

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ-BOUIRA



Faculté des Sciences et des sciences appliquées
Département Génie Civil

Projet de Fin de Cycle

En vue de l'obtention du diplôme de Master en :

Filière : Génie Civil
Option : Bâtiment

Thème :

**Etude d'un Bâtiment en Rez-De-Chaussée plus sous-sol et 8 Etages en Béton
Armé à Usage Multiple**

Présenté par : **ZOBIRI Safia**

Devant le jury composé de :

Mr. MERIDJA C

Président

Mr. AOUARI I. C

Encadreur

Mme. ROUABEH A. C

1^{ère} Examineur

Mr. DJOUABI H.

2^{ème} Examineur

Promotion 2017-2018

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciement

Au terme de ce modeste travail, je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciements :

Tous d'abord, je tiens à remercier Dieu le Clément et le Miséricordieux de m'avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

À ma famille pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que je terminais mes études.

À mon promoteur Ms : AOUARI ISSAM, pour m'avoir guidé pour la réalisation de cette étude et sa disponibilité à nous écouter à tout moment, et le soutien scientifique et morale qu'il m'a apportée.

À tous les enseignants et le personnel administratif de l'UAMOB qui ont contribué à ma formation et à l'élaboration de ce présent travail.

Aux membres des jurys qui m'ont fait l'honneur d'examiner mon modeste travail.

À tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

ZOUBIRI SAFIA

Dédicaces

Je dédie ce travail à mes parents, qu'ils trouvent ici

Toute ma gratitude pour leur soutien tout au

long de mes études

Mes frères et mes sœurs.

A toute la famille ZOUBIRI et TABBAKH.

A toutes mes amies.

A tous la promotion de génie civil 2018

A tous ceux qui nous sont chère de près et

de loin.

Merci

ملخص

هذا المشروع هو عبارة عن دراسة مفصلة لعمارة مكونة من طابق تحت أرضي زائد طابق أرضي وثمانية طوابق علوية، تقع هذه البناية في ولاية بومرداس و هي مصنفة بحسب (RPA99 version 2003) ضمن المنطقة الزلزالية III.

اشتملت الدراسة على أربعة محاور : **المحور الأول:** تفصيل عام للمشروع يشتمل على تعريف المشروع و البناية، مع إعطاء الأبعاد الأولية للعناصر وحمولة كل منها. **المحور الثاني:** دراسة الأجزاء الثانوية من البناية (المدارج ، البلاطات المفرغة ، الشرفات ، المصعد،المتراس). **المحور الثالث:** الدراسة الديناميكية للبناية بواسطة برنامج ETABS الذي يزودنا بالنتائج النهائية التي تسمح بتسليح مختلف العناصر المكونة للبناية، مع الأخذ بعين الاعتبار كل توصيات القوانين الجزائرية المقاومة للزلازل RPA99 2003 أما المحور الأخير يشتمل على دراسة الأجزاء المقاومة للبناية: الأعمدة، العارضات، والبنية التحتية، اعتمادا على RPA99.2003 و BAEL 1999

الكلمات المفتاحية : Socotec, RPA 99/2003, BAEL91, ETABS ، العمارة، الخرسانة

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage multiple constitué de sous-sols, un Rez-de chaussée et 8 étages, implanté dans la wilaya de BOUMERDES, classé selon le (RPA 99 version 2003) comme une zone de fort sismicité (zone III).

Cette étude se compose de quatre parties : La première partie c'est la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment, Ensuite le pré-dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges. La deuxième partie a été consacrée aux éléments secondaires (les escaliers, poutrelles, l'ascenseur, balcons 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 dernière partie comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (infrastructure, poteaux, poutres).

Ceci, en tenant compte des recommandations du BAEL91modifiée99 et des règlements parasismiques algériens RPA 99/2003.

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

Summary

This project presents a detailed study of building multi-use consists of basements, a ground floor and 8 floor implanted in the state of BOUMERDES classified according to the RPA99 2003 version as a zone of high seismicity.

This study consists of four parts: The first part is the general description of the project with a presentation of the architectural aspects of building elements, then the primary dimensions structure and finally the descent of the load. The second part was devoted to secondary nutrients (the staircase, beams of deck), the elevator and balconies). 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 last part includes the reinforcement of the various resistance elements of the structure (infrastructure, columns, and beams).

Taking into account the recommendations of BAEL91, edit 99 Algerian seismic regulations and RPA 99/2003.

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

Table des matières

Introduction générale	1
<u>Chapitre I</u>	
I.1 Introduction.....	2
I.2 Situation du projet	2
I.3 Caractéristiques géométrique du bâtiment	2
I.4. Usage du bâtiment	3
I.5. Présentation des différents plan du bâtiment	3
I.6. Vérification de la régularité.....	4
I.7. Matériaux utilisés	5
I.7.1 Béton.....	5
I.7.2 Acier.....	7
I.8 Description de la structure	9
I.9. Les hypothèses de calcul	9
<u>Chapitre II</u>	
II.1 Introduction.....	11
II.2 Définition.....	11
II.2.1 Pré-dimensionnements	11
II.2.2. Descente des charges	11
II.3 Plancher	11
II.3.1. Plancher terrasse inaccessible	12
II.3.2. Plancher terrasse accessible	13
II.3.3. Plancher étage courant	13
II.3.4. Balcon.....	14
II.4. Les poutres.....	15
II.4.1 Les poutres principales	16
II.4.2 Les poutres secondaires	16
II.5 L'acrotère.....	17
II.6.1 Murs intérieurs (simple).....	17
II.6.2 Murs extérieurs (double).....	18
II.7 Les escaliers.....	18
II.8 La poutre palière	22
II.9 Les poteaux.....	23

II.10 Les voiles	31
Chapitre III	
III.1 Introduction	33
III.2 L'acrotère	33
III.2.1 Principe de calcul	33
III.2.2 Evaluation des charges	34
III.2.3 Vérification de l'acrotère au séisme	34
III.2.4 Calcul des efforts.....	35
III.2.5 Ferrailage de l'acrotère.....	36
III.2.6 Schéma de ferrailage de l'acrotère	38
III.3. Etude du balcon.....	38
III.3.1 Calcul des moments.....	39
III.3.2 Calcul des efforts tranchants.....	39
III.3.3 Calcul du ferrailage	39
III.3.4 Schéma de ferrailage de balcon.....	41
III.4 Plancher a corps creux.....	41
III.3.1 Calcul des poutrelles.....	41
III.3.2 Ferrailage de la dalle de compression.....	41
III.3.3 évaluation des actions.....	42
III.3.4 Calcul de sollicitation	43
III.3.5 Conclusion	57
III. 3.6 Calcul du ferrailage	57
III.4.7 Schéma de ferrailage des planchers.....	63
III.5 Etude de la dalle machine.....	63
III.5.1 Etude de la dalle de la salle machine	64
III.5.2 Schéma de ferrailage de la dalle machine d'ascenseur.....	71
III.6 Les escaliers.....	71
6.1 Type 1.....	71
6.1.1 Evaluation des charges.....	71
6.1.2 Combinaisons des actions	71
6.1.3 Calcul des armatures.....	75
6.1.4 Schéma de ferrailage de l'escalier type 1.....	80
Figure III.34 Schéma de ferrailage de l'escalier type 1.....	80
III.6.2 Etude de la poutre palière	80
6.2.1 Réaction d'appui provenant de l'escalier et du palier.....	81

6.2.2	Combinaison de charge.....	81
6.2.3	Calcul des sollicitations	81
6.2.4	Calcul des armatures.....	82
6.2.5	Schéma de ferrailage de la poutre palière	86
III.6.3	Type 2.....	86
6.3.1	Evaluation des charges.....	86
6.3.2	Combinaisons des actions	86
Le tableau suivant récapitulé les résultats trouvés :		86
6.3.3	Calcul des armatures.....	90
6.3.4	Schéma de ferrailage de l'escalier type 2.....	95

Chapitre IV

IV.1	Introduction	96
IV.2	Critères de classification par RPA 99/2003.....	96
IV.2.1	Classification des zones sismiques.....	96
IV.2.2	Classification de l'ouvrage	96
IV.3	Choix de la méthode de calcul.....	97
IV.3.1	Méthode statique équivalente	97
IV.3.2	Méthodes Dynamiques	97
IV.4	Analyse de la structure	98
IV.4.1	Analyse dynamique	98
4.1.1	Analyse modale spectrale.....	98
4.1.2	Modélisation.....	98
4.1.3	Spectre de réponse de calcul	98
4.1.4	Mode de vibration et participation massique	101
4.1.5	Caractéristiques géométriques et massiques de la structure.....	107
4.1.6	Résultante de calcul des forces sismiques.....	109
4.1.7	Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente	109
IV.2	Conclusion.....	120

Chapitre V

V.1	Introduction	121
V.2	Les poteaux.....	121
V.2.1	Les actions	121
V.2.2	Les sollicitations.....	121
V.2.3	Ferrailage des poteaux	121
V.2.4	Schéma de ferrailage des poteaux	131

V.3 Les poutres.....	132
V.3.1. ferrailage des poutres.....	132
3.1.1 Armatures longitudinales.....	133
3.1.2 Calcul des armatures transversales.....	134
3.1.3 Vérifications:.....	135
V.3.2 Schéma de ferrailage des poutres.....	137
V.4 Les voiles.....	137
V.4.1 Introduction.....	137
V.4.2 Combinaisons d'actions.....	138
V.4.3 Prescriptions données par RPA99/version 2003.....	139
V.4.4 Exposé de la Méthode de calcul.....	141
V.4.5 Exemple d'application.....	142
V.4.4schéma de ferrailage des voiles.....	149
Chapitre VI	
VI. Etude des fondations.....	151
VI.1 Introduction.....	151
VI.2 Choix du type de fondation.....	151
VI.3 Etude du radier.....	152
VI.4 Etude du radier général.....	152
VI.4.1 Surface du radier.....	152
VI.4.2Pré dimensionnement du radier.....	152
VI.5 Calcul des sollicitations.....	154
VI.5.1Caractéristique géométrique du radier.....	155
VI.5.2 Vérification de la stabilité au renversement du radier.....	156
VI.5.3 Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique.....	157
VI.5.4 Vérification de la stabilité au renversement du radier selon l'RPA.....	157
VI.5.5 Evaluation et vérification des contraintes sous le radier.....	158
VI.6 Ferrailage de la dalle.....	159
VI.7 Schéma de ferrailage du radier.....	162
Conclusion générale	163

Liste des tableaux

Chapitre II

- Tableau II.1 La descente des charges de plancher terrasse
- Tableau II.2 La descente des charges de plancher terrasse accessible
- Tableau II.3 La descente des charges de plancher étage courant
- Tableau II.4 Charge permanente due au balcon
- Tableau II.5 Charge permanent de mur intérieur
- Tableau II.6 Charge permanent de mur extérieur
- Tableau II.7 La descente des charges de paillasse (type 1)
- Tableau II.8 La descente des charges de palier (type 1)
- Tableau II.9 La descente des charges de paillasse (type2)
- Tableau II.10 La descente des charges de palier (type2)
- Tableau II.11 choix des sections des poteaux intérieur
- Tableau II.12 Choix des sections des poteaux de rive
- Tableau II.13 Dimensions des poteaux adoptant

Chapitre III

- Tableau III.1 Caractéristiques géométriques et mécaniques
- Tableau III.2 Caractéristiques géométriques et mécaniques
- Tableau III.3 Détermination des sections d'acier (balcon)
- Tableau III.4 vérification a l'ELS (balcon)
- Tableau III.5 évaluation des actions
- Tableau III.6 Moments isostatique à L'ELU pour type 1
- Tableau III.7 Moments aux travées à L'ELU pour type 1
- Tableau III.8 Efforts tranchants à L'ELU pour type 1
- Tableau III.9 moments isostatique à L'ELS pour type 1
- Tableau III.10 Moments aux travées à L'ELS pour type 1
- Tableau III.11 Efforts tranchants à L'ELS pour type 1
- Tableau III.12 Moments isostatique à L'ELU pour type 2
- Tableau III.13 Moments aux travées à L'ELU pour type 2
- Tableau III.14 Efforts tranchants à L'ELU pour type2
- Tableau III.15 Moments isostatique à L'ELS pour type 2
- Tableau III.16 Moments aux travées à L'ELS pour type 2
- Tableau III.17 Efforts tranchants à L'ELS pour type 2
- Tableau III.18 Moments aux appuis à L'ELU pour type 3
- Tableau III.19 Moments aux travées à L'ELU pour type 3
- Tableau III.20 Efforts tranchants aux travées à L'ELU pour type 3
- Tableau III.21 Moments aux appuis à L'ELS pour type 3
- Tableau III.22 Moments aux travées à L'ELS pour type 3
- Tableau III.23 Efforts tranchants aux travées à L'ELS pour type 3
- Tableau III.24 récapitulation des moments et efforts tranchants maximaux
- Tableau III.25 les moments et efforts tranchants maximaux a la poutrelle la plus sollicitée
- Tableau III.26 Caractéristiques géométriques et mécaniques des poutrelles
- Tableau III.27 Détermination des sections d'acier des poutrelles

Tableau III.28 Vérification à l'ELS (planchers)

Tableau III.29 Vérification de la flèche de la poutrelle

Tableau III.30 Combinaison des charges appliquée sur la dalle machine

Tableau III.31 Récapitulatif des moments de la dalle machine

Tableau III.32 Caractéristiques géométriques et mécaniques de la dalle du salle machine

Tableau III.33 Récapitulatif des sections d'armature de la dalle machine

Tableau III.34 Récapitulatif des vérifications à l'ELS de la dalle machine

Tableau III.35 La descente des charges d'escalier type 1

Tableau III.36 Combinaison des charges de l'escalier type 1

Tableau III.37 récapitulation des moments et efforts tranchants à ELU (escalier type1)

Tableau III.38 récapitulation des moments et efforts tranchants à ELS (escalier type1)

Tableau III.39 Caractéristiques géométriques et mécaniques des escaliers type 1

Tableau III.40 Détermination des sections d'acier d'escalier (1^{er} type)

Tableau III.41 Vérification à l'ELS de l'escalier type 1

Tableau III.42 Vérification de la flèche de l'escalier type 1

Tableau III.43 Caractéristiques géométriques et mécaniques de la poutre palière

Tableau III.44 Détermination des sections d'acier de poutre palière

Tableau III.45 Vérification à l'ELS pour poutre palière

Tableau III.46 la descente des charges de l'escalier type 2

Tableau III.47 Combinaison des charges de l'escalier type 2

Tableau III.48 récapitulation des moments et efforts tranchants à ELU (escalier type2)

Tableau III.49 Récapitulation des moments et efforts tranchants à ELS (escalier type 2)

Tableau III.50 Caractéristiques géométriques et mécaniques des escaliers type 2

Tableau III.51 Détermination des sections d'acier d'escalier (1^{er} type)

Tableau III.52 Vérification à l'ELS

Tableau III.53 Vérification de la flèche de l'escalier type 2

Chapitre IV

Tableau IV.1 Valeurs des pénalités P_q

Tableau IV.2: Périodes et facteurs de participation massique (sans voiles)

Tableau IV.3 Périodes et facteurs de participation massique

Tableau IV.4 Les charges reprises par les voiles et par les portiques

Tableau IV.5 Les charges reprises par les voiles et par les portiques

Tableau IV.6 Centre de masse et centre de rigidité

Tableau IV.7 calcul de l'effort tranchant modal à la base sens XX

Tableau IV.8 calcul de l'effort tranchant modal à la base sens YY

Tableau IV.9 « Combinaisons des réponses modales »

Tableau IV.10 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

Tableau IV.11 Déplacements latéraux inter-étage dans les deux sens

Tableau IV.12 Vérification de l'effet P-Delta dans les deux sens

Tableau IV.13 Efforts sismiques pour chaque niveau dans le sens XX'

Tableau IV.14 Efforts sismiques pour chaque niveau dans le sens YY'

Tableau IV.15 Moment de renversement le sens XX'

Tableau IV.16 Moment de renversement le sens YY'

Tableau IV.17 centre de gravité

Tableau IV.18 Vérification on du reversement

Tableau VI.19: vérification de l'effort normal

Chapitre V

Tableau V.1 Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques

Tableau V.2 sollicitations sont obtenues pour le cas le plus défavorable à L'ELU

Tableau V.3 sollicitations sont obtenues pour le cas le plus défavorable à L'ELS

Tableau V.4 Sollicitations sont obtenues pour le cas le plus défavorable à L'ELA

Tableau V.5 Ferrailage longitudinales maximal et minimum

Tableau V.6 Ferrailage longitudinal adopté pour les poteaux

TabV.7 Ferrailage transversal adopté pour les poteaux

Tableau V.8 Vérification de la contrainte tangentielle de béton

Tableau V.9 Vérification de la condition de non fragilité

Tableau V.10 Vérification de l'effort tranchant

Tableau V.11 Vérification de l'effort normal ultime

Tableau V.12 Vérification de la contrainte de béton

Tableau V.13 Efforts internes dans les différentes poutres et sous les différentes combinaisons

Tableau V.14 Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres principales

Tableau V.15 Calcul des armatures transversales

Tableau V.16 Vérification de contrainte dans le béton des Poutres à l'ELS

Tableau V.17 Ferrailage verticale du voile XX

Tableau V.18 Choix des barres du voile XX

Tableau V. 19 Choix des barres du voile YY

Tableau V. 20 Choix des barres du voile YY

Tableau V.21 Les vérifications à ELS et de contrainte de cisaillement

Chapitre VI

Tableau VI.1 Vérification de la stabilité au renversement du radie

Tableau VI.2 Vérification de renforcement

Tableau VI.3 Tableau récapitulatif des moments de la dalle de radier

Tableau VI.4 Tableau récapitulatif de calcul des armatures des panneaux de radier

Tableau VI.5 Récapitulatif de vérification des panneaux de radier

Liste des figures

Chapitre I

Figure I.1 Plan de situation géographique du projet

Figure I.2 vue en 3D sur façade principale et postérieure du projet

Figure I.3 Vue en plan des étages courant

Figure I.4 plan de la façade principale

Figure I.5 Limites des décrochements en plan selon RPA99

Figure I.6 Limites des décrochements en élévation selon RPA99

Figure I.7 Diagramme parabole–rectangle des Contraintes–Déformations du béton

Figure I.8 Diagramme contrainte-déformation de l'acier

Chapitre II

Figure II.1 coupe d'une dalle corps creux

Figure II.2 Constituants d'un plancher terrasse inaccessible

Figure II.3 Constituants d'un plancher courant

Figure II.4 Dimensionnement de la poutre

Figure II.5 Poutre principal et poutre secondaire

Figure II.6 L'acrotère

Figure II.7 Schéma du mur double cloison

Figure II.8 Schéma d'un escalier

Figure II.9 vue en plan d'escalier (type1)

Figure II.10 vue en plan d'escalier du RDC

Figure II.11 schéma de la poutre palière

Figure II.12 Dimension de la section revenant au poteau intérieur le plus sollicité

Figure II.13 Dimension de la section revenant au poteau

Figure II.14 schéma détail du voile

Chapitre III

Figure III.1 Schéma de l'acrotère

Figure III.2 Section de calcul d'acrotère

Figure III.3 Schémas ferrailage de l'acrotère

Figure III.4 Section longitudinal de calcul balcon

Figure III.5 Schémas ferrailage de balcon

Figure III.6 Construction de la section en T

Figure III.7 Type 01 (poutrelle à 4 travées)

Figure III.8 Diagramme moment fléchissant à ELU (type 1)

Figure III.9 Diagramme effort tranchant à ELU (type 1)

Figure III.10 Diagramme moment fléchissant à ELS (type 1)

Figure III.11 Diagramme effort tranchant à ELS (type 1)

Figure III.12 Type 02(poutrelle à 2 travées)

Figure III.13 Diagramme moment fléchissant à ELU (type 2)

Figure III.14 Diagramme effort tranchant à ELU (type 2)

Figure III.15 Diagramme moment fléchissant à ELS (type2)

Figure III.16 Diagramme effort tranchant à ELS (type 2)

Figure III.17 Type 03 (poutrelle à 7 travées)
Figure III.18 Diagramme moment fléchissant à ELU (type 3)
Figure III.19 Diagramme effort tranchant à ELU (type3)
Figure III.20 Diagramme moment fléchissant à ELS (type3)
Figure III.21 Diagramme effort tranchant à ELS (type 3)
Figure III.22 schéma de ferrailage du plancher à corps creux
Figure III.23 Schéma d'un ascenseur mécanique
Figure III.24 Schéma de la salle de machine
Figure III.25 « Répartition de la charge localisée sur la dalle »
Figure III.26 Schéma de ferrailage de la dalle machine d'ascenseur
Figure III.27 schéma statique de l'escalier type 1 à ELU
Figure III.28 schéma statique des réactions de l'escalier type 1 à ELU
Figure III.29 Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants l'ELU pour l'escalier type1
Figure III.30 schéma statique de l'escalier type 1 à ELS
Figure III.31 schéma statique des réactions de l'escalier type 1 à ELS
Figure III.32 Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants l'ELS pour l'escalier type1
Figure III.33 Section de calcul d'escalier
Figure III.34 Schéma de ferrailage de l'escalier type 1
Figure III.35 schéma statique de la poutre palière
Figure III.36 Diagramme des moments et des efforts tranchants pour poutre palière
Figure III.37 Ferrailage de la poutre palière
Figure III.38 schéma statique de l'escalier type 2 à ELU
Figure III.39 Schéma statique des réactions de l'escalier type 2 à ELU
Figure III.40 Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants l'ELU pour l'escalier type2
Figure III.41 Schéma statique de l'escalier type 2 à ELS
Figure III.42 schéma statique des réactions de l'escalier type 2 à ELS
Figure III.43 Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants l'ELS pour l'escalier type2
Figure III.45 Schéma de ferrailage de l'escalier type 2
Figure III.44 Section de calcul d'escalier

Chapitre IV

Figure IV.1 Spectre de réponse de calcul
Figure IV.2 Modèle 3D du bâtiment (sans voiles)
Figure IV.3 Modèle 3D du bâtiment
Figure VI.4 Mode 1 « Translation sens X » $T = 0.588818$ sec
Figure IV.5 Mode 2 « Translation sens Y » $T = 0.541469$ sec
Figure IV.6 Mode 3 « rotation » $T = 0.442395$ sec

Chapitre V

Figure V.1 schéma de ferrailage des poteaux

Figure V.2 schéma de ferrailage des poutres

Figure V.3 Disposition des armatures verticales dans les voiles

Figure V.4 Schéma statique décrit la distribution des contraintes

Chapitre VI

Figure V.5 schéma de ferrailage des voiles

Figure VI.1 Schéma de transmission des charges sous voiles

Figure VI.2 Schéma de transmission des charges sous poteau

Figure VI.3 centre de gravité

Figure VI.4 Le panneau le plus sollicité

Figure VI.5 schéma de ferrailage du radier

Introduction Générale

Algérie depuis le 21^{ème} siècle à engager dans la construction de 2 million de logements à travers le payé. Notre présent projet fait partie d'une grande promotion immobilière implanté dans la wilaya de Boumerdes plus exactement à la commune de Boudouaou.

Comme toujours à chaque séisme dévastateur on constate un changement dans les règlements de la construction parasismique. En Algérie, le tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 a certainement contribué à cet intérêt progressif.

Il est malheureusement certain que les séismes continueront à surprendre l'homme. La seule chose que nous puissions prédire avec certitude. C'est que plus nous nous éloignons du dernier tremblement de terre, plus nous sommes proche du suivant, donc construire parasismique devenue indispensable pour protéger la vie humain contres ces catastrophes.

L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés à BOUMERDES n'étaient pas de conception parasismique pour cela il est impératif de construire parasismique.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul parasismique d'un bâtiment implanté dans une zone de forte sismicité, comportant un rez-de-chaussée et huit étages avec sous-sol, dont le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques avec justification de l'interaction portiques-voiles.

La thèse est constituée de l'enchaînement suivant :

- Le Premier chapitre consiste en la présentation complète du 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, et non structuraux comme les planchers.
- Le calcul des éléments non structuraux ; l'acrotère, le garde-corps, les escaliers et les planchers fait l'objet du 3^{ème} chapitre.
- Le quatrième chapitre portera sur l'étude dynamique de la tour, 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.
- Le calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel Etabs est présenté dans le 5^{ème} chapitre.
- Le 6^{ème} chapitre sera consacré à l'étude des fondations est suivie d'une conclusion générale.

Chapitre I : Présentation du Projet

I.1 Introduction

Dans le présent chapitre on présentera notre projet sa situation, les matériaux utilisés et les différents règlements appliqués dans la conception de notre projet.

