kN/m}^2$.

➤ **ELS :** $q_{ser} = G + Q = 8,41 \text{ kN/m}^2$.

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{4,25}{4,91} = 0,86 > 0,4 \text{ Donc la dalle pleine travaille dans les 2 sens}$$

III.4.2.2 calcul des moments :

$$M_x = 14,25 \text{ kn. m} \qquad M_{tx} = 0,75 M_x = 10,69 \text{ kn. m}$$

$$M_y = 9,26 \text{ kn. m} \qquad M_{ty} = 0,75 M_y = 6,94 \text{ kn. m}$$

$$M_{apx} = M_{apy} = -0,5 M_x = -7,125 \text{ kn. m}$$

III.4.2.3 ferrailage de la dalle :

$$B=100\text{cm, } h=15\text{cm, } d=0,9h=13,5\text{cm, } Fe=500\text{MPa, } fc28=25 \text{ MPa,}$$

Tableau III.12 : Ferrailage de la dalle pleine.

	Sens	$M_w(\text{kNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$A'_s(\text{cm}^2)$	$A_{s\min}(\text{cm}^2)$	choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$
Travée	X-X	10,69	1,86	0	1,44	4T10	3,14
	Y-Y	6,94	1,20	0	1,2	4T10	3,14
Appui		-7,125	1,23	0	1.44	4T10	3,14

- **Espacement :**

$$\text{Sens X-X: } \text{esp} = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \quad \text{CV}$$

$$\text{Sens Y-Y: } \text{esp} = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \quad \text{CV}$$

III.4.2.4 calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\tau_u = \frac{\tau_u^{max}}{bd} = 0,143 \text{ MPa} \leq \tau_{u adm} = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

III.4.2.5 vérifications à l'ELS :

a) Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$\square\square\square\square 0,83 \Rightarrow \begin{cases} M_x = 11,54 \text{ kn.m} \\ M_y = 8,68 \text{ kn.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{aligned} M_{tx} &= 0,75 M_x = 8,66 \text{ kn.m} \\ M_{ty} &= 0,75 M_y = 6,51 \text{ kn.m} \\ M_{apx} &= M_{apy} = -0,5 M_x = -7,27 \text{ kn.m} \end{aligned}$$

b) Vérification des contraintes :

Le tableau suivant regroupe tous les résultats :

Tableau III.13 : vérification des contraintes à l'ELS.

	Sens	M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	verification	σ_s (MPa)	verification
Travée	X-X	8,66	3,14	3	5150,77	5,04	CV	239,58	CV
	Y-Y	6,51	3,14	3	5150,77	3,79	CV	183,63	CV
Appui	X-X	-7,27	3,14	3	5150,77	4,23	CV	201,13	CV

c) Vérification de la flèche :

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

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ a } \frac{1}{35} \quad \Rightarrow \quad 0,028 < 0,031 < 0,037 \quad \text{CV}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \quad 0,0025 < 0,004 \quad \text{CV}$$

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

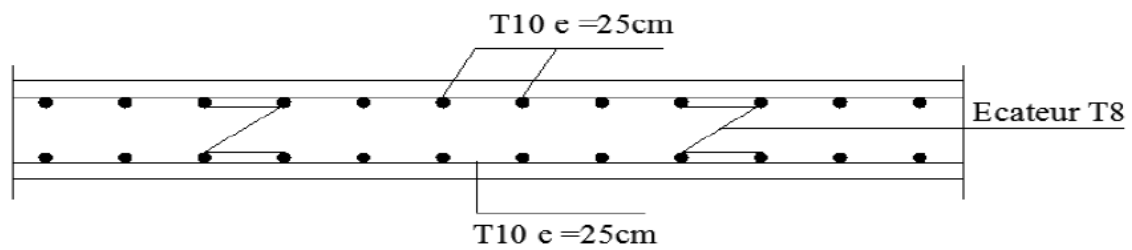


Figure III.15 : Ferrailage de la dalle pleine du sous-sol.



Chapitre IV:

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 résistants, 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 le logiciel ETABS (version 17.0.1).

IV.2. Etude dynamique :

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique, permet la détermination de ses modes propres de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

a) Modélisation de la rigidité :

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (**niveau i**).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (**niveau i et niveau i+1**).
- Chaque voile est modélisé par un élément surfacique type Shell à quatre nœuds après on l'a divisé en mailles.
- Chaque plancher est modélisé par un élément surfacique type Shell à quatre nœuds.
- A tous les planchers nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan.

Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

b) Modélisation de la masse :

- Pour la masse des planchers ; nous avons concentré en chaque nœud d'un panneau de dalle le (1/4) de la masse de ce panneau. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ avec $(\beta = 0,2)$.
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux, poutres et les voiles est prise égale à celle du béton à savoir $2,5 \text{ t/m}^3$
- La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été concentrée aux niveaux des nœuds qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).
- La masse des escaliers a été concentrée au niveau des quatre nœuds délimitant la cage d'escalier (par plancher).

IV.3. Choix de la méthode de calcul :

Le règlement parasismique Algérien (RPA99 version 2003) propose trois méthodes de calcul dont le choix de la méthode est fonction à la fois du type de la structure et la nature l'excitation dynamique :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale.
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.3.1 Méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure est en **zone III** de groupe d'usage **1B** et sa hauteur dépasse les **17m**.

IV.3.2 Méthode modale spectrale :

C'est une méthode de calcul dynamique dans le domaine linéaire, elle nécessite les étapes suivantes :

a) Calcul de la force sismique :

La force sismique V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule suivante : (article 4.2.3), RPA.

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

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone (en fonction de groupe d'usage et la zone sismique)

Groupe d'usage : **1B**
 Zone sismique : **III** } $A=0,30$ (Tableau 4.1)

- D : facteur d'amplification dynamique moyen. ce facteur est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure(T).

Puisque le site est **S₃** donc $T_1 = 0,15s$ et $T_2 = 0,5s$

Le facteur de correction d'amortissement η est fonction du pourcentage d'amortissement critique $\zeta=7\%$ (tableau 4.2).

Alors : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0,882 > 0,7$

- Q : facteur de qualité :

Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités P_q .

Critère q	obsv	P_q/xx	obsv	P_q/yy
1-Conditions minimales sur les files de contreventement	non	0,05	non	0,05
2-Redondance en plan	non	0,05	non	0,05
3-Régularité en plan	oui	0	oui	0
4-Régularité en élévation	oui	0	oui	0
5-Contrôle de la qualité des matériaux	oui	0	oui	0
6-Contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0	oui	0

Justification des valeurs de pénalités P_q :

- 1- La condition n'est pas vérifiée selon les deux sens car le rapport des portés dépasse 1,5.
- 2- Suivant les 2 sens le rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement dépasse 1,5 donc on prend la pénalité de 0,05.

$$Q_x = Q_y = 1 + (0,05+0,05+0+0+0+0) = 1,10$$

- **R** : coefficient de comportement $R=5$ (mixte portiques/voiles avec interaction) (tableau 4.3/RPA)
- **W** : poids totale de la structure, est égal à la somme des poids W_i calculé à chaque niveau, il est calculé par la formule suivante : (4-5).

$$W = \sum_{i=1}^n w_i \quad \text{Avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Notre structure est à usage d'habitation, donc selon le tableau 4.5 : $\beta=0,2$.

Le poids total de la structure a été calculé en utilisant le logiciel ETABS.

b) Calcul de la période fondamentale de la structure :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques comme ceci :

- $T = C_T * h_N^{3/4} \dots\dots\dots(1) \quad (4-6).$
- $T = 0,09 * h_N / \sqrt{D} \dots\dots\dots(2) \quad (4.7).$

Où :

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier étage.
 Dans notre cas nous avons R+14+SS et comme le sous-sol est considéré comme une boîte rigide, donc : **$h_N=49,90m$**

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage (tableau 4.6).

Dans notre cas **$C_T=0.05$**

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

$$D_x=19,19m \quad \text{et} \quad D_y=17,88m$$

D'après l'équation (1) $\longrightarrow T=0,05 * 50,65^{3/4} = 0,938$

D'après l'équation (2) \longrightarrow suivant x : $T_x = 0,09 * 49,90 / \sqrt{19,19} = 1,025$
 \searrow suivant y : $T_y = 0,09 * 49,90 / \sqrt{17,88} = 1,062$

Sens (x-x) : $T_x = \min(0.938 ; 1,025) = 0.938s > 0,5s$

Sens (y-y) : $T_y = \min(0.938 ; 1,062) = 0.938s > 0,5s$

Donc : le facteur d'amplification dynamique moyen est calculé par la formule suivante :

$$D_x = D_y = 2,5\eta(T_2/T)^{2/3} \quad \text{car} \quad T_2 \leq T_x \text{ et } T_y \leq 3s$$

$$D_x = D_y = 2,5\eta(0,5/0,938)^{2/3} = 1,45$$

Donc on aura :
$$V_Y = V_x = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

c) Spectre de réponse de calcul :

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse. Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante : (article 4.3.3) RPA.

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

En utilisant l'application de RPA99, le spectre de réponse obtenu est représenté sous forme de courbe sur les deux figures suivantes :

d) Vérification des résultats de l'analyse dynamique :

Pour vérifier que notre structure est conforme aux exigences du RPA99/Version2003, on doit appliquer certaines vérifications :

1) Mode de vibration et taux de participation massique :

Selon le RPA99/version2003, la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

2) Résultante des forces sismiques de calcul : Art. (4.3.6) RPA.

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 :

$$V > 0,8V_s$$

Avec :

V_s : La résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

V : La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales.

Si $V_t < 0.80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...) dans le rapport $0.8 V/V_t$.

3) Vérification des déplacements inter étages :

Les déplacements latéraux inter étages doivent être satisfaites à la condition suivante : (art 4.4.3, art5.10).

$$\Delta k \leq 0,01xh_k$$

Avec :

- $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$
- $\delta_k = \delta_{ek} \cdot R$; δ_{ek} : le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K.

4) Vérification du critère de l'effort normal réduit : Art 7.1.3.3.RPA

$$\gamma = \frac{N_d}{B_c x f_{cj}}$$

Avec :

- N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- B_c : la section du poteau.
- f_{cj} : la résistance caractéristique du béton.

5) Vérification des conditions du facteur de comportement R : art 3.4.RPA.

- Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles $R=5$:
 - Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
 - Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
 - Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

6) Vérification de l'effet P- Δ :

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré. Les effets du 2^o ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10 \quad \langle RPA99version2003 \rangle$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau K.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'.

h_k : Hauteur d'étage 'k'.

IV.4. Résultats de l'analyse dynamique linéaire :

Plusieurs modèles correspondant à différentes dispositions des voiles ont été faits, nous exposons dans ce qui suit le modèle final choisi.

A) Modèle final avant vérification de l'effort normal réduit :

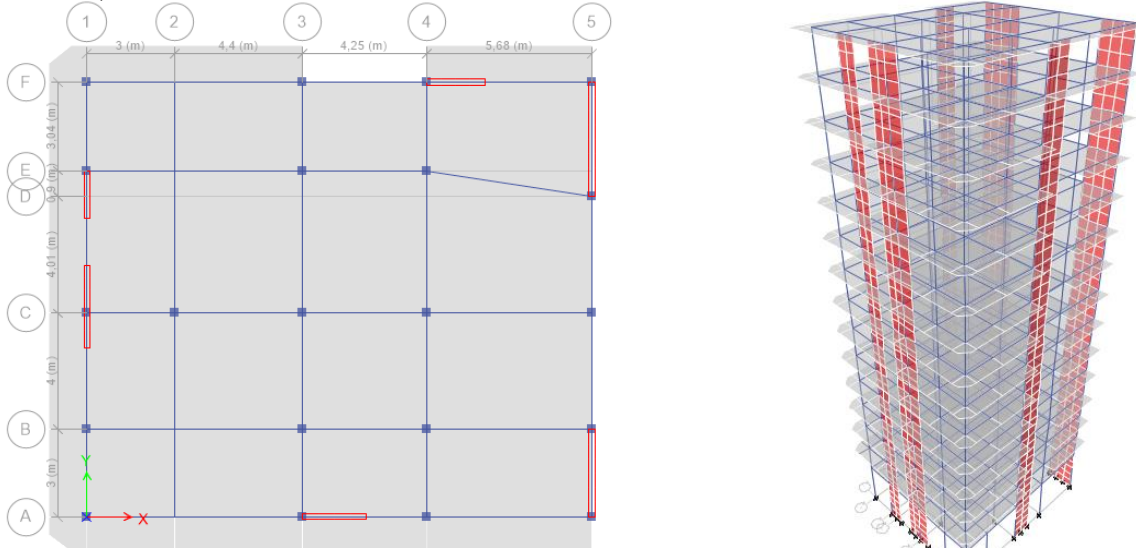


Figure IV.1 : Disposition des Voiles du Modèle Final Avant Vérification de l'Effort Normal Réduit.

A.1. Caractéristiques Dynamiques Propres du Modèle Final Avant Vérification de l'Effort Normal Réduit :

Le tableau ci-dessous présente les caractéristiques dynamiques du modèle final avant vérification de l'effort normal réduit :

Tableau IV.2 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle Final Avant Vérification de l'Effort Normal Réduit.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
Modal	1	1,385	0,7069	0,0191	3,49E-05	0,7069	0,0191	0
Modal	2	1,291	0,0189	0,6847	9,79E-06	0,7258	0,7038	0
Modal	3	0,997	0,0007	1,73E-06	6,96E-07	0,7265	0,7038	0
Modal	4	0,453	0,1491	0,0035	0,0002	0,8756	0,7072	0
Modal	5	0,394	0,0043	0,1464	0,0001	0,8798	0,8537	0
Modal	6	0,313	4,28E-05	0,0134	5,04E-06	0,8799	0,8671	0
Modal	7	0,236	0,0555	0,0014	0,0002	0,9354	0,8685	0
Modal	8	0,199	0,0022	0,0431	0,0002	0,9376	0,9116	0

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

Une période fondamentale selon x est de : $T=1,385\text{sec}$,

La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8^{ème} mode.

Le 1^{er} mode est un mode de translation suivant le sens X-X.

Le 2^{ème} mode est un mode de translation suivant le sens Y-Y.

Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

❖ **Calcul du Facteur d'Amplification Dynamique :**

Le choix de la période de calcul de l'effort tranchant à la base doit être limité comme suit:

$$T = \begin{cases} T_{analytique} & \text{Si } T_{analytique} \leq T_{empirique} \\ T_{empirique} & \text{Si } T_{empirique} < T_{analytique} < 1.3T_{empirique} \\ 1.3T_{empirique} & \text{Si } T_{analytique} \geq 1.3T_{empirique} \end{cases}$$

On est dans le cas où $T_{analytique}^x = 1,385s \geq 1,3 \times T_{empirique}^x = 1,3 \times 0,938 = 1,219s$

$$T_{analytique}^y = 1,291s \geq 1,3 \times T_{empirique}^y = 1,3 \times 0,938 = 1,219s$$

Donc :

On prend : $T_x = T_y = 1,219s > T_2$ donc $D_x = D_y = 1,217$

$V_x = V_y = 0,08W$

A.2. Résultat Des Forces Sismiques :

D'après les résultats du logiciel **ETABS** on a :

$W = 52143,9638kN \rightarrow V_s = 4171,5171kN \rightarrow 0,8V_s = 3337,2137kN$

$$\begin{cases} V_x = 3463,2822kN \\ V_y = 3499,1692kN \end{cases} \quad \text{Ce qui donne : } \begin{cases} V_x > 0,8V_{sx} \\ V_y > 0,8V_{sy} \end{cases}$$

A.3. Vérification des Déplacements Inter Etages :

Tableau IV.3 : Déplacement Inter Etages Selon Les 2 Sens.

Niveaux (m)	δ_{ek}^x (mm)	δ_{ek}^y (mm)	δ_k^x (mm)	δ_k^y (mm)	Δ_k^x (mm)	Δ_k^y (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Obs
49,9	58,68	53,41	293,43	267,06	14,65	14,8	32	CV
46,7	55,75	50,45	278,78	252,26	16,43	16,03	32	CV
43,5	52,47	47,24	262,35	236,23	18,38	17,41	32	CV
10,3	48,79	43,76	243,97	218,82	20,09	18,56	32	CV
37,1	44,77	40,05	223,88	200,26	20,9	19,16	32	CV
33,9	40,59	36,21	202,98	181,09	21,95	19,76	32	CV
30,7	36,20	32,26	181,03	161,30	22,66	20,14	32	CV
27,5	31,67	28,23	158,37	141,16	22,35	19,92	32	CV
24,3	27,20	24,24	136,01	121,24	22,40	19,82	32	CV
21,1	22,72	20,28	113,61	101,42	21,61	19,25	32	CV
17,9	18,4	16,43	92	82,16	21,25	18,86	32	CV
14,7	14,15	12,66	70,75	63,3	20,37	18,11	32	CV
11,5	10,07	9,03	50,37	45,18	18,28	16,56	32	CV
8,3	6,41	5,72	32,09	28,62	15,78	14,48	32	CV
5,10	3,26	2,82	16,31	14,14	16,31	14,14	32	CV

Les déplacements latéraux inter étages sont vérifiés.

A.4. Vérification de l'Effort Normal Réduit

Tableau IV.4 : Vérification de l'Effort Normal Réduit du Modèle Final.

Niveaux (m)	Nd (KN)	Bc (cm ²)	ν (cal)	ν (adm)	obs	Section corrigée s (cm ²)	Nd (KN)	ν (cal)	obs
49,9	186,74	30 × 30	0,08	0,3	C.V	30 × 30	207,51	0,09	C.V
46,7	299,17	30 × 30	0,13	0,3	C.V	30 × 30	441,34	0,20	C.V
43,5	455,53	30 × 30	0,20	0,3	C.V	35 × 35	656,67	0,21	C.V
10,3	626,87	30 × 30	0,27	0,3	C.V	40 × 40	872,80	0,22	C.V
37,1	809,39	35 × 35	0,26	0,3	C.V	40 × 40	997,41	0,25	C.V
33,9	1002,62	35 × 35	0,32	0,3	C.N.V	45 × 45	1260,76	0,25	C.V
30,7	1204,71	35 × 35	0,39	0,3	C.N.V	50 × 50	1517,61	0,24	C.V
27,5	1431,52	40 × 40	0,35	0,3	C.N.V	55 × 55	1791,65	0,23	C.V
24,3	1679,11	40 × 40	0,41	0,3	C.N.V	55 × 55	2134,43	0,28	C.V
21,1	1945,31	45 × 45	0,38	0,3	C.N.V	60 × 60	2440,73	0,27	C.V
17,9	2221,23	45 × 45	0,43	0,3	C.N.V	65 × 65	2779,94	0,26	C.V
14,7	2500,69	45 × 45	0,49	0,3	C.N.V	65 × 65	3016,82	0,28	C.V
11,5	2790,81	50 × 50	0,44	0,3	C.N.V	70 × 70	3467,81	0,27	C.V
8,3	2873,63	50 × 50	0,45	0,3	C.N.V	70 × 70	3644,26	0,29	C.V
5,10	2996,13	55 × 55	0,39	0,3	C.N.V	75 × 75	3805,66	0,27	C.V

B) Modèle Final Après Vérification de l'Effort Normal Réduit :

Dans ce modèle nous allons garder la même disposition des voiles mais on augmente la section des poteaux où l'effort normal réduit n'est pas vérifié.