I.2 Situation du projet

Notre projet est situé à la commune de Boudouaou dans la wilaya de Boumerdes, selon la carte de zonage du RPA99 version 2003 cette région est considérée comme une zone de forte sismicité (Zone III).



Figure I.1 Plan de situation géographique du projet

I.3 Caractéristiques géométrique du bâtiment

1. **Dimensions en plan** : les dimensions en projection horizontale sont:

- Longueur max : 28.23 m
- Largeur max : 18.00 m

2. **Dimensions en élévation** : dont les dimensions en projection verticale sont:

- Hauteur de RDC..... 04.25 m
- Hauteur des étages courant 03.06 m
- Hauteur des sous-sols 03.96 m
- Hauteur totale bâtiment 28.73 m

I.4. Usage du bâtiment

Notre bâtiment comporte huit niveaux à usage mixte habitation, bureaux et commerce. Avec des commerces au rez-de-chaussée et des bureaux aux premiers étages, le reste des niveaux a usage d'habitation au moyen de quatre appartements par niveau dans deux en type F3 et un F2 et un F4.

D'après la classification des RPA99 version 2003, le bâtiment est considéré comme un ouvrage d'importance moyenne (groupe d'usage 2) parce que la hauteur ne dépasse pas 48 m.

I.5. Présentation des différents plan du bâtiment



Figure I.2 vue en 3D sur façade principale et postérieure du projet

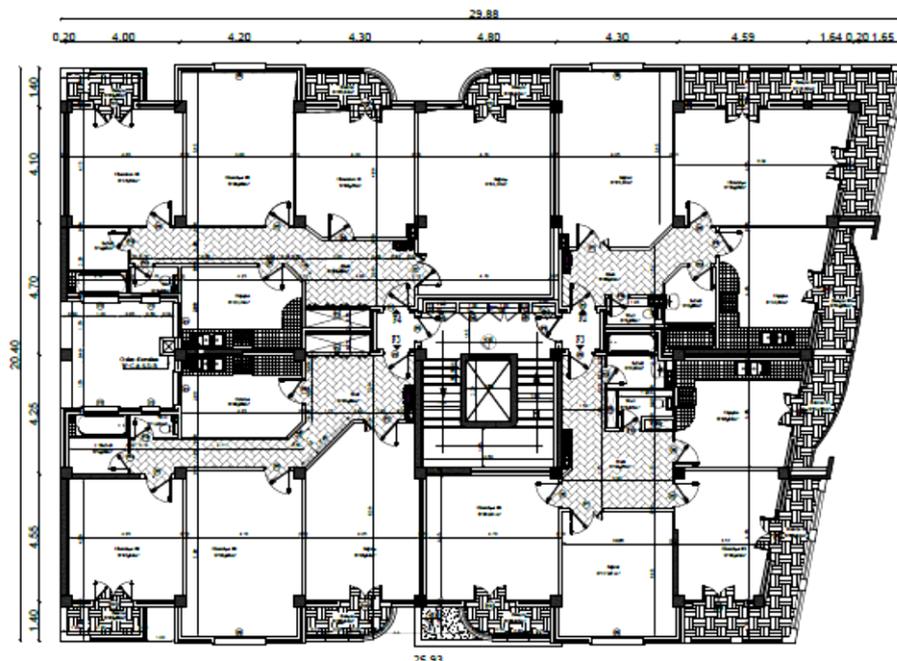


Figure I.3 Vue en plan des étages courant



Figure I.4 plan de la façade principale

I.6. Vérification de la régularité

1. Régularité en plan :

D'après l'article 3.5.a (page...) du RPA99/version2003 :

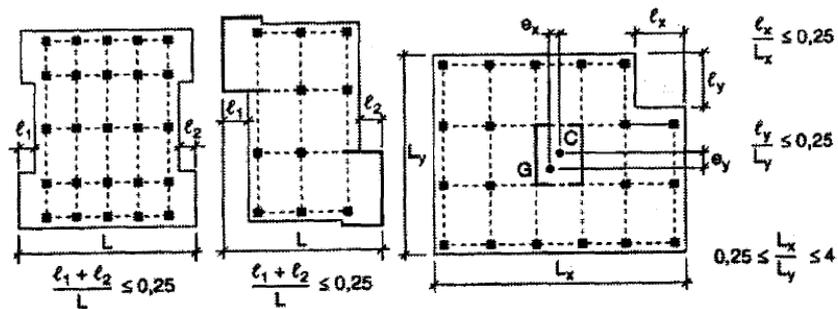


Figure I.5 Limites des décrochements en plan selon RPA99

$$l_x/L_x = 1.64/ 28.23 = 0.06 \longrightarrow l_x/L_x = 0.06 < 0.25 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$l_y/L_y = 18/18 = 1 \longrightarrow l_y/L_y = 1 > 0.25 \longrightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$0.25 < L_x/L_y = 1.57 < 4 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc notre bâtiment est irrégulier en plan.

2. Régularité en élévation :

D'après l'article 3.5.b (page...) du RPA99/version2003, la structure est classée régulièrement en élévation.

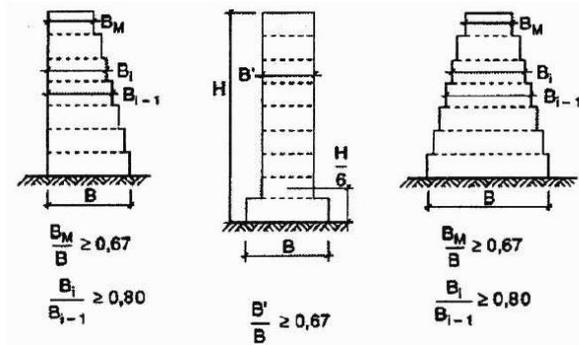


Figure I.6 Limites des décrochements en élévation selon RPA99

$B'/B = 17.6 / 28.23 = 0.62 < 0.67$ → condition non vérifiée

Donc l'ouvrage est classé comme irrégulier en plan et en élévation

I.7. Matériaux utilisés

Le principal matériau utilisé pour la construction de notre projet est le béton armé. il est constitué du Béton et des Acier.

I.7.1 Béton

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression. On appelle béton un matériau constitué par un mélange de :

- 1) **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.
- 2) **Granulats:** Les granulats comprennent les sables et les pierrailles:
 - 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 d'avantage de gros grains que de petits.
 - Gravier : Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm.
- 3) **Eau :** doit être d'une PH neutre (7.5) et propre.

a) 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/m^3 de ciment CPA325, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$).

La résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \text{ Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \quad (1.1)$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} \text{ Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \quad (1.2)$$

On a $f_{cj}=25$ MPa alors : $f_{cj} \leq 40$ MPa $\Rightarrow f_{cj} = 25$ MPa

b) Résistance à la traction :

La résistance à la traction du béton à J jours, désignée par f_{tj} est déterminée par trois essais: traction direct, traction par fendage et traction par flexion.

La résistance à la traction du béton f_{tj} est déduite de celle à la compression par le biais de la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \Rightarrow f_{tj} = 2.1 \text{ MPa} \quad (1.3)$$

c) Coefficient de Poisson (ν)

Le coefficient de poisson sera pris égal à:

- $\nu = 0$: pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU)
- $\nu = 0,2$: pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS)

d) Contrainte du béton à la compression aux états limites ultimes (E.L.U.)

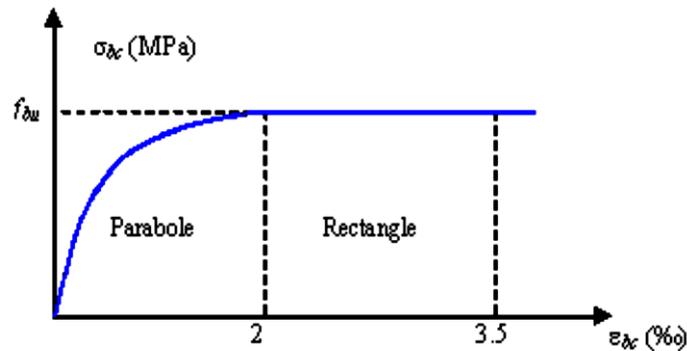


Figure I.7 Diagramme parabolé-rectangle des Contraintes-Déformations du béton

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} = \frac{0.85 \times 25}{1.5 \times 1} = 14.17 \text{ MPa} \quad (1.4)$$

Avec :

- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton
- f_{cj} : Résistance caractéristique du béton en compression a J jour
- f_{bu} : Contrainte de calcul pour $2‰ \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5‰$
- γ_b : Coefficient de sécurité
- ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression
- γ_b : Coefficient de sécurité, tel que
- $\gamma_b = 1.5$ Pour une combinaison fondamentale.
- $\gamma_s = 1.15$ Pour une combinaison accidentelle.

$\theta = 1$ Lorsque la durée de probable d'application des charges >24 h

$\theta = 0.9$ Lorsque cette durée entre 1h et 2h

$\theta = 0.85$ Lorsqu' elle est >1 h

e) Contrainte du béton de cisaillement

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par :

- Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{cJ}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2*25}{1.5}, 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa})$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

- Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15f_{cJ}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15*25}{1.5}, 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(2.5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa})$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

f) Contrainte de compression du béton à ELS

La contrainte de compression du béton est limitée à : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{cJ}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa}$$

A l'état limite de service, σ_b doit être inférieure à $\bar{\sigma}_{bc}$

g) Module de déformation longitudinale

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantanée du béton est pris égal à:

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cJ}} \text{ (MPa)} = 32164.20 \text{ MPa}$$

h) Module d'élasticité déferé

Pour un chargement longitudinal duré d'application le module de déformation :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cJ}} \text{ (MPa)} = 10818.87 \text{ MPa}$$

1.7.2 Acier

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

1) Contrainte de l'acier à E.L.U

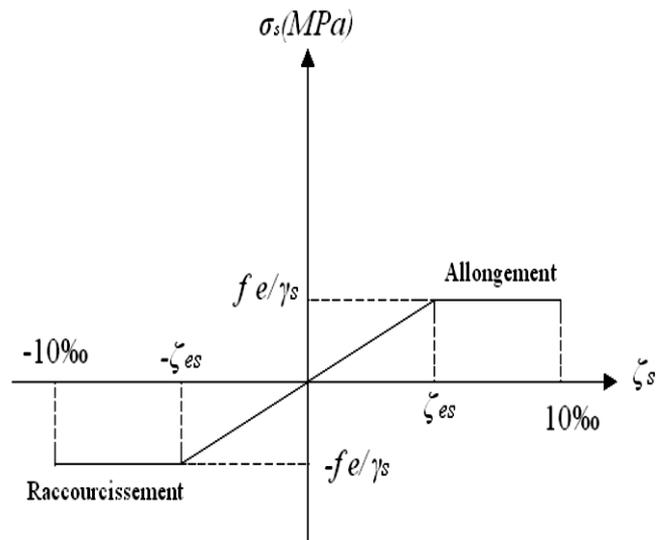


Figure I.8 Diagramme contrainte-déformation de l'acier

Avec :

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte de l'acier ;

F_e : Contrainte limite d'élasticité garantie de l'acier ;

γ_s : Coefficient de sécurité :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.5 & \text{situation durable} \\ 1 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

ϵ_s : Allongement ou raccourcissement de l'acier

ϵ_l : Allongement ou raccourcissement limite

$$\epsilon_s = \frac{SF_e}{\gamma_s \cdot E_s} \quad \text{D'où :} \quad \epsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$$

2) Contrainte de l'acier à E.L.S

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

- Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \geq \bar{\sigma}_{st} = \min(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}})$ MPa (1)
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \geq \bar{\sigma}_{st} = \min(\frac{1}{2}f_e ; 90\sqrt{\eta f_{tj}})$ MPa (2)

Avec: η Coefficient de fissuration tel que :

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{pour les rond lisses et triellis soudés} \\ 1.6 & \text{pour les armatures a haute adhérence} \end{cases}$$

(1) $\Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min(266.67 ; 201.63)$ MPa $\Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \mathbf{201.63 MPa}$

(2) $\Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min(200 ; 164.97)$ MPa $\Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \mathbf{164.97 MPa}$

I.8 Description de la structure

- **Ossature de l'ouvrage:** Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques-voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.
- **Plancher :** Les planchers sont des éléments horizontaux constituant une séparation entre deux niveaux d'une habitation. On distingue :
 - Plancher à corps creux ;
 - Plancher à dalle pleine.
- **Planchers corps creux :** Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :
 - Facilité de réalisation ;
 - Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes ;
 - Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
 - Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).
- **Planchers dalle pleine :** Dans cette bâtiment en utilisé ce type dans les balcons et les escaliers (palier, paillasse).
- **Escalier :** Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter étage.
- **Maçonnerie :** La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs :
 - **Murs extérieurs :** Le remplissage des façades est en maçonnerie elles sont composées d'une double cloison en briques creuses a 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.
 - **Murs intérieurs :** Cloison de séparation de 10 cm.
- **Revêtement :** Le revêtement du bâtiment est constitué par :
 - Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers
 - De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds
 - Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs

1.9. Les hypothèses de calcul

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

Pour le béton:

- Résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 25$ Mpa.
- Résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2.1$ Mpa.
- Module d'élasticité différé de béton est : $E_{vj} = 10818.865$ Mpa.
- Module d'élasticité instantané de béton est : $E_{ij} = 32456.595$ Mpa.

Pour les armatures de l'acier:

- Longitudinales : on a choisi le : «fe.E.400» H.A $f_e = 400\text{MPa}$
- Transversales : on a choisi le : « fe.E.235» R.L
- Treillis soudés (de la dalle de compression) : « fe.E.500» H.A $f_e = 500\text{MPa}$

Chapitre II : Pré-dimensionnement et Descente des Charges

II.1 Introduction

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

II.2 Définition

II.2.1 Pré-dimensionnements :

Le Pré-dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure pour assurer une bonne stabilité de l'ouvrage avec une résistance à différentes sollicitations :

- Sollicitations verticales : dues à charges permanentes, sur charges des planchers et des poutres.
- Sollicitation horizontales : dues aux effets de séisme.

-Ces dimensions sont vérifiées selon le RPA99 Version 2003 et le CBA93.

-Ces dimensionnements sont effectués préliminairement, corrigés éventuellement au moment des études dynamiques.

II.2.2. Descente des charges : (charges permanentes et d'exploitation)

Afin d'assurer les résistances et la stabilité de l'ouvrage ;

Une distribution des charges, et sur charge, pour chaque élément.

S'avèrent nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la plus part des charges revenant à chaque élément de structure.

II.3 Plancher

Le plancher est un ouvrage qui, dans une construction une plateforme horizontale au rez-de-chaussée, ou une séparateur entre deux étages, leurs fonctions principales sont :

- porter les charges et les surcharges du bâtiment
- assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux
- participé à la résistance des ossatures aux efforts horizontaux
- assurer l'étanchéité dans les salles d'eau

Dans notre structure, les planchers sont à corps creux, les corps creux n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage sauf qu'ils offrent un élément infiniment rigide dans le plan de la structure.

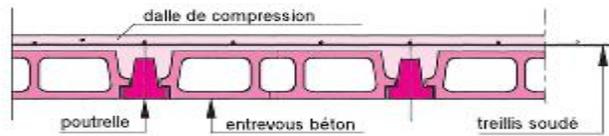


Figure II.1 coupe d'une dalle corps creux

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec une dalle de compression mince en béton armé (treillis soudé).

Pour le pré dimensionnement de la hauteur du plancher on utilise des formules empiriques :

❖ **Condition d'isolation acoustique**

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on doit vérifier la condition suivante :

$$h_t \geq 16 \text{ cm}$$

❖ **Condition de coupe-feu**

e = 7cm pour une heure de coup de feu

e = 11cm pour deux heures de coup de feu

e = 17.5 cm pour quatre heures de coup de feu

❖ **Condition de résistance à la flexion :**

$$h_t \geq \frac{\min(l_x \text{ max}, l_y \text{ max})}{22.5} = \frac{\min(4.70, 4.80)}{22.5} = 20.88 \text{ cm}$$

On adoptera : $h_t = 24 \text{ cm}$ tq $h = e + d$

e = 20 (hauteur de corps creux)

d = 4(hauteur de la dalle de compression) \Rightarrow (20+4) selon le DTR B.C22 (Pg 39)

✓ **Conclusion**

On adoptera un plancher de 24cm d'épaisseur composees d'un hourdis de 20cm et d'une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

II.3.1. Plancher terrasse inaccessible

- **Evaluation des charges : DTR BC22**

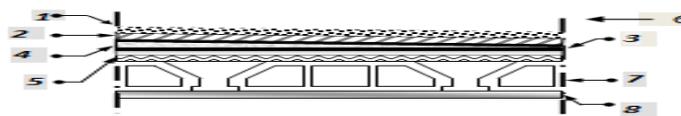


Figure II.2 Constituants d'un plancher terrasse inaccessible

Tableau II.1 La descente des charges de plancher terrasse

Nº	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge G (KN/m ²)
1	- Protection gravillon (15/25) roulé	0.05	20	1,00
2	- étanchéité multicouche	0.04	6	0.24
3	- papier kraft (2 feuilles)	—	—	0.50
4	- forme de pente en béton maigre (200 kg/m ³)	0.08	22	1.76
5	- film par vapeur	0.01	—	0.01
6	- isolation thermique (en liège)	0.04	—	0.16
7	- plancher corps creux (20+4)	(0.20+0.04)	—	3.2
8	- enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Totale				7.07

Surcharge d'exploitation (Q) : 1 KN/m²

II.3.2. Plancher terrasse accessible

- **Evaluation des charges : DTR BC22**

Tableau II.2 La descente des charges de plancher terrasse accessible

Nº	Désignation	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G(KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.03	20	0.60
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher en corps creux	(0.20+0.04)	—	3.2
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloisons légers	—	—	1.00
Totale				5.98

Surcharge d'exploitation (Q) : 1.5 KN/m²

II.3.3. Plancher étage courant

- **Evaluation des charges : DTR BC22**

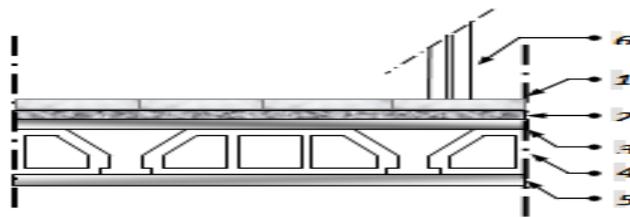


Figure II.3 Constituants d'un plancher courant

Tableau II.3 La descente des charges de plancher étage courant

Nº	Désignation	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G(KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.03	20	0.60
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher en corps creux	(0.20+0.04)	—	3.2
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloisons légers	—	—	1.00
Totale				5.98

Surcharge d'exploitation (Q) : 1.5 KN/m²

II.3.4. Balcon

Le balcon est un élément décoratif dans les constructions à usage d'habitation, ainsi il donne image à la construction.

Le pré-dimensionnement de l'épaisseur des dalles dépend des critères suivants :

❖ **Critère de résistance [CBA93]**

➤ **Dalle reposante sur 3 ou 4 appuis**

$$\frac{L}{50} \leq e_p \leq \frac{L}{40}$$

➤ **Dalle reposante sur 2 appuis**

$$\frac{L}{35} \leq e_p \leq \frac{L}{30}$$

Ou :

e_p : épaisseur de la dalle

L : la plus grande portée mesurée entre axe

❖ **Sécurité contre l'incendie**

$e = 7\text{cm}$: peut assurer un coupe-feu d'un heure

$e = 11\text{cm}$: peut assurer un coupe-feu de deux heures

❖ **Critère d'isolation acoustique**

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

On limite donc notre épaisseur a 15cm.

b.1)-Dalle reposant sur 3 appuis

On a $L_{\max} = 4.8\text{ m}$

$$\frac{480}{50} \leq e_p \leq \frac{480}{40}$$

$$9.6\text{cm} \leq e_p \leq 12\text{cm}$$

Après avoir vérifié toutes les conditions on adopte une épaisseur de 15cm

b.2)-Dalle reposant sur 2 appuis

On a $L_{\max} = 4.8\text{m}$

$$\frac{480}{35} \leq e_p \leq \frac{480}{30}$$

$$13.71\text{cm} \leq e_p \leq 16\text{cm}$$

Après avoir vérifié toutes les conditions on adopte une épaisseur de 15cm

✓ **Conclusion**

L'épaisseur de dalles planes est 15cm

• **Evaluation des charges : DTR BC22**

Tableau II.4 Charge permanente due au balcon

N°	Désignation	Epaisseur(m)	G [kN/m²]
1	Carrelage	0,02	0,44
2	Mortier de pose	0.03	0,60
3	Lit de sable	0,03	0,51
4	Dalle pleine	0,15	3,75
5	Enduit en ciment	0,03	0,54
Totale			5,84

Surcharge d'exploitation (Q) : 3.5 KN/m

II.4.Les poutres

Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettant les charges aux poteaux, le pré dimensionnement de la section transversale de la poutre selon BAEL91 est donné comme suit :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \text{ et } 0.3h \leq b \leq 0.7h$$

Avec :

L : Partie de la plus grande travée dans le sens considéré

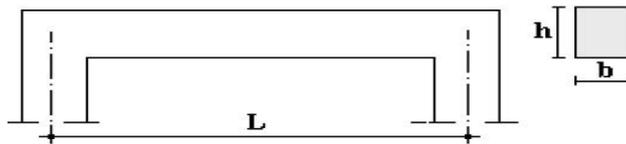


Figure II.4 Dimensionnement de la poutre

Ou :

b: largeur de la base de la poutre.

h: hauteur totale de la poutre.

L : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis.

Et les conditions imposées par RPA.99 version 2003 : [Art 7.5.1 Pg51]

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30cm \\ b \geq 20cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \\ b_{max} \leq 1.5h + b_1 \end{array} \right.$$

II.4.1 Les poutres principales

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 32\text{cm} \leq h \leq 48\text{cm}$$

On adopter h = 40cm

D'après RPA: h = 40cm > 30cm Vérifiée

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 12 \leq b \leq 28\text{cm}$$

On adopter b = 25 cm

D'après RPA: b = 25 cm > 20cm..... Vérifiée

$$\frac{40}{25} = 1.6 < 4 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

II.4.2 Les poutres secondaires

$$\frac{470}{15} \leq h \leq \frac{470}{10}$$

$$31.33 \text{ cm} \leq h \leq 47\text{cm}$$

on adopter h = 40cm

D'après RPA: h = 40 cm > 30cm Vérifiée

$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 10.5 \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$, on adopter b = 25 cm.....Vérifiée

D'après RPA: b = 25cm > 20cm..... Vérifiée

$$\frac{40}{25} = 1.6 < 4 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

✓ **Conclusion**

- Poutres porteuses..... (b x h) = (25x40) cm²

- Poutres secondaires..... (b x h) = (25x40) cm²

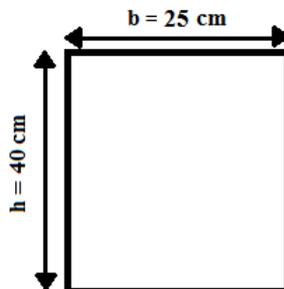


Figure II.5 Poutre principal et poutre secondaire

II.5 L'acrotère

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Il est soumis à la flexion composée due à :

- Un effort normal dû à son poids propre (**G**)
- Un moment dû à la surcharge (**Q**)

Il a pour rôle de :

- Protection d'étanchéité
- Servant comme garde-corps
- Entretien des façades

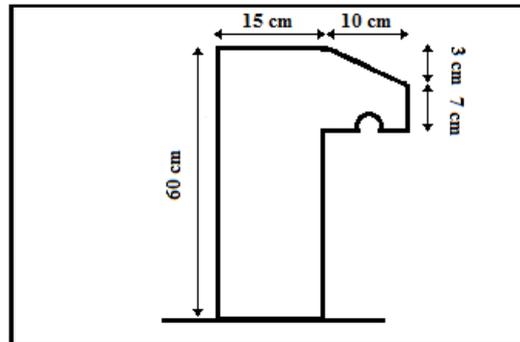


Figure II.6 L'acrotère

- **Evaluation des charges : DTR BC22**

❖ Charge permanente

$$S = (0.60 \times 0.15) + \left(\frac{0.10 \times 0.03}{2} \right) + (0.10 \times 0.10) = 0.1015 \text{ cm}^2$$

$$G = \rho \times s = 25 \times 0.1015 = 2.54 \text{ KN/m}$$

$$\mathbf{G = 2.54 \text{ KN/m}}$$

❖ Surcharge d'exploitation

(De la main courante de personne) $\Rightarrow \mathbf{Q = 1 \text{ KN/ml}}$

II.6 Maçonnerie

II.6.1 Murs intérieurs (simple)

Tableau II.5 Charge permanente de mur intérieur

Les éléments	Epaisseur (m)	P.V	G (KN/m ²)
Brique creuse	10cm	/	0.9
Revêtement en ciment	3cm	18	0.54
TOTAL			1.44

II.6.2 Murs extérieurs (double)

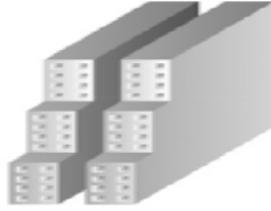


Figure II.7 Schéma du mur double cloison

Tableau II.6 Charge permanente de mur extérieur

Les éléments	Epaisseur (m)	P.V	G(KN/m ²)
Brique creuse	10cm	/	0.90
Brique creuse	10cm	/	0.90
Enduit extérieur (ciment, épaisseur de 3cm)	3cm	18	0,54
Enduit intérieur (plâtre, épaisseur de 2cm)	2cm	10	0,2
TOTAL			2,54

II.7 Les escaliers

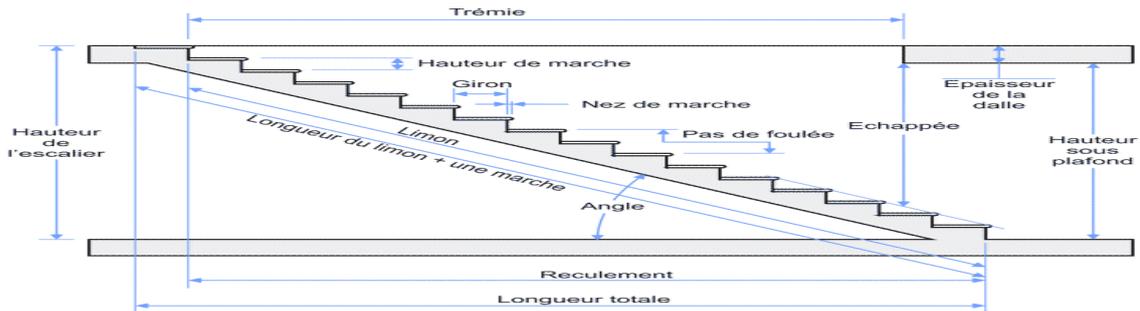


Figure II.8 Schéma d'un escalier

Un escalier est une succession de gradins, il sert à relier deux niveaux différents d'une construction, l'assemblage de ces gradins donne un ensemble appelé escalier.

On a trois types des escaliers dans ce projet :

Type 01 :

➤ **Etage courant**

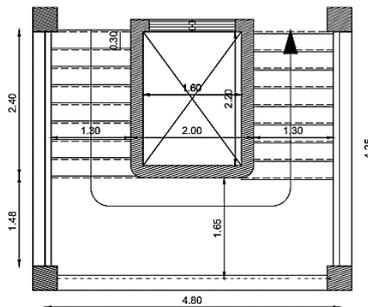


Figure II.9 vue en plan d'escalier (type1)

❖ **Calcul le nombre des marches**

On a : $H = 3.06 \text{ m}$

- Hauteur de marche (h)

$$16.5 \text{ cm} \leq h \leq 17.5 \text{ cm}$$

On adopte : $h = 17 \text{ cm}$

- Nombre des marches (n)

$$n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18 \text{ contre marches (9 contre marches par volée)}$$

❖ **Calcul du giron**

En utilisant la méthode du Blondel :

$$60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm} \Rightarrow 60 - 2h \leq g \leq 65 - 2h \\ \Rightarrow 26 \text{ cm} \leq g \leq 31 \text{ cm}$$

On adopte : $g = 30 \text{ cm}$

❖ **Calcul le reculement (R)**

$$R = g \times (n - 1) = 30 \times 8 = 240 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow R = 240 \text{ cm}$$

❖ **Longueur du limon (paillasse)**

- Calcul l'angle (α)

$$\tan \alpha = \frac{H}{R} = \frac{153}{240} = 0.63 \Rightarrow \alpha = 32.51^\circ$$

- Calcul la longueur du limon

$$L = \frac{H}{\sin \alpha} = \frac{153}{0.53} = 284.62 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow L = 284.62 \text{ cm} = 285 \text{ cm}$$

❖ **Calcul les épissures de palier et du paillasse (e)**

$$e = \begin{cases} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \\ e \geq \max \left[\frac{L}{30}; 10 \text{ cm} \right] \end{cases}$$

$$e = \begin{cases} \frac{285}{30} \leq e \leq \frac{285}{20} \\ e \geq \max \left[\frac{285}{30}; 10 \text{ cm} \right] \end{cases} \quad e = \begin{cases} 9.50 \leq e \leq 14.25 \\ e \geq \max [9.5; 10 \text{ cm}] \end{cases}$$

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

❖ **Evaluation des charges : DTR BC22**

➤ **Paillasse (dalle pleine, e=15 cm)**

Tableau II.7 La descente des charges de paillasse (type 1)

Nº	Désignation	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Marche	0.17	25	$0.17 \times 25 / 2 = 2.19$
5	Paillasse	0.15	25	$0.15 \times 25 / \cos\alpha = 4.45$
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Total				8.03

➤ **Palier (dalle pleine, e=15cm)**

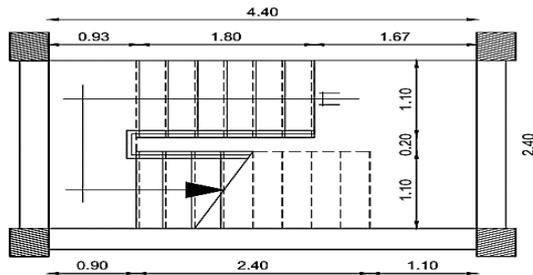
Tableau II.8 La descente des charges de palier (type 1)

Nº	Désignation	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher (dalle pleine)	0.15	25	3.75
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
TOTAL				5.15

Surcharge d'exploitation (Q) : 2.5 KN/m²

Type2 :

➤ **RDC :**



FigureII.10 vue en plan d'escalier du RDC

❖ **Calcul le nombre des marches**

On a $H = 4.25$ m

- Hauteur de marche (h)

$$16.5 \text{ cm} \leq h \leq 17.5 \text{ cm}$$

On adopte : **h = 17 cm**

- Nombre des marches (n)

$$n = \frac{H}{h}$$

On a $H = 4.25$ m alors on perond 3 volées ($H_{v1} = 1.19$ m , $H_{v2,3} = 1.53$ m)

$$n_1 = \frac{H_{v1}}{h} = \frac{119}{17} = 7 \text{ contre marches}$$

$$n_2 = \frac{H_{v2,3}}{h} = \frac{153}{17} = 9 \text{ contre marches par volée}$$

❖ **Calcul du giron**

En utilisant la méthode du Blondel :

$$60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm} \Rightarrow 60 - 2h \leq g \leq 65 - 2h \\ \Rightarrow 26 \text{ cm} \leq g \leq 31 \text{ cm}$$

On adopter: **g = 30 cm**

❖ **Calcul le reculement (R)**

$$R_1 = g \times (n_1 - 1) = 30 \times 6 = 180 \text{ cm} \\ \Rightarrow R_1 = 180 \text{ cm}$$

$$R_2 = g \times (n - 1) = 30 \times 8 = 240 \text{ cm} \\ \Rightarrow R_2 = 240 \text{ cm}$$

❖ **Longueur du limon (paillasse)**

➤ Calcul l'angle (α)

$$\tan \alpha = \frac{H_1}{R_1} = \frac{119}{180} = 0.66 \Rightarrow \alpha_1 = 33.47^\circ \\ \tan \alpha = \frac{H_2}{R_2} = \frac{153}{240} = 0.63 \Rightarrow \alpha_2 = 32.51^\circ$$

➤ Calcul la longueur du limon

$$L_1 = \frac{H_1}{\sin \alpha_1} = \frac{119}{0.55} = 216.36 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow L_1 = 216.36 \text{ cm} = 217 \text{ cm}$$

$$L_2 = \frac{H_2}{\sin \alpha_2} = \frac{153}{0.53} = 284.62 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow L_2 = 284.62 \text{ cm} = 285 \text{ cm}$$

❖ **Calcul les épissures de palier et du paillasse (e) pour**

$$e = \begin{cases} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \\ e \geq \max \left[\frac{L}{30}; 10 \text{ cm} \right] \end{cases}$$

$$e = \begin{cases} \frac{285}{30} \leq e \leq \frac{285}{20} \\ e \geq \max\left[\frac{285}{30}; 10 \text{ cm}\right] \end{cases} \quad e = \begin{cases} 9.5 \leq e \leq 14.25 \\ e \geq \max[9.5; 10 \text{ cm}] \end{cases}$$

e = 15 cm

❖ **Evaluation des charges : DTR BC22**

➤ **Paillasse (dalle pleine, e=15 cm) :**

Tableau II.9 La descente des charges de paillasse (type2)

Nº	Désignation	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Marche	0.17	25	0.17×25/2=2.19
5	Paillasse	0.15	25	0.15×25/cosα=4.45
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Total				8.08

➤ **Palier (dalle pleine, e=15cm)**

Tableau II.10 La descente des charges de palier (type2)

Nº	Désignation	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher (dalle pleine)	0.15	25	3.75
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
TOTAL				5.15

Surcharge d'exploitation (Q) : 2.5 KN/m²

II.8 La poutre palière

La poutre palière est une poutre qui supporte les volées des escaliers entre deux niveaux successifs. Cette poutre est sollicitée par un chargement uniforme du aux poids des volées, (réaction **A** calculée précédemment) et elle aussi sollicitée par un couple de torsion.

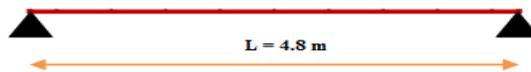


Figure II.11 schéma de la poutre palière

1) Pré dimensionnement de la poutre palière

Selon le **BAEL 91**, les dimensions de la poutre sont :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 32 \leq h \leq 48 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm} \\ 0.4h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 16 \leq b \leq 28 \Rightarrow b = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

On adopt: (b x h) = (25x40).

• **Vérification:**

Le RPA99 préconise :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ \frac{h}{b} = 1.6 \text{ cm} \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

2) Chargement de la poutre palière

La poutre palière est soumise à:

1. Son poids propre le long de la poutre : $G_p = 25 \times 0.25 \times 0.40 = 2.5 \text{ KN/ml}$
2. Poids de la maçonnerie : $G_{mac} = 2.54 \times (4.25 - 0.40) \frac{1}{2} = 4.89 \text{ KN/ml}$

II.9 Les poteaux

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton avec armatures incorporées, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations, la section transversale des poteaux se calcul d'après la formule suivante :

$$S \geq \frac{Q(\text{charge totale})}{\sigma_{\text{béton}}}$$

On peut dimensionner les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanents et des exploitations à l'état limite ultime (1,35G+1,5Q).

Etapas de pré-dimensionnement :

- Choix du poteau le plus sollicité
- Calcul de la surface reprise par le poteau
- Détermination des charges permanentes et d'exploitations revenant à ce poteau

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions de RPA.99 version 2003 [Art 7.4.1Pg48] ;

D'après l'article **[B.8.4.1 Pg156]** du CBA 93 :

$$N_u \leq \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A \times f_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec :

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si: } \lambda \leq 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right) & \text{si: } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$B_r \geq \frac{k\beta N_u}{\frac{f_{bu}}{0.9} + 0.85 \frac{f_{ed}}{100}}$$

$k = 1$; $f_{c28} = 25\text{MPa}$

$$\begin{cases} \gamma_b = 1.5 & \text{combinaison accidentelle} \\ \gamma_s = 1.15 & \text{combinaison fondamentale} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \varphi = 1 & \text{Lorsque la durée probable d'application des charges } > 24 \text{ heures} \\ \varphi = 0.9 & \text{Lorsque cette durée est entre 1 h et 2 h} \\ \varphi = 0.85 & \text{Lorsqu'elle est } < 1 \text{ h} \end{cases}$$

$f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$

$f_e = 400\text{MPa}$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

$$\beta = \begin{cases} 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \text{si } \lambda \leq 50 \\ 0.85 \times \frac{\lambda^2}{1500} & \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

On fixe $\lambda = 35 \Rightarrow \beta = 1.2$

D'après RPA99/Version 2003 $\frac{A}{B_r} = 0.9\%$ Zone forte sismique III

$$\Rightarrow B_r \geq 0.64 \times N_u \text{ (cm}^2\text{)}$$

➤ **Les charges d'exploitation**

$$Q = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right) \sum_{i=1}^n (Q_i - Q_{ri}) + \sum_{i=1}^n Q_{ri} \quad \text{Pour } n \geq 5$$

Avec :

Q_0 : Charge d'exploitation sur la terrasse ;

Q_1 : Charge d'exploitation du dernier niveau ;

Q_i : Charge d'exploitation de l'étage i compté à partir du haut ;

$Q_{ri} = 1 \text{ KN/m}^2$ à partir du haut pour les locaux de bureaux, = 0 pour les autres

La vérification des conditions de RPA (Art7.4.1 Pg48 RPA99 révisé en 2003)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \text{ en zone I et II} \\ \text{Min}(b_1, h_1) \geq 30\text{cm} \text{ en zone IIb et III} \\ \text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20 \\ \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{array} \right.$$

a. Poteaux intérieur :

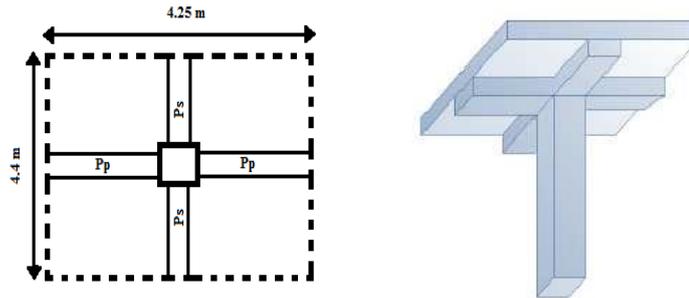


Figure II.12 Dimension de la section revenant au poteau intérieur le plus sollicité

AN :

$$S = \left(\frac{4.2}{2} + \frac{4.3}{2} \right) \times \left(\frac{4.1}{2} + \frac{4.7}{2} \right) = 18.7\text{m}^2$$

Q_{\min} :

Terrasse	$Q_0 = 1\text{KN/m}^2$
8 ^{eme} étage	Q_1
7 ^{eme} étage	$0.95Q_2$
6 ^{eme} étage	$0.90Q_3$
5 ^{eme} étage	$0.85Q_4$
4 ^{eme} étage	$0.80Q_5$
3 ^{eme} étage	$0.75Q_6$
2 ^{eme} étage	$0.70Q_7$
1 ^{er} étage	$0.65Q_6$
RDC	$0.60Q_5$

Nu :

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q$$

$$N_{umaj} = 1.1N_u$$

$$N_G \text{ Plancher terrasse} = G_t \times S = 7.07 \times 18.7 = 132.21 \text{ KN}$$

$$N_G \text{ Plancher terrasse} = 132.21 \text{ KN}$$

$$N_G \text{ Plancher étage courant} = G_e \times S = 5.98 \times 18.7 = 111.83 \text{ KN}$$

$$N_G \text{ Plancher étage courant} = 111.83 \text{ KN}$$

$$N_G \text{ Poutre principal} = \rho \times b \times h \times l = 25 \times 0.25 \times 0.40 \times 4.25 = 10.63 \text{ KN}$$

$$N_G \text{ Poutre principal} = 10.63 \text{ KN}$$

$$N_G \text{ Poutre secondaire} = \rho \times b \times h \times l = 25 \times 0.25 \times 0.40 \times 4.40 = 11.00 \text{ KN}$$

$$N_G \text{ Poutre principale} = 11.00 \text{ KN}$$

$$N_G \text{ Poteaux} = \rho \times a \times a \times H$$

Avec H : hauteur d'étage

$$N_G \text{ total} = N_G \text{ Plancher} + N_G \text{ poutres principal} + N_G \text{ poutres secondaire} + N_G \text{ poteaux}$$

$$a = \sqrt{B_r} + 2 \text{ (cm)}$$

Tableau II.11 choix des sections des poteaux intérieur

Niv	N_G total (KN)	Q_{min} (KN/m ²)	S(m ²)	N_Q (KN)	N_u (KN)	N_{umaj} (KN)	N_{ucum} (KN)	Br (cm ²)	a (cm)	a x a adopté
Ter	153.84	1	18.7	18.7	235.73	259.31	/	/	/	/
8 ^{eme}	142.83	1.5	18.7	28.05	234.90	258.39	259.31	165.96	14.88	35x35
7 ^{eme}	145.70	1.43	18.7	26.74	236.81	260.49	517.70	331.32	20.20	40x40
6 ^{eme}	145.70	1.35	18.7	25.25	234.57	258.03	778.19	498.04	24.32	40x40
5 ^{eme}	148.95	1.28	18.7	23.94	236.99	260.69	1036.22	663.18	27.75	45x45
4 ^{eme}	148.95	1.2	18.7	22.44	234.74	258.22	1296.91	830.02	30.81	45x45
3 ^{eme}	152.59	1.13	18.7	21.13	237.69	261.46	1555.13	995.28	33.55	50x50
2 ^{eme}	152.59	1.05	18.7	19.64	235.46	259.00	1816.59	1162.62	36.10	50x50
1 ^{ere}	156.60	1.63	18.7	30.48	257.13	282.84	2075.59	1328.38	38.45	55x55
RDC	165.60	1.5	18.7	28.05	265.64	292.20	2358.43	1509.40	40.85	55x55
s.sol	/	/	/	/	/	/	2650.63	1696.40	43.19	55x55

Les sections des poteaux sont satisfaites aux conditions de RPA99 version 2003.

b. Poteau de rive :

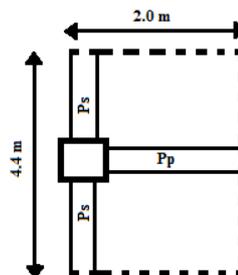


Figure II.13 Dimension de la section revenant au poteau de rive

AN :

$$S = \left(\frac{4.00}{2} \right) \times \left(\frac{4.25}{2} + \frac{4.55}{2} \right) = 8 \text{ m}^2$$

Q_{min} :

8 ^{ème} étage	Q ₀ = 1KN/m ²
7 ^{ème} étage	Q ₁
6 ^{ème} étage	0.95Q ₂
5 ^{ème} étage	0.90Q ₃
4 ^{ème} étage	0.85Q ₄
3 ^{ème} étage	0.80Q ₅
2 ^{ème} étage	0.75Q ₆
1 ^{er} étage	0.70Q ₇
RDC	0.65Q ₆

Nu :

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q$$

$$N_{G \text{ Plancher étage courant}} = G_e \times S = 5.98 \times 8.8 = 52.62KN$$

$$N_{G \text{ Plancher étage courant}} = 52.62KN$$

$$N_{G \text{ Poutre principale}} = \rho \times b \times h \times l = 25 \times 0.25 \times 0.40 \times 2.00 = 5.00KN$$

$$N_{G \text{ Poutre principale}} = 5.00KN$$

$$N_{G \text{ Poutre secondaire}} = \rho \times b \times h \times l = 25 \times 0.25 \times 0.40 \times 4.40 = 11.00KN$$

$$N_{G \text{ Poutre principale}} = 11.00KN$$

$$N_{G \text{ Poteaux}} = \rho \times a \times a \times H \text{ avec H: hauteur d'étage}$$

$$N_{G \text{ total}} = N_{G \text{ Plancher}} + N_{G \text{ poutres principale}} + N_{G \text{ poutres secondaire}} + N_{G \text{ poteaux}}$$

$$a = \sqrt{B_r} + 2 \text{ (cm)}$$

$$B_r = 1.2B_r$$

Tableau II.12 Choix des sections des poteaux de rive

Niv	$N_{G \text{ total}}$ (KN)	Q_{min} (KN/m ²)	S(m ²)	N_Q (KN)	N_u (KN)	N_{cum} (KN)	Br (cm ²)	Br' (cm ²)	a (cm)	axa adopté
8 ^{eme}	68.62	1.5	8.8	13.2	112.44	/	/	/	/	/
7 ^{eme}	75.51	1.5	8.8	13.2	121.74	112.44	71.96	86.36	11.29	30x30
6 ^{eme}	75.51	1.43	8.8	12.58	120.82	234.19	149.88	179.86	15.41	30x30
5 ^{eme}	75.51	1.35	8.8	11.88	119.76	355.01	227.20	272.64	18.51	30x30
4 ^{eme}	77.99	1.28	8.8	11.26	122.19	474.77	303.85	364.62	21.10	35x35
3 ^{eme}	77.99	1.2	8.8	10.56	121.13	596.96	382.05	458.46	23.41	35x35
2 ^{eme}	77.99	1.13	8.8	9.94	120.21	718.09	459.58	551.49	25.48	35x35
1 ^{ere}	80.86	1.75	8.8	15.40	132.27	838.30	536.51	643.81	27.37	40x40
RDC	86.62	1.63	8.8	14.34	137.11	790.56	621.16	745.39	29.30	40x40
s.sol	/	/	/	/	/	1107.67	708.91	850.69	31.17	45x45

Les sections des poteaux sont satisfaites aux conditions de RPA99 version 2003.

✓ **Conclusion :**

On prend les dimensions de poteau intérieur

Tableau II.13 Dimensions des poteaux adoptant

Niveaux	Section des poteaux (cm ²)
Sous-sol, RDC-1 ^{er} étage	55x55
2 ^{eme} -3 ^{eme} étages	50x50
4 ^{eme} -5 ^{eme} étages	45x45
6 ^{eme} -7 ^{eme} étages	40x40
8 ^{eme} étage	35x35

c. Les vérifications des poteaux

1) Vérification à l'ELS

On prend les charges et surcharges de poteau central de sous-sol pour la vérification :

La condition est : $\bar{\sigma}_{bc} \geq N_{\text{ser}} / S \Rightarrow S \geq N_{\text{ser}} / \bar{\sigma}_{bc}$

Avec :

$$N_{\text{ser}} = \sum N_{G \text{ total}} + N_Q = 1757,77 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6F_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$S \geq 1757,77 \times 10 / 15 \Rightarrow S \geq 1171.85 \text{ cm}^2$$

$$S_{\text{poteau}} = 55 \times 55 = 3025 \text{ cm}^2$$

$3025 \text{ cm}^2 > 1171.85 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Vérifiée

2) Vérification selon le RPA99/2003

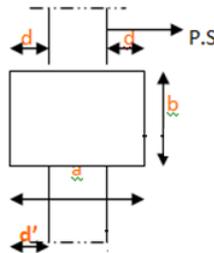
L'article 7.4.1 des RPA 99/Version 2003 exige pour une structure située en zone III que les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Pour la zone III : $\min (a, b) \geq 30\text{cm}$

On prend:

- $\min (a, b) \geq 30\text{cm} \rightarrow \min (55,55) \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots$ Vérifiée
- $\min (a, b) \geq h_e / 20 \rightarrow 55\text{cm} \geq 396 / 20 = 19.80\text{cm} \dots\dots\dots$ Vérifiée
- $1 / 4 < b / a < 4 \rightarrow 1 / 4 < 55 / 55 = 1 < 4 \dots\dots\dots$ Vérifiée

Vérification:



- $d \leq \max (b / 2, a / 2)$
- $d \leq \max (55 / 2, 55 / 2) \rightarrow d \leq 27.5\text{cm}$

Et on a : $d = 55 - 30 / 2 = 12.5 < 30\text{cm} \dots\dots\dots$ Vérifiée

3) Vérification de stabilité de forme

Les poteaux sont soumis à la compression simple, on définit l'élanement $\lambda = L_f / i$

$L_f = 0.7 l_0 = 0.7 h_e$ avec: $i = \sqrt{I / B}$

➤ Vérification au flambement:

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier la condition suivante :

$$\lambda = 0.7 \times \frac{I_0 \times \sqrt{12}}{h} \leq 50$$

λ : Élanement du poteau

l_f : longueur de flambement ($l_f = 0.7 l_0$).

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

I : moment d'inertie de poteau : $bh^3/12$

B : section transversale du poteau $B = (h \times b)$.

l_0 : longueur d'un poteau entre faces supérieure de deux planchers consécutifs.