B.1. Caractéristiques Dynamiques Propres Final Après Vérification de l'Effort Normal Réduit :

Les caractéristiques dynamiques propres sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV.5 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle Final Après Vérification de l'Effort Normal Réduit.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
Modal	1	1,239	0,659	0,0613	1,43E-05	0,6906	0,0265	1,43E-05
Modal	2	1,168	0,0651	0,6307	6,14E-06	0,7174	0,7004	2,04E-05
Modal	3	0,866	0,0002	0,0004	0	0,7186	0,7008	2,08E-05
Modal	4	0,443	0,1451	0,002	0,0001	0,8678	0,7056	0,0001
Modal	5	0,377	0,0017	0,1529	3,27E-05	0,8738	0,8449	0,0001
Modal	6	0,284	0,0001	0,0094	1,59E-06	0,8739	0,8626	0,0001
Modal	7	0,247	0,0567	0,0005	0,0001	0,9309	0,8649	0,0002
Modal	8	0,196	0,0002	0,0523	0,0001	0,9343	0,908	0,0003

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

Une période fondamentale suivant x est de : $T=1,239\text{sec}$,

La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8^{ème} mode.

Le 1^{er} mode est un mode de translation suivant le sens X-X.

Le 2^{ème} mode est un mode de translation suivant le sens Y-Y.

Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

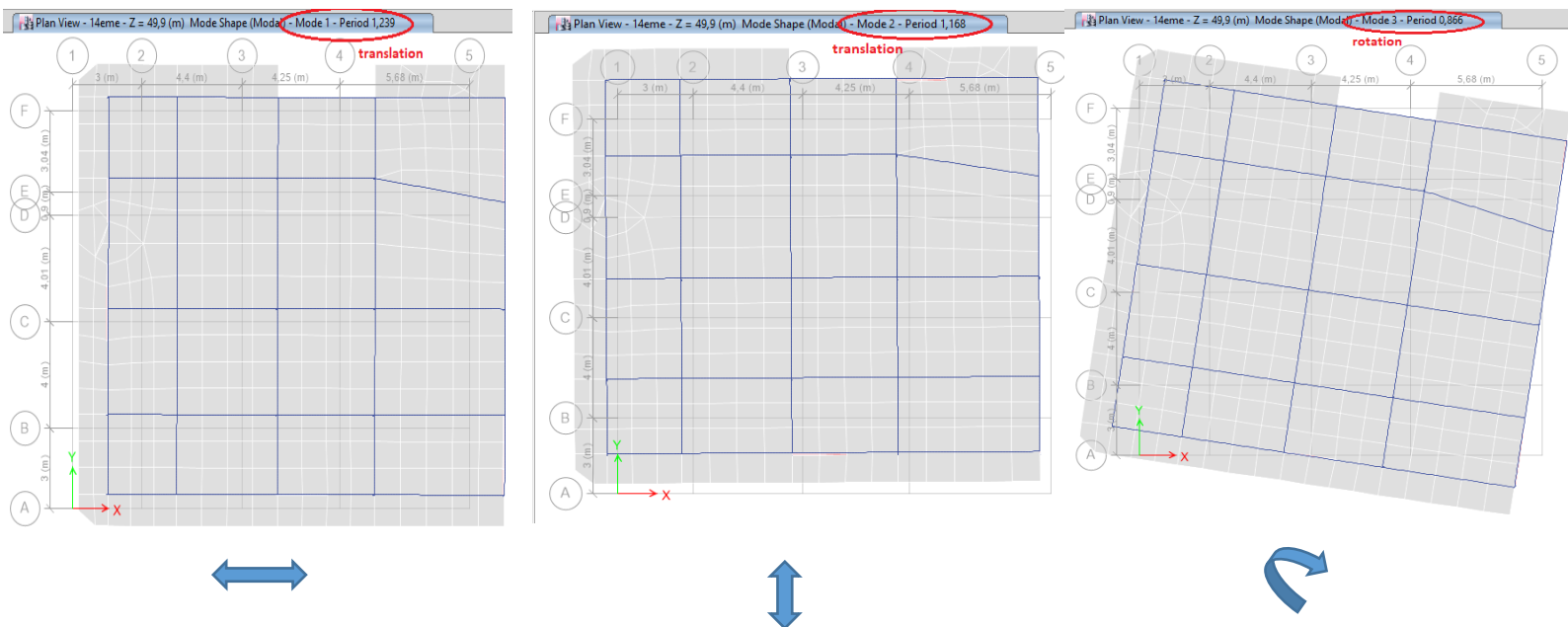


Figure IV.2 : Représentation des 3 Premiers Modes du Modèle Final Après Vérification de l’Effort Normal Réduit.

❖ Calcul de facteur d’amplification dynamique :

On est dans le cas où $T_{analytique}^X = 1,239s > 1,3 \times T_{empirique}^X = 1,3 \times 0,938 = 1,219 s$

$$T_{analytique}^y = 1,168s < 1,3 \times T_{empirique}^y = 1,3 \times 0,938 = 1,219 s$$

Donc :

On prend : $T_x = 1,219s > T2$ donc $D_x = 1,217$

$T_y = 0,938s > T2$ $D_y = 1,45$

$V_x = 0,080W$ et $V_y = 0,096W$

B.2. Résultat Des Forces Sismiques :

D’après les résultats du logiciel **ETABS** on a :

$W = 53768,895kN \rightarrow V_{sx} = 4301,5116 kN \rightarrow 0,8V_{sx} = 3441,209kN$

$V_{sy} = 5161,8139 kN \quad 0,8V_{sy} = 4129,451kN$

$$\begin{cases} V_x = 3748,131kN \\ V_y = 3744,542 kN \end{cases} \quad \text{Ce qui donne : } \begin{cases} V_x > 0,8V_{sx} \\ V_y < 0,8V_{sy} \end{cases}$$

Puisque la condition n’est pas vérifiée selon Y, donc on doit augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport :

$$r_y = \frac{0,8 V_{sy}}{V_y} \longrightarrow r_y = 1,10$$

B.3. Vérification des déplacements inter étages :**Tableau IV.6 :** Déplacement Inter Etages du Modèle Final Après Vérification
De l'Effort Normal Réduit Selon Les Deux Sens.

Niveaux (m)	δ_{ek}^x (cm)	δ_{ek}^y (cm)	δ_k^x (cm)	δ_k^y (cm) $\times 1,10$	Δ_k^x (cm)	Δ_k^y (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Obs
49,9	50,135	46,408	250,675	255,244	11,995	14,41	32	CV
46,7	47,736	43,788	238,68	240,834	14,435	15,796	32	CV
43,5	44,849	40,916	224,245	225,038	15,985	16,863	32	CV
10,3	41,652	37,85	208,26	208,175	16,97	17,6385	32	CV
37,1	38,258	34,643	191,29	190,5365	18,28	18,4635	32	CV
33,9	34,602	31,286	173,01	172,073	18,4	18,645	32	CV
30,7	30,922	27,896	154,61	153,428	18,33	18,645	32	CV
27,5	27,256	24,506	136,28	134,783	18,305	18,59	32	CV
24,3	23,595	21,126	117,975	116,193	18,755	18,7055	32	CV
21,1	19,844	17,725	99,22	97,4875	18,45	18,3425	32	CV
17,9	16,154	14,39	80,77	79,145	18,05	17,875	32	CV
14,7	12,544	11,14	62,72	61,27	17,71	17,325	32	CV
11,5	9,002	7,99	45,01	43,945	16,18	16,0215	32	CV
8,3	5,766	5,077	28,83	27,9235	13,95	14,025	32	CV
5,10	2,976	2,527	14,88	13,8985	14,88	13,8985	32	CV

B.4. Justification du facteur de comportement R :**a) Justification des voiles sous charges verticales :**

- L'effort normal total à la base de la structure **Ptot=53768,895 kN (ELS)**,
- L'effort normal à la base repris par les voiles **Pvoiles= 9833,45 kN**

$$\mathbf{Pvoiles / Ptot = 18,29\% < 20\%}$$

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

b) Justification des portiques sous charges horizontales :

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.7 : Vérification des portiques sous 25% de l'effort tranchant d'étage.

Etages	$V_{x\ tot}$ (KN)	$V_{x\ port}$ (KN)	$V_{x\ port}$ %	$V_{y\ tot}$ (KN)	$V_{y\ port}$ (KN)	$V_{y\ port}$ %	condition	Obs
14eme	537,29	413,39	76,94	78,49	58,53	74,57	25	✓
13eme	1017,13	469,14	46,12	147,85	66,12	44,71	25	✓
12eme	1397,45	815,23	58,33	211,57	117,22	55,40	25	✓
11eme	1715,79	1191,52	69,44	257,22	173,07	67,28	25	✓
10eme	1990,91	1209,72	60,76	311,45	180,63	57,99	25	✓
9eme	2230,18	1551,30	69,55	348,31	233,65	67,08	25	✓
8eme	2448,15	1779,14	72,67	379,98	269,27	70,86	25	✓
7eme	2658,22	2033,88	76,51	415,85	310,42	74,64	25	✓
6eme	2860,46	2039,61	71,30	450,93	313,04	69,42	25	✓
5eme	3051,18	2284,69	74,87	469,69	346,76	73,83	25	✓
4eme	3230,54	2464,66	76,29	500,52	375,58	75,04	25	✓
3eme	3398,34	2462,34	72,45	538,58	379,42	70,44	25	✓
2eme	3543,95	2665,71	75,22	559,87	405,09	72,35	25	✓
1er	3662,41	2829,77	77,26	562,54	414,54	73,69	25	✓
RDC	3747,72	2560,62	68,32	562,28	385,25	68,52	25	✓

B.5. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre) :**Tableau IV.8:** Vérification l'effet p-Δ inter étages du modèle final.

Etages	P_k (KN)	V_x (KN)	V_y (KN)	Δ_x (mm)	Δ_y (mm)	h_k (mm)	θ_x	θ_y	Obs
14eme	3059,82	532,21	532,21	11,99	14,41	3200	0,021	0,025	✓
13eme	6240,75	1018,67	1018,67	14,43	15,79	3200	0,027	0,030	✓
12eme	9469,43	1413,30	1413,30	15,98	16,86	3200	0,033	0,035	✓
11eme	12754,25	1740,14	1740,14	16,97	17,63	3200	0,038	0,040	✓
10eme	16039,07	2016,51	2016,52	18,28	18,46	3200	0,045	0,045	✓
9eme	19388,43	2256,46	2256,46	18,4	18,64	3200	0,049	0,050	✓
8eme	22810,73	2476,19	2476,19	18,33	18,64	3200	0,052	0,053	✓
7eme	26314,37	2686,19	2686,19	18,31	18,59	3200	0,056	0,056	✓
6eme	29818,01	2887,45	2887,45	18,76	18,71	3200	0,060	0,060	✓
5eme	33411,39	3076,34	3076,34	18,45	18,34	3200	0,062	0,062	✓
4eme	37102,91	3252,59	3252,59	18,05	17,87	3200	0,064	0,064	✓
3eme	40794,43	3413,02	3413,02	17,71	17,32	3200	0,066	0,064	✓
2eme	44592,49	3553,17	3553,17	16,18	16,02	3200	0,063	0,063	✓
1er	48525,76	3664,98	3664,98	13,95	14,03	3200	0,057	0,058	✓
RDC	53768,89	3744,54	3744,54	14,88	13,89	5100	0,041	0,039	✓

Vu les résultats obtenus les conditions θ_x et $\theta_y \leq 0,1$ est satisfaites, d'où les effets du 2° ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés.

IV.5. Conclusion :

Plusieurs modèles ont été analysés, correspondants à plusieurs dispositions des voiles, on a présenté le modèle final.

Les voiles de contreventement reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les portiques prennent, outre les sollicitations dues aux charges verticales, plus de 25% de l'effort tranchant dans chaque étage. Alors, le choix du coefficient de comportement global de la structure ($R=5$) est justifié.



Chapitre V:

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. Ferrailage des Poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées en flexion simple. Le ferrailage des poutres est donné par

l'organigramme de la flexion simple (voir annexe) pour les situations suivantes :

Situation durable : **ELU** : 1,35G+1,5Q, **ELS** : G+Q

Situation accidentelle : 0.8 G ± E, G + Q ± E.

V.2.1. Calcul des Armatures Longitudinales :

Le calcul de la section d'acier nécessaire se fait à l'aide du programme de calcul de la flexion simple.

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que les sections d'armatures calculées pour chaque type de poutres sous les différentes combinaisons de charge.

Tableau V-1 : Ferrailage Des Poutres.

	Niveaux	Section	situation	Position	M max(kNm)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	A ^{min} (cm ²)
Poutres Porteuses	Terrasse	40x60 (A-B-E)	ELU	Travée	143,90	6,18	0	12
			ELA	Appui	-228,06	0	8,53	12
		30x50 (C-D)	ELU	Travée	100,90	5,38	0	7,5
			ELU	Appui	-153,30	0	8,49	7,5
	E-C	40x60 (A-B-E)	ELA	Travée	383,94	14,88	0	12
			ELA	Appui	-455,10	0	17,96	12
		30x50 (C-D)	ELA	Travée	215,50	10,27	0	7,5
			ELA	Appui	-237,69	0	11,46	7,5
PNP	Terrasse	30x45	ELA	Travée	86,57	4,41	0	6,75
			ELA	Appui	-163,19	0	8,69	6,75
	E-C	30x45	ELA	Travée	206,83	11,32	0	6,75
			ELA	Appui	-247,72	0	13,96	6,75
PC	Terrasse	25x40	ELU	Travée	34,61	2,30	0	5
			ELU	Appui	-104,16	0	7,69	5
	E-C	25x40	ELU	Travée	41,18	2,77	0	5
			ELU	Appui	-104,16	0	7,69	5

V.2.1.1 Choix des Armatures :

Tableau V-2: Choix Du Ferrailage Final Des Poutres.

	Niveaux	Section	Position	As ^{max} (cm ²) (Zone courante)	As ^{max} (cm ²) zone de recouvrement	As ^{min} (cm ²)	As ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	As ^{adp} (cm ²)
Poutres Porteuses	Terrasse	40x60 (A-B-E)	Travée	96	144	12	6,18	6T16	12,06
			Appui	96	144	12	8,53	6T16	12,06
		30x50 (C-D)	Travée	60	90	7,5	5,38	5T14	7,69
			Appui	60	90	7,5	8,49	3T16+2T14	9,11
	E-C	40x60 (A-B-E)	Travée	96	144	12	14,88	3T20+3T16	15,45
			Appui	96	144	12	17,96	6T20	18,84
	30x50 (C-D)	Travée	60	90	7,5	10,27	3T16+3T14	10,64	
		Appui	60	90	7,5	11,46	6T16	12,06	
PNP	Terrasse	30x45	Travée	54	81	6,75	4,41	3T14+2T12	6,88
			Appui	54	81	6,75	8,69	3T16+2T14	9,11
	E-C	30x45	Travée	54	81	6,75	11,32	6T16	12,06
			Appui	54	81	6,75	13,96	3T20+3T14	14,04
PC	Terrasse	25x40	Travée	40	60	5	2,30	5T12	5,65
			Appui	40	60	5	7,69	3T14+3T12	8,01
	E-C	25x40	Travée	40	60	5	2,77	5T12	5,65
			Appui	40	60	5	7,69	3T14+3T12	8,01

V.2.1.2. Vérifications :

a) Condition De Non Fragilité :

Tableau V-3 : Vérification De La Condition De Non Fragilité.

	Section (cm ²)	As _{min} ^{choisi} (cm ²)	As _{min} (cm ²)	Vérification
Poutres Porteuses	40x60	12,06	2,13	Vérifiée
	30x50	7,69	1,33	Vérifiée
Poutre Non Porteuses	30x45	6,88	1,19	Vérifiée
Poutres de chaînage	25x35	5,65	0,77	Vérifiée

b) Vérification Vis à vis de L'ELS :

Tableau V-4 : Vérification Des Poutres à L'ELS.

	Niveaux	Section	Position	M _{ser} (KNm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Obs	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Obs
Poutres Porteuses	Terrasse	40x60 (A-B-E)	Travée	104,25	4,98	15	Oui	170,4	250	Oui
			Appui	-122,04	5,86		Oui	67,4		Oui
		30x50 (C-D)	Travée	73,91	6,58	15	Oui	231,3	250	Oui
			Appui	-111,59	9,91		Oui	107,3		Oui
	E-C	40x60 (A-B-E)	Travée	102,61	4,27	15	Oui	131,8	250	Oui
			Appui	-148,53	5,81		Oui	157,9		Oui
	30x50 (C-D)	Travée	62,09	4,97	15	Oui	142,3	250	Oui	
		Appui	-134,03	10,3		Oui	117,6		Oui	
PNP	Terrasse	30x45	Travée	43,63	4,84	15	Oui	171,6	250	Oui
			Appui	-55,47	5,83		Oui	167,1		Oui
	E-C	30x45	Travée	44,42	3,77	15	Oui	101,2	250	Oui
			Appui	-70,42	6,24		Oui	139,9		Oui
PC	Terrasse	25x40	Travée	25,40	4,25	15	Oui	139,7	250	Oui
			Appui	-76,29	11,9		Oui	125		Oui
	E-C	25x40	Travée	29,59	4,95	15	Oui	162,7	250	Oui
			Appui	-63,54	9,9		Oui	104,1		Oui

c) Vérification Des Contraintes Tangentielles :

Il faut vérifier que : $\tau_{bu} = \frac{Vu}{b d} \leq \overline{\tau}_{bu} = \min(0,10 f_{c28} ; 4MPa) = \min(2,5MPa ; 4MPa) = 2,5 MPa$

Tableau V.5: Vérification Des Contraintes Tangentielles.

Niveaux	Sections	Poutres	V _{max} (KN)	τ _{bu} (Mpa)	τ̄ _{bu} (Mpa)	Vérification
Terrasse	40x60	Porteuses	132,68	0,64	2,5	Oui
	30x50		118,06	0,87	2,5	Oui
	30x45	Non Porteuses,	88,16	0,73	2,5	Oui
	25x40	De chaînage	84,81	0,94	2,5	Oui
E-C	40x60	Porteuses	154,65	0,75	2,5	Oui
	30x50		130,86	0,97	2,5	Oui
	30x45	Non Porteuses	94,72	0,78	2,5	Oui
	25x40	De chaînage	86,88	0,97	2,5	Oui

d) Vérification De La Flèche :

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq f_{adm}$ Avec :

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

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

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

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau V.6: Vérification De La Flèche.