✓ **Pour le sous-sol :**

$$L_f = 0.7 (396) = 277.2 \text{ cm}$$

$$I = 762552.08 \text{ cm}^4 \quad B = 55 \times 55 = 3025 \text{ cm}^2$$

$$i = 15.88 \text{ cm}$$

$$\lambda = 277.2 / 15.88 = 17.46 < 50 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

✓ **Pour RDC :**

$$L_f = 0.7 (425) = 297.5 \text{ cm}$$

$$I = 762552.08 \text{ cm}^4 \quad B = 55 \times 55 = 3025 \text{ cm}^2$$

$$i = 15.88 \text{ cm}$$

$$\lambda = 297.5 / 15.88 = 18.73 < 50 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

✓ **Pour 1^{er} étage :**

$$L_f = 0.7 (306) = 214.2 \text{ cm}$$

$$I = 762552.08 \text{ cm}^4 \quad B = 55 \times 55 = 3025 \text{ cm}^2$$

$$i = 15.88 \text{ cm}$$

$$\lambda = 214.2 / 15.88 = 13.49 < 50 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

✓ **Pour 2^{eme} et 3^{eme} étages :**

$$L_f = 0.7 (306) = 214.2 \text{ cm}$$

$$I = 520833.33 \text{ cm}^4 \quad B = 50 \times 50 = 2500 \text{ cm}^2$$

$$i = 14.43 \text{ cm}$$

$$\lambda = 214.2 / 14.43 = 14.84 < 50 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

✓ **Pour 4^{eme} et 5^{eme} étages :**

$$L_f = 0.7 (306) = 214.2 \text{ cm}$$

$$I = 341718.75 \text{ cm}^4 \quad B = 45 \times 45 = 2025 \text{ cm}^2$$

$$i = 12.99 \text{ cm}$$

$$\lambda = 214.2 / 12.99 = 16.49 < 50 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

✓ **Pour 6^{eme} et 7^{eme} étages :**

$$L_f = 0.7 (306) = 214.2 \text{ cm}$$

$$I = 270000 \text{ cm}^4 \quad B = 40 \times 40 = 1600 \text{ cm}^2$$

$$i = 12.99 \text{ cm}$$

$$\lambda = 214.2 / 12.99 = 16.49 < 50 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

✓ Pour 8^{ème} étages :

$$L_f = 0.7 (306) = 214.2 \text{ cm}$$

$$I = 125052.08 \text{ cm}^4 \quad B = 35 \times 35 = 1225 \text{ cm}^2$$

$$i = 10.10 \text{ cm}$$

$$\lambda = 214.2 / 10.10 = 21.20 < 50 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

II.10 Les voiles

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales.

Le pré-dimensionnement doit être conforme aux prescriptions de l'article [Art7.7.1Pg56] du RPA99 version 2003.

D'après cet article les voiles doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} e \geq 15 \text{ cm} \\ e_1 \geq \frac{h_e}{25} \\ e_2 \geq \frac{h_e}{22} \\ e_3 \geq \frac{h_e}{20} \end{cases}$$

Avec :

h_e : la hauteur d'étage ;

$$e = \max (e_{\min} ; e_1 ; e_2 ; e_3)$$

D'après le RPA 99 article 7.7.1 « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4 e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. » Avec :

L : porté du voile

e : épaisseur du voile

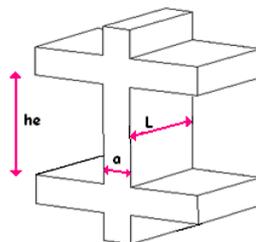


Figure II.14 schéma détail du voile

AN :

Pour sous-sol : $h_e = 3.96 \text{ m}$

$$e_1 \geq \frac{396}{25} = 15.84 \text{ cm}$$

$$e_2 \geq \frac{396}{22} = 18 \text{ cm}$$

$$e_3 \geq \frac{396}{20} = 19.8 \text{ cm}$$

$$e = \max(15 ; 15.84 ; 18 ; 19.8)$$

$$e = 20 \text{ cm}$$

Pour RDC : $h_e = 4.25 \text{ m}$

$$e_1 \geq \frac{425}{25} = 17 \text{ cm}$$

$$e_2 \geq \frac{425}{22} = 19.32 \text{ cm}$$

$$e_3 \geq \frac{425}{20} = 21.25 \text{ cm}$$

$$e = \max(15 ; 17 ; 19.32 ; 21.25)$$

$$e = 25 \text{ cm}$$

Pour étages courant: $h_e = 3.06 \text{ m}$

$$e_1 \geq \frac{306}{25} = 12.24 \text{ cm}$$

$$e_2 \geq \frac{306}{22} = 13.90 \text{ cm}$$

$$e_3 \geq \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm}$$

$$e = \max(15 ; 12.24 ; 13.90 ; 15.3)$$

e = 16 cm alors on adopte une épaisseur **e = 25 cm**

Chapitre III : Calcul des Eléments Secondaires

III.1 Introduction

Les éléments non structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques d'ensemble peuvent être considérés comme éléments secondaires, à condition que leur résistance à ces actions soit effectivement négligée et qu'il ne soit soumis du fait des déformations imposées qu'à des sollicitations négligeables vis-à-vis des sollicitations d'autres origines.

Dans ce chapitre, on va aborder le calcul des éléments non structuraux suivants :

- L'acrotère
- Les balcons
- Les poutrelles et la table de compression des planchers à corps creux
- L'ascenseur
- Les escaliers

III.2 L'acrotère

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Il est soumis à la flexion composée due à :

- Un effort normal dû à son poids propre (**G**)
- Un moment dû à la surcharge (**Q**)

Il a pour rôle de :

- Protection d'étanchéité
- Servant comme garde-corps
- Entretien des façades

III.2.1 Principe de calcul

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera l'ELU, et l'ELS.

III.2.2 Evaluation des charges

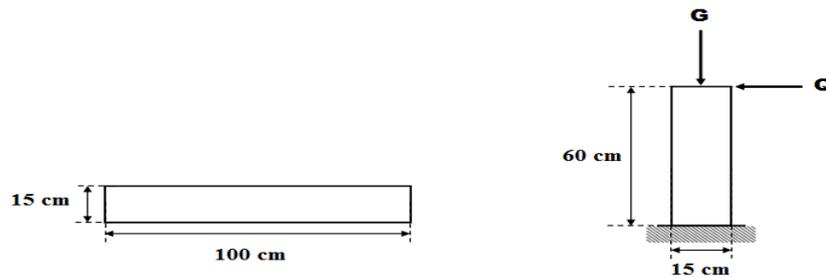


Figure III.1 Schéma de l'acrotère

❖ charge permanente

$$S = (0.60 \times 0.15) + \left(\frac{0.10 \times 0.03}{2} \right) + (0.10 \times 0.10) = 0.1015 \text{ cm}^2$$

$$G = \rho \times s = 25 \times 0.1015 = 2.54 \text{ KN/m}$$

$$\mathbf{G = 2.54 \text{ KN/m}}$$

❖ Surcharge d'exploitation

(De la main courante de personne)

$$\mathbf{Q = 1 \text{ KN/ml}}$$

III.2.3 Vérification de l'acrotère au séisme

L'acrotère est un élément secondaire mais doit être calculé sous l'action des forces sismiques, suivant la formule:

$$\mathbf{F_P = 4 A C_P W_P}$$

A: coefficient d'accélération de zone (zone III).

C_P : facteur de force horizontale (élément en console).

W_P : poids de l'acrotère.

$$\begin{cases} A = 0.25 \\ C_P = 0.80 \\ W_P = 2.54 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \mathbf{F_P = 2.032 \text{ KN/m}}$$

➤ Pour G :

$$M_G = 2,54 \text{ KN/ml}$$

$$N_G = 0 \text{ KN/ml}$$

$$T_G = 0 \text{ KN/ml}$$

➤ Pour Q:

$$N_Q = 0 \text{ KN/ml}$$

$$M_Q = H \times Q = 0.6 \text{ KN /ml}$$

$$T_Q = 1 \text{ KN/ml}$$

➤ Pour F_p

$$N_{Fp} = 0 \text{ KN/m}$$

$$M_{Fp} = H \times F_p = 1.22 \text{ KN/m}$$

$$T_{Fp} = F_p = 2.032 \text{ KN/m}$$

III.2.4 Calcul des efforts

Pour une bande de 1 m de largeur :

➤ **ELU**

-Effort normal: $N_u = 1,35N_G = 3.43 \text{ KN}$

-Moment d'encastrement: $M_u = 1,5M_Q + 1.3N_{Fp} = 2.49 \text{ KN.m}$

-Effort tranchant: $T_u = 1.5 T_Q + 1.3T_{Fp} = 4.14 \text{ KN.m}$

➤ **ELS**

-Effort normal: $N_{ser} = N_G = 2,54 \text{ KN}$

-Moment d'encastrement: $M_{ser} = M_Q + M_{Fp} = 1.82 \text{ KN.m}$

-Effort tranchant: $T_{ser} = T_Q + T_{Fp} = 3.032 \text{ KN}$

❖ Vérification de non flambement

Le calcul se fait à l'état limite ultime, notre acrotère est assimilé à une console:

$$L_f = 2.L_0$$

L_f : la longueur de flambement.

$$L_f = 2 \times 0.6 \Rightarrow L_f = 1.2 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{a} \sqrt{12}$$

a: l'épaisseur de l'acrotère.

$$\lambda = \frac{1.2}{0.15} \sqrt{12} = 27.71 \text{ cm}$$

λ : l'élancement.

❖ L'excentricité

$$e_0 = \frac{a}{6} \Rightarrow e_0 = \frac{15}{6} = 2.5 \text{ cm}$$

e_0 : l'excentricité du noyau central

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} \Rightarrow e_1 = \frac{0.9 \times 10^2}{3.43} = 26.24 \text{ cm}$$

e_1 : l'excentricité du premier ordre

$e_1 > e_0 \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée

$\lambda_{\max} = \text{Max}(50, \min(100, e_1/a)) \text{ cm}$

$\lambda_{\max} = \text{Max}(50, \min(100, 1.75)) \text{ cm} \Rightarrow \lambda_{\max} = 50 \text{ cm}$

On a: $\lambda = 27.71 \text{ cm} < \lambda_{\max} = 50 \text{ cm}$

Donc : pas de risque de flambement.

III.2.5 Ferrailage de l'acrotère

Le calcul du ferrailage se fait en flexion composée

La section du béton ($b \times h$) est $(100 \times 15) \text{ cm}^2$

$$d = 0,9h = 13.5 \text{ cm} \quad , \quad d' = H - d = 1.5 \text{ cm}$$

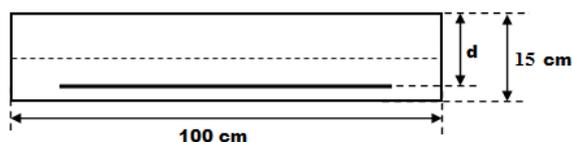


Figure III.2 Section de calcul d'acrotère

Tableau III.1 Caractéristiques géométrique et mécaniques de l'acrotère

F_{c28}	d (cm)	f_{bu}	f_{ed}	f_e	d' (cm)
25	13.5	14.17	348	400	1.5

❖ **Armatures longitudinales**

➤ **A L'ELU:**

• **Calcul du moment de flexion**

$$e = e_0 + h/2 - d' = 31 \text{ cm}$$

e : la distance entre le point d'application de N et le centre des armatures tendues.

$$M_f = N_u \times e \Rightarrow M_f = 1.06 \text{ KN.m}$$

• **Calcul des armatures verticales**

Le calcul se fait en flexion simple:

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu = \frac{1.06 \times 10^{-3}}{100 \times 0.135^2 \times 14.17}$$

$$\mu = 0.0041$$

On a: $\mu_l = 0.392 > \mu$ Alors les armatures comprimé ne pas nécessaire $A_s' = 0$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.0051$$

$$A_s \geq \frac{M_f}{z \times \sigma_s}$$

$$z = d - 0.4y$$

$$y = \alpha \times d \Rightarrow y = 0.069 \text{ cm} \Rightarrow z = 13.47 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

Alors: $A_s \geq 0.23 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ On adoptier $A_s = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA}8$

- **Armatures transversales**

$$A_t \geq \frac{A}{4} \Rightarrow A_t \geq 0.50 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA}8$$

- **Espacement**

Armature verticales :

$$S_v = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq S_{min} = \min(3h = 45 ; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$$

Armature de répartition :

$$S_r = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm} \leq S_{min}(4h = 60 ; 45) \text{ cm} = 45 \text{ cm}$$

➤ **Vérification aux ELU**

- **Condition de non fragilité:** (CBA93 A.7.1.2)

$$A_{min} = \frac{0.23 f_{tj}}{f_e} b d$$

$$f_{tj} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 1.63 \text{ cm}^2$$

On a: $A = \max(A_s, A_{min}) \Rightarrow A = 1.63 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ Vérifiée

- **Vérification au cisaillement** [CBA.Art. A5.12.1.1]

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0.001 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots$$
 Vérifiée

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

➤ Vérification aux ELS

On doit vérifier :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_h} y \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I_h} (d - y) \leq \overline{\sigma}_{st} \end{cases}$$

$$I_h = \frac{by^3}{3} + n \cdot A_s (d - y)^2$$

Le calcul de y_s se fait à l'aide de l'équation suivante :

$$\frac{by^2}{2} - nA_s(d - y) = 0$$

$$\Rightarrow y = 2.57\text{cm} \Rightarrow I_h = 4167.69 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = 1.12 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 71.60 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

III.2.6 Schéma de ferrailage de l'acrotère

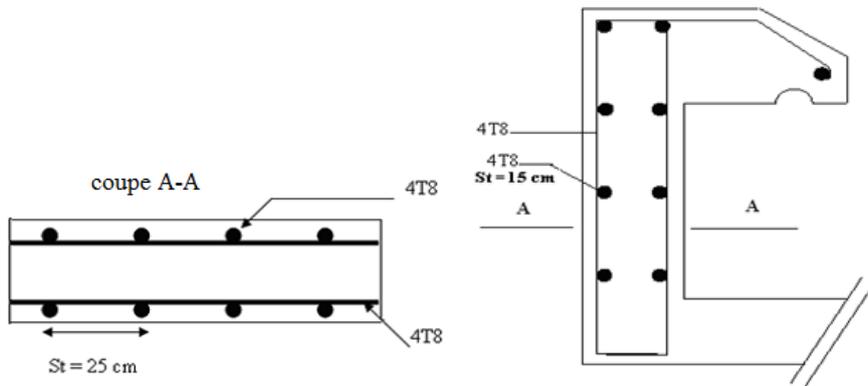
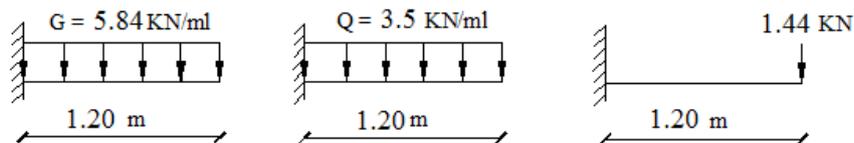


Figure III.3 Schémas ferrailage de l'acrotère

III.3. Etude du balcon



Donnée :

- Epaisseur de balcon : $e = 15\text{cm}$
- Le poids propre de plancher : $G = 5.84 \text{ KN/m}^2$
- Les charges d'exploitation : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$
- La charge de mure : $q = 1.44\text{KN/m}^2$

III.3.1 Calcul des moments

Après les calculs de RDM :

$$M_G = 4.20\text{KN.m}$$

$$M_Q = 2.52\text{KN.m}$$

$$M_q = 1.73\text{KN.m}$$

➤ **A L'ELU :**

$$M_u = 1.35(M_G + M_q) + 1.5M_Q = 11.78\text{KN.m} \Rightarrow M_u = 11.78 \text{ KN.m}$$

➤ **A L'ELS :**

$$M_s = M_G + M_q + M_Q = 8.45 \text{ KN.m} \Rightarrow M_s = 8.45 \text{ KN.m}$$

III.3.2 Calcul des efforts tranchants

$$T_G = 7.01\text{KN}$$

$$T_Q = 4.2 \text{ KN}$$

$$T_q = 1.44 \text{ KN}$$

➤ **A L'ELU :**

$$T_u = 1.35 (T_G + T_q) + 1.5 T_Q = 17.71 \text{ KN} \Rightarrow T_u = 17.71 \text{ KN}$$

➤ **A L'ELS :**

$$T_s = T_G + T_q + T_Q = 12.65 \text{ KN} \Rightarrow T_s = 12.65 \text{ KN}$$

III.3.3 Calcul du ferrailage

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple

La section du béton ($b \times h$) est $(100 \times 15) \text{ cm}^2$

$$d = 0,9h = 13.5 \text{ cm} , \quad d' = H - d = 1.5\text{cm}$$



Figure III.4 Section longitudinale de calcul balcon

Tableau III.2 Caractéristiques géométriques et mécaniques du balcon

f_{c28} (MPa)	d (cm)	f_{bu} (MPa)	f_{ed} (MPa)	Fe (MPa)	d' (cm)
25	13.5	14.17	348	400	1.5

❖ **Armatures longitudinales**

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.3 Détermination des sections d'acier (balcon)

M_u (KNm)	μ	α	z (cm)	A (cm ²)	A' (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
11.78	0.046	0.058	13.19	2.57	0	1.6	5 HA 10
							3.93

❖ **Armatures transversales**

$$A_t \geq \frac{A}{4} \Rightarrow A_t \geq 0.98 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t = 2.51 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5HA8$$

❖ **Espacement**

Armature verticales

$$S_v = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \leq S_{min} = \min(3h = 45 ; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$$

Armature de répartition

$$S_t = \frac{120}{5} = 24 \text{ cm} \leq S_{min}(4h = 60 ; 45) \text{ cm} = 45 \text{ cm}$$

❖ **Vérification aux ELU :**

➤ **Condition de non fragilité:** (CBA93 A.7.1.2)

$$A_{min} = \frac{0.23f_{tj}}{f_e} bd$$

$$A_{min} = 1.6 \text{ cm}^2 < A = 2.57 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant:**

La fissuration est considérée comme peu nuisible.

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = 0.13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

❖ **Vérification aux ELS :**

On doit vérifier :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_h} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 MPa \\ \sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I_h} (d - y) \leq \overline{\sigma}_{st} = 201.63 MPa \end{cases}$$

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.4 vérification a l'ELS (balcon)

M_s (KN.m)	b (cm)	y (cm)	d (cm)	A (cm ²)	A' (cm ²)	I_h (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)	Observation
8.45	100	3.32	13.5	3.6	0	6815.96	4.11	189.08	Vérifiée

III.3.4 Schéma de ferrailage de balcon

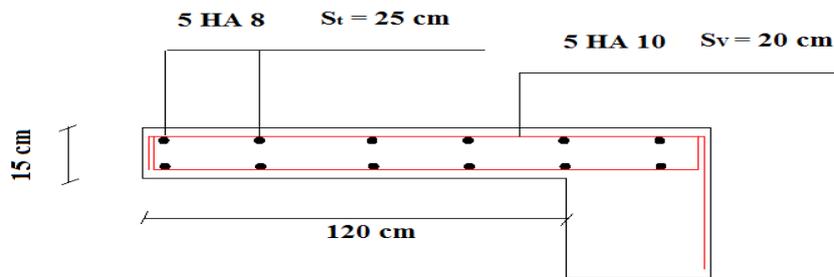


Figure III.5 Schémas ferrailage de balcon

III.4 Plancher a corps creux

Le plancher est de hauteur: $h_t = 20 + 4 = 24$ cm, il est constitué par un corps creux qui se repose sur des poutrelles préfabriquées de dimensions (24 x 65) cm².

III.3.1 Calcul des poutrelles

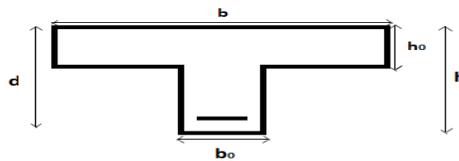


Figure III.6 Construction de la section en T

$h = 24$ cm, $h_0 = 4$ cm, $d = 21.6$ cm, $b = 65$ cm, $b_0 = 12$ cm

III.3.2 Ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression d'épaisseur 4 cm doit être armée d'un quadrillage des barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm pour les barres perpendiculaires aux poutrelles
- 33cm pour les barres parallèle aux poutrelles.

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

En Algérie les entre axes les plus utilisés sont : 56 cm et 65 cm.

On a $50\text{cm} \leq l_x \leq 80\text{cm} \Rightarrow l_x = 65\text{cm}$

$$A_{per} \geq \frac{4 \times l_x}{400} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65\text{cm}^2 \text{ soit } 5\text{HA6} \text{ avec } A = 1.41\text{cm}^2 / \text{ml}$$

- **Armatures parallèles aux poutrelles**

$$A_{par} = \frac{A_{per}}{2} = 0.705\text{cm}^2 \text{ soit } 3\text{HA6} \text{ avec } A = 0.85\text{cm}^2 / \text{ml}$$

On adoptera un treillis soudé de TS6(200 × 200).

III.3.3 évaluation des actions

La poutrelle est considérée comme une poutre continue :

▪ **terrasse :**

$$G = 7.07 \times 0.65 = 4.60\text{kN/ml}$$

$$Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN}$$

$$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

$$\mathbf{P_u = 7.19\text{KN/ml}}$$

$$P_s = G + Q$$

$$\mathbf{P_s = 5.25 \text{ KN/ml}}$$

▪ **Étage courant :**

$$G = 5.98 \times 0.65 = 3.89\text{KN/ml}$$

$$Q = 1.5 \times 0.65 = 0.98\text{KN/ml}$$

$$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

$$\mathbf{P_u = 6.72\text{KN/ml}}$$

$$P_s = G + Q$$

$$\mathbf{P_s = 4.87\text{KN/ml}}$$

▪ **1^{er} étage :**

$$G = 5.98 \times 0.65 = 3.89\text{KN/ml}$$

$$Q = 2.5 \times 0.65 = 1.63\text{KN/ml}$$

$$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

$$\mathbf{P_u = 7.7\text{KN/ml}}$$

$$P_s = G + Q$$

$$\mathbf{P_s = 5.52\text{KN/ml}}$$

Tableau III.5 évaluation des actions

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	Combinaison	
			ELU (p_u) (KN/ml)	ELS(p_s) (KN/ml)
Plancher terrasse	7.07	1	7.19	5.25
Plancher étage Courant	5.98	1.5	6.72	4.87
Plancher 1^{er} étage et RDC	5.98	2.5	7.7	5.52

III.3.4 Calcul de sollicitation

Les poutrelles à études sont assimilées des à des poutres continues sur plusieurs appuis ; leur étude s’effectue selon l’une des méthodes suivantes :

- méthode forfaitaire
- méthode de Caquot (RDM)
- méthode de trois moments

A– La méthode forfaitaire :

Pour utiliser la méthode forfaitaire on doit vérifier les trois critères suivants :

1- La surcharge d'exploitation Q ne doit pas dépasser le double des charges permanentes ou bien 5 KN/m²

$$Q \leq \text{Min} (2G / 5\text{KN/m}^2)$$

2- Les moments d'inertie de toutes les travées doivent être égaux et le rapport entre les travées successives doit être compris entre 0.8 et 1.25

3- La fissuration est peu nuisible

4- la fissuration est considérée comme non préjudiciable au terme de béton et de ses revêtements.

• **Vérification des conditions de la méthode forfaitaire**

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i-1}} \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

➤ **Type 1 : (Terrasse)**

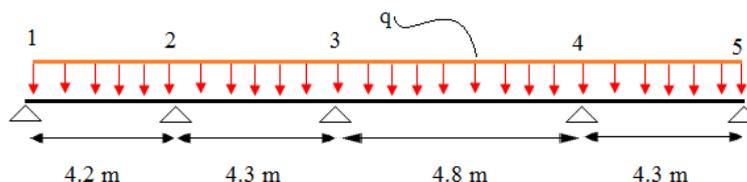


Figure III.7 Type 01 (poutrelle à 4 travées)

Q=1 < min(2×G=14.14 ; 5KN/m²)..... Vérifiée

Pour i_1 :

$$0.8 \leq \frac{4.2}{4.3} = 0.98 \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

$$0.8 \leq \frac{4.3}{4.2} = 1.02 \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Pour i_2 :

$$0.8 \leq \frac{4.3}{4.8} = 0.89 \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$0.8 \leq \frac{4.8}{4.3} = 1.12 \leq 1.2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Pour i_3 :

$$0.8 \leq \frac{4.8}{4.3} = 1.12 \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$0.8 \leq \frac{4.3}{4.8} = 0.89 \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Pour i_4 :

$$0.8 \leq \frac{4.3}{4.8} = 0.89 \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$0.8 \leq \frac{4.8}{4.3} = 1.12 \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Alors en utilise méthode forfaitaire

❖ **Application de la méthode**

- **Principe de la méthode forfaitaire** : d'après le [BAEL 91]

- **Les moments fléchissant**

$\alpha = \frac{Q}{Q + G}$: Le rapport des charges d'exploitations sur la somme des charges d'exploitations et permanentes sans pondération.