Niveaux	Sections	Poutres	Portée (m)	Δ f _T (mm)	f̄ ^{adm} (mm)	Observation
Terrasse	40x60	Porteuses	7,10	5,13	7,60	Vérifiée
	30x50		5,38	3,29	5,88	Vérifiée
	30x45	Non Porteuses,	6,70	0,93	7,20	Vérifiée
	25x40	De chaînage	4,61	0,36	5,11	Vérifiée
E-C	40x60	Porteuses	7,10	3,98	7,60	Vérifiée
	30x50		5,38	1,79	5,88	Vérifiée
	30x45	Non Porteuses	6,70	0,81	7,20	Vérifiée
	25x40	De chaînage	4,61	0,29	5,11	Vérifiée

V.2.2 Calcul des Armatures Transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE50 (f_e=500MPa).

Tableau V.7 : Le Choix Final Des Armatures Transversales Pour Les Poutres.

Poutre	Section (cm ²)	V _{max} (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91	RPA99		S _t ^{adopté} (cm)		A _s (cm ²)	Choix
				S _t (cm)	S _t (cm)	S _t (cm)	ZC	ZN		
					ZC	ZN				
Porteuses	40x60	154,65	0,75	40	30	15	10	20	1,80	4T8
	30x50	130,86	0,97	40	25	12,5	10	20	1,80	4T8
Non Porteuses	30x45	94,72	0,78	40	22,5	11,25	10	20	1,80	4T8
De chaînage	25x35	86,88	0,97	31,5	17,5	8,75	10	20	1,80	4T8

V.2.3 Schéma de Ferrailage des Poutres :

➤ Poutre Porteuses axes (A-B-E) :

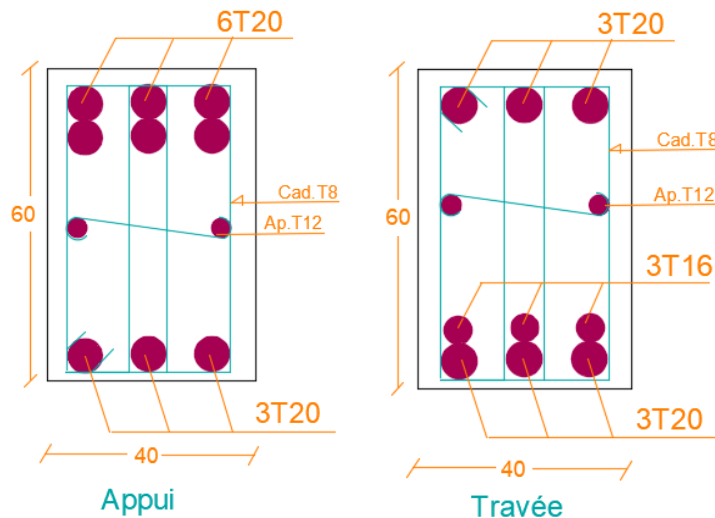


Figure V.1 : Ferrailage Des Poutres Porteuses Axes (A-B-E) Des étages courants.

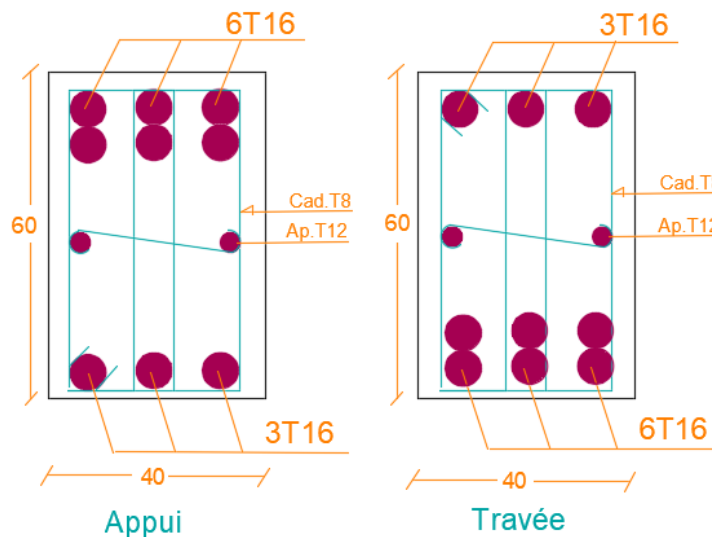


Figure V.2 : Ferrailage Des Poutres Porteuses Axes (A-B-E) Du Niveau Terrasse.

➤ Poutres Porteuses Axes (C-D) :

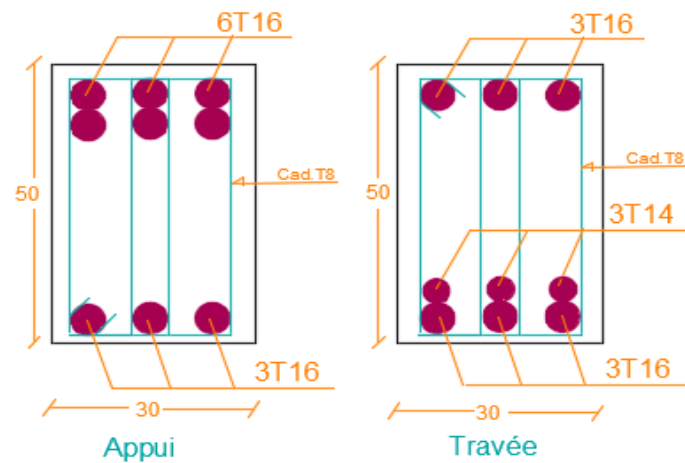


Figure V.3 : Ferrailage Des Poutres Porteuses Axes (C-D) Des étages courants.

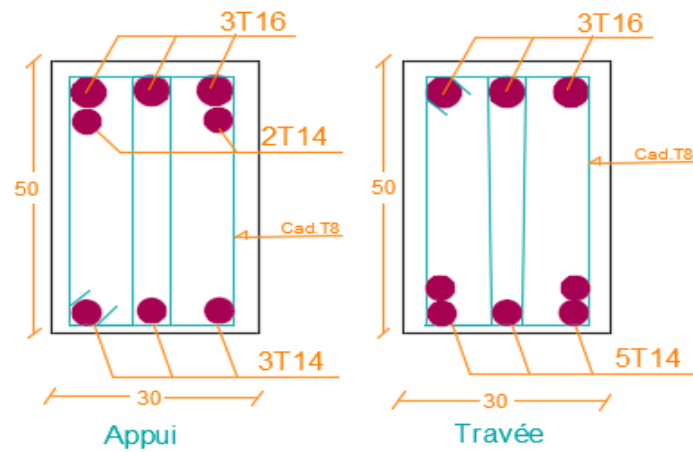


Figure V.4 : Ferrailage Des Poutres Porteuses Axes (C-D) Du Niveau Terrasse.

➤ Poutres Non Porteuses :

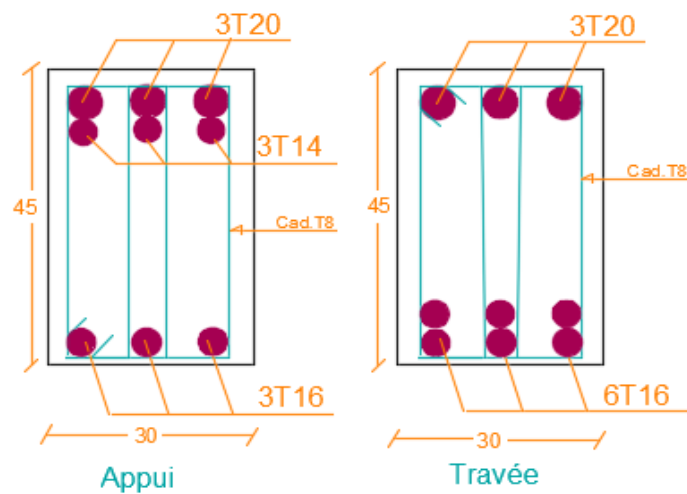


Figure V.5 : Ferrailage Des Poutres Non Porteuses Des étages courants.

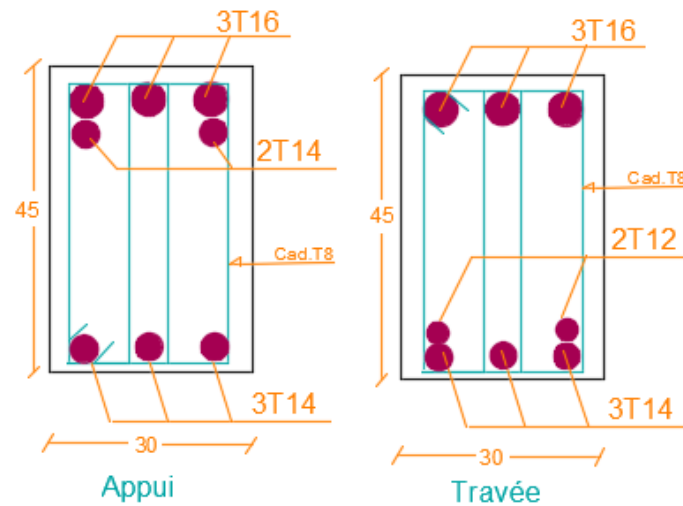


Figure V.6 : Ferrailage Des Poutres Non Porteuses Du Niveau Terrasse.

➤ Poutres De Chainage :

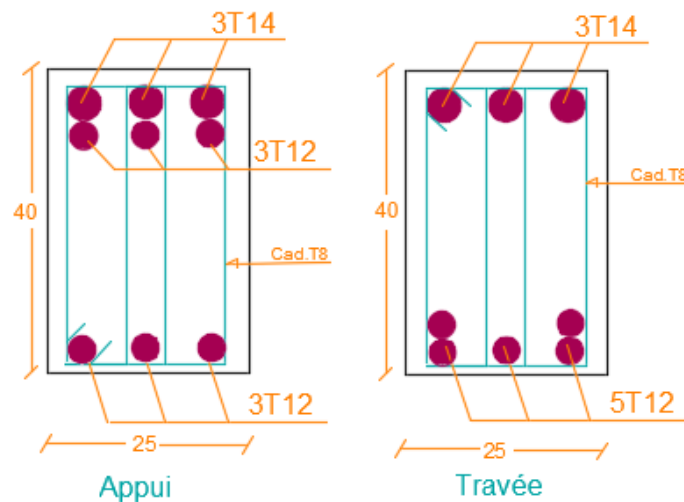


Figure V.7 : Ferrailage Des Poutres De chaînage Du Niveau Terrasse et E-C.

V.3. Ferrailage des Poteaux :

V.3.1. 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.

V.3.2. Recommandation de Calcul :

Tableau V.8 : Section D'armature Min et Max Selon les règlements suivants.

Section	BAEL91		CBA93	RPA99V2003		
	A_{min} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{CNF} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{max} (cm ²) ZC	A_{max} (cm ²) ZN
75x75	11,25	281,25	4,89	50,62	225	337,5
70x70	9,80	245,00	4,26	44,10	196	294
65x65	8,45	211,25	3,67	38,03	169	253,5
60x60	7,20	180,00	3,47	32,40	144	216
55x55	6,05	151,25	2,63	27,23	121	181,5
50x50	5,00	125,00	2,17	22,50	100	150
45x45	4,05	101,25	1,76	18,22	81	121,5
40x40	4,00	80,00	1,39	14,40	64	96
35x35	4,00	61,25	1,06	11,02	49	73,5
30x30	4,00	45,00	0,78	8,10	36	54

V.3.3. Calcul du Ferrailage Longitudinal :

Le tableau suivant regroupe le ferrailage le plus défavorable avec le couple d'effort (P et M) correspondant.

Tableau V.9 : Efforts Internes Et Section D'armature Calculée Pour Chaque Section De Poteau.

Sections (cm ²)	Sens	Le couple d'effort	Situation durable		Situation accidentelle		Par face $A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)
			$1,35G + 1,5Q$		$0,8G \pm E$		
			Effort (kN)	A_s (cm ²)	Effort (kN)	A_s (cm ²)	
75x75	y-y	p	-4319,41	0	249,14	14,52	14,52
		M	21,84		415,63		
70x70	y-y	p	-3996,23	0	85,70	13,96	13,96
		M	49,52		418,65		
65x65	x-x	p	-3412,42	0	-339,12	13,92	13,92
		M	44,85		-132,43		
60x60	x-x	p	-2786,24	0	219,23	12,12	12,12
		M	47,51		-172,13		
55x55	y-y	p	-2487,52	0	363,34	13,86	13,86
		M	45,76		-144,95		
50x50	x-x	p	-1923,45	0	-186,47	6,32	6,32
		M	47,13		174,92		
45x45	y-y	p	-1649,83	0	191,43	8,31	8,31
		M	45,79		173,76		
40x40	y-y	p	-1378,43	0	128,96	6,85	6,85
		M	38,90		103,68		
35x35	x-x	p	-850,45	0	-171,01	6,50	6,50
		M	35,58		-114,13		
30x30	y-y	p	-557,65	0	-83,14	7,46	7,46
		M	25,21		93,52		

V.3.4. Choix D'Armatures :

Tableau V.10 : Choix Des Armatures Des Poteaux.

Niveaux	Sections (cm ²)	A _{s min} (cm ²)	Choix d'armatures par face	A _{s^{adp}} (cm ²) par face	Choix d'armatures de la section	A _{s^{tot}} (cm ²)
RDC	75x75	50,62	3T20+2T25	20,36	12T20+4T25	58,44
1 ^{er} , 2 ^{eme}	70x70	44,10	2T25+2T20	16,08	4T25+8T20	44,75
3 ^{eme} , 4 ^{eme}	65x65	38,03	2T25+2T20	16,08	4T25+8T20	44,75
5 ^{eme}	60x60	32,40	2T25+2T16	13,83	4T25+8T16	35,70
6 ^{eme} , 7 ^{eme}	55x55	27,23	2T20+2T16	10,30	4T20+8T16	28,64
8 ^{eme}	50x50	22,50	3T20	9,42	8T20	25,12
9 ^{eme}	45x45	18,22	2T20+1T16	8,29	4T20+4T16	20,61
10 ^{eme} , 11 ^{eme}	40x40	14,40	3T16	6,03	8T16	16,08
12 ^{eme}	35x35	14,40	3T16	6,03	8T16	16,08
13 ^{eme} , 14 ^{eme}	30x30	14,40	3T16	6,03	8T16	16,08

V.3.5. Vérification a l'Etat Limite de Service :

Les contraintes admissibles sont données par :

➤ Béton :

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

➤ Acier :

- Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right)$

Avec :

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

On prend le cas le plus défavorable entre $N_{\text{max}}^{\text{ser}}$; $M_{\text{cor}}^{\text{ser}}$ et $N_{\text{cor}}^{\text{ser}}$; $M_{\text{max}}^{\text{ser}}$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau V.11 : Vérification Des Contraintes Pour Les Poteaux.

Sections (cm ²)	Sollicitation	σ_{bc} (MPa)		$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Sollicitation	σ_s (MPa)		$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
		x	y			x	y		
75x75	SEC	1,37	4,05	15	SEC SPC	9,39	/	250	Vérifiée
70X70	SEC	5,91	4,70	15	SPC	/	/	250	Vérifiée
65x65	SEC	2,44	5,19	15	SEC	/	/	250	Vérifiée
60X60	SEC	2,49	5,14	15	SEC	/	/	250	Vérifiée
55x55	SEC	1,53	5,54	15	SEC SPC	2,43	/	250	Vérifiée
50X50	SEC	2,78	5,98	15	SEC	/	/	250	Vérifiée
45x45	SEC	3,14	7,30	15	SEC	/	/	250	Vérifiée
40X40	SEC	4,04	8,87	15	SPC	23,90	49,00	250	Vérifiée
35x35	SEC	5,78	10,1	15	SPC	41,92	88,70	250	Vérifiée
30x30	SEC	5,41	8,88	15	SPC	113,6	215,8	250	Vérifiée

V.3.6. Vérification de l’Effort Tranchant :

Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

- T_u : L’effort tranchant 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 CBA93 :
- Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = \begin{cases} \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation durable} \\ \bar{\tau}_u = 4,35 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation accidentel le} \end{cases}$$

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = \begin{cases} \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation durable} \\ \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation accidentel le} \end{cases}$$

- 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'élanement 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 :

Tableau V.12 : Vérification De La Contrainte De Cisaillement Pour Les Poteaux.

Sections (cm^2)	T_u (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
75x75	93,39	0,26	1	2,5	Vérifiée
70x70	153,01	0,49	1	2,5	Vérifiée
65x65	151,19	0,59	1	2,5	Vérifiée
60x60	140,57	0,61	1	2,5	Vérifiée
55x55	140,24	0,72	1	2,5	Vérifiée
50x50	131,41	0,82	1	2,5	Vérifiée
45x45	129,48	0,99	1	2,5	Vérifiée
40x40	122,82	1,19	1,875	2,5	Vérifiée
35x35	133,96	1,45	1,875	2,5	Vérifiée
30x30	102,56	1,77	1,875	2,5	Vérifiée

a) Ferrailage Transversale des Poteaux :

Tableau V.13 : Espacement Maximal pour les poteaux Carrés Selon RPA.