M_0 : Moment isostatique.

M_e : Moment sur l'appui de droite.

M_w : Moment sur l'appui de gauche.

M_t : Moment en travée.

Les conditions à vérifiées sont :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05 M_0 \end{cases}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots\dots\dots \text{ Pour une travée de rive}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots\dots\dots \text{ Pour une travée intermédiaire}$$

Les moments sur appuis sont donnés comme suit :

$0.5 \times M_0$: pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées

$0.4 \times M_0$: pour les appuis intermédiaires pour une poutre à plus de trois travées

$0.6 \times M_0$: pour les appuis intermédiaires pour une poutre à deux travées

$0.15 \times M_0$: pour les appuis de rive

▪ **Les efforts tranchants**

$$V_w = \frac{PL}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$V_e = -\frac{PL}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

➤ **A l'ELU** : $P_u = 7.19 \text{ KN/m}$ (Terrasse)

• **Moment isostatique**

$$M_0 = \frac{P_u \times l^2}{8}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.6 Moments isostatique à l'ELU pour type 1

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5
L (m)	4.2	4.3	4.8	4.3
M₀(KN.m)	15.85	16.62	20.71	16.62

• **Moments sur les appuis**

✓ **Appuis de rive**

$$M_1 = M_5 = 0$$

✓ **Appuis intermédiaires**

$$M_a = 0.5 M_0 \quad \text{appuis voisin de rive}$$

$$M_a = 0.4 M_0 \quad \text{appuis intermédiaires}$$

$$M_2 = -0.5 \times \max(M_0^{1-2}, M_0^{2-3}) = -0.5 \times 16.62 \Rightarrow M_2 = -8.31 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -0.4 \times \max(M_0^{2-3}, M_0^{3-4}) = -0.4 \times 20.71 \Rightarrow M_3 = -8.28 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -0.5 \times \max(M_0^{3-4}, M_0^{4-5}) = -0.5 \times 20.71 \Rightarrow M_4 = -10.36 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{M_{a_{max}} = 10.36 \text{ KN.m}}$$

• Moments en travée

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1}{1 + 7.07}$$

$$\alpha = 0.12$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{pour une travée de rive.}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{pour une travée intermédiaire.}$$

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.7 Moments aux travées à L'ELU pour type 1

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5
$M_w(\text{KN.m})$	0	-8.31	-8.28	-10.36
$M_e(\text{KN.m})$	-8.31	-8.28	-10.36	0
$M_0(\text{KN.m})$	15.85	16.62	20.71	16.62
$M_t(\text{KN.m})$	9.80	8.61	10.73	10.27

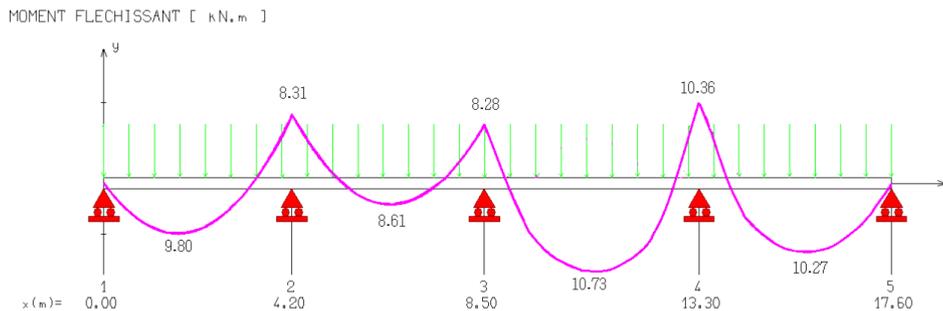


Figure III.8 Diagramme moment fléchissant à ELU (type 1)

• Effort tranchant

$$V_w = \frac{PL}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$V_e = -\frac{PL}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.8 Efforts tranchants à L'ELU pour type 1

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5
$M_w(\text{KN.m})$	0	-8.31	-8.28	-10.36
$M_e(\text{KN.m})$	-8.31	-8.28	-10.36	0
$V_w(\text{KN})$	17.08	15.45	17.69	13.04
$V_e(\text{KN})$	-13.12	-15.47	-16.83	-17.87

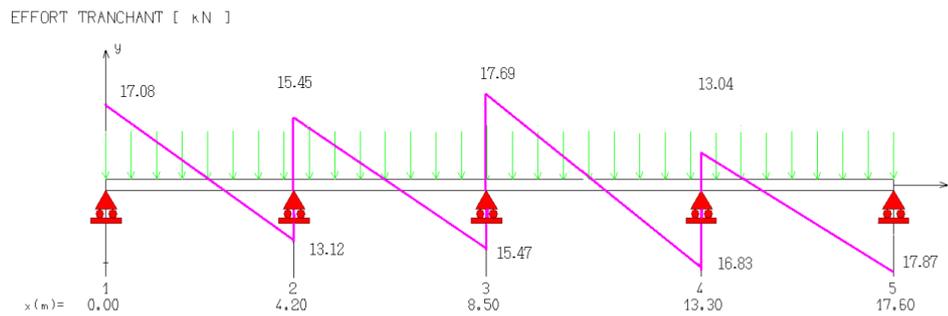


Figure III.9 Diagramme effort tranchant à ELU (type 1)

➤ A l'ELS : $P_s = 5.25 \text{ KN/m}$

• Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{P_s \times l^2}{8}$$

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.9 moments isostatique à L'ELS pour type 1

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5
L (m)	4.2	4.3	4.8	4.3
$M_0(\text{KN.m})$	11.78	12.13	15.12	12.13

• Moments sur les appuis :

✓ Appuis de rive :

$$M_1 = M_5 = 0$$

✓ Appuis intermédiaires :

$$M_2 = -0.5 \times \max(M_0^{1-2}, M_0^{2-3}) = -0.5 \times 12.13 \Rightarrow M_2 = -6.06 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -0.4 \times \max(M_0^{2-3}, M_0^{3-4}) = -0.4 \times 15.12 \Rightarrow M_3 = -6.05 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -0.5 \times \max(M_0^{3-4}, M_0^{4-5}) = -0.5 \times 15.12 \Rightarrow M_4 = -7.56 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{amax}} = 7.56 \text{ KN.m}$$

• Moments en travée :

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.10 Moments aux travées à L'ELS pour type 1

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5
$M_w(\text{KN.m})$	0	-6.06	-6.05	-7.56
$M_c(\text{KN.m})$	-6.06	-6.05	-7.56	0
$M_0(\text{KN.m})$	11.78	12.13	15.12	12.13
$M_t(\text{KN.m})$	7.28	6.28	7.83	7.50

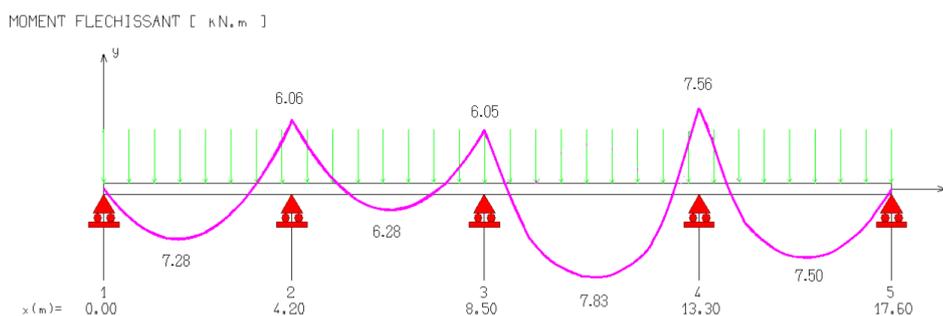


Figure III.10 Diagramme moment fléchissant à ELS (type 1)

• Effort tranchant :

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.11 Efforts tranchants à L'ELS pour type 1

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5
M_w (KN.m)	0	-6.06	-6.05	-7.56
M_e (KN.m)	-6.06	-6.05	-7.56	0
V_w (KN)	12.46	11.29	12.91	9.53
V_e (KN)	-9.58	-11.29	-12.29	-13.05

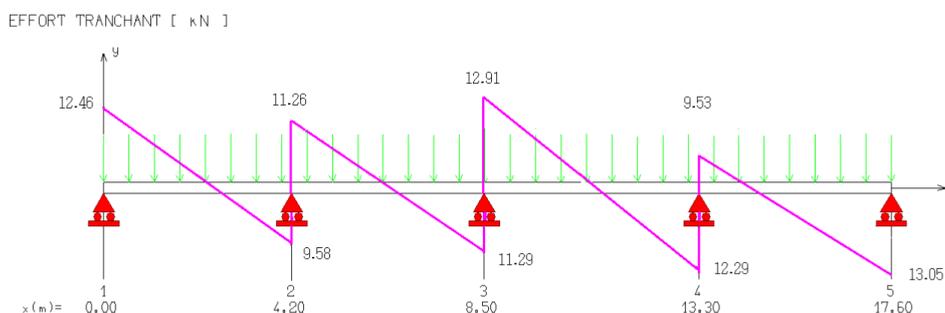


Figure III.11 Diagramme effort tranchant à ELS (type 1)

➤ Type 2: (1^{er} étage et RDC)

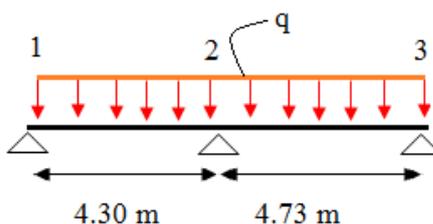


Figure III.12 Type 02(poutre à 2 travées)

○ **1^{er} étage et RDC**

$$Q=1 < \min (2 \times G=11.96 ; 5 \text{KN/m}^2) \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Pour i_1 :

$$0.8 \leq \frac{4.3}{4.73} = 0.91 \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$0.8 \leq \frac{4.73}{4.3} = 1.1 \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Pour i_2 :

$$0.8 \leq \frac{4.73}{4.3} = 1.1 \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$0.8 \leq \frac{4.3}{4.73} = 0.91 \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

❖ **Application de la méthode**

○ **1^{er} étage et RDC**

➤ **A l'ELU : $P_u = 7.70 \text{ KN/m}$**

● **Moment isostatique**

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.12 Moments isostatique à l'ELU pour type 2

Travée	1-2	2-3
L (m)	4.3	4.73
$M_0(\text{KN.m})$	17.80	21.63

● **Moments sur les appuis**

✓ **Appuis de rive**

$$M_1 = M_3 = 0$$

✓ **Appuis intermédiaires**

$0.6 \times M_0$: pour les appuis intermédiaires pour une poutre à deux travées

$$M_2 = -0.6 \times \max (M_0^{1-2}, M_0^{2-3}) = -0.6 \times 21.63 \Rightarrow M_2 = -12.98 \text{KN.m}$$

● **Moments en travée**

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{2.5}{2.5 + 5.98}$$

$$\alpha = 0.29$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{pour une travée de rive}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.13 Moments aux travées à L'ELU pour type 2

Travée	1-2	2-3
M_w (KN.m)	0	-12.98
M_c (KN.m)	-12.98	0
M_0 (KN.m)	17.80	21.63
M_t (KN.m)	11.45	13.92

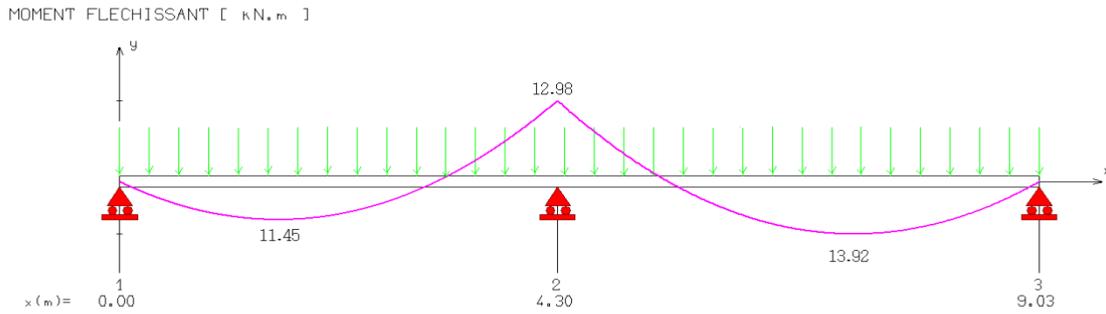


Figure III.13 Diagramme moment fléchissant à ELU (type 2)

- **Effort tranchant**

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.14 Efforts tranchants à L'ELU pour type 2

Travée	1-2	2-3
M_w (KN.m)	0	-12.98
M_c (KN.m)	-12.98	0
V_w (KN)	19.57	15.47
V_c (KN)	-13.54	-20.95

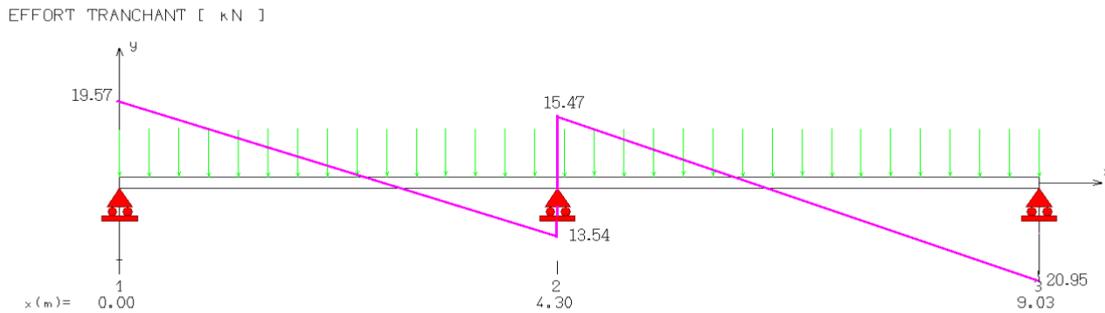


Figure III.14 Diagramme effort tranchant à ELU (type 2)

➤ A'ELS : $P_s = 5.52 \text{ KN/m}$

• **Moment isostatique**

$$M_0 = \frac{P_s \times l^2}{8}$$

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.15 Moments isostatique à L'ELS pour type 2

Travée	1-2	2-3
L (m)	4.3	4.73
M_0 (KN.m)	12.76	15.44

• **Moments sur les appuis**

✓ **Appuis de rive**

$$M_1 = M_3 = 0$$

✓ **Appuis intermédiaires**

$$M_2 = -0.6 \times \max(M_0^{1-2}, M_0^{2-3}) = -0.6 \times 15.44 \Rightarrow M_2 = -9.26 \text{ KN.m}$$

• **Moments en travée**

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.16 Moments aux travées à L'ELS pour type 2

Travée	1-2	2-3
M_w (KN.m)	0	-9.26
M_c (KN.m)	-9.26	0
M_0 (KN.m)	12.76	15.44
M_t (KN.m)	8.21	9.94

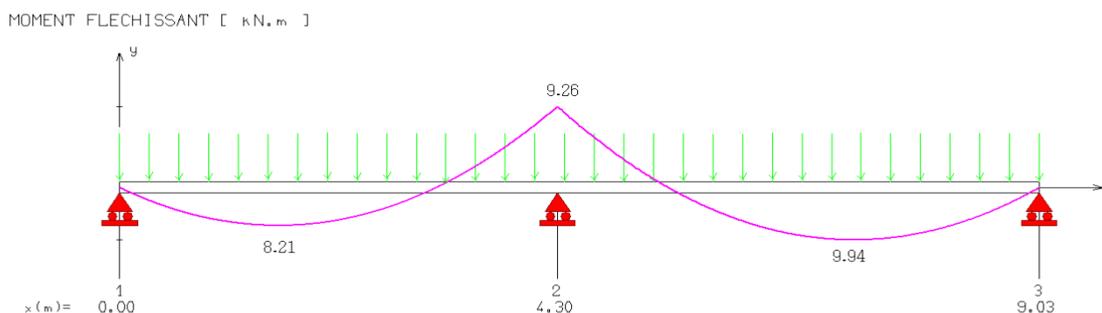


Figure III.15 Diagramme moment fléchissant à ELS (type2)

• **Effort tranchant**

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.17 Efforts tranchants à L'ELS pour type 2

Travée	1-2	2-3
M_w (KN.m)	0	-9.26
M_c (KN.m)	-9.26	0
V_w (KN)	14.02	11.10
V_c (KN)	-9.71	-15.01

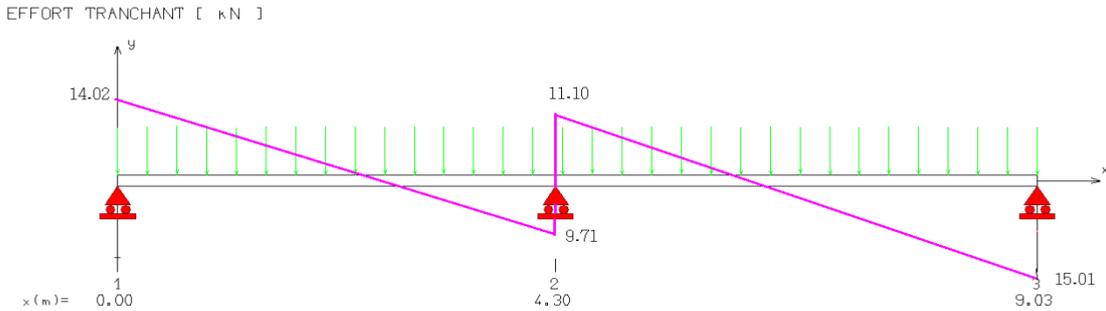


Figure III.16 Diagramme effort tranchant à ELS (type 2)

➤ **Type 3: (Etage courant)**

○ **Etage courant**

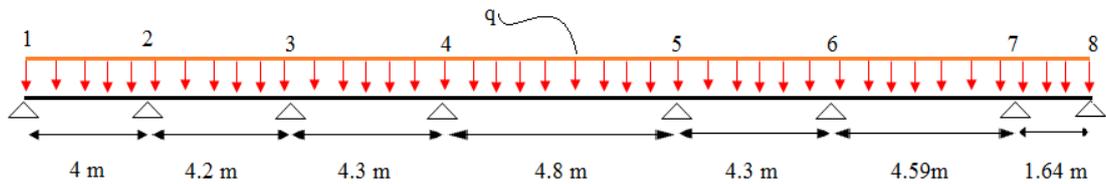


Figure III.17 Type 03 (poutrelle à 7 travées)

$Q=1.5 < \min (2 \times G=11.96 ; 5 \text{KN/m}^2) \dots \dots \dots$ Vérifiée

Pour i_1 :

$$0.8 \leq \frac{4.0}{4.2} = 0.95 \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$0.8 \leq \frac{4.2}{4.0} = 1.05 \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Pour i_2 :

$$0.8 \leq \frac{4.2}{4.3} = 0.98 \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$0.8 \leq \frac{4.3}{4.2} = 1.0 \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Pour i_3 :

$$0.8 \leq \frac{4.3}{4.8} = 0.89 \leq 1.25 \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$0.8 \leq \frac{4.8}{4.3} = 1.12 \leq 1.25 \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Pour i_4 :

$$0.8 \leq \frac{4.8}{4.3} = 1.12 \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$0.8 \leq \frac{4.3}{4.8} = 0.89 \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Pour i_5 :

$$0.8 \leq \frac{4.3}{4.8} = 0.89 \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$0.8 \leq \frac{4.8}{4.3} = 1.12 \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Pour i_6 :

$$0.8 \leq \frac{4.59}{4.3} = 1.08 \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$0.8 \leq \frac{4.3}{4.59} = 0.94 \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Pour i_7 :

$$0.8 \leq \frac{1.64}{4.59} = 0.36 \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$0.8 \leq \frac{4.59}{1.64} = 2.8 \leq 1.25 \dots \text{ non Vérifiée}$$

Alors en utilise méthode de CAQAU

B– La méthode de Caquot

1. domaine d'application

Elle s'applique essentiellement aux planchers des constructions industrielles, elle s'applique également à des planchers à charge d'exploitation modérée compte tenu du coefficient réducteur .

2. application de la méthode

Soit l'appui numéro "i" une poutre continue entourée par 2 travées Ouest (W) et Est (e) de longueurs respectives, L_W et L_e ces travées supportent respectivement :

1-une charge uniformément répartie q_w et q_e respectivement

2-les travées ont toutes le même moment d'inertie (section constante)

On calcul les quantités suivantes :

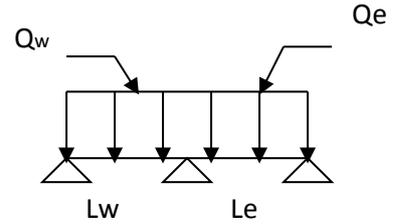
La longueur réduite de chaque travée

$L' = L$ pour une travée de rive

$L' = 0.8 L$ pour une travée intermédiaire

Le moment en appui calcul en valeur absolue

M_a due aux charges répartir sur les deux travées.