Sections (cm^2)	Barre	ϕ_l (mm)	S_t (cm)	
			Z.N	Z.C
75x75	12T25	25	10	25
70x70	4T25+8T20	25	10	25
65x65	4T25+8T20	25	10	25
60x60	4T25+8T16	25	10	25
55x55	4T20+8T16	20	10	20
50x50	8T20	20	10	20
45x45	4T20+4T16	20	10	20
40x40	8T16	16	10	16
35x35	8T16	16	10	16
30x30	8T16	16	10	15

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau V.14 : Choix des Armatures Transversales Pour les Poteaux Carrés.

section	L_f (m)	T_u (kN)	Zone	S_t (cm)	A_t^{cal} (cm ²)	choix	A_t^{adp} (cm ²)
75x75	3,57	93,39	N	10	0,11	4T8	2,01
			C	25	0,27	4T8	2,01
70x70	2,24	153,01	N	10	0,18	4T8	2,01
			C	25	0,45	4T8	2,01
65x65	2,24	151,19	N	10	0,20	4T8	2,01
			C	25	0,50	4T8	2,01
60x60	2,24	140,57	N	10	0,20	4T8	2,01
			C	25	0,50	4T8	2,01
55x55	2,24	140,24	N	10	0,22	4T8	2,01
			C	20	0,44	4T8	2,01
50x50	2,24	131,41	N	10	0,23	4T8	2,01
			C	20	0,46	4T8	2,01
45x45	2,24	129,48	N	10	0,25	4T8	2,01
			C	20	0,50	4T8	2,01
40x40	2,24	122,82	N	10	0,26	4T8	2,01
			C	16	0,42	4T8	2,01
35x35	2,24	133,96	N	10	0,32	4T8	2,01
			C	16	0,51	4T8	2,01
30x30	2,24	102,56	N	10	0,29	4T8	2,01
			C	15	0,44	4T8	2,01

Longueur de Recouvrement :

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

Pour : T20..... $L_r = 125$ cm

T20..... $L_r = 100$ cm

T16..... $L_r = 80$ cm

T14..... $L_r = 70$ cm

V.3.7. Ferrailage des Poteaux du Sous-Sol :

Les poteaux du sous-sol sont calculés à la compression simple, le ferrailage est donné par :

$$A_s \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{\beta_r f_c 28}{0,9 \gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

a). Calcul de l'Effort Normal Pondéré

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal $N_u(\text{RDC}) = 3805,66$ kN

Charges permanentes :

Poids du plancher118,56 kN

Poids du poteau37,97 kN

Poids des poutres 17,15 kN

G=173,68 kN

Surcharge d`exploitation :

$$Q=387,10 \text{ kN}$$

$$Nu (\text{sous-sol}) = Nu(\text{rdc})+(1,35G+1,5Q) = 4644 \text{ kN}$$

b) Calcul Du Ferrailage :

Le poteau sous-sol est de section carre (75*75) cm^2

$$i = \frac{a}{2\sqrt{3}} = 21,65 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{0,7 \times 3,2 \times 10^2}{21,65} = 10,35 < 50$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{10,35}{35}\right)^2} = 0,835$$

$$\beta_r = (75 - 2)^2 = 5329 \text{ cm}^2$$

D`ou :

$$A_s \geq \left(\frac{4644 \times 10^3}{0,835} - \frac{5329 \times 10^2 \times 25}{0,9 \times 1,5} \right) \frac{1,15}{500}$$

$$A_s < 0$$

On prend donc $A_s = A_s^{min} = 0,9\%B = 50,63 \text{ cm}^2$

On prend **12T20+4T25=58,88 cm^2**

V.3.8. Schéma de Ferrailage Des Poteaux :

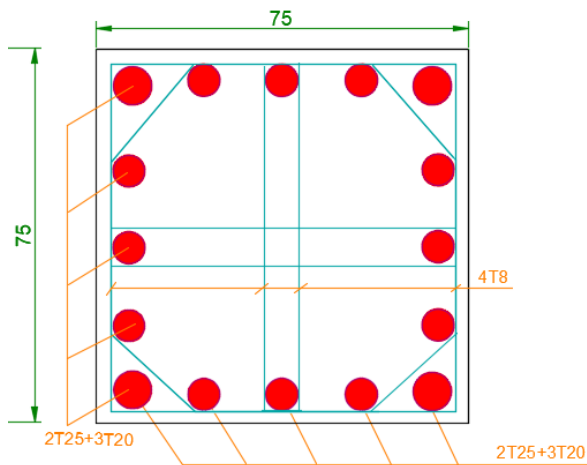


Figure V.8 : Schéma De Ferrailage Des Poteaux S-S et RDC.

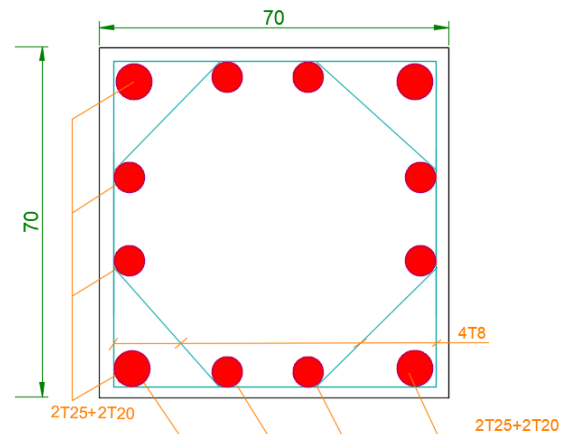


Figure V.9 : Schéma De Ferrailage Des Poteaux de 1^{er} et 2^{eme} étages.

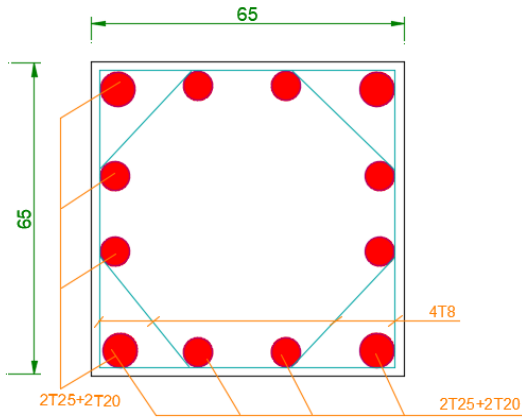


Figure V.10 : Schéma De Ferrailage Des Poteaux de 3^{eme} et 4^{eme} étages.

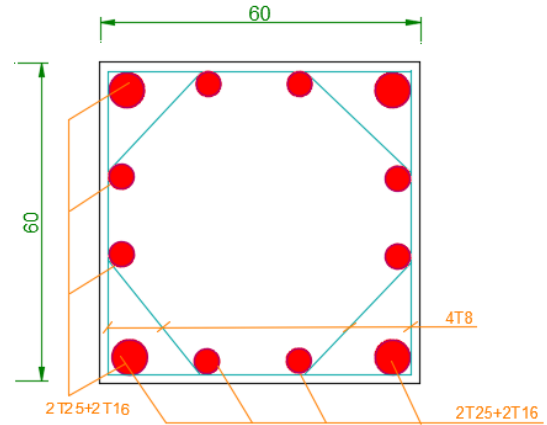


Figure V.11 : Schéma De Ferrailage Des Poteaux de 5^{eme} étage.

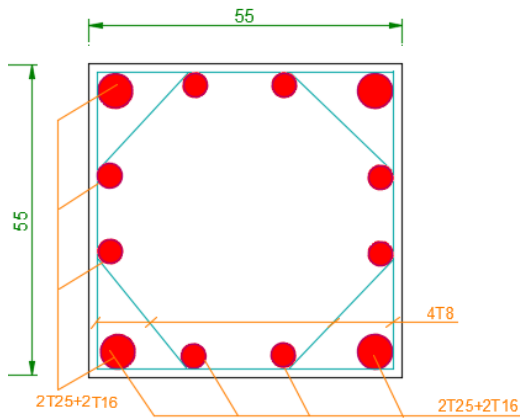


Figure V.12 : Schéma De Ferrailage Des Poteaux de 6^{eme} et 7^{eme} étages.

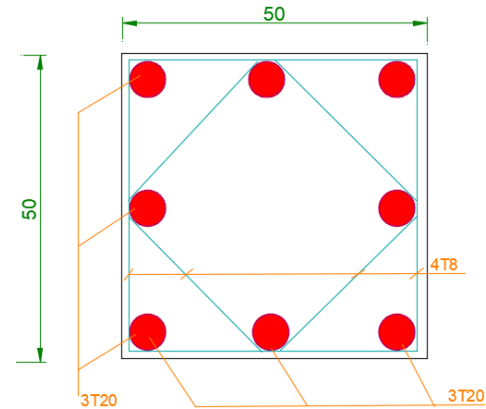


Figure V.13 : Schéma De Ferrailage Des Poteaux de 8^{eme} étage.

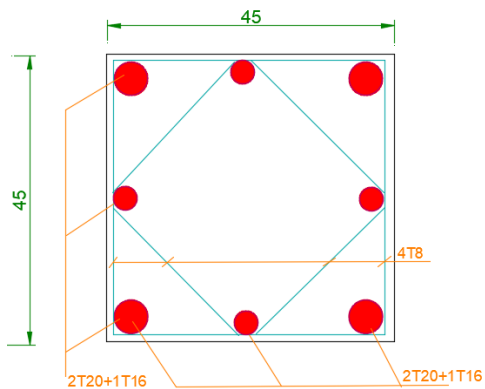


Figure V.14 : Schéma De Ferrailage Des Poteaux de 9^{eme} étage.

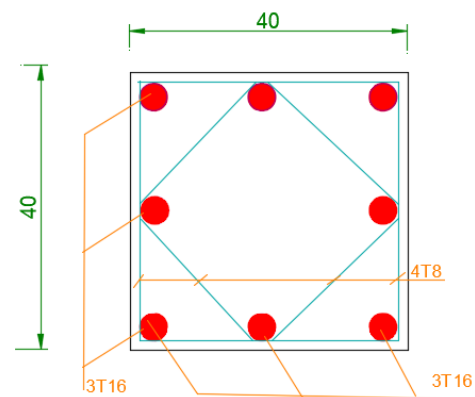


Figure V.15 : Schéma De Ferrailage Des Poteaux de 10^{eme} et 11^{eme} étages.

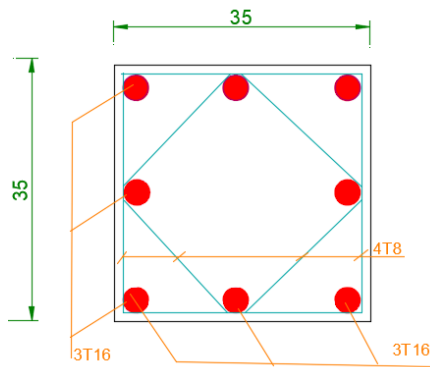


Figure V.16 : Schéma De Ferrailage Des Poteaux de 12^{ème} étage.

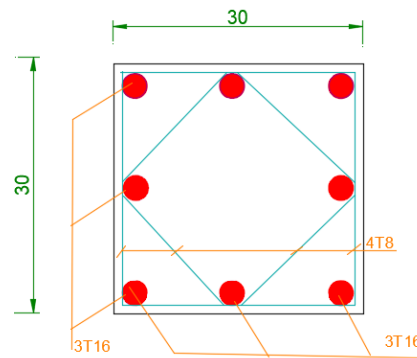


Figure V.17 : Schéma De Ferrailage Des Poteaux de 13^{ème} et 14^{ème} étages.

V.4. Ferrailage Des Voiles :

V.4.1 Introduction :

Les voiles sont des éléments de contreventement qui peuvent être définis comme des éléments tridimensionnels dont une dimension (épaisseur) est plus faible devant les deux autres.

Les voiles ont le rôle de reprendre les forces horizontales dues au vent « action climatique » ou au séisme « action géologique », ainsi que les charge verticales (au plus 20%) dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q).

Le RPA 99/Version2000 exige de mettre des voiles pour chaque structure en béton armé dépassant 3 niveaux ou 11 m de hauteur dans la zone III.

V.4.2 Type de sollicitations :

Le modèle le plus simple d'un voile plein est celui d'une console parfaitement encastree à sa base soumise à un effort normal N , un effort tranchant V , et un moment fléchissant M qui est maximum dans la section d'encastrement. Ce qui implique que les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement, leurs ferrailages sont composé d'armatures verticales et d'armatures horizontales.

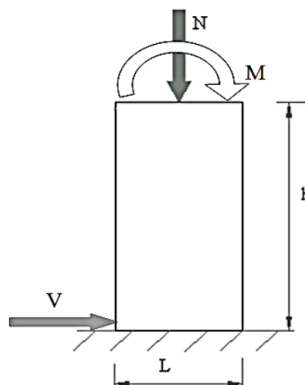


Figure V-18 : Les différents Types de sollicitations qui agissent sur les voiles.

V.4.3 Conception :

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte que l'excentricité soit minimum (TORSION).
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher)
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

V.4.4 Etapes de calcul :**V.4.4.1 Calcul de la contrainte limite ultime :**

Le calcul se fait pour le béton armé et non armé suivant ce tableau :

Tableau V-15 : Calcul de $\sigma_{u \text{ lim.}}$

	Notation	Unités	Voile armé verticalement	Voile non armé verticalement
Elancement	λ	/	$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
Section réduite	B_r	m^2	$d(a-0,02)$	
Pour $\lambda \leq 50$	α	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30} \right)^2}$
Pour $50 \leq \lambda \leq 80$			$0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$	
Effort limite ELU	$N_{u \text{ lim}}$	kN	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right]$
Contraintes limites	σ	kPa	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$

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.

V.4.4.2 Calcul des armatures verticales :

$$1) A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$$

Avec :

- $F_t = \sigma_i * S_i$

$$S_i = a * l_i$$

- a : l'épaisseur du voile.
- li : la longueur de la bande. $Li < \frac{he}{2}$; he : la longueur d'étage.

σ_i : Contrainte moyenne de la zone i.

- $\sigma_s = \frac{fe}{1,15}$ (Situation durable).

2) Les armatures de joint de bétonnage :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{fe}$$

Avec:

$$\bar{V} = 1,4 V_u^{cal}; V_u^{cal} = \tau_u * a * l (\tau_u = S_{12})$$

Le choix final des armatures verticales sera :

$$A_v = A_s + A_{vj}$$

La section d'acier minimale (cm²) :

Selon BAEL : 0,1% (a * l)

Selon RAP99/version 2003 : 0,2% (a * l)

V.4.4.3 Calcul des armatures horizontales :

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u * a * l * S_t}{0,8 * (0,8 * fe)} (\bar{\tau}_u = 1,4 S_{12})$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v$$

$$A_{hmin} = 0,15\% (a * l)$$

Le choix final des armatures horizontales sera :

$$A_h = \max (A_{h1}; A_{h2}; A_{hmin})$$

Disposition des voiles :

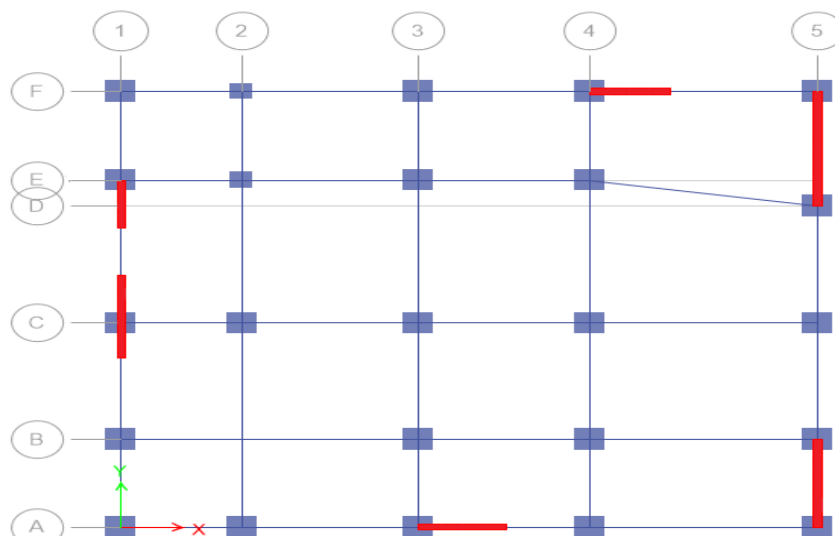


Figure V-19 : Disposition des voiles.

Les résultats du calcul de ferrailage sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Portique A :

L=2,20 m ; a=0,20 m

Armatures verticales :

Tableau V-16 : Calcul des armatures verticales.

Niveaux	Bande (m)	Si (m ²)	σ_i (Mpa)	Ft * 10 ⁶	As (cm ²)	τ_u (Mpa)	Avj (cm ²)	Av ^{cal} (cm ²)	Choix	Section (cm ²)
RDC,1 ^{er}	1	0,20	6,75	1,35	31,05	2,28	14,04	45,09	2*6T20+2T16	45,72
2 ^{ème} ,3 ^{ème}	1	0,20	5,73	1,14	26,36	2,06	12,68	39,05	2*4T20+4T16	41,20
4 ^{ème} ,5 ^{ème} ,6 ^{ème}	1	0,20	5,19	1,04	23,87	1,77	10,90	34,77	2*2T20+6T16	36,68
7 ^{ème} ,8 ^{ème} ,9 ^{ème}	1	0,20	4,42	0,88	20,33	1,29	7,94	28,28	2*4T16+4T14	28,38
10 ^{ème} ,11 ^{ème}	1	0,20	3,65	0,73	16,79	0,98	6,04	22,82	2*8T14	24,63
12 ^{ème} ,13 ^{ème} ,14 ^{ème}	1	0,20	2,02	0,40	9,29	0,74	4,56	13,85	2*8T12	18,08

Armatures horizontales :

Tableau V-17 : Calcul des armatures horizontales.

Niveaux	τ_u (Mpa)	A _{h1} (cm ²)	A _{h2} (cm ²)	A _{hmin} (cm ²)	A _h (cm ²)	Choix	A _h ^{adob} (cm ²)
RDC,1 ^{er}	2,28	8,77	30,06	6,6	30,06	2*14T12	31,65
2 ^{ème} ,3 ^{ème}	2,06	7,93	26,03	6,6	26,03	2*12T12	27,13
4 ^{ème} ,5 ^{ème} ,6 ^{ème}	1,77	6,81	23,18	6,6	23,18	2*12T12	27,13
7 ^{ème} ,8 ^{ème} ,9 ^{ème}	1,29	4,96	18,84	6,6	18,84	2*12T10	18,84
10 ^{ème} ,11 ^{ème}	0,98	3,77	15,21	6,6	15,21	2*12T10	18,84
12 ^{ème} ,13 ^{ème} ,14 ^{ème}	0,74	2,85	9,23	6,6	9,23	2*12T10	18,84

Portique F :

L=2 m ; a=0,20 m

Armatures verticales :**Tableau V-18 :** Calcul des armatures verticales.

Niveaux	Bande (m)	Si (m ²)	σ_i (Mpa)	Ft * 10 ⁶	As (cm ²)	τ_u (Mpa)	Avj (cm ²)	Av ^{cal} (cm ²)	Choix	Section (cm ²)
RDC,1 ^{er}	1	0,20	7,00	1,40	32,20	2,05	12,63	44,83	2*6T20+2T16	45,72
2 ^{ème} ,3 ^{ème}	1	0,20	6,02	1,21	27,69	2,13	13,12	40,84	2*4T20+4T16	41,20
4 ^{ème} ,5 ^{ème} ,6 ^{ème}	1	0,20	5,45	1,09	25,07	1,52	9,63	34,43	2*2T20+6T16	36,68
7 ^{ème} ,8 ^{ème} ,9 ^{ème}	1	0,20	4,58	0,92	28,33	1,28	7,26	28,33	2*4T16+4T14	28,38
10 ^{ème} ,11 ^{ème}	1	0,20	3,04	0,61	13,98	1,15	7,04	21,07	2*8T14	24,63
12 ^{ème} ,13 ^{ème} ,14 ^{ème}	1	0,20	1,88	0,36	8,64	0,69	4,25	12,89	2*8T12	18,08

Armatures horizontales :**Tableau V-19 :** Calcul des armatures horizontales.

Niveaux	τ_u (Mpa)	A _{h1} (cm ²)	A _{h2} (cm ²)	A _{hmin} (cm ²)	A _h (cm ²)	Choix	A _h ^{adob} (cm ²)
RDC,1 ^{er}	2,05	7,89	30,06	6	30,06	2*14T12	31,65
2 ^{ème} ,3 ^{ème}	2,13	8,20	26,03	6	26,03	2*12T12	27,13
4 ^{ème} ,5 ^{ème} ,6 ^{ème}	1,52	5,85	23,18	6	23,18	2*12T12	27,13
7 ^{ème} ,8 ^{ème} ,9 ^{ème}	1,28	4,93	18,84	6	18,84	2*12T10	18,84
10 ^{ème} ,11 ^{ème}	1,15	4,43	15,21	6	15,21	2*12T10	18,84
12 ^{ème} ,13 ^{ème} ,14 ^{ème}	0,69	2,65	9,23	6	9,23	2*12T10	18,84

Portique 5 :

L=3 m ; a=0,20 m

Armatures verticales :**Tableau V-20 : Calcul des armatures verticales.**

Niveaux	Bande (m)	Si (m ²)	σ_i (Mpa)	Ft * 10 ⁶	As (cm ²)	τ_u (Mpa)	Avj (cm ²)	Av ^{cal} (cm ²)	Choix	Section (cm ²)
RDC,1 ^{er}	1	0,20	5,97	1,19	27,46	1,93	11,88	39,35	2*4T20+4T16	41,20
2 ^{ème} ,3 ^{ème}	1	0,20	5,01	1,00	23,04	1,41	8,68	31,73	2*8T16	32,16
4 ^{ème} ,5 ^{ème} ,6 ^{ème}	1	0,20	4,11	0,82	18,91	0,97	5,97	24,60	2*8T14	24,62
7 ^{ème} ,8 ^{ème} ,9 ^{ème}	1	0,20	3,75	0,75	17,25	0,78	4,80	22,05	2*8T14	24,62
10 ^{ème} ,11 ^{ème}	1	0,20	2,18	0,44	10,03	0,67	4,13	14,16	2*8T12	18,04
12 ^{ème} ,13 ^{ème} ,14 ^{ème}	1	0,20	1,73	0,35	7,96	0,53	3,26	11,22	2*8T12	18,04

Armatures horizontales :**Tableau V-21 : Calcul des armatures horizontales.**

Niveaux	τ_u (Mpa)	A _{h1} (cm ²)	A _{h2} (cm ²)	A _{hmin} (cm ²)	A _h (cm ²)	Choix	A _h ^{adob} (cm ²)
RDC,1 ^{er}	1,93	7,43	27,46	11,82	27,46	2*13T12	29,93
2 ^{ème} ,3 ^{ème}	1,41	5,42	21,44	11,82	21,44	2*12T12	27,13
4 ^{ème} ,5 ^{ème} ,6 ^{ème}	0,97	3,73	16,41	11,82	16,41	2*12T10	18,84
7 ^{ème} ,8 ^{ème} ,9 ^{ème}	0,78	3,00	16,41	11,82	16,41	2*12T10	18,84
10 ^{ème} ,11 ^{ème}	0,67	2,58	12,03	11,82	12,03	2*12T10	18,84
12 ^{ème} ,13 ^{ème} ,14 ^{ème}	0,53	2,04	12,03	11,82	12,03	2*12T10	18,84

Portique 1 :

L=1,20 m ; a=0,20 m

Armatures verticales :**Tableau V-22 : Calcul des armatures verticales.**

Niveaux	Bande (m)	Si (m ²)	σ_i (Mpa)	Ft * 10 ⁶	As (cm ²)	τ_u (Mpa)	Avj (cm ²)	Av ^{cal} (cm ²)	Choix	Section (cm ²)
RDC,1 ^{er}	1	0,20	8,53	1,71	39,24	2,77	17,06	56,30	2*8T20+2T16	58,28
2 ^{ème} ,3 ^{ème}	1	0,20	7,82	1,56	35,97	2,47	15,22	51,19	2*6T20+4T16	53,76
4 ^{ème} ,5 ^{ème} ,6 ^{ème}	1	0,20	6,89	1,38	31,69	1,93	11,89	43,58	2*3T20+7T16	46,98
7 ^{ème} ,8 ^{ème} ,9 ^{ème}	1	0,20	5,81	1,16	26,73	1,02	6,28	33,01	2*5T16+5T14	35,48
10 ^{ème} ,11 ^{ème}	1	0,20	4,97	0,99	22,86	0,96	5,91	28,77	2*10T14	30,78
12 ^{ème} ,13 ^{ème} ,14 ^{ème}	1	0,20	3,16	0,63	14,54	0,77	4,74	19,28	2*10T12	22,60

Armatures horizontales :**Tableau V-23 : Calcul des armatures horizontales.**

Niveaux	τ_u (Mpa)	A _{h1} (cm ²)	A _{h2} (cm ²)	A _{hmin} (cm ²)	A _h (cm ²)	Choix	A _h ^{adob} (cm ²)
RDC,1 ^{er}	2,77	10,66	37,53	3,6	37,53	2*12T14	36,92
2 ^{ème} ,3 ^{ème}	2,47	9,51	34,13	3,6	34,13	2*12T14	36,92
4 ^{ème} ,5 ^{ème} ,6 ^{ème}	1,93	7,43	29,05	3,6	29,05	2*12T14	36,92
7 ^{ème} ,8 ^{ème} ,9 ^{ème}	1,02	3,93	22,01	3,6	22,01	2*12T12	27,12
10 ^{ème} ,11 ^{ème}	0,96	3,70	19,18	3,6	19,18	2*12T12	27,12
12 ^{ème} ,13 ^{ème} ,14 ^{ème}	0,77	2,96	12,85	3,6	12,85	2*12T10	18,84

Donc le choix final adopté pour les voiles de la direction x-x est :

Tableau V-24 : Choix final adopté pour les voiles de la direction x-x

	Armatures verticales	Armatures horizontales
RDC,1^{er}	2*6T20+2T16	2*14T12
2^{ème},3^{ème}	2*4T20+4T16	2*12T12
4^{ème},5^{ème},6^{ème}	2*2T20+6T16	2*12T12
7^{ème},8^{ème},9^{ème}	2*4T16+4T14	2*12T10
10^{ème},11^{ème}	2*8T14	2*12T10
12^{ème},13^{ème},14^{ème}	2*8T12	2*12T10

Et pour la direction y-y :

➤ **Portique 01 :**

Tableau V-25 : Choix final adopté pour les voiles de la direction y-y

	Armatures verticales	Armatures horizontales
RDC,1^{er}	2*8T20+2T16	2*12T14
2^{ème},3^{ème}	2*6T20+4T16	2*12T14
4^{ème},5^{ème},6^{ème}	2*3T20+7T16	2*12T14
7^{ème},8^{ème},9^{ème}	2*5T16+5T14	2*12T12
10^{ème},11^{ème}	2*10T14	2*12T12
12^{ème},13^{ème},14^{ème}	2*10T12	2*12T10

➤ **Portique 05 :**

Tableau V-26 : Choix final adopté pour les voiles de la direction y-y

	Armatures verticales	Armatures horizontales
RDC,1^{er}	2*5T16+7T14	2*13T12
2^{ème},3^{ème}	2*12T14	2*12T12
4^{ème} 9^{ème}	2*12T12	2*12T10
10^{ème} 14^{ème}	2*12T10	2*12T10

V.5 Schémas de ferrailage :

➤ Selon la direction x-x :

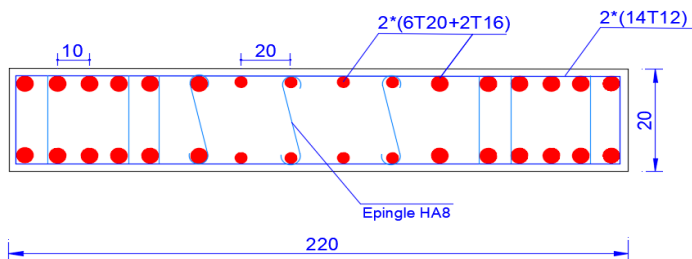


Figure V-20 : Schéma de ferrailage des voiles de RDC et 1^{er} étage selon x-x.

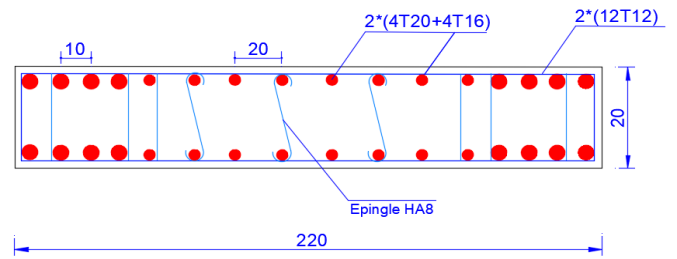


Figure V-21 : Schéma de ferrailage des voiles de 2^{ème} et 3^{ème} étage selon x-x.

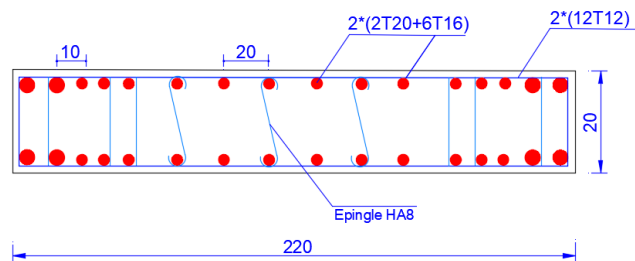


Figure V-22 : Schéma de ferrailage des voiles de 4^{ème} au 6^{ème} étage selon x-x.

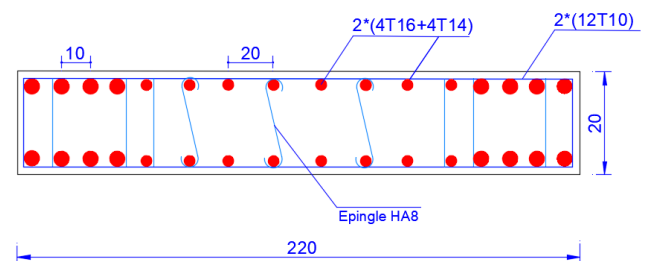


Figure V-23 : Schéma de ferrailage des voiles de 7^{ème} au 9^{ème} étage selon x-x.

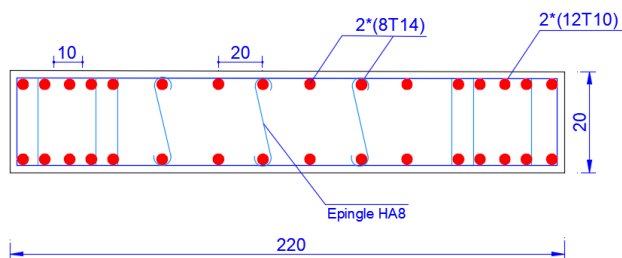


Figure V-24 : Schéma de ferrailage des voiles de 10^{ème} et 11^{ème} étage selon x-x.

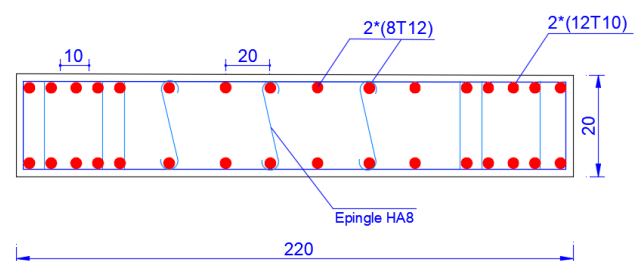


Figure V-25 : Schéma de ferrailage des voiles de 12^{ème} au 14^{ème} étage selon x-x.

➤ Selon la direction y-y :

Portique 01 :

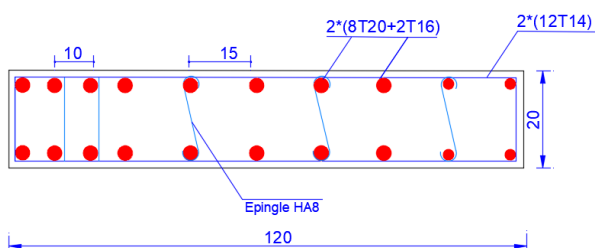


Figure V-26 : Schéma de ferrailage des voiles de RDC et 1^{er} étage selon y-y.

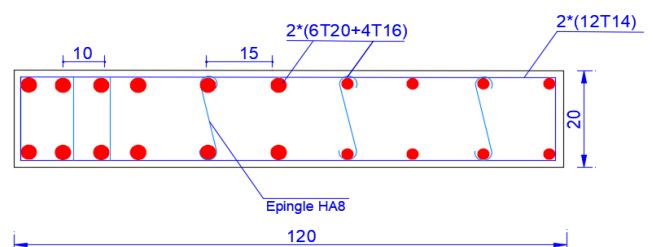


Figure V-27 : Schéma de ferrailage des voiles de 2^{ème} et 3^{ème} étage selon y-y.

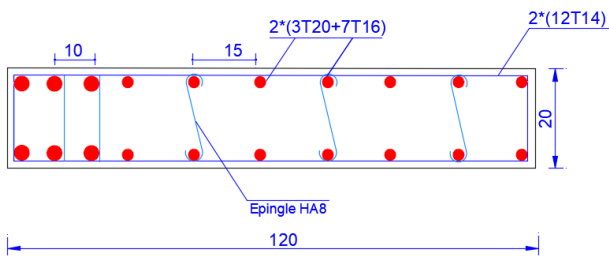


Figure V-28 : Schéma de ferrailage des voiles de 4^{ème} au 6^{ème} étage selon y-y.

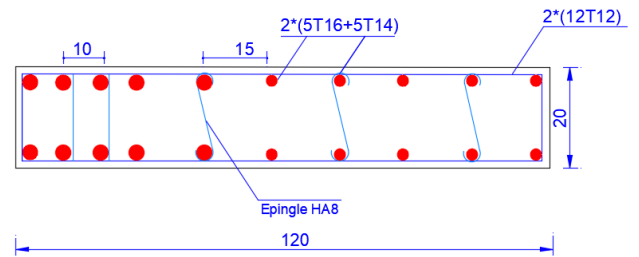


Figure V-29 : Schéma de ferrailage des voiles de 7^{ème} au 9^{ème} étage selon y-y.

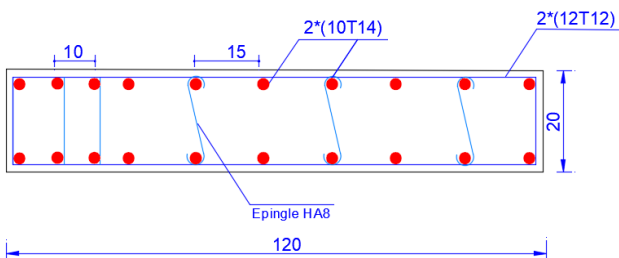


Figure V-30 : Schéma de ferrailage des voiles de 10^{ème} et 11^{ème} étage selon y-y.

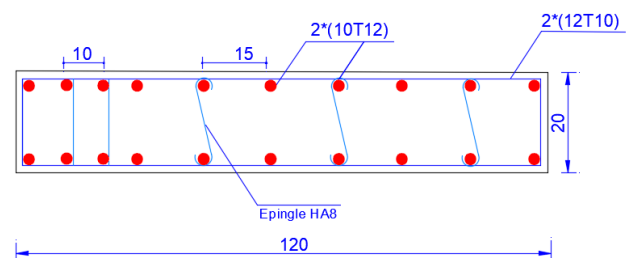


Figure V-31 : Schéma de ferrailage des voiles de 12^{ème} au 14^{ème} étage selon y-y.

Portique 05 : On prend une bande de 1m

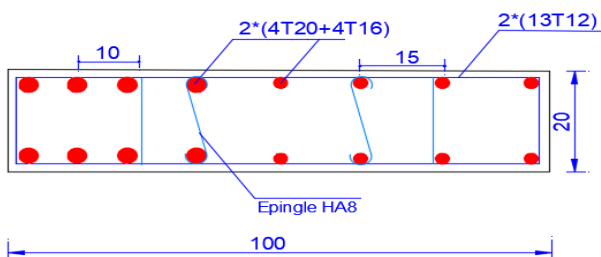


Figure V-32 : Schéma de ferrailage des voiles de RDC et 1^{er} étage selon y-y.

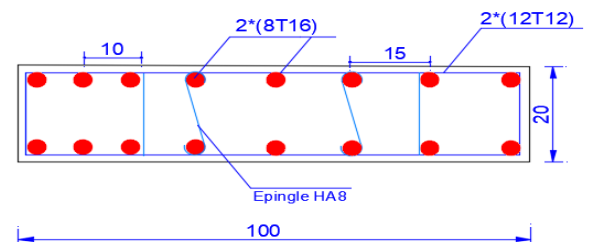


Figure V-33 : Schéma de ferrailage des voiles de 2^{ème} et 3^{ème} étage selon y-y.

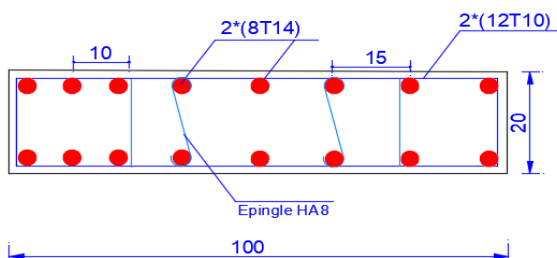


Figure V-34 : Schéma de ferrailage des voiles de 4^{ème} au 9^{ème} étage selon y-y.

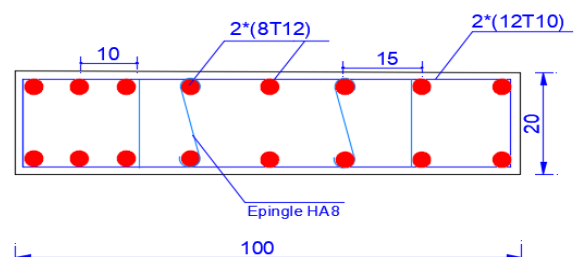


Figure V-35 : Schéma de ferrailage des voiles de 10^{ème} au 14^{ème} étage selon y-y.

V.6. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons calculé le ferrailage des éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles).



Chapitre VI:

VI.1. Introduction :

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise vers laquelle sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage. Donc elle constitue la partie essentielle de l'ouvrage.

VI.2. 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.3. 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.

- Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).
- Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

VI.4. Choix de type de fondation :

Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation

VI.5. 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 la fondation par les semelles 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.

VI.5.1 Semelle isolée sous poteaux :

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.

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

Pour les poteaux carré $a = b$ donc $A = B \Rightarrow S = (A)^2 = (B)^2$

D'où $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$; $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$

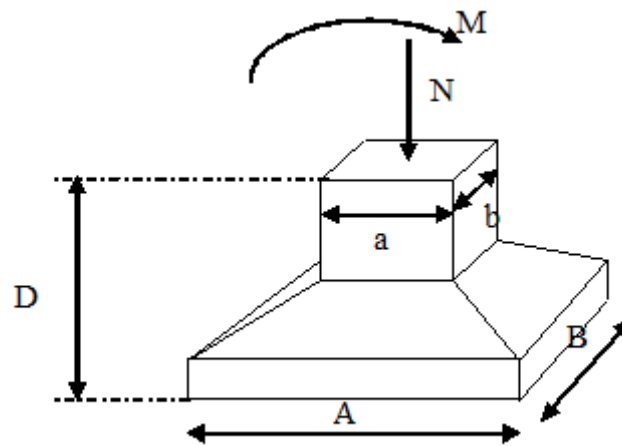


Figure VI.1: Dimensions de la semelle isolée.