▪ **Moment en appuis**

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

▪ **Moment en travées**

$$M_t = M_w - V_w X_0 - \frac{q X_0^2}{2}$$

▪ **Efforts tranchants**

$$V_w = -\frac{(M_w - M_e)}{l} - \frac{q \times l}{2}$$

$$V_e = V_w + q \times l$$

❖ **Application de la méthode**

$L'_1 = L_1 = 4,00\text{m.}$

$L'_2 = 0.8L_2 = 0.8 \times 4,20 = 3.36\text{m}$

$L'_3 = 0.8L_3 = 0.8 \times 4.30 = 3.44\text{m.}$

$L'_4 = 0.8L_4 = 0.8 \times 4.80 = 3.84\text{m}$

$L'_5 = 0.8L_5 = 0.8 \times 4.30 = 3.44\text{m}$

$L'_6 = 0.8L_6 = 0.8 \times 4.59 = 3.67\text{m}$

$L'_7 = L_7 = 1.64\text{m}$

➤ **A l'ELU** : $q_w = q_e = P_u = 6.72 \text{ KN/ m}$

• **Moment en appuis**

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.18 Moments aux appuis à L'ELU pour type 3

N° d'appuis	1	2	3	4	5	6	7	8
L'_w (m)	0	4	3.36	3.44	3.84	3.44	3.67	1.64
L'_c (m)	4	3.36	3.44	3.84	3.44	3.67	1.64	0
M_a (KN.m)	0	-10.95	-9.14	-10.57	-10.57	-10.02	-8.02	0

- **Moment en travées**

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.19 Moments aux travées à L'ELU pour type 3

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
M_w (KN.m)	0	-10.95	-9.14	-10.57	-10.57	-10.02	-8.02
M_e (KN.m)	-10.95	-9.14	-10.57	-10.57	-10.02	-8.02	0
l (m)	4	3.36	3.44	3.84	3.44	3.67	1.64
x (m)	1.59	1.76	1.66	1.92	1.75	1.92	1.55
M_i (KN.m)	8.52	0.54	0.11	1.81	0.35	2.30	-0.53

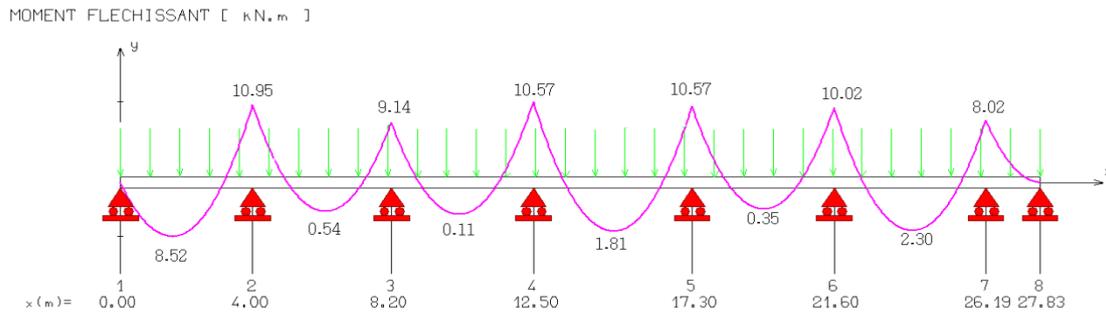


Figure III.18 Diagramme moment fléchissant à ELU (type 3)

- **Efforts tranchants**

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.20 Efforts tranchants aux travées à L'ELU pour type 3

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
M_w (KN.m)	0	-10.95	-9.14	-10.57	-10.57	-10.02	-8.02
M_e (KN.m)	-10.95	-9.14	-10.57	-10.57	-10.02	-8.02	0
l (m)	4	3.36	3.44	3.84	3.44	3.67	1.64
V_{0w} (KN)	10.07	11.83	11.15	12.90	11.72	12.87	10.04
V_{0e} (KN)	-16.18	-10.75	-11.97	-9.54	-11.40	-11.79	-0.98
V_w (KN)	7.96	12.37	10.73	12.9	11.89	13.41	14.93
V_e (KN)	-18.92	-10.21	-12.39	-12.9	-11.25	-11.25	3.91

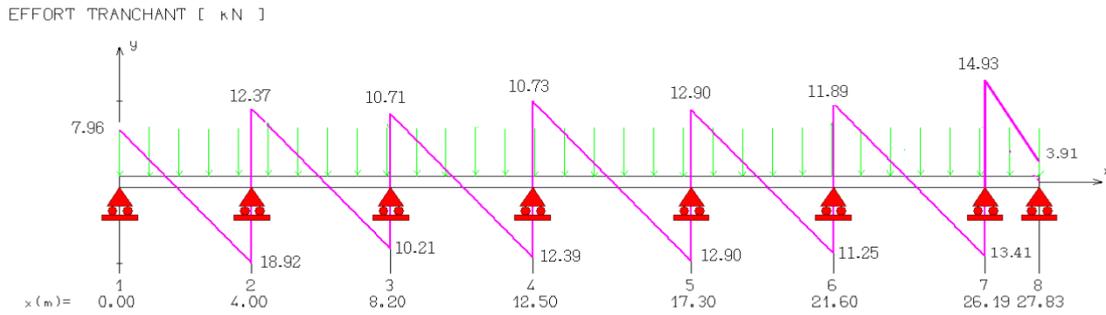


Figure III.19 Diagramme effort tranchant à ELU (type3)

➤ A l'ELS : $q_w = q_e = P_s = 4.87 \text{ KN/m}$

• **Moment en appuis**

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.21 Moments aux appuis à l'ELS pour type 3

N° d'appuis	1	2	3	4	5	6	7	8
$L'_w \text{ (m)}$	0	4	3.36	3.44	3.84	3.44	3.67	1.64
$L'_e \text{ (m)}$	4	3.36	3.44	3.84	3.44	3.67	1.64	0
$M_a \text{ (KN.m)}$	0	-7.94	-6.63	-7.66	-7.66	-7.26	-5.82	0

• **Moment en travées**

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.22 Moments aux travées à l'ELS pour type 3

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
$M_w \text{ (KN.m)}$	0	-7.90	-6.60	-7.63	-7.63	-7.23	-5.79
$M_e \text{ (KN.m)}$	-7.90	-6.60	-7.63	-7.63	-7.23	-5.79	0
$l' \text{ (m)}$	4	3.36	3.44	3.84	3.44	3.67	1.64
$x \text{ (m)}$	1.59	1.76	1.66	1.92	1.75	1.92	1.55
$M_t \text{ (KN.m)}$	6.15	0.40	0.05	1.33	0.27	1.68	0.03

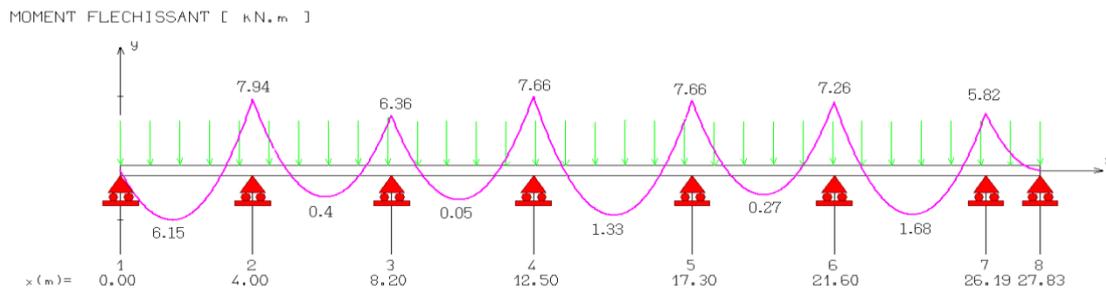


Figure III.20 Diagramme moment fléchissant à ELS (type3)

• Efforts tranchants

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.23 Efforts tranchants aux travées à L'ELS pour type 3

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
$M_w(KN.m)$	0	-7.90	-6.60	-7.63	-7.63	-7.23	-5.79
$M_e(KN.m)$	-7.90	-6.60	-7.63	-7.63	-7.23	-5.79	0
$l(m)$	4	3.36	3.44	3.84	3.44	3.67	1.64
$V_{0w}(KN)$	7.73	8.54	8.04	9.33	8.46	9.31	7.52
$V_{0e}(KN)$	-11.67	-7.76	-8.64	-9.29	-8.22	-8.49	-0.43
$V_w(KN)$	5.31	8.15	7.74	9.33	8.58	9.70	11.05
$V_e(KN)$	-14.10	-8.15	-8.94	-9.29	-8.10	-8.10	3.10

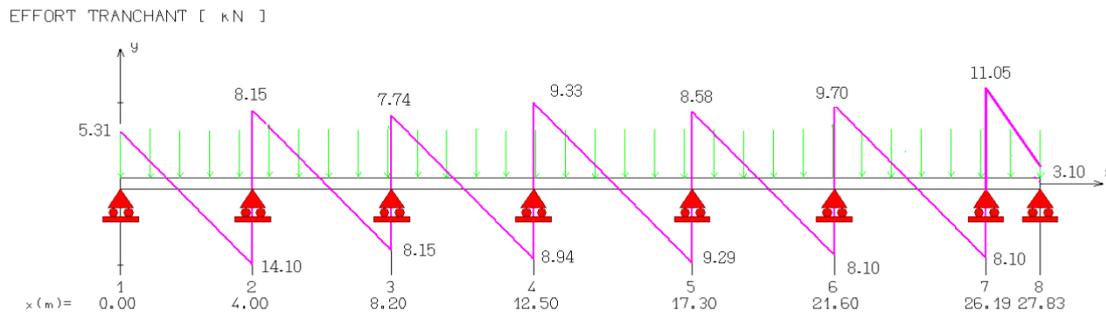


Figure III.21 Diagramme effort tranchant à ELS (type 3)

III.3.5 Conclusion

Tableau III.24 récapitulation des moments et efforts tranchants maximaux

Type	Plancher	$M_{a\ max}(KN.m)$		$M_{t\ max}(KN.m)$		$V_{\ max}(KN)$	
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
1	Terrasse	10.36	7.56	10.73	7.83	17.87	13.05
2	1 ^{er} étage ; RDC	12.98	9.26	13.92	9.94	20.95	15.01
3	Etage courant	10.95	7.94	8.52	6.15	18.92	14.10

III. 3.6 Calcul du ferrailage

Le calcul se fait à ELU en flexion simple, pour la poutrelle la plus sollicitée.

La poutrelle la plus sollicitée est : la poutrelle dans le type 4.

Tableau III.25 les moments et efforts tranchants maximaux a la poutrelle la plus sollicitée

$M_{a\ max}(KN.m)$		$M_{t\ max}(KN.m)$		$V_{\ max}(KN)$	
ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
12.98	9.26	13.92	9.94	20.95	15.01

Tableau III.26 Caractéristiques géométriques et mécaniques des poutrelles

f_{c28} (MPa)	b (cm)	d (cm)	h_0 (cm)	f_{bu} (MPa)	f_{ed} (MPa)	Fe (MPa)	d' (cm)
25	65	21.6	4	14.17	348	400	1.5

❖ **Armatures longitudinales**

• **Position de l'axe neutre**

$$M_0 > M_{tu}$$

$$M_{tu \max} = 13.92 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = bh_0 f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 72.21 \text{ KN.m} > M_{tu} = 13.92 \text{ KN.m}$$

⇒ L'axe neutre est dans la table de compression (étude d'une section rectangulaire)

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.27 Détermination des sections d'acier des poutrelles

	M_u (KN.m)	μ	α	y (cm)	z (cm)	A (cm ²)	A' (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Choix
En travée	13.92	0.03	0.04	0.89	21.24	1.88	0	1.70	3.39	3HA12
En appuis	12.98	0.03	0.04	0.89	21.24	1.75	0	1.70	2.26	2HA12

❖ **Armatures transversales**

Le diamètre des armatures d'âme doit au plus être égal à un trente-cinquième de la hauteur totale de la poutrelle, au dixième de la largeur de l'âme et au diamètre minimale des armatures longitudinales :

$$\phi_t = \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l \right) = \min \left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1.2 \right)$$

$$\Rightarrow \phi_t = 0.57 \text{ cm} = 5.7 \text{ mm}$$

Les armatures transversales seront réalisées par étrier de $\phi 6$.

• **Espacement des armatures transversales : (Art.A.5.1.BAEL91)**

L'espacement S_t des lits successifs d'armatures transversales d'âmes doit vérifier :

$$S_t \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) = \min(0.9 \times 18; 40\text{cm}) = 16.2\text{cm} \Rightarrow S_t = 15\text{cm}$$

L'espacement des armatures transversales au niveau des rives doit être inférieur à

$S_t/2 = 7.5\text{cm}$ pour éviter les fissures sur les bords dues à la concentration de contraintes par changement de section.

❖ **Vérification à l'ELU:**

➤ **Condition de non fragilité: (CBA93 A.7.1.2)**

$$A_s \geq A_{\min}$$

✓ En travée : $A_s = 3.39 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.70 \text{ cm}^2 \dots\dots$ Vérifiée

✓ En appui : $A_s = 2.26 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.70 \text{ cm}^2 \dots\dots$ Vérifiée

➤ **Contrainte tangentielle**

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 d} = 0.81 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu préjudiciable $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = \min\left(0.2 \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa}\right)$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} > \tau \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Vérification de compression dans la bielle de béton: (Art A.5.1.313 BAEL91)**

On doit vérifier :

$$V_u \leq 0.4 \times a \times b_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 0.1944 \times 0.12 \times \frac{25}{1.5} = 155.52 \text{ KN}$$

Avec $a = 0.9d$

$$V_u = 20.95 \text{ KN} < 155.52 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ **Vérification au voisinage de l'appui**

$$M_u = 12.98 \text{ KN.m} > 0.9d T_u$$

$M_u = 12.98 \text{ KN.m} > 4.07 \text{ KN.m} \dots\dots\dots$ Aucun prolongement à faire

❖ **Vérification aux ELS**

On doit vérifier :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_h} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I_h} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \end{cases}$$

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.28 Vérification a l'ELS (planchers)

	M_s (KN.m)	b (cm)	d (cm)	A' (cm ²)	A _s (cm ²)	y (cm)	I _h (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)	Observation
En travée	9.94	65	21.6	0	3.39	5.07	16715.48	3.01	147.45	Vérifiée
En appuis	9.26	65	21.6	0	2.26	4.24	11869.26	3.31	203.16	Vérifiée

❖ **Vérification de la flèche**

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

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :(Art B.6.5.1 BAEL91/99)

$$\left(\frac{h}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.05 < 0.063) \Rightarrow \text{non vérifiée}$$

$$\left(\frac{h}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser}}{10 M_{ser0}}\right) \Rightarrow (0.05 > 0.064) \Rightarrow \text{non vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b_0 \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.001 < 0.011) \Rightarrow \text{vérifiée}$$

L : Longueur de la travée entre nus d'appuis

h : Hauteur totale de la section droite

M₀ : Moment isostatique maximum

M_t : Moment en travée maximum

Avec : h=24cm ; b₀=12cm ; d=21,6cm ; L=4,73m ; M_{ts_{er}} = 9.94 KN m ; M₀=15.44KN m ; A_s=3.39 cm² ; f_e=400MPa.

Remarque :

Deux conditions ne sont pas vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche.

➤ **Calcul de la flèche**

D'après BAEL91modifié 99, il faut que les conditions suivantes soient vérifiées :

$$D_f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \leq \bar{f}$$

Avec :

f_{gv} : Flèche différée due à charges permanentes

f_{ji} : Flèche instantanée due à l'ensemble de charges permanentes et d'exploitation

f_{pi} : Flèche instantané due aux charges permanentes

f_{gi} : Flèche instantané due aux charges permanentes présentes sur moment de la pose cloisons.

On a L = 4.73 m < 5 m

$$\bar{f} = \frac{L}{500} [\text{Art B. 6.5.3 Pg 79}]$$

$$f = \frac{473}{500} = 0.946 \text{ cm}$$

D'après l' Art B.6.5.2 Pg 78 :

- **Evaluation des moments**

$$q_{j\text{ser}} = 0.65 \times G' = 0.65 \times 3.2 = 2.08 \text{ KN. m}$$

$$\Rightarrow M_{j\text{ser}} = 0.75 \times \frac{q_{j\text{ser}}}{8} \times l^2 = 4.36 \text{ KN. m}$$

$$q_{g\text{ser}} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.89 = 3.89 \text{ KN. m}$$

$$\Rightarrow M_{g\text{ser}} = 0.75 \times \frac{q_{g\text{ser}}}{8} \times l^2 = 8.15 \text{ KN. m}$$

$$q_{p\text{ser}} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.89 + 2.5) = 5.45 \text{ KN. m}$$

$$\Rightarrow M_{p\text{ser}} = 0.75 \times \frac{q_{p\text{ser}}}{8} \times l^2 = 11.44 \text{ KN. m}$$

Pour une section T le béton tendue étant négligé (cote nervure) on peut considérer une section (b×h)

$$f_{gv} = \frac{M_{g\text{ser}} \times l^2}{10 \times E_V \times I_{fgv}}$$

$$f_{ji} = \frac{M_{j\text{ser}} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fji}}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{p\text{ser}} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fpi}}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{g\text{ser}} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fgi}}$$

Avec :

E_I: Module de déformation instantanée du béton

E_V: Module de déformation différée du béton

I₀: Moment d'inertie de la section totale homogène

I_{fi}, I_{fv}: Module d'élasticité fictif

M_{gser}: Moment dû aux charges permanentes

M_{pser}: Moment dû aux charges permanentes et charges d'exploitation

- le moment d'inertie de la section homogène

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 \Rightarrow I_0 = 79566.34 \text{ cm}^4$$

- calcule ρ

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} \Rightarrow \rho = \frac{3.39}{12 \times 21.6} \Rightarrow \rho = 0.013$$

- calculer des coefficients de de formation $\lambda_i ; \lambda_v$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \times \rho} \Rightarrow \lambda_i = 4.11$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \times \rho} \Rightarrow \lambda_v = 1.64$$

- les contraintes σ_s :

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sj} = 78.20\text{MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sg} = 146.18\text{MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sp} = 205.19\text{MPa}$$

- Inerties fictive :

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 0.40 \Rightarrow I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 33102.49\text{cm}^4$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 0.71 \Rightarrow I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 22338.12\text{cm}^4$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 0.62 \Rightarrow I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 24666.87\text{cm}^4$$

$$I_{fv_g} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 43396.95\text{cm}^4$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.20 \text{ MPa} \quad , \quad E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$$

Les résultats de vérification de la flèche sont représentés dans le tableau ci-dessous

Tableau III.29 Vérification de la flèche de la poutrelle

$f_{gv}(\text{cm})$	$f_{ji}(\text{cm})$	$f_{Pi}(\text{cm})$	f_{gj}	Δf	\bar{f}	observations
0.40	0.092	0.36	0.23	0.438	0.946	vérifier

III.4.7 Schéma de ferrailage des planchers

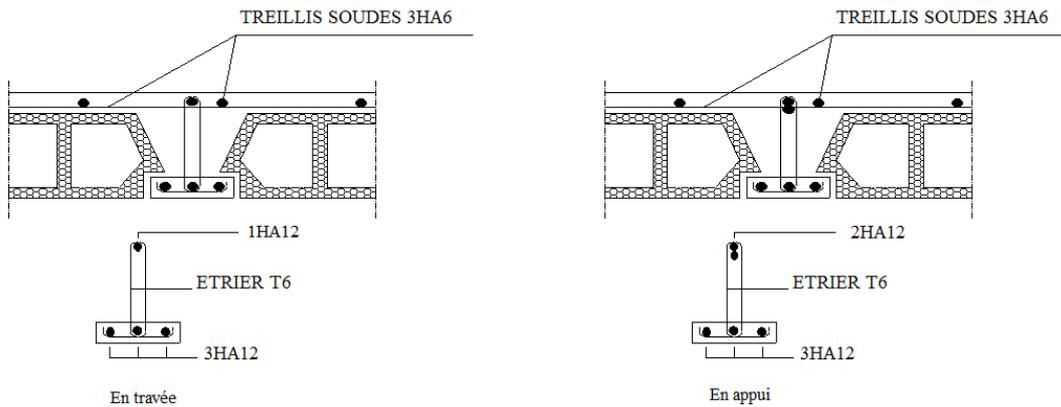


Figure III.22 schéma de ferrailage du plancher à corps creux

III.5 Etude de la dalle machine

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

Elle est composée de :

- Le moteur (machine)
- Dalle supportant la machine
- Cabine d'ascenseur.

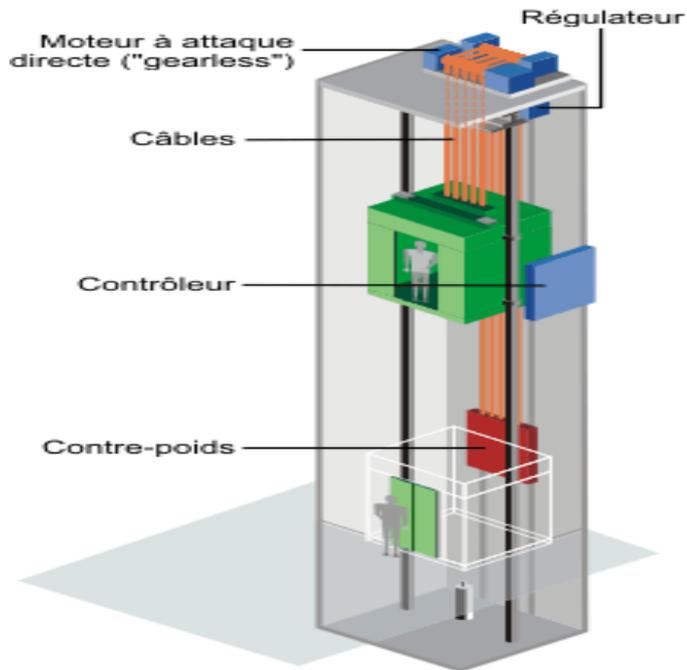


Figure III.23 Schéma d'un ascenseur mécanique

III.5.1 Etude de la dalle de la salle machine

Notre immeuble est constitué d'une cage d'ascenseur de vitesse d'entraînement $V=1\text{m/s}$, la surface de la cabine est de 3.52 m^2 (1.60×2.20), la charge nominale qui transmet le système de levage avec la cabine chargé au moyenne de 9 personnes est 100 KN (par chaque cabine).

L'étude des dalles reposantes librement sur leurs pourtours et soumises à des charges localisées s'effectue au moyen des abaques de PIGEAUD qui fournissent des coefficients qui permettent de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée.

❖ Pré dimensionnement de la dalle

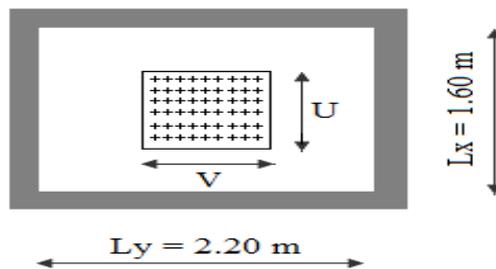


Figure III.24 Schéma de la salle de machine

La dalle est une dalle pleine :

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{160}{30} = 5.33 \text{ cm}$$

h_t doit être au moins égale à 12cm (RPA99/V2003)

Soit $h_t = 20\text{cm}$.

Nous avons deux conditions à vérifier :

a. Résistance à la flexion

Pour une dalle plein repose sur quatre appuis on a :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{160}{50} \leq e \leq \frac{160}{40} \Rightarrow 3.20 \text{ cm} \leq e \leq 4 \text{ cm}$$

b. Condition de l'E.N.A

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine doit être $\geq 25 \text{ cm}$

Donc on opte pour une dalle machine d'épaisseur $e = 20 \text{ cm}$.

❖ Evaluation des charges et surcharges

➤ Charges permanentes

le poids de la machine = 100 KN

le poids de la dalle + Revêtement = $0.20 \times 25 + 0.02 \times 22 = 5.44 \text{ KN/ml}$

➤ **Surcharges permanentes**

On prend comme charge d'exploitation sur la dalle machine: $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

➤ **Combinaison de charge**

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.30 Combinaison des charges appliquée sur la dalle machine

Combinaison	Charge surfacique (KN/m ²)	Charge ponctuelle (KN)
ELU	9.59	135
ELS	6.94	100

❖ **Calcul des sollicitations**

➤ **Calcul des moments sous charge uniformément répartie** :[BAEL 91modifiées 99 2.2 Pg 66]

Calcul de α :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.60}{2.20} = 0.73 \Rightarrow 0.4 \leq \alpha < 1 \Rightarrow \text{la dalle travail dans les deux sens}$$

On a :

$$M_x = \mu_x q L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

✓ **à l'ELU**

$$\mu_{x,u} = 0.0645 \Rightarrow M_{x,1} = 0.0645 \times 9.59 \times 1.60^2 = 1.58 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{y,ru} = 0.4780 \Rightarrow M_{y,1} = 0.4780 \times 1.85 = 0.76 \text{ KN.m}$$

✓ **à l'ELS :**

$$\mu_{x,ser} = 0.0708 \Rightarrow M_{x,1} = 0.0708 \times 6.94 \times 1.60^2 = \mathbf{1.26 \text{ KN.m}}$$

$$\mu_{y,ser} = 0.6188 \Rightarrow M_{y,1} = 0.6188 \times 1.26 = \mathbf{0.78 \text{ KN.m}}$$

➤ **Calcul des moments sous charge localisée**

L'étude des dalles portant sur quatre cotés et soumises à des charges localisées qui s'exerçant sur une surface réduite $U \times V$ est entreprise à partir des abaques de PIGEAUD en plaçant la charge au centre

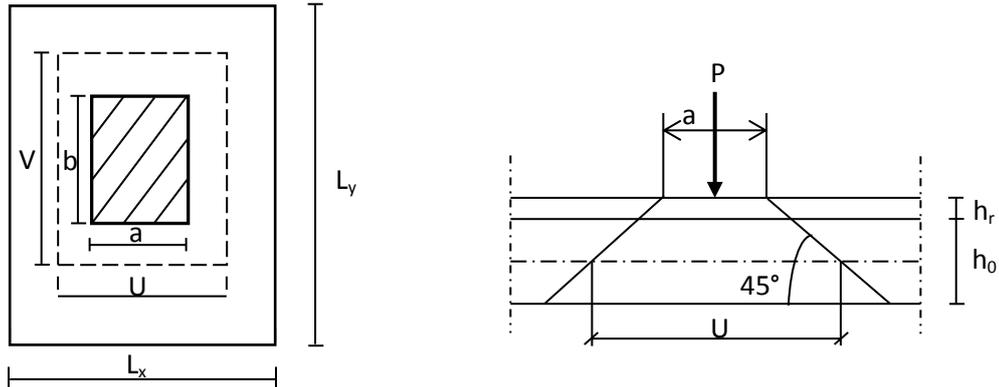


Figure III.25 « Répartition de la charge localisée sur la dalle »

Avec:

h_0 : épaisseur de la dalle (20 cm)

e : épaisseur du revêtement (2 cm)

Les abaques donnent les moments par mètre linéaire au centre :

$$M_{x,2} = P(M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y,2} = P(M_2 + \nu M_1)$$

Avec :

ν : Coefficient de poisson

$\nu = 0$ à l'ELU

$\nu = 0.2$ à l'ELS

Et :

$(M_1; M_2)$ sont des coefficients déterminés à partir des rapports $\left(\frac{U}{L_x}\right)$ et $\left(\frac{V}{L_y}\right)$

Tel que :

$$U = U_0 + 2e + h_0 = 100 + 2 \times 2 + 20 = 124 \text{ cm}$$

$$V = V_0 + 2e + h_0 = 100 + 2 \times 2 + 20 = 124 \text{ cm}$$

A partir des abaques on a :

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1.24}{1.60} = 0.78$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{1.24}{2.2} = 0.56$$

On prend le tableau pour $\alpha = 0.8$ et par itération on trouve : (CALCUL DES OUVRAGES EN BETON ARME M BELAZOUGUI)

$$M_1 = 0.077 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0.060 \text{ KN.m}$$