L'effort normal total revenant à la base :

$$N_{ser} = 4644 \text{ kN}$$

$$D'où S \geq \frac{4644}{200} \Rightarrow S = 23,22 \text{ m} \Rightarrow A = \sqrt{S} \Rightarrow A = 4,82 \text{ m} \Rightarrow A = B = 4,82 \text{ m}$$

VI.5.1.1 Vérification de l'interférence entre deux semelles :

Il faut vérifier que : $L_{min} \geq 1,5 \times B$

Tel que : L_{min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux.

B : Largeur maximum de la semelle.

On a : $L_{min} = 3 \text{ m}$

$$1,5 \times B = 1,5 \times 4,82 = 7,23 \text{ m}$$

VI.5.1.2 Conclusion :

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VI.5.2 Semelles filantes :

Le recours à des semelles filantes se fait quand les poteaux et par conséquent les semelles dans une direction donnée sont proches les unes des autres de façon que la somme des contraintes des deux semelles au niveau du point d'interface dépasse la contrainte du sol.

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouvent dans la même ligne.

VI.5.2.1 La largeur « B » :

D'après le règlement BAEL91 modifiée 99 la largeur B de la semelle est comme suit :

$$B \geq \frac{N_T}{L \cdot \sigma_{sol}}$$

- B : largeur de la semelle.
- L : longueur de la semelle.
- N_T : effort normal total = $\sum N_i$ de chaque file de poteaux.
 - S : surface de la semelle $S = \frac{N_T}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{L \sigma_{sol}}$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI.1 : Sections des semelles filantes.

Files	N_T (kN)	L(m)	B(m)	B choisie (m)
1-1	2699,53	14,95	0,90	0,90
2-2	1486,29	14,95	0,49	0,50
3-3	3343,98	14,95	1,19	1,20
4-4	3146,51	14,95	1,05	1,05
5-5	2324,63	14,95	0,77	0,80

VI.5.2.2 Vérification de la semelle filante :

Il faut vérifier que : $\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} \leq 50\%$

$$\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} \leq 50\% \Rightarrow \frac{204,43}{343,12} = 0,59 \Rightarrow 59\% > 50\%$$

La surface totale de la semelle dépasse les 50% de la surface d'emprise du bâtiment.

Ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage.

VI.5.3 Radier général :

VI.5.3.1 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.

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

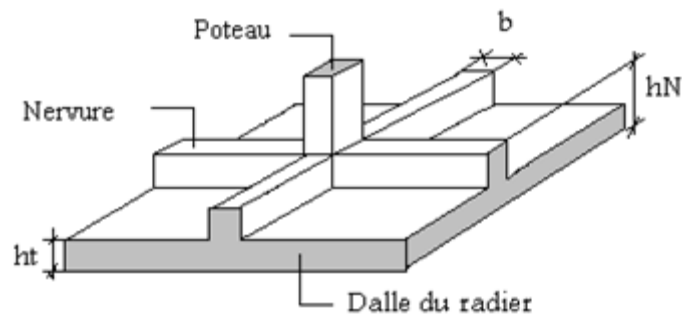


Figure VI.2: Radier.

VI.5.3.2 Pre-dimensionnement de radier :

➤ Dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

- **Condition forfaitaire :**

$$h_1 \geq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec :

L_{max} : la longueur maximale entre nus d'appuis

$$h_1 \geq \frac{6,65}{20} = 33,25cm \longrightarrow \mathbf{h_1 = 30 cm}$$

- **Condition de cisaillement :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28}; 3MPa) = 2,5MPa$$

$$\text{Avec : } T_u = \frac{q \cdot L}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u \cdot l \cdot m l}{S_{rad}}$$

$$N_u = 82647,69 KN \quad ; \quad L = 6,65m \quad ; \quad b = 1m$$

$$\tau_u = \frac{N_u \cdot L}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}_u$$

$$h \geq \frac{N_u \cdot L \cdot l \cdot m l}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9\bar{\tau}_u)} = 35,59cm$$

- **Conclusion:**

On prend $h \geq \text{Max}(h_1; h_2) = 35,59cm \longrightarrow \mathbf{h = 40cm}$

➤ **Nervure:**

- **Condition de coffrage :**

$$b \geq \frac{L_{max}}{10} \longrightarrow b \geq 66,5\text{cm} \text{ donc on opte } \mathbf{b=70\text{cm}}$$

- **La hauteur de nervure :**

1. Condition de la flèche :

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche :

$$\frac{L_{max}}{15} = 44,33\text{cm} \leq h_n \leq \frac{L_{max}}{10} 66,5\text{cm} \text{ donc on opte } \mathbf{h=50\text{cm}}$$

2. Condition de la raideur :

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la largeur définie par l'expression suivante :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \text{ Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

Avec :

E = 20000 MPa (module de young du béton)

K = 40 MPa (coefficient de raideur du sol pour un sol de densité moyenne)

B_s : largeur de la semelle en contact avec le sol (entre axe).

Donc on aura :

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48b_s K L_{max}^4}{b_n E \pi^4}} \Rightarrow h_r \geq 1,40\text{m}$$

$$h \geq \text{Max}(h_1; h_2) = \mathbf{140\text{cm}}$$

On prend: **h=140cm**

Le choix final:

- Epaisseur de la dalle du radier : **h=40cm**
- Les dimensions de la nervure : **h_n=140cm ; b_n=70cm**

VI.5.3.3. La surface de radier :

On a E.L.S:

$$N_{ser} = 62546,88 \text{ kN}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

N : sont tirés à partir du fichier du logiciel *ETABS17*

$$\text{Pour } \begin{cases} N = 62546,88 \text{ kN} \\ \sigma_{sol} = 0,2 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{On trouve } S \geq 312,73\text{m}^2$$

$$S_{BAT} = 343,12\text{m}^2$$

$$S_{nécessaire} = 312,73\text{m}^2 < S_{BAT} = 343,12\text{m}^2$$

La surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, il n'y'a pas lieu d'ajouter un débord.

Donc : la surface du radier est égale à 343,12 m²

VI.5.3.4. Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après le règlement C.B.A93, On vérifie la condition suivante :

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

Avec :

T_u: L'effort tranchant ultime

$$T_u = \frac{q_u}{2} \times l_{\max} \rightarrow \frac{N_u \times b}{S_{\text{radier}}} \times l_{\max}$$

N_u = N_u + 1,35 × Poids (radier) = 88046,70 kN

L : la longueur maximal d'une bande de 1m,

$$T_u = \frac{88046,7 \times 1 \times 6,65}{343,12 \times 2} = 853,22\text{kN}.$$

$$\tau_u = \frac{853,22 \times 10^3}{1000 \times 0,9 \times 400} = 2,37 = 1,36\text{MPa} \leq 2,5$$

Pas de risque de cisaillement.

VI.5.3.5. Vérification de l'effet de sous pression :

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la pression hydrostatique.

On doit vérifier :

$$W \geq \alpha \times \gamma \times h \times S_r$$

Avec :

W : Poids total du bâtiment à la base du radier

La charge permanente totale transmise au pied des poteaux et des voiles est de :

$$W = G_{\text{batiment}} + G_{\text{radier}} = 57343,72\text{kN}$$

α: Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement (α = 1.5).

γ : Poids volumique de l'eau (γ = 10kN/m³).

h : Profondeur (h = 2 m).

S_r : Surface du radier (S_r = 343,12 m²)

$$h_s = 1,5 \times 10 \times 2 \times 343,12 = 10293,60\text{kN} < W = 57343,72\text{kN}.$$

Aucun de risque de soulèvement du bâtiment sous l'effet de la pression hydrostatique.

- **Vérification au non poinçonnement :**

D'après CBA93. (article A.5.2.4.2) on doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq Q_u = 0,045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}.$$

Avec :

N_u : Effort normal du poteau ou voile le plus sollicité.

U_c : Périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

a, b : Dimensions du poteau du RDC (75x75)cm².

Q_c : charge de calcul pour le poteau le plus sollicité.

h : hauteur de radier.

- **Voile :**

$$N_u = 3207,42 \text{ kN.}$$

$$\mu_c = 2 [(L + a) + 2h]$$

$$\mu_c = 2 [(20 + 394) + 2 \times 140] = 1388 \text{ cm.}$$

$$N_u = 3207,42 \text{ kN} < Q_u = 14574 \text{ kN.} \dots\dots\dots \text{la condition est vérifiée.}$$

- **Poteau :**

$$N_u = 4319,41 \text{ kN}$$

$$\mu_c = 2 [(a + b) + 2h]$$

$$\mu_c = 2 [(75 + 75) + 2 \times 140] = 860 \text{ cm.}$$

$$N_u = 4319,41 \text{ kN} < Q_u = 9030 \text{ kN.} \dots\dots\dots \text{la condition est vérifiée.}$$

VI.5.3.6 Caractéristiques géométriques du radier :

- **Position du centre de gravité :**

$$X_G = 8,58 \text{ m.}$$

$$Y_G = 7,21 \text{ m.}$$

- **Moments d'inertie :**

$$I_{xx} = 7990,1 \text{ m}^4.$$

$$I_{yy} = 7990,1 \text{ m}^4.$$

VI.5.3.7 Vérification de la stabilité du radier :

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage vis-à-vis des efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5 $\left(\frac{M_s}{M_R} > 1,5 \right)$

Avec :

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre, et éventuellement des terres.

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

M_0 : Moment à la base de la structure.

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'ouvrage de la structure.

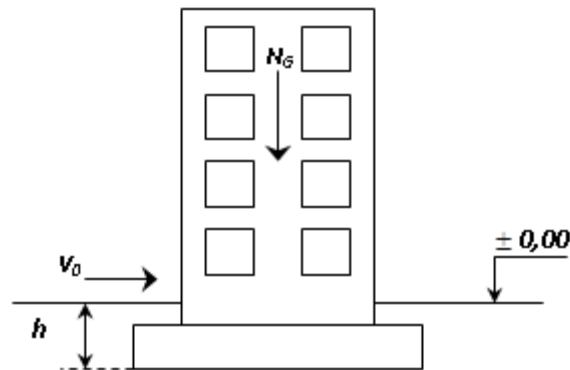


Figure VI.3 : Schéma statique du bâtiment.

- **Sens x-x :**
 $M_0=62789,52 \text{ kN.m}$; $V_0=3748,13 \text{ kN}$; $h=3,2 \text{ m}$.
 Donc: $M_R=74783,54 \text{ kN.m}$
 $N=N_G+N_Q$

Avec:

- $N_G=N_{G1}+N_{G2}$
- N_{G1} : Poids propre de la structure.
- N_{G2} : Poids propre du radier.
- N_Q : Poids de la surcharge d'exploitation de la structure.

A.N:

$N_Q=9120,95\text{kN}$
 $N_G=57343,72\text{KN}$
 $N= 66464,67\text{kN}$
 $M_s=N.x_G=570266,86 \text{ kN.m}$
 $\frac{M_s}{M_R} = 7,63 > 1,5 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

- **Sens y-y :**
 $M_0=64563,26\text{KN.m}$; $V_0= 3744,54\text{kN}$; $h=3,2 \text{ m}$
 Donc: $M_R=76545,79 \text{ kN.m}$
 $M_s=N.y_G=479210,27 \text{ kN.m}$
 $\frac{M_s}{M_R} = 6,26 > 1,5 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

➤ **Conclusion :**

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5, donc notre structure est stable dans les deux sens.

VI.5.3.8. Vérification des contraintes sous le radier :

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol, déterminée par les différents essais in-situ et au laboratoire : $\sigma_{sol}=0,2$ MPa.

Les contraintes du sol sont données par :

a. Sollicitation du premier genre :

$$\text{À l'ELS : } \sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{63107,66}{343,12} = 183,92 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 183,92 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

b. Sollicitation du second genre :

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

V : fibre la plus éloigner.

On vérifie que :

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$.

σ_2 : Reste toujours positive pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33\sigma_{sol}.$$

- E.L.U :

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

M : est le moment de renversement.

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$$

Tableau VI.2 : Contraintes sous le radier à l'E.L.U.

	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)$ (kN/m ²)
Sens x-x	240,04	49,85	192,49
Sens y-y	241,46	48,43	193,20
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 266$

- **E.L.S :**

$N_{ser} = 30490,385 \text{ kN}$

$\sigma_{sol} = 250 \text{ kN/m}^2$

Tableau VI.3 : Contraintes sous le radier à l'E.L.S.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	201,14	10,94	153,59
Sens y-y	202,56	9,53	154,30
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 266$

➤ **Conclusion :**

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

c. Détermination des sollicitations les plus défavorables :

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

E.L.U : $\sigma_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 193,20 \text{ kN/m}^2$

E.L.S : $\sigma_{ser} = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 154,30 \text{ kN/m}^2$

VI.5.3.9. Ferrailage du radier :

Le radier se calcule comme un plancher renversé, donc le ferrailage de la dalle du radier se fait de la même manière que celui du plancher.

La fissuration est considérée préjudiciable.

VI.5.3.9.1. Ferrailage de la dalle du radier :

a. Détermination des efforts :

1) Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle,

pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$M_x = \mu_x q L_x^2$ sens de la petite portée.

$M_y = \mu_y M_x$ sens de la grande portée.

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

▪ **Panneau de rive :**

- Moment en travée :

$M_{tx} = 0,85 M_x$

$M_{ty} = 0,85 M_y$

- Moment sur appuis :

$M_{ax} = M_{ay} = 0,3 M_x$ (appuis de rive)

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x \quad (\text{autres appuis})$$

▪ **Panneau intermédiaire :**

- Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,75 M_x$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y$$

- Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x$$

2) Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

- Moment en travée : $M_t = 0,85 M_0$

- Moment sur appuis : $M_a = 0,5 M_0$

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

b. Valeur de la pression sous radier :

• **E.L.U :** $q_u = \sigma_m^u \cdot 1\text{m} = 193,2\text{kN/m}$

• **E.L.S :** $q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1\text{m} = 154,3\text{kN/m}$

c. Moment en travée et sur appuis à l'ELU ($v = 0$) :

$$L_x = 7,40\text{m}.$$

$$L_y = 7,95\text{m}.$$

On a le rapport des panneaux $0,4 < \frac{L_x}{L_y} = 0,93 < 1,0 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens. On

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

➤ **Calcul des moments :**

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

$$\alpha = 0,93 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0384 \\ \mu_y = 0,9545 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 185,472\text{kNm} \\ M_y = \mu_y M_x = 177,033\text{kNm} \end{cases}$$

- **Moments en travées :** (panneau de rive)

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 157,65\text{kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 150,48\text{kN.m}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = 0,5 M_x = 92,74\text{kN.m} \quad (\text{appui intermédiaire})$$

$$M_{ay} = 0,3 M_y = 88,52\text{kN.m} \quad (\text{appui de rive})$$

d. Moment en travée et sur appuis à l'ELS (v=0,2) :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,93 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0457 \\ \mu_y = 0,9694 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 176,28 \text{ kNm} \\ M_y = \mu_y M_x = 170,88 \text{ kNm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x = 149,838 \text{ kNm} \\ M_{ax} = 0,5 M_x = 88,14 \text{ kNm} \\ M_{ty} = 0,85 M_y = 145,248 \text{ kNm} \\ M_{ay} = 0,3 M_y = 51,264 \text{ kNm} \end{cases}$$

e. Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se calcule avec le moment maximum en travée et sur appuis.

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 435 \text{ MPa}$; $b = 100 \text{ cm}$;
 $h = 36 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 32,4 \text{ cm}$.

Tableau VI.4 : Ferrailage des panneaux du radier.

	Sens	$M_u(\text{kNm})$	μ	α	Z(cm)	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$	$S_t(\text{cm})$
Travée	x-x	157,65	0,152	0,208	24,75	14,65	10T14	15,4	10
	y-y	150,48	0,145	0,197	24,86	13,91	10T14	15,4	10
Appui	x-x	92,74	0,089	0,117	25,73	8,29	8T12	9,04	15
	y-y								

▪ **Espacement :**

$$Esp \leq \text{Min} (3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min} (108\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

- Sens x-x : $S_t = \frac{100}{10} = 10\text{cm} < 33\text{cm}$, On prend $S_t = 10 \text{ cm}$.

- Sens y-y : $S_t = \frac{100}{10} = 10\text{cm} < 33\text{cm}$ On prend $S_t = 10 \text{ cm}$.

f. Vérifications nécessaires :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,12 \text{ cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée.

- **Vérification des contraintes à l'E.L.S :**

Tableau VI.5 : Vérification des contraintes à l'E.L.S.

	Sens	M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	149,84	15,4	11,3	15	401,4	201,63	Non vérifiée
	y-y	145,25	15,4	11		389,1		Non vérifiée
Appuis	x-x	88,14	9,04	8,72		395,9		Non vérifiée
	y-y							

On trouve que l'ELS est non vérifié alors on va augmenter, la section d'acier.

Tableau VI.6 : Correction de la section d'acier.

	Sens	M_{ser} (kN.m)	Choix	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	149,84	10T20	31,4	7,67	15	200,3	201,63	Vérifiée
	y-y	145,25	10T20	31,4	7,43		194,1		Vérifiée
Appuis	x-x	88,14	10T16	20,1	5,78		15		182,2
	y-y								

Remarque :

La séparation entre les deux nappes est assurée par des armatures de diamètre T12 généralement, appelées **CHAISES**, donc on prévoit : **4 chaises de T12 / m²**.

g. Schéma ferrailage :

- Sur appuis :

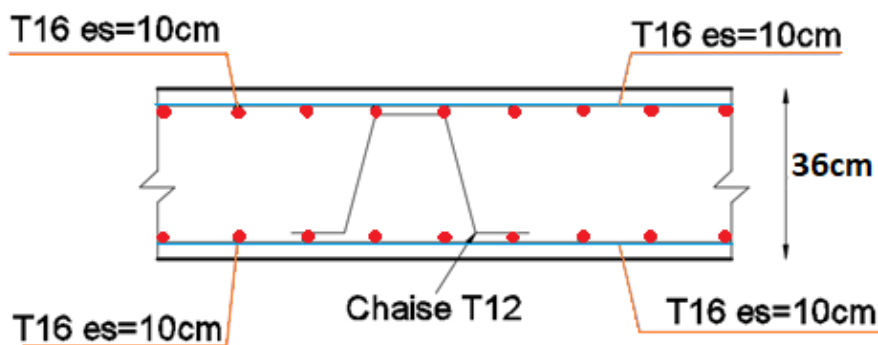


Figure VI.4 : Schéma de ferrailage de la dalle du radier sur appuis.

- Sur travées :

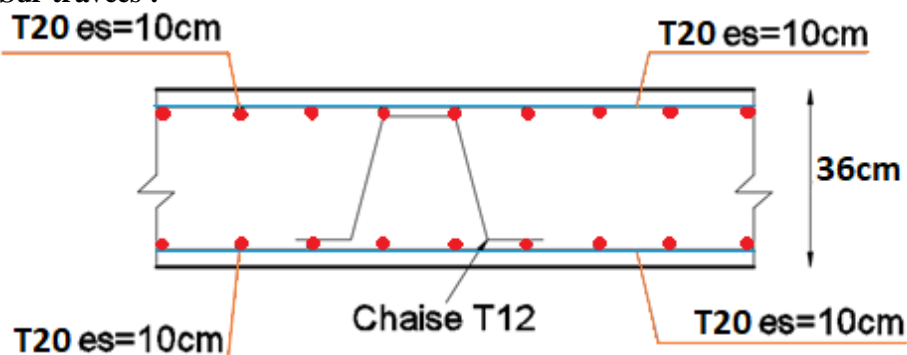


Figure VI.5 : Schéma de ferrailage de la dalle du radier sur travée.

VI.5.3.9.2. Ferrailage des nervures :

a. Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (BAEL91 modifier 99)

On a $M_0 = \frac{QL^2}{8}$

- En travée : $M_t = 0,85 M_0$
- Sur appuis : $M_t = 0,50 M_0$

b. Calcul des armatures :

$b = 70 \text{ cm} ; h = 140 \text{ cm} ; d = 126 \text{ cm}$

- Sens (x-x) :

Tableau VI.7 : Ferrailage des nervures sens (x-x).

	$M_u(\text{kNm})$	μ	α	Z(cm)	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$
Travée	415,68	0,028	0,036	141,93	6,73	6T12	6,78
Appuis	244,52	0,017	0,021	142,76	3,94	4T12	4,52

- Sens (y-y) :

Tableau VI.8 : Ferrailage des nervures sens (y-y).

	$M_u(\text{kNm})$	μ	α	Z(cm)	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$
Travée	434,36	0,03	0,038	141,84	7,04	5T14	7,7
Appuis	255,5	0,017	0,022	142,74	4,11	5T12	5,65

c. Vérifications nécessaires :

- Condition de non fragilité :

$$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 6,95 \text{ cm}^2 < 9,24 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

- Vérification des contraintes à l'E.L.S :

Tableau VI.9 : Vérification des contraintes à l'E.L.S.

	Sens	M_{ser} (kN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	331,98	3,55	15	326,4	201,63	Non vérifiée
	y-y	346,90	3,51		300,9		Non vérifiée
Appuis	x-x	195,28	2,51		285,7		Non vérifiée
	y-y	204,06	2,29		239,8		Non vérifiée

On trouve que l'E.L.S est non vérifié alors on augmente la section d'acier

Tableau VI.10 : Correction de la section d'acier.

	Sens	M _{ser} (kN.m)	Choix	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} MPa	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	331,98	5T16+2T12	2,72	15	181,9	201,63	Vérifiée
	y-y	346,90	5T16+2T12	2,84		190,1		Vérifiée
Appuis	x-x	195,28	5T14	1,93		169		Vérifiée
	y-y	204,06	5T14	2,02		177,1		Vérifiée

d. Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

Avec : $T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{193,20 \times 5,1}{2} = 492,66.kN$

$$\tau_u = \frac{492,66 \times 10^3}{500 \times 1440} = 0,68.MPa < \bar{\tau}_u = 2,5MPa \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

e. Armatures transversales :

- Selon BAEL 91 modifié 99 :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{ij}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40cm) = 40cm$$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa\right) = 0,4MPa$$

- Selon RPA99 / Version 2003 :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = 14,4.cm \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 80.cm \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\phi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,6cm$$

f_e=500MPa ; τ_u=0,68MPa ; f_{i28}=2,1Mpa ; b=50cm ; d=144cm

On trouve :

S_t=10cm. Zone nodale.

$S_t=20\text{cm}.....\text{Zone courante.}$

$$A_t \geq 1,5 \text{ cm}^2$$

On prend : $5T8=2,5 \text{ cm}^2$

f. Armatures de peau :

Les armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties sur les parements des poutres de grande hauteur, leur section est au moins $3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

On a $h=135 \text{ cm}$

Donc:

$$A_p = 3 \times 1,6 = 4,8 \text{ cm}^2$$

On choisit $A_p= 5T12$

g. Schéma de ferrailage :

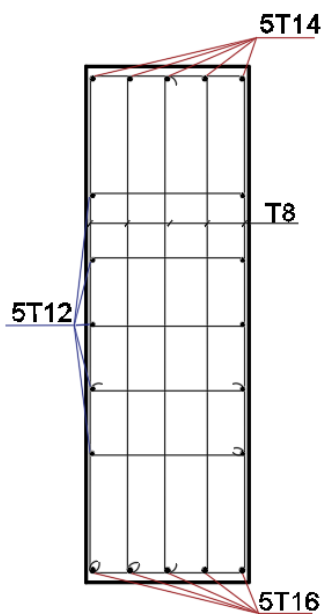


Figure VI.6 : Schéma de ferrailage des nervures sur appuis.

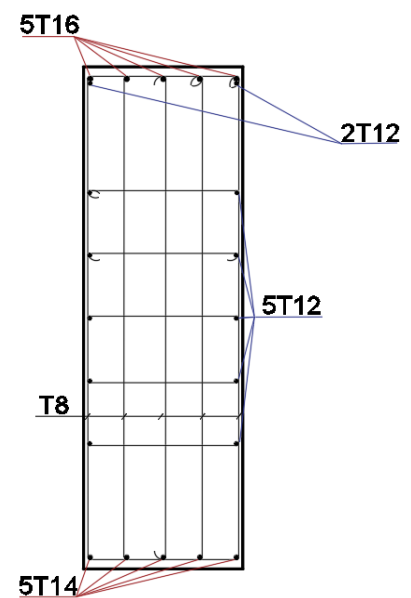


Figure VI.7 : Schéma de ferrailage des nervures sur travées.

Chapitre VII:

VII.1. INTRODUCTION :

Le mur-rideau (aussi appelé « façade rideau ») est un type de façade légère. C'est un mur de façade qui assure la fermeture de l'enveloppe du bâtiment sans participer à sa stabilité (les charges étant transférées à la fondation principale par des raccordements aux planchers ou aux colonnes du bâtiment). Les panneaux sont donc appuyés, étage par étage, sur un squelette fixe.

VII.2. Façade rideau :

La façade rideau est une façade légère qui assure l'enveloppe d'un bâtiment sans participer à sa stabilité. Ce type de façade est constitué d'une ossature – montants et traverses – le plus souvent en profilés en alliage d'aluminium et/ou parfois en acier et de remplissages vitrés ou opaques montés sur celle-ci. La façade rideau se caractérise comme suit :

- Elle est fixée sur la face externe de l'ossature porteuse du bâtiment,
- Son poids propre et les charges qu'elle supporte sont transmis à l'ossature par l'intermédiaire d'attaches à travers des raccordements aux planchers et/ou aux éléments porteurs verticaux de l'ouvrage.

On distingue la façade rideau de la façade semi-rideau et de la façade panneau en fonction de sa position vis-à-vis du nez du plancher et des ouvrages verticaux de structure :

- La façade rideau est fixée sur la face externe de l'ossature porteuse du bâtiment et file devant les nez de plancher. Elle assure l'étanchéité à l'air et à l'eau sur toute sa surface (figure 1 et 2).
- La façade semi-rideau se constitue de deux parois, une intérieure lourde et l'autre extérieure légère, et n'existe que lorsque la structure du bâtiment comporte des allèges béton ou maçonneries. Elle est alternativement constituée de bandes horizontales étanches, et de remplissages vitrés ou opaques non obligatoirement étanches situés devant les allèges (figure 4).
- La façade panneau est utilisée pour remplir les vides laissés par l'ossature. Dans le murrideau au contraire, l'ossature est cachée derrière la paroi, elle n'intervient pas pour composer la façade (figure 3). L'ossature de la façade rideau est appelée l'ossature secondaire et celle de l'ouvrage l'ossature primaire (voir figure 1).

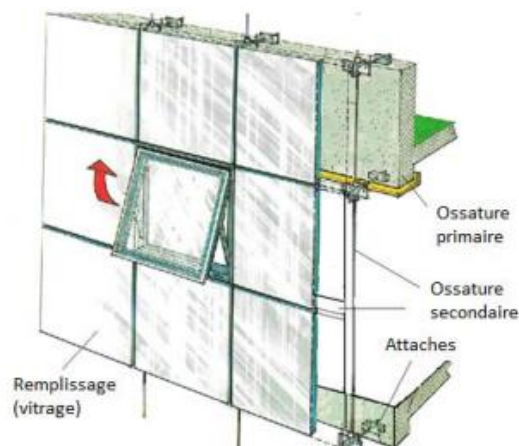


Figure VII.1: Schéma d'une façade rideau



Figure VII.2: Façade rideau



Figure VII.3: Panneau façade

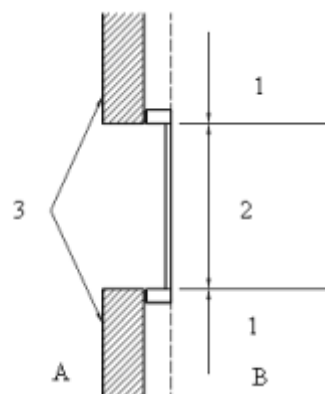


Figure VII.4: Façade semi-rideau

Légende pour la figure VII.4:

A Intérieur.

B Extérieur.

1 Zone de façade n'assurant pas l'étanchéité à l'air et/ou à l'eau.

2 Zone de façade assurant l'étanchéité à l'air et à l'eau.

3 Mur maçonné assurant l'étanchéité à l'air et à l'eau.

VII.3. Dimensionnement des éléments de la façade rideau :

VII.3.1. Charges du vent :

L'effet du vent sur une construction a une grande influence sur la stabilité du revêtement.

Pour cela une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- La forme géométrique et les ouvertures de la structure
- La région
- L'intensité
- La direction

L'organigramme suivant représente le travail à effectuer afin de déterminer les pressions dues au vent.

Données relatives au site

- Le site du projet se trouve à la wilaya de boumerdes (RNV 99/2013)

Zone I..... $q_{réf} = 37.5 \text{ daN/m}^2$

- Le site est plat $C_t(Z) = 1$

Tableau VII.1 : catégorie de terrain

Catégorie	KT	Z_0	Z_{min}	ϵ
IV	0.24	1	16	0.46

Paramètres de calcul :

La hauteur de référence est donnée par la figure VII.5.

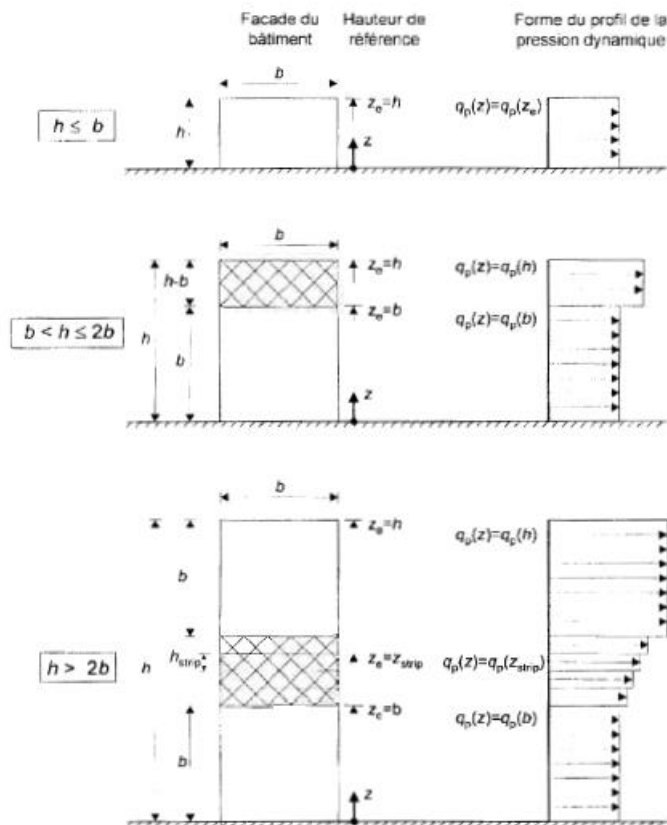


Figure VII.5 : Hauteur de référence Z_e selon le RNV 99/2013

Suivant la figure 2.1 du RNV 99/2013 puisque $h < b$ donc la hauteur de référence

$$Z_e = h = 19.27m$$

Les actions du vent s'exerçant sur la façade pour un vent perpendiculaire

- ❖ Les effets du vent sont étudiés conformément à la réglementation « Règlement neige et Vent » RNV99-version 2013. L'effet du vent par unité de surface est donné par la formule suivante :

$$w(ze) = q_p [C_{pe} - C_{pi}] \quad [daN/m^2]$$

Avec : $w(z_i)$: Pression aérodynamique du vent.

q_p : pression dynamique.

C_{pe} : Coefficient de pression extérieur.

C_{pi} : Coefficient de pression intérieur.

VII.3.1.1 Coefficient dynamique C_d :

Le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

Il dépend de la hauteur et la largeur de la structure, ainsi que du matériau de la structure.

Chapitre VII : Etude Technique d'un Mur Rideau

La structure du bâtiment étant une structure en Béton armé, dont la hauteur supérieure à 15m, on prend : $C_d=0.915$

VII.3.1.2 Pression dynamique q_p :

$$q_p(z_e) = q_{\text{réf}} \times C_e(z_e) \dots \dots \dots \text{[daN/m}^2\text{]}$$

Avec :

$q_{\text{réf}}$: La pression dynamique de référence pour les constructions permanentes, donnée en Fonction de la zone du vent.

C_e : Coefficient d'exposition au vent, en fonction du coefficient de rugosité (C_r), et Coefficient de topographie (C_t).

Z_e : hauteur de référence.

VII.3.1.3 Coefficient de rugosité (C_r) :

Le coefficient de rugosité traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse Moyenne du vent.

$$C_r(z_e) = K_T \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \quad \text{Pour } Z_{\text{min}} < Z < 200\text{m}$$

VII.3.1.4 Intensité de turbulence $I_v(z)$:

L'intensité de la turbulence est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent :

$$I_v(z_e) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} \quad \text{Pour } Z > Z_{\text{min}}$$

VII.3.1.5 Coefficient d'exposition(C_e) :

Le coefficient d'exposition au vent $C_e(z_e)$ tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol. En outre, il tient compte de la nature turbulente du vent.

$C_e(z_j)$ est donnée par :

$$C_e(z) = C_t(z)^2 \times C_r(z)^2 \times (1 + 7I_v(z))$$

Après avoir défini tous les coefficients qui permettent de prendre en compte les différents effets provoqués par le vent, on peut calculer la pression dynamique.

Chapitre VII : Etude Technique d'un Mur Rideau

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VII.2 : Calcul du vent selon les deux directions.

	RDC	1^{ER}	2eme	3eme
H(m)	5,10	8,30	11,50	14,70
Cr	0,39	0,51	0,59	0,66
I_v	0,61	0,47	0,41	0,37
C_e	0,80	1,12	1,35	1,56
q_p	30,00	42,00	50,63	58,50
Vent selon X (N/m²)	315	441	531,6	614,3
Vent selon Y (N/m²)	345	483	582,3	672,8

VII.3.2. Calcul de l'épaisseur du vitrage :

La pression du vent de calcul est utilisée dans les formules pour déterminer une épaisseur e_1 .

Un facteur de réduction c lié au type de châssis est appliqué et le produit ($e_1 \times c$) est multiplié par un facteur d'équivalence $\varepsilon_1, 2, 3$, dépendant du type de vitrage.

La somme et des épaisseurs nominales et/ou équivalentes des composants du vitrage doit être au moins égale au produit ($e_1 \times c \times \varepsilon$).

A partir des épaisseurs déterminées précédemment, on calcule une épaisseur équivalente e_2 , utilisée pour la vérification de la flèche. Si la flèche dépasse la valeur admissible, l'épaisseur des composants doit être augmentée jusqu'au respect de l'ensemble des exigences.

- Dimensionnement de l'épaisseur de vitrage :

$$a/b < 2,5$$

$$q_u = 1,5w = 1,5 \times 672,8 = 1009,2 \text{ N/m}^2$$

$$e_{Tmin} = 1,5(a \cdot b \cdot q_u / 93)^{0,5} = 1,5(1,5 \times 1,1 \times 1009,2 / 93)^{0,5} = 6,35 \text{ mm}$$

$$\text{Comme } e_t = e_1 + e_2 \geq e_{Tmin}$$

$$\text{On prendra } e_1 = e_2 = 6 \text{ mm}$$

Chapitre VII : Etude Technique d'un Mur Rideau

Vérification a l'ELS :

Tableau VII.3 : Vérification a l'ELS.

vitrage	extérieur	Intérieur
monolithique	$f_1 = \frac{axq_{1s}xb^4}{e_1^3}$	$f_2 = \frac{axq_{2s}xb^4}{e_2^3}$
application	<p>a/b=1,36 ; α=1,166</p> <p>$q_{1s}=W(1-\delta\varepsilon\gamma\phi/2)$</p> <p>W=672,5 N/m²</p> <p>$q_{1s}=339,61 \text{ N/m}^2$</p> <p>D`ou $f_1 = 3,45\text{mm}$</p> <p>$f_{adm} = \min(\frac{b}{60} = 18,33\text{mm}; 30\text{mm})$</p> <p>$f_1 < f_{adm}$</p>	<p>a/b=1,36 ; α=1,166</p> <p>$q_{2s}=W(\delta\varepsilon\gamma\phi)$</p> <p>W=672,5 N/m²</p> <p>$q_{2s} = 665,78\text{N/m}^2$</p> <p>D`ou $f_2 = 6,76\text{mm}$</p> <p>$f_{adm} = \min(\frac{b}{60} = 18,33\text{mm}; 30\text{mm})$</p> <p>$f_2 < f_{adm}$</p>

Vérification a l'ELU :

Tableau VII.4 : Vérification a l'ELU.

vitrage	Extérieur	intérieur
monolithique	$\sigma_1 = \frac{axq_{1u}xb^2}{e_1^2}$	$\sigma_2 = \frac{axq_{2u}xb^2}{e_2^2}$
application	<p>a/b=1,36 ; β=0,456</p> <p>$q_{1u}=1,5W(1-\delta\varepsilon\gamma\phi/2)$</p> <p>W=672,5 N/m²</p> <p>$q_{1u} = 254,71 \text{ N/m}^2$</p> <p>D`ou $\sigma_1 = 18,49\text{MPa}$</p> <p>σ=50MPa</p> <p>$\sigma_1 < \sigma$</p>	<p>a/b=1,36 ; β=0,456</p> <p>$q_{2u}=1,5W(\delta\varepsilon\gamma\phi)$</p> <p>W=672,5 N/m²</p> <p>$q_{2u} = 978,32\text{N/m}^2$</p> <p>D`ou $\sigma_2 = 49,32\text{mm}$</p> <p>σ=50MPa</p> <p>$\sigma_2 < \sigma$</p>

On optera pour les vitrages extérieur et intérieur une épaisseur égale à **6mm**.