✓ à l'ELU

$$M_{x,2} = P(M_1 + \nu M_2) = 135 \times 0.077 = 10.40 \text{ KN.m}$$

$$M_{y,2} = P(M_2 + \nu M_1) = 135 \times 0.060 = 8.1 \text{ KN.m}$$

✓ à l'ELS

$$M_{x,2} = P(M_1 + \nu M_2) = 100 \times (0.077 + 0.2 \times 0.060) = 8.9 \text{ KN.m}$$

$$M_{y,2} = P(M_2 + \nu M_1) = 100 \times (0.060 + 0.2 \times 0.077) = 7.54 \text{ KN.m}$$

➤ **Superposition des moments**

✓ A l'ELU

$$M_x = M_{x,1} + M_{x,2} = 11.98 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y,1} + M_{y,2} = 8.86 \text{ KN.m}$$

✓ A l'ELS

$$M_x = M_{x,1} + M_{x,2} = 10.16 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y,1} + M_{y,2} = 8.32 \text{ KN.m}$$

A Cause de la continuité de la dalle les moments en travée et en appuis sont :

- Dans le sens de la petite portée
 - En travée : $M_{tx} = 0.85M_x$
 - En appuis de rive : $M_{ax} = -0.5M_x$
- Dans le sens de la grande portée
 - En travée : $M_{ty} = 0.85M_y$
 - En appuis de rive : $M_{ay} = -0.5M_y$

Tableau III.31 Récapitulatif des moments de la dalle machine

	petite portée			grande portée		
	M_x (KN.m)	M_{tx} (KN.m)	M_{ax} (KN.m)	M_y (KN.m)	M_{ty} (KN.m)	M_{ay} (KN.m)
ELU	11.98	10.18	-5.99	8.86	7.53	-4.43
ELS	10.16	8.64	-5.08	8.32	7.07	-4.16

❖ **Etude de la dalle**

➤ **Calcul de ferrailage à l'ELU**

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple pour 1 mètre linéaire avec :

Tableau III.32 Caractéristiques géométriques et mécaniques de la dalle du salle machine

f_{c28} (MPa)	b (cm)	h (cm)	d (cm)	f_{bu} (MPa)	f_{ed} (MPa)	Fe (MPa)	d' (cm)
25	100	20	18	14.17	348	400	1.5

➤ **Condition de non fragilité**

D'après l'article B.7.4 BAEL91/99, la section minimale pour les dalles dans le sens xx est :

$$A_{min} \geq \rho_0 b h \frac{\left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)}{2}$$

Et dans le sens Y-Y est :

$$A_{min} \geq \rho_0 b h$$

Avec $\rho_0 = 0.0008$ pour $feE400$

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.33 Récapitulatif des sections d'armature de la dalle machine

Position		M_u (KN.m)	μ	α	y (cm)	z (cm)	A (cm ²)	A' (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Choix
Sens XX	Travée	10.18	0.022	0.028	0.50	17.80	1.64	0	1.82	3.93	5HA10
	Appuis	5.99	0.013	0.016	0.30	17.88	0.92	0	1.82	3.93	5HA10
Sens YY	Travée	7.53	0.016	0.021	0.37	17.85	1.21	0	1.60	3.93	5HA10
	Appuis	4.43	0.009	0.011	0.20	17.92	0.71	0	1.60	3.93	5HA10

➤ **Vérification de l'écartement minimal des barres**

D'après l'article A-8.2.42 BAEL91/99, l'écartement des armatures d'une même nappe soumise à un chargement concentré doit être égal à la :

Direction la plus sollicitée : $St \leq \min(2h; 25cm)$

Direction perpendiculaire : $St \leq \min(3h; 33cm)$

Armatures supérieures : $St = 20 \text{ cm} \leq \min(2h; 25cm) = 25cm$

Armatures inférieures : $St = 20 \text{ cm} \leq \min(3h; 33cm) = 33cm$

➤ **Vérification à l'ELU**

✓ **Vérification de la contrainte tangentielle**

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge ; et on a $U = V$

Donc :

Au milieu de U on a :

$$V_u = \frac{P_u}{(2U + V)} = \frac{135}{2 \times 1.24 + 1.24} = 36.29 \text{ KN}$$

Au milieu de V on a :

$$V_u = \frac{P_u}{3U} = \frac{135}{3 \times 1.24} = 36.29 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{36.29 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.202 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.088 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

✓ **Vérification au poinçonnement**

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$q_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

q_u : Charge de calcul à l'ELU

μ_c : Périmètre du contour

h : Épaisseur de la dalle

$$\mu_c = 2(U + V) = 2(1.24 + 1.24) = 4.96 \text{ m}$$

$$q_u \leq \frac{0.045 \times 4.96 \times 0.2 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 744 \text{ KN}$$

$$q_u = 135 \text{ KN} < 744 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

✓ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis**

• **Vérification des armatures longitudinales**

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2 > \frac{1.15}{400} \left(36.29 \times 10^{-3} + \frac{10.18 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18} \right) = 2.85 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

• **Vérification de la contrainte de compression**

$$V_u \leq 0.4b_0(0.9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u = 39.26 \text{ KN} < 0.4 \times 100 \times 0.9 \times 18 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1} = 108 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

➤ **Vérification à l'ELS**

✓ **Vérifications des contraintes**

Il faut faire la vérification de la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Pour les aciers aucune vérification n'est nécessaire parce que la fissuration est peut préjudiciable (pas de limite sur la contrainte d'acier)

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.34 Récapitulatif des vérifications à l'ELS de la dalle machine

Position		M_{ser} (KN)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
Sens X-X	Travée	8.64	3.8	10304.24	3.19	15	C.V
	Appuis	5.08	3.8	10304.24	1.87	15	C.V
Sens Y-Y	Travée	7.07	3.8	10304.24	2.61	15	C.V
	Appuis	4.16	3.8	10304.24	1.53	15	C.V

✓ **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :(Art B.6.5.1 BAEL91/99)

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.125 > 0.0625) \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser}}{10 M_{ser0}}\right) \Rightarrow (0.125 > 0.122) \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.0019 < 0.0105) \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

Avec :

$$h_t = 20\text{cm} ; b = 100\text{ cm} ; d = 18\text{ cm} ; L = 1.60\text{ m} ; A_s = 3.93\text{ cm}^2$$

$$M_{ser} = 8.64\text{ KN.m} ; M_{ser0} = 7.07\text{ KN.m} ; f_e = 400\text{MPa}$$

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

NB : On prévoit des chaises entre les deux nappes d'armature pour garder l'espacement entre les nappes, soit 1T10/m².

III.5.2 Schéma de ferrailage de la dalle machine d'ascenseur

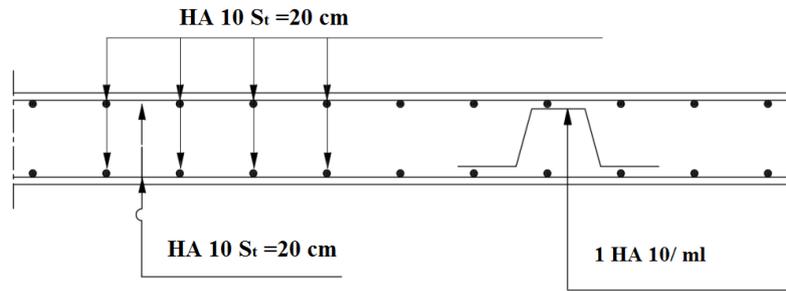


Figure III.26 Schéma de ferrailage de la dalle machine d'ascenseur

III.6 Les escaliers

6.1 Type 1

6.1.1 Evaluation des charges

Les escaliers sont sollicités par les actions suivantes :

- Action permanente (G).
- Action variable(Q).

Le tableau suivant récapitulé les résultats trouvés :

Tableau III.35 La descente des charges d'escalier type 1

Charges permanents		Charges d'exploitations
Palier	5.15 KN/m ²	2.5KN/m ²
Paillasse	8.03 KN/m ²	

Pour 1. 30m de largeur on a :

$$G_{\text{paillasse}} = 8.03 \times 1.30 = 10.44 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{palier}} = 5.15 \times 1.30 = 6.70 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2.5 \times 1.30 = 3.25 \text{ KN/ml}$$

6.1.2 Combinaisons des actions

Le tableau suivant récapitulé les résultats trouvés :

Tableau III.36 Combinaison des charges de l'escalier type 1

Eléments	ELU	ELS
	$P_u = 1.35G + 1.5Q \text{ (KN/m)}$	$P_{ser} = G + Q \text{ (KN/m)}$
Palier	13.92	9.95
Paillasse	18.97	13.69

• Diagrammes des sollicitations

➤ à L'ELU

○ Schéma statique

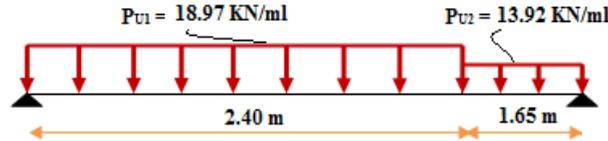


Figure III.27 schéma statique de l'escalier type 1 à ELU

○ Calcul des réactions

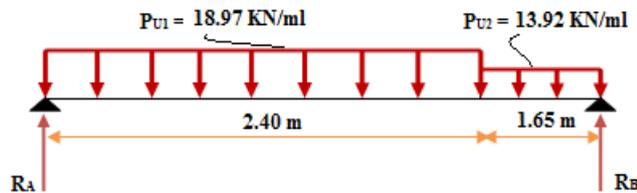


Figure III.28 schéma statique des réactions de l'escalier type 1 à ELU

Après les équations d'équilibre

$$\begin{cases} \sum F/y = 0 \\ \sum M_f = 0 \end{cases}$$

On trouve: $\begin{cases} R_A = 36.72 \text{ KN} \\ R_B = 31.77 \text{ KN} \end{cases}$

○ Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant

Le tableau suivant récapitulé les résultats trouvés :

Tableau III.37 récapitulation des moments et efforts tranchants a ELU (escalier type1)

Intervalles (m)		Les efforts tranchants (KN)	Les moments fléchissent (KN.m)
$0 \geq X \geq 1.65$	X=0	-31.77	0
	X=1.65	-8.80	33.47
$0 \geq X \geq 2.40$	X=0	36.72	0
	X=2.40	-8.80	33.47

$$\frac{dMu(x)}{dx(x)} = 0 \text{ Alors : } T=0 \Rightarrow X= 1.94\text{m} \Rightarrow M_f = 35.52 \text{ KN.m}$$

Pour avoir le diagramme des moments fléchissant avec la prise en considération de la continuité on calcule les moments majorés :

✓ Aux appuis : $M_a = -0.3 \times M_{fmax}$

✓ En travée: $M_t = 0,85 \times M_{fmax}$

AN:

On a $M_{max} = 35.52 \text{ KN.m}$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_a = -10.66 \text{ KN.m} \\ M_t = 30.19 \text{ KN.m} \end{cases}$$

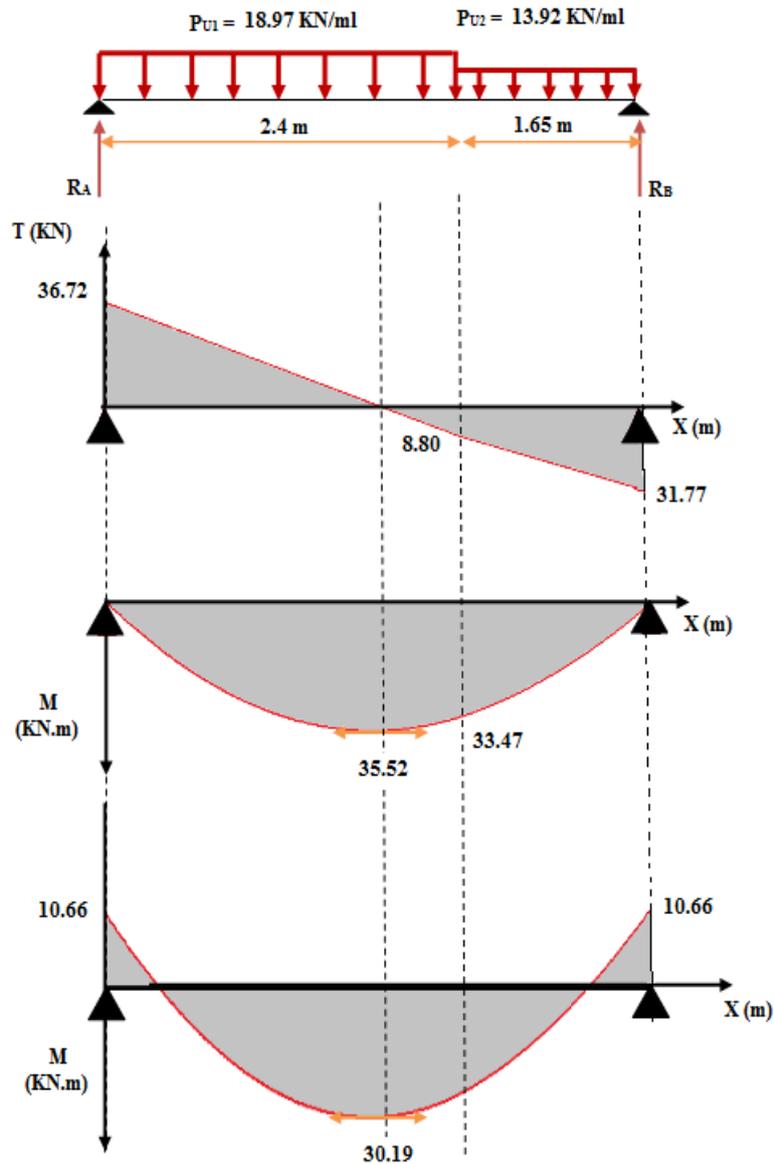


Figure III.29 Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants l'ELU pour l'escalier type1

➤ à L'ELS

○ Schéma statique

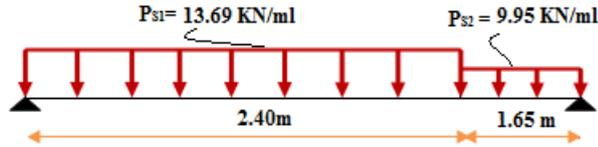


Figure III.30 schéma statique de l'escalier type 1 à ELS

○ Calcul des réactions

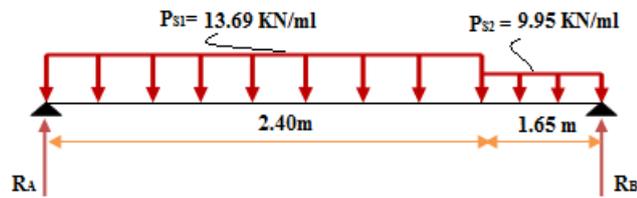


Figure III.31 schéma statique des réactions de l'escalier type 1 à ELS

Après les équations d'équilibre

$$\begin{cases} \sum F/y = 0 \\ \sum M_f = 0 \end{cases}$$

On trouver: $\begin{cases} R_A = 26.47 \text{ KN} \\ R_B = 22.81 \text{ KN} \end{cases}$

○ Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant

Le tableau suivant récapitulé les résultats trouvés :

Tableau III.38 récapitulation des moments et efforts tranchants a ELS (escalier type1)

Intervalles (m)		Les efforts tranchants (KN)	Les moments fléchissent (KN.m)
$0 \geq X \geq 1.65$	X=0	-22.81	0
	X=1.65	-6.39	24.10
$0 \geq X \geq 2.40$	X=0	26.47	0
	X=2.40	-6.39	24.10

$$\frac{dMu(x)}{dx(x)} = 0 \quad \text{Alors : } T=0 \quad \Rightarrow \quad X = 1.94 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad M_f = 25.59 \text{ KN.m}$$

Pour avoir le diagramme des moments fléchissant avec la prise en considération de la continuité on calcule les moments majorés :

✓ Aux appuis : $M_a = - 0.3 \times M_{fmax}$

✓ En travée: $M_t = 0.85 \times M_{fmax}$

AN:

On a $M_{\max} = 25.59 \text{ KN.m}$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_a = -7.68 \text{ KN.m} \\ M_t = 21.75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

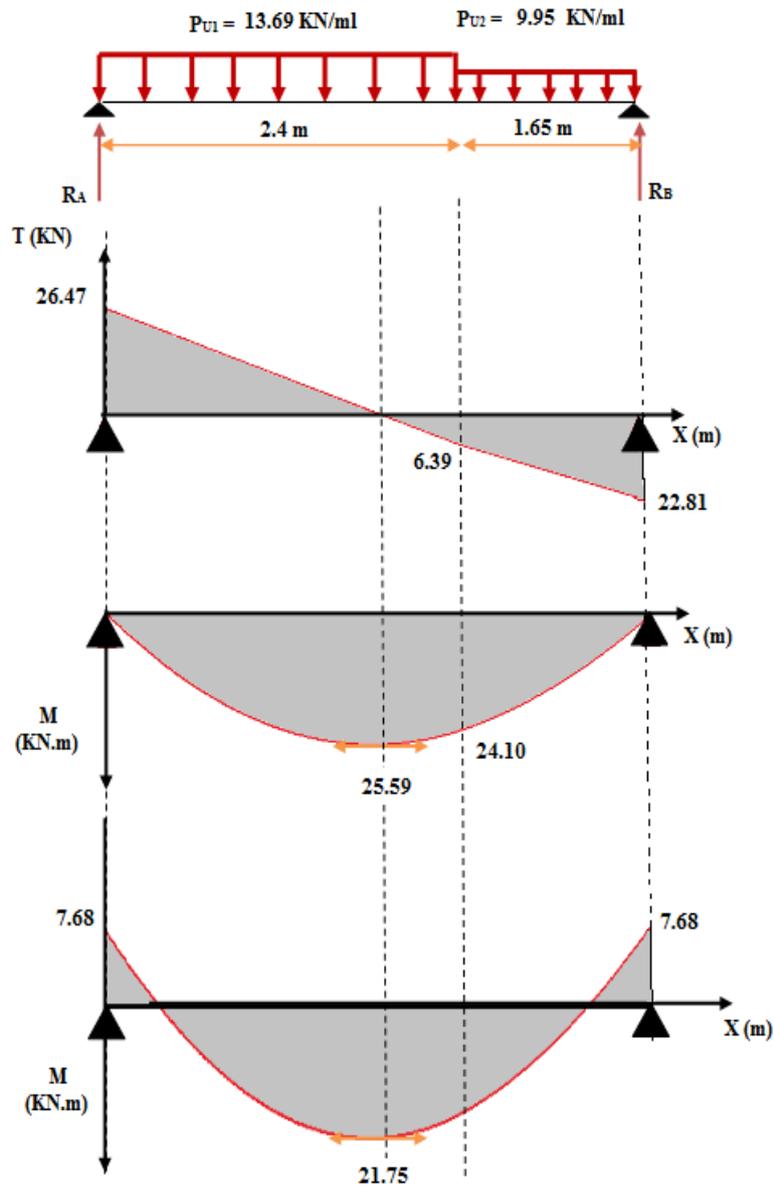


Figure III.32 Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants l'ELS pour l'escalier type1

6.1.3 Calcul des armatures

Il sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple :

On considère une section rectangulaire

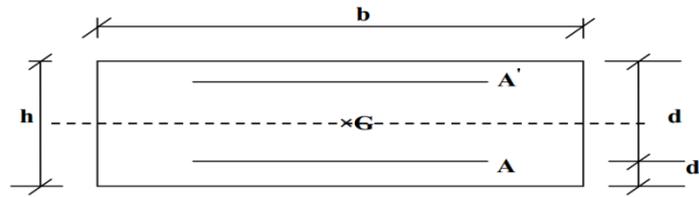


Figure III.33 Section de calcul d'escalier

$b = 130 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 0.9 h = 13.5 \text{ cm}$

Tableau III.39 Caractéristiques géométriques et mécaniques des escaliers type 1

f_{c28} (MPa)	d (cm)	b (cm)	f_{bu} (MPa)	f_{ed} (MPa)	Fe (MPa)	d' (cm)
25	13.5	130	14,17	348	400	1.5

❖ **Armatures longitudinales**

Le tableau suivant récapitulé les résultats trouvés :

Tableau III.40 Détermination des sections d'acier d'escalier (1^{er} type)

	M_u (KN.m)	μ	α	y (cm)	z (cm)	A (cm ²)	A' (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Choix
En travée	30.19	0.09	0.12	1.59	12.86	6.74	0	2.11	6.79	6HA12
En appuis	10.66	0.03	0.04	0.54	13.28	2.30	0	2.11	3.93	5HA10

❖ **Armatures transversales**

✓ **En travée**

$$A_t \geq \frac{A}{4} \Rightarrow A_t \geq 1.69 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t = 3.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4HA10$$

✓ **En appui**

$$A_t \geq \frac{A}{4} \Rightarrow A_t \geq 0.98 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t = 3.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4HA10$$

❖ **Espacement**

✓ **En travée**

Armature verticales

$$S_v = \frac{130}{6} = 20 \text{ cm} \leq S_{min} = \min(3h = 45 ; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$$

Armature de répartition

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq S_{min} (4h = 60 ; 45) \text{ cm} = 45 \text{ cm}$$

✓ **En appui**

Armature verticales

$$S_v = \frac{130}{5} = 25 \text{ cm} \leq S_{min} = \min(3h = 45 ; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$$

Armature de répartition

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq S_{min}(4h = 60 ; 45) \text{ cm} = 45 \text{ cm}$$

❖ **Vérification à l'ELU**

• **Condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_{min}$$

✓ **En travée** : $A_s = 6.79 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 2.11 \text{ cm}^2$ vérifiée

✓ **En appui** : $A_s = 3.93 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 2.11 \text{ cm}^2$ vérifiée

• **Vérification à l'effort tranchant**

on vérifie que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$T_u = 36.72 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = 0.21 \text{ MPa}$$

avec τ_u : contrainte de cisaillement,

La fissuration est peu préjudiciable $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

• **Influence de l'effort tranchant au niveau d'appuis**

✓ **Influence sur le béton**

On doit avoir que : $T_u \leq 0,4x \frac{f_{C28}}{\gamma_b} b a$ $a=0,9d=12.15 \text{ cm} = (\text{longueur de l'appui})$

$$T_u = 36.72 \text{ KN} \leq 0,4x \frac{f_{C28}}{\gamma_b} b a = 1053 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

✓ **Influence sur l'acier**

On doit vérifier que :

$$A \geq \frac{1.15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_{ua}}{0.9d} \right)$$

$$A = 3.93 \text{ cm}^2 > 3.28 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

• **Vérification de l'adhérence d'appui**

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times 3.14 \times 10 = 157 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{36.72 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.135 \times 0.157} = 1.92 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.92 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

❖ **Vérification aux ELS**

• **Contrainte de compressions dans le béton**

La fissuration est peu nuisible, on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_h} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.41 Vérification a l'ELS de l'escalier type 1

	M_s KN.m	b cm	d cm	A' cm²	A_s cm²	y cm	I_h cm⁴	σ_{bc} MPa	Observation
En travée	21.75	130	13.5	0	6.79	3.88	11960.87	7.03	Vérifiée
En appuis	7.68	130	13.5	0	3.93	3.07	7672.67	3.07	vérifiée

NB : Les fissurations étant peu nuisible, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d'acier).

• **Vérification de la flèche**

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.037 < 0.063 \dots\dots\dots \text{non vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow 0.037 < 0.085 \dots\dots\dots \text{non vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.004 < 0.011 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Avec :

$$h = 15 \text{ cm} ; b = 130 \text{ cm} ; d = 13.5 \text{ cm} ; L = 405 \text{ cm} ; A_s = 6.79 \text{ cm}^2$$

$$M_{ser, travée} = 21.75 \text{ KN.m} ; M_{0,ser} = 25.59 \text{ KN.m} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

Alors deux conditions ne sont pas vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche.

➤ **Calcul de la flèche**

Le calcul de la flèche se fait à l'aide des formules indiquées par le règlement CBA93, la flèche

On doit vérifier cette égalité :

$$\Delta F = f_v - f_i < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\bar{f} = \frac{405}{500} = 0.81 \text{ cm}$$

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i I_{fi}} , f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v I_{fv}}$$

Avec :

f_i : La flèche sous charge de faible durée d'application.

f_v : La flèche sous charge de longue durée d'application.

E_i : Module de déformation instantanée du béton.

E_v : Module de déformation différée du béton.

I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène.

I_{fi}, I_{fv} : Module d'élasticité fictif.