VII.4. Dimensionnement des montants et traverses :

Les montants et les traverses sont des profilés en aluminium. Les constantes des matériaux à adopter dans les calculs des alliages d'aluminium couverts par le présent DTR sont prises en compte de la manière suivante :

- Module d'élasticité : $E = 70\,000\text{ N/mm}^2$;
- Module de cisaillement : $G = 27\,000\text{ mm}$;
- Coefficient de Poisson : $\nu = 0.3$;
- Coefficient de dilatation thermique linéaire : $\alpha = 23 \times 10^{-6}\text{ par }^\circ\text{C}$;
- Masse unitaire : $\rho = 2700\text{ kg/m}^3$.

VII.4.1. Dimensionnement du montant :

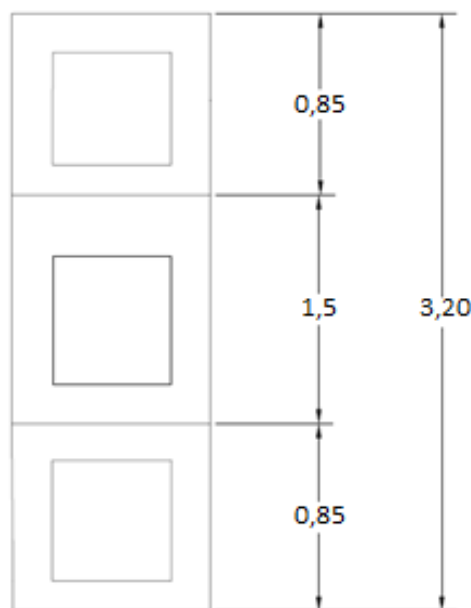


Figure VII.6 : Dimensionnement du montant.

- Du 1^{er} au 3^{eme} étage :

A l'ELS, la flèche maximale sous l'action du vent q (vent) ne doit pas dépasser : $\min(l/200 ; 15\text{mm}) = \min(16\text{mm} ; 15\text{mm})$ soit 15mm.

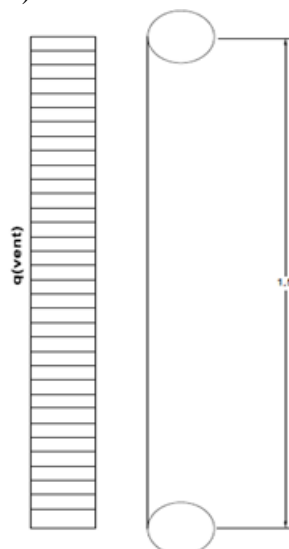


Figure VII.7 : Distribution des charges sur le montant.

Chapitre VII : Etude Technique d'un Mur Rideau

Selon l'axe de grande inertie, on doit vérifier : $f = 5ql^4 / 384EI \leq 15mm$.

$$q(\text{vent}) = 672,8 \times 1,1 = 740,08 \text{ N/m}^2$$

$$\frac{5(740,08 \times 10^{-3})(3,20 \times 10^3)^4}{15 \times 384 \times 70000} \leq I \text{ D'ou } I \geq \mathbf{96,23cm^4}$$

D'après le tableau des nomenclatures des profilés donné en annexe On opte pour un montant de 120mm (meneau 52 003) d'inertie $I_y = 214.86 \text{ cm}^4$.

VII.4.2. Dimensionnement de la traverse :

A l'ELS le calcul se fait selon l'axe de plus forte inertie, la flèche se calcul selon la formule suivante $\min (l/200 = 5,5mm ; 15mm)$ soit 5,5mm.

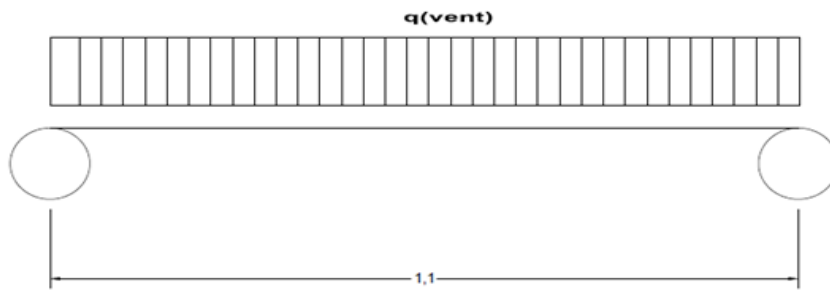


Figure VII.8 : Distribution des charges sur la traverse.

$$q(\text{vent}) = 672,8 \times 1,44 = 968,83 \text{ N/ml}$$

$$\text{Vérification : } \frac{5(968,83 \times 10^{-3})(1,1 \times 10^3)^4}{5,5 \times 384 \times 70000} \leq I \text{ D'ou } I_y \geq \mathbf{4,80cm^4}$$

D'après le tableau des nomenclatures des profilés donné en annexe On opte pour une traverse 52013 d'inertie $13,73cm^4$ convient (traverse 33mm).

VII.5. conclusion :

Dans ce chapitre nous avons donné une idée générale sur la façade rideau et du dimensionnement des éléments constructifs de cette dernière.

CONCLUSION GENERALE

Ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

On a utilisé le logiciel ETABS afin d'interpréter les résultats qui nous ont permis d'aboutir au ferrailage des différents éléments de construction.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Par ailleurs, cette étude nous a permis de constater 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'étude de l'infrastructure, elle est conçue en radier général du fait de la faible portance du sol support et l'importance de la structure et cela pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.
- Le revêtement de façade avec un mur rideau est une solution moderne qui contribue à donner un aspect esthétique a la façade mais qui demande une étude pour éviter des accidents grave.

Finalement, nous estimons que ce modeste travail sera une référence pour d'autres projets de fin d'études.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Pour l'élaboration de ce travail nous avons utilisé :

Règlements :

- Règlement Parasismique Algérien (**RPA 99/ version 2003**), Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique.
- Eurocode 8, Design of Structures for Earthquake Resistance: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings, EN1998-1:2003, British Standards Institution, London, 2003.
- DTU Règles BAEL 91 révisées 99 règle de calcul DTU P 18-702. Février 2000.
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé. CBA93, Ministère de l'Habitat.
- Document technique réglementaire (DTR) de conception et mise en œuvre des façades rideaux.

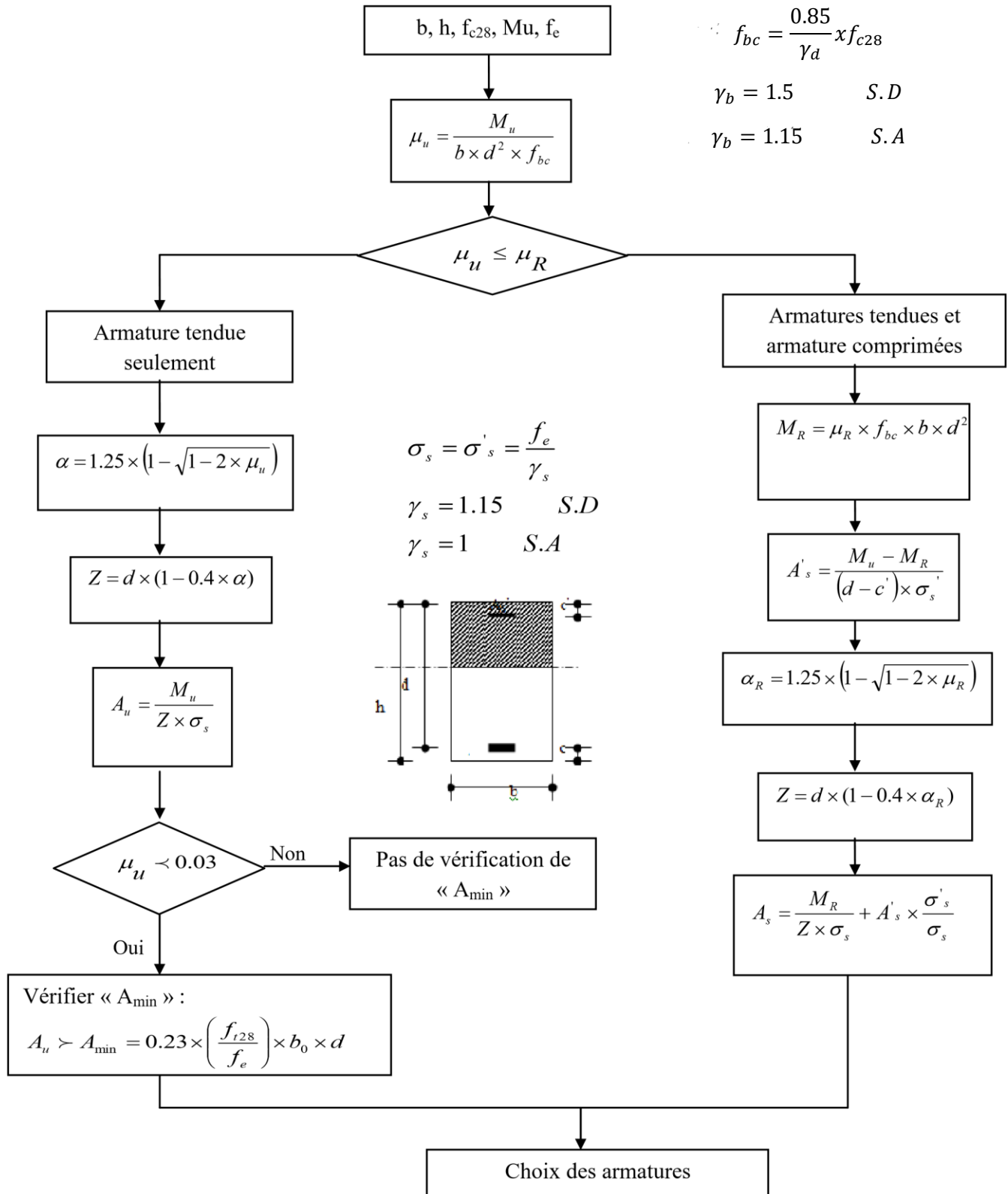
Logiciels :

- Logiciel de SAP 2000.
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC.
- EXCEL 2016.
- WORD 2016.
- AUTO CAD 2017.

ANNEXES

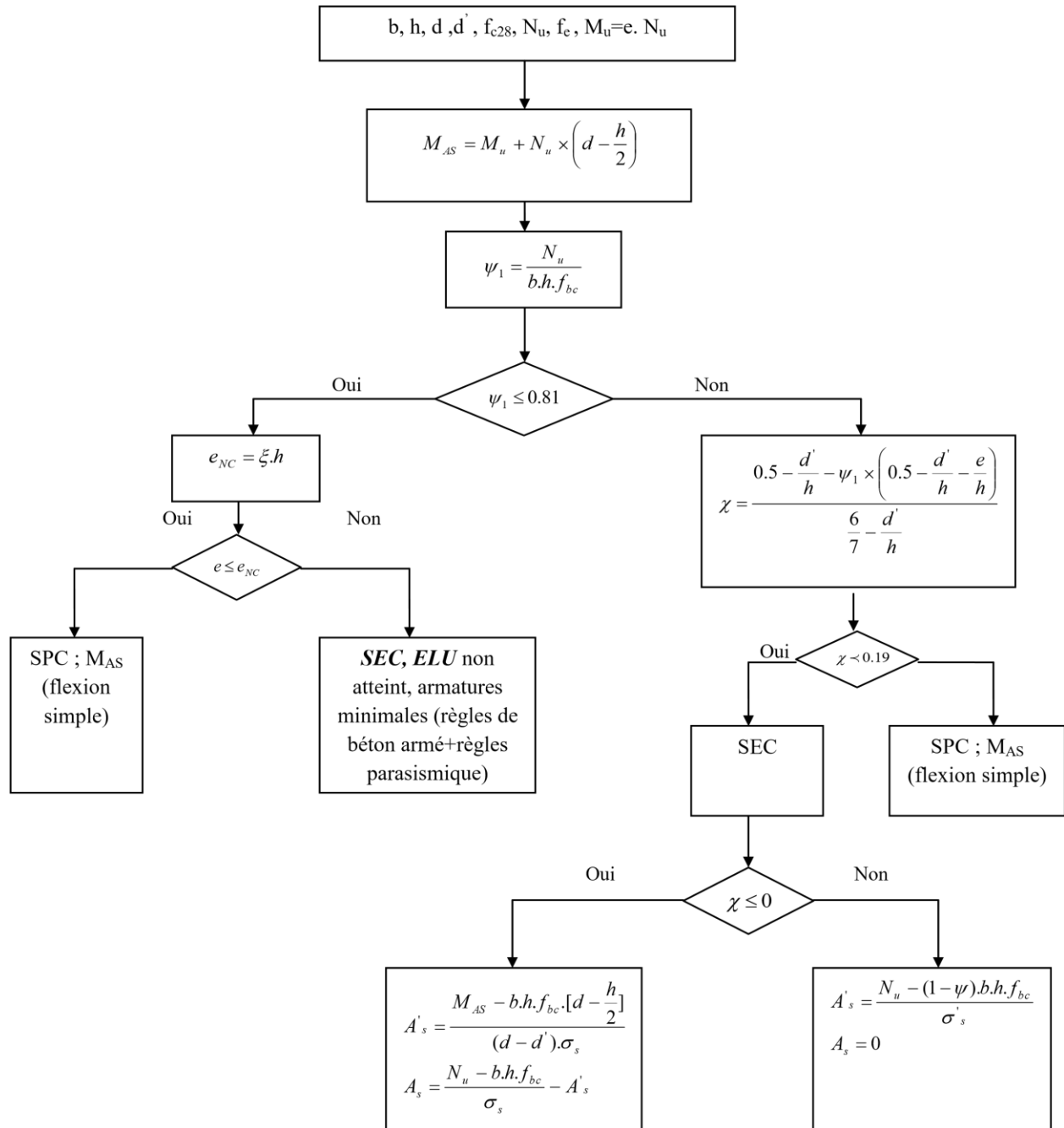
Organigrammes :

A.1 Organigramme de la Flexion Simple :



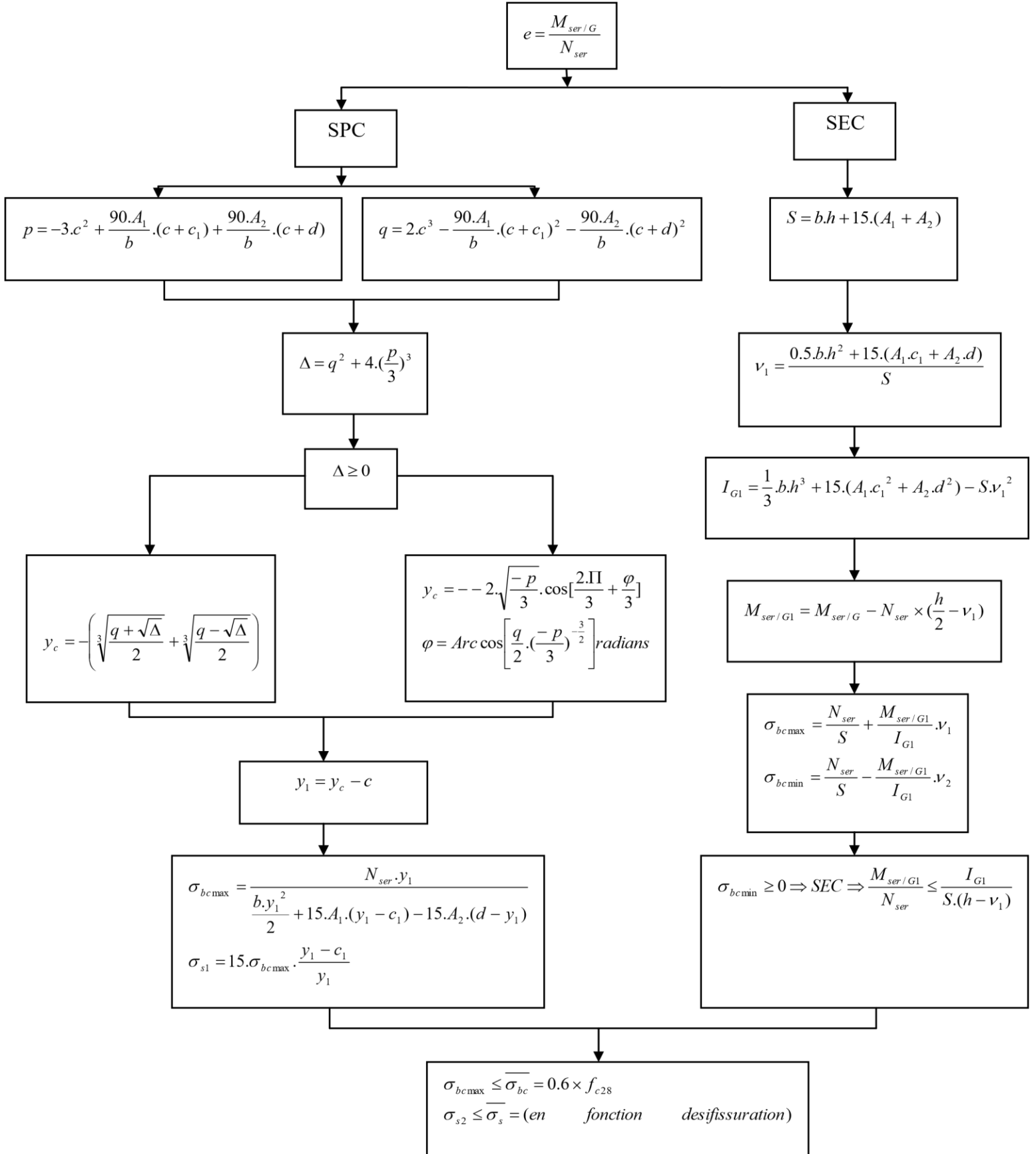
ANNEXES

A.2 Organigramme De La Flexion Composée à l'ELU :



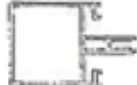



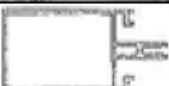




ANNEXES

A.3 Organigramme De La Flexion Composée à l'ELS:



ANNEXES

Nomenclature des profilés.

Ref.	Section	Désignation	Poids Kg/ml	P.ext. mm	I (x) I (y) cm ⁴	Lg stk m
52 002		Meneau 63 mm	1.844	422.5	22.13 44.87	6.5
52 003		Meneau 120 mm	2.831	536.5	42.36 214.86	6.5
52 007		Meneau 160 mm	4.454	612.5	61.3 628.4	6.5
52 008		Meneau 190 mm	5.143	672.5	76.2 1008.2	6.5
52 009		Meneau 90 mm	2.281	476.5	31.0 104.0	6.5
52 011		Traverse 38 mm	1.340	298.2	14.28 14.29	6.5
52 012		Traverse 68 mm	1.665	358.2	21.79 48.41	6.5
52 013		Traverse 33 mm	1.317	289.3	13.22 13.73	6.5
52 014		Traverse 63 mm	1.641	349.8	20.73 46.56	6.5