- Le moment d'inertie fictif

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v u}$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i u}$$

- Coefficient

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho \left[2 + \frac{3b_0}{b} \right]} , \lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho \left[2 + \frac{3b_0}{b} \right]}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d}$$

$$u = \text{Max} \left(1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} , 0 \right)$$

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

- Calcul du moment d'inertie I_0

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + A_s \left(\frac{h}{2} - \hat{d} \right)^2 \right]$$

Les modules de déformation :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa} ; E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$$

Tableau III.42 Vérification de la flèche de l'escalier type 1

I_0 (cm ⁴)	ρ	λ_i	λ_v	μ	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)	f_i (cm)	f_v (cm)
33012	0.006	3.5	1.4	0.58	11984.55	20040.40	0.89	1.61

$$\Delta F = f_v - f_i = 1.61 - 0.89 = 0.72$$

$$\Delta F = 0.72 < \bar{f} = 0.81$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

6.1.4 Schéma de ferrailage de l'escalier type 1

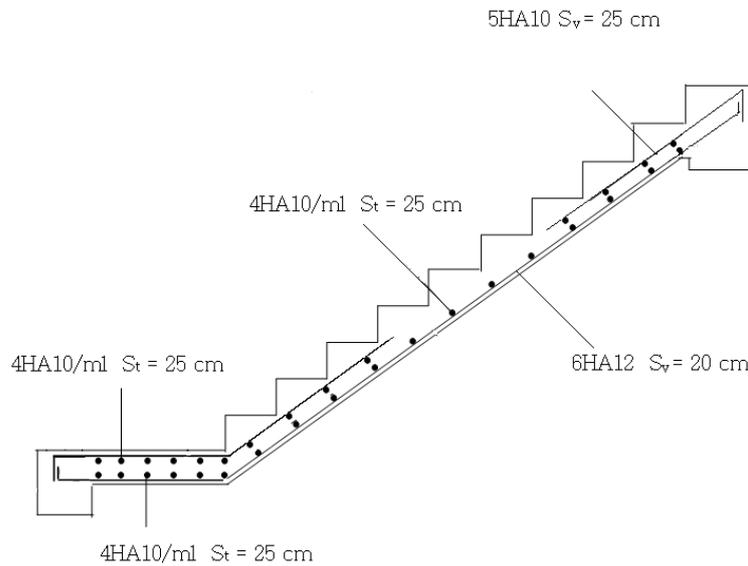


Figure III.34 Schéma de ferrailage de l'escalier type 1

III.6.2 Etude de la poutre palière

Cette poutre est sollicitée par un chargement uniforme du aux poids des volées, (réaction **B** calculée précédemment) et elle aussi sollicitée par un couple de torsion.

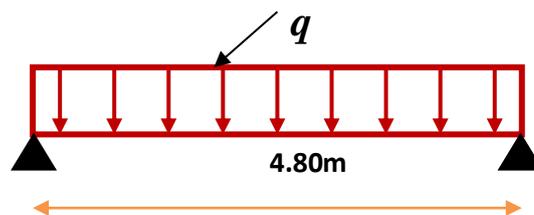


Figure III.35 schéma statique de la poutre palière

La poutre palière est calculée à l'ELU puisque la fissuration est considérée peu nuisible.

6.2.1 Réaction d'appui provenant de l'escalier et du palier

- ELU: $R_u = 31.77 \text{ KN}$
- ELS: $R_s = 22.81 \text{ KN}$

6.2.2 Combinaison de charge

- À l'ELU

$$q_u = 1.35 G_p + R_b = 1.35 (2.5 + 4.89) + 31.77 = 41.75 \text{ KN/ml}$$

- À l'ELS

$$q_s = G_p + G_{mac} + R_b = 2.5 + 4.89 + 22.81 = 30.20 \text{ KN/ml}$$

6.2.3 Calcul des sollicitations

- À l'ELU :

- **Moment isostatique**

$$M_0 = q_u \frac{L^2}{8} = 41.75 \frac{(4.8)^2}{8} = 120.24 \text{ KNm}$$

- **Effort tranchant**

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{41.75 \times 4.8}{2} = 100.2 \text{ KN}$$

- **Moment fléchissant**

Pour tenir compte de semi encastrement

- ✓ Sur appuis: $M_a = -0.3 M_0 = -36.07 \text{ KN.m}$
- ✓ Sur travée: $M_t = 0.85 M_0 = M_t = 102.24 \text{ KN.m}$

- À l'ELS

- **Moment isostatique**

$$M_0 = q_s \frac{L^2}{8} = 30.20 \times \frac{(4.8)^2}{8} = 86.98 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant**

$$T_s = \frac{q_s L}{2} = \frac{30.20 \times 4.8}{2} = 72.48 \text{ KN}$$

- **Moment fléchissant**

Pour tenir compte de semi encastrement:

- ✓ Sur appuis: $M_a = -0.3 M_0 = -26.09 \text{ KN.m}$
- ✓ Sur travée: $M_t = 0.85 M_0 = 73.93 \text{ KN.m}$

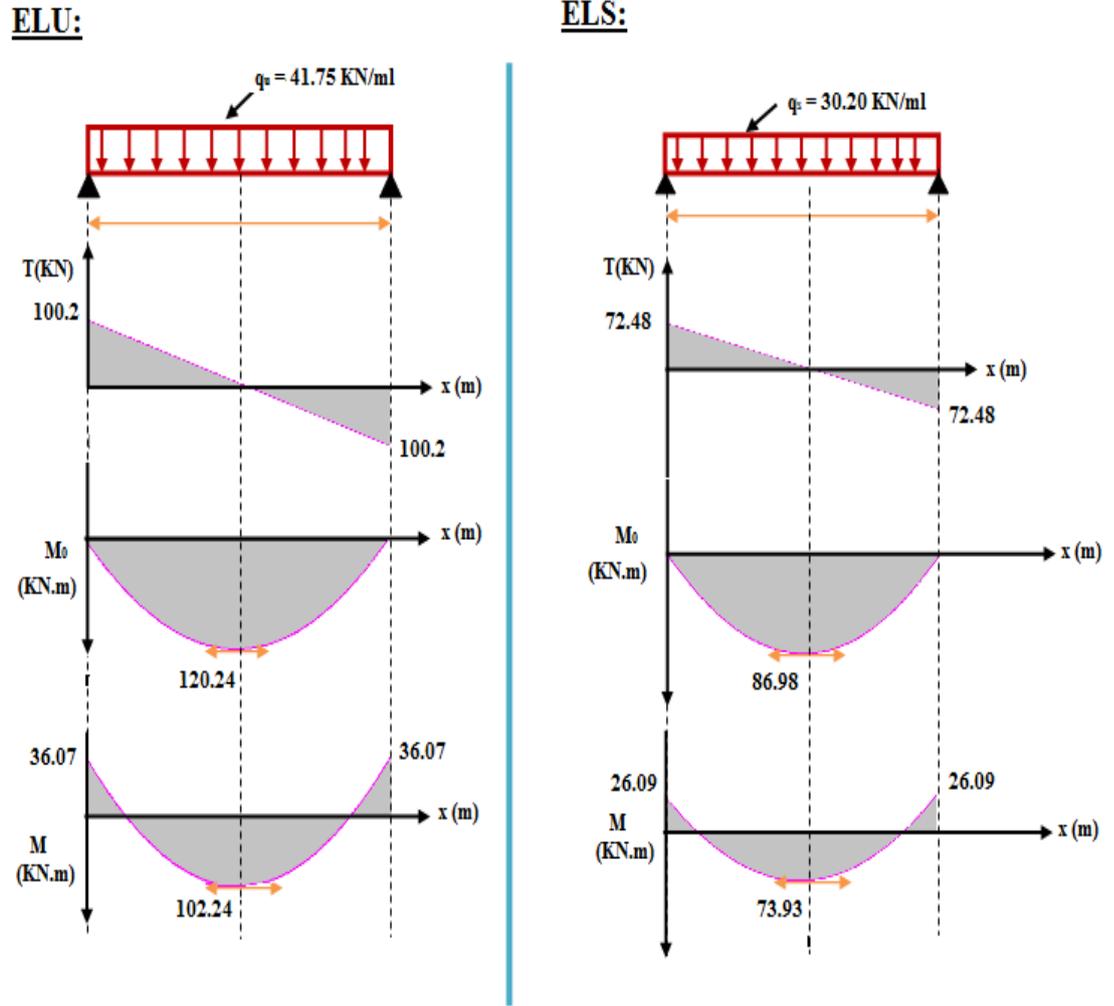


Figure III.36 Diagramme des moments et des efforts tranchants pour poutre palière

6.2.4 Calcul des armatures

Tableau III.43 Caractéristiques géométriques et mécaniques de la poutre palière

f_{c28} (MPa)	d (cm)	b (cm)	f_{bu} (MPa)	f_{ed} (MPa)	Fe (MPa)	d' (cm)
25	36	25	14,17	348	400	1.5

❖ Armatures longitudinales

Le tableau suivant récapitulé les résultats trouvés :

Tableau III.44 Détermination des sections d'acier de poutre palière

	M_u (KN.m)	μ	α	y (cm)	z (cm)	A (cm ²)	A' (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Choix
En travée	102.24	0.22	0.32	11.49	31.40	9.35	0	1.09	12.32	5HA16
En appuis	36.07	0.08	0.10	3.69	34.53	3.00	0	1.09	6.79	6HA12

❖ **Calcul des armatures transversales**

En flexion simple on utilise souvent la formule simplifiée suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{t28}}{0.9 d \sigma_s} \quad (\text{Art 5.1.2.3}) \text{BAEL91/99}$$

$$S_t \leq \text{Min}\{0.9d; 40 \text{ cm}\} \quad (\text{Art 5.1.2.2}) \text{BAEL91/99}$$

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0.4 b_0} \quad (\text{Art 5.1.2.2}) \text{BAEL91/99}$$

➤ **Selon RPA (Art 7.5.2.2) RPA 99/2003**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.003 b_0$$

$$S_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{4}; 12 \phi_1 \right\} \quad \text{en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{en zone courante}$$

Avec :

A_t : Section des armatures transversales

S_t : Espacement entre les armatures transversales

Donc :

$$S_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{40}{4}; 12 \times 1.4 \right\} = 10 \text{ cm en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \text{ cm en zone courante}$$

Donc on prend :

$S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale

$S_t = 20 \text{ cm}$ en zone courante

Et :

$$A_t \geq \frac{b_0 S_t (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 \sigma_s} = \frac{25 \times 10 \times (1.11 - 0.3 \times 2.1)}{0.9 \times 348} = 0.39 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 0.003 b_0 S_t = 1.5 \text{ cm}^2$$

Donc on prend $A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$

❖ **Recouvrement**

Le largeur de recouvrement minimale donnée par le RPA 99 / version 2003 est de 50Φ en zone III..... RPA 99 / version 2003

$\Phi = 14 \text{ mm} \implies L_r = 1.4 \times 50 = 70 \text{ cm}$;

Alors on adopte : $L_r = 70 \text{ cm}$

➤ **Longueur de la zone nodale :**

$h' = 2 \times h = 80 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{RPA 99 / version 2003 (FIG.7.2)}$

$h' = 80 \text{ cm}$

❖ **Vérification à l'ELU**

➤ **Condition de non fragilité :** (Art A.4.21 de BAEL91 modifié 99)

$$A_{\min} = 0.23 \text{ bd} \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 36 \frac{2.1}{400} = 1.09 \text{ cm}^2$$

✓ En appuis: $A_a = 6.79 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.09 \text{ cm}^2 \implies$ Vérifiée

✓ En travée : $A_t = 12.32 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.09 \text{ cm}^2 \implies$ Vérifiée

➤ **Vérification de l'effort tranchant :** (BAEL, Art A.5.1.2)

$T_u = 100.2 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\sigma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1.11 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Vérifiée

Donc : Il n'y a aucun risque de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaire.

➤ **Vérification de l'adhérence à l'appui et d'entraînement des barres**

(Art : A.6.1.3. BAEL.91 Version 99)

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{0.9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_u = \Psi \times f_{t28}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des armatures.

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 9 \times 3.14 \times 1.2 = 33.91 \text{ cm}$$

$T_u = 100.2 \text{ KN}$

$\tau_u = 0.91 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \implies$ La Condition est vérifiée Il n'y a pas risque d'entraînement.

➤ **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis**

(Art : A.5.1.3.13. BAEL.91 Version 99)

✓ **Influence sur le béton**

$$T_{u\max} \leq 0.4b \times 0.9d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$T_u = 100.2 \text{ KN} < 540 \text{ KN} \implies$ La Condition est vérifiée

✓ **Influence sur les armatures longitudinales inférieurs**

On doit vérifier que :

$$A_{S \text{ appui}} \geq \frac{1.15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_{\text{appui}}}{0.9d} \right)$$

$$A_{S \text{ appui}} = 6.79 \text{ cm}^2$$

$$T_u = 100.2 \text{ KN}$$

$$M_{\text{appui}} = 36.07 \text{ KN.m}$$

$$A_{S \text{ appui}} = 6.79 \text{ cm}^2 \geq 6.08 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{Vérifiée}$$

❖ **Vérification à l'ELS**

➤ **Vérification des contraintes de compression dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_h} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.45 Vérification à l'ELS pour poutre palière

	M_s (KN.m)	b (cm)	d (cm)	A' (cm ²)	A_s (cm ²)	y (cm)	I_h (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	Obsevation
En travée	73.93	25	36	0	12.32	16.83	107661.05	11.56	Vérifiée
En appuis	26.09	25	36	0	6.79	13.53	72067.48	4.90	Vérifiée

NB : Les fissurations étant peu nuisible, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d'acier).

➤ **Vérification de la flèche**

D'après l'article (II.11.3.1) du *FORMULAIRE DU BETON ARME* , Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.083 > 0.063 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow 0.083 > 0.08 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.01 = 0.01 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Avec :

$$h = 40 \text{ cm} ; b = 25 \text{ cm} ; d = 36 \text{ cm} ; L = 480 \text{ cm} ; A_s = 12.32 \text{ cm}^2$$

$$M_{ser, \text{travée}} = 73.93 \text{ KN.m} ; M_{0,ser} = 86.98 \text{ KN.m} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

Donc : Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

6.2.5 Schéma de ferrailage de la poutre palière

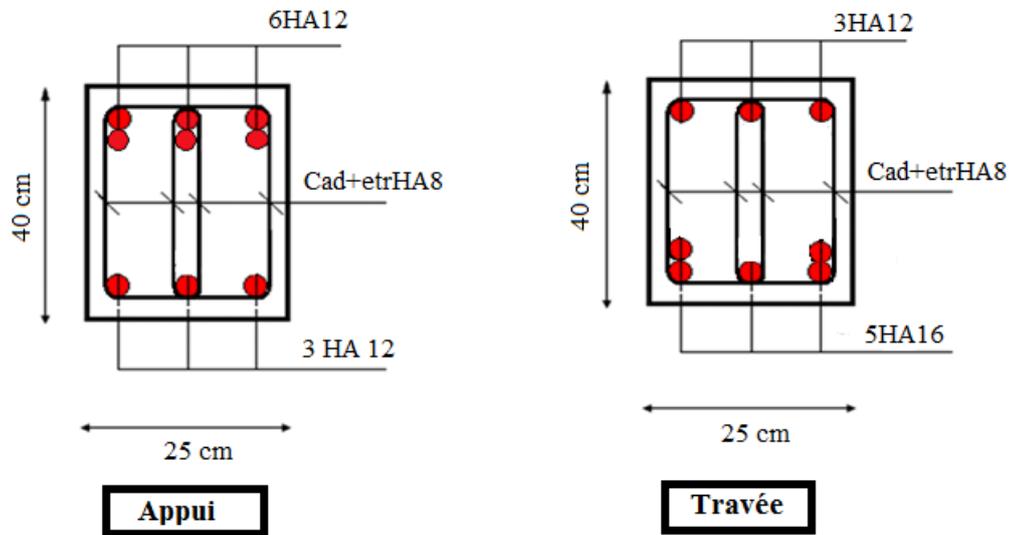


Figure III.37 Ferrailage de la poutre palière

III.6.3 Type 2

6.3.1 Evaluation des charges

Les escaliers sont sollicités par les actions suivantes :

- Action permanente (G).
- Action variable(Q).

Le tableau suivant récapitulé les résultats trouvés :

Tableau III.46 la descente des charges de l'escalier type 2

Charges permanents		Charges d'exploitations
Palier	5.15 KN/m ²	2.5KN/m ²
Paillasse	8.03 KN/m ²	

Pour 1. 10m de largeur on a :

$$G_{\text{paillasse}} = 8.03 \times 1.10 = 8.83 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{palier}} = 5.15 \times 1.10 = 5.65 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2.5 \times 1.10 = 2.75 \text{ KN/ml}$$

6.3.2 Combinaisons des actions

Le tableau suivant récapitulé les résultats trouvés :

Tableau III.47 Combinaison des charges de l'escalier type 2

Eléments	ELU	ELS
	$P_u = 1.35G + 1.5Q$ (KN/m)	$P_{ser} = G + Q$ (KN/m)
Palier	11.78	8.42
Paillasse	16.05	11.58

- Diagrammes des sollicitations

- à L'ELU

- Schéma statique

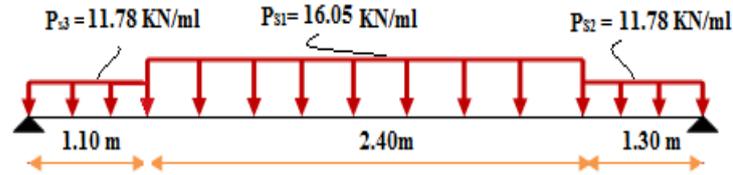


Figure III.38 schéma statique de l'escalier type 2 à ELU

- Calcul des réactions

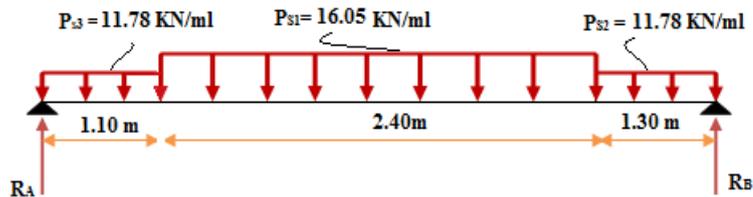


Figure III.39 Schéma statique des réactions de l'escalier type 2 à ELU

Après les équations d'équilibre:

$$\begin{cases} \sum F/y = 0 \\ \sum M_f = 0 \end{cases}$$

On trouve: $\begin{cases} R_A = 33.61 \text{ KN} \\ R_B = 33.18 \text{ KN} \end{cases}$

- Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant

Le tableau suivant récapitulé les résultats trouvés :

Tableau III.48 récapitulation des moments et efforts tranchants a ELU (escalier type2)

Intervalles (m)		Les efforts tranchants (KN)	Les moments fléchissant (KN.m)
$0 \geq X \geq 1.10$	X=0	33.61	0
	X=1.1	20.65	29.84
$1.10 \geq X \geq 3.50$	X=1.1	20.65	29.84
	X=3.5	-17.87	33.18
$0 \geq X \geq 1.30$	X=0	-33.18	0
	X=1.30	-17.87	33.18

$$\frac{dMu(x)}{dx(x)} = 0 \quad \text{Alors : } T = 0 \quad \Rightarrow \quad X = 2.39\text{m} \quad \Rightarrow \quad M_f = 43.19 \text{ KN.m}$$

Pour avoir le diagramme des moments fléchissant avec la prise en considération de la continuité on calcule les moments majorés :

- ✓ Aux appuis : $M_a = -0.3 \times M_{fmax}$
- ✓ En travée: $M_t = 0.85 \times M_{fmax}$

AN:

On a $M_{max} = 35.52 \text{ KN.m}$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_a = -12.96 \text{ KN.m} \\ M_t = 36.71 \text{ KN.m} \end{cases}$$

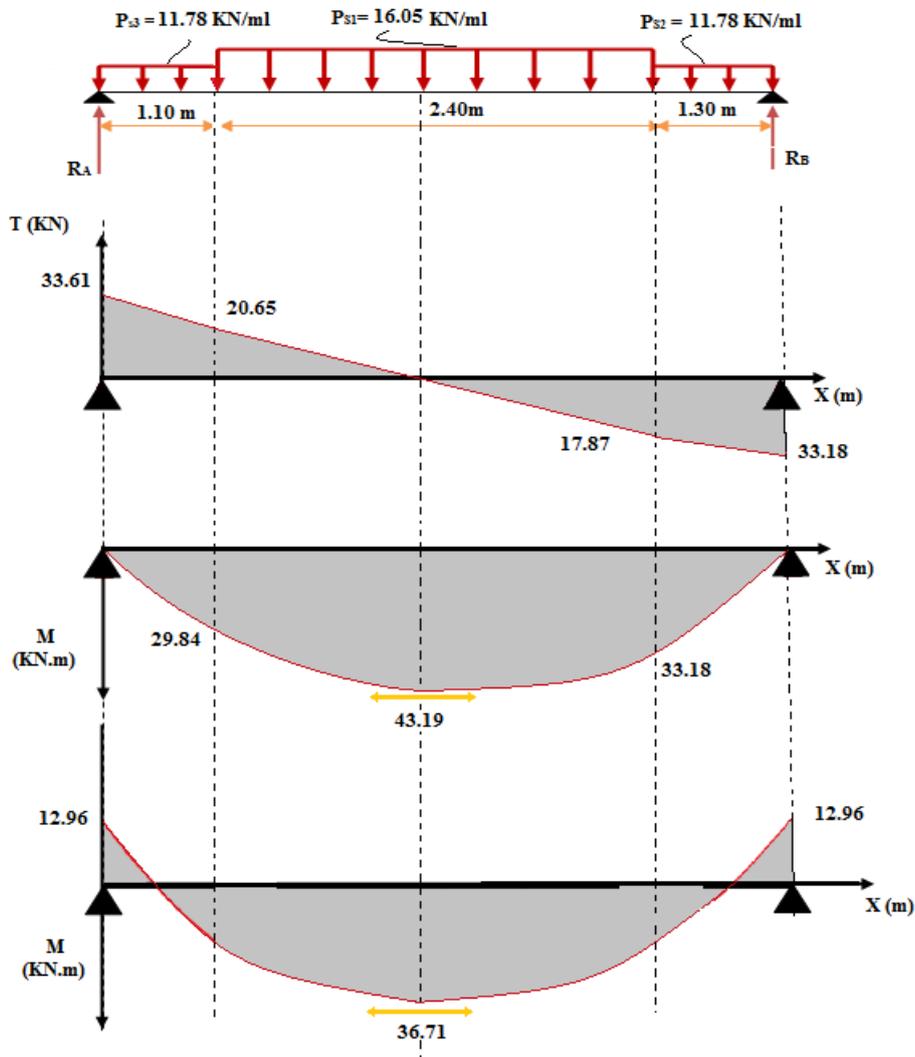


Figure III.40 Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants l'ELU pour l'escalier type2

➤ à L'ELS

○ Schéma statique

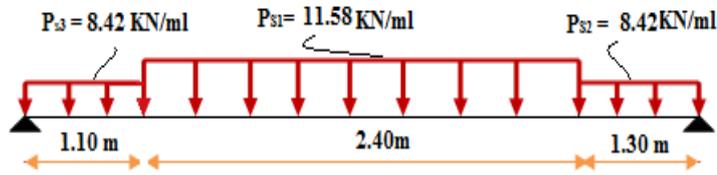


Figure III.41 Schéma statique de l'escalier type 2 à ELS

○ Calcul des réactions

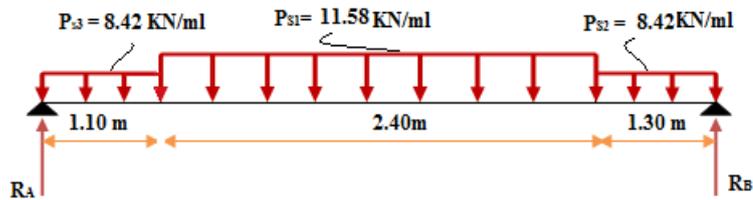


Figure III.42 schéma statique des réactions de l'escalier type 2 à ELS

Après les équations d'équilibre:

$$\begin{cases} \sum F/y = 0 \\ \sum M_f = 0 \end{cases}$$

On trouver: $\begin{cases} R_A = 24.16\text{KN} \\ R_B = 23.84\text{KN} \end{cases}$

○ Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant

Le tableau suivant récapitulé les résultats trouvés :

Tableau III.49 Récapitulation des moments et efforts tranchants a ELS (escalier type 2)

Intervalles (m)		Les efforts tranchants (KN)	Les moments fléchissent (KN.m)
$0 \geq X \geq 1.10$	X=0	24.16	0
	X=1.10	14.90	21.48
$1.10 \geq X \geq 3.50$	X=1.10	14.90	21.48
	X=3.50	-12.89	23.89
$0 \geq X \geq 1.30$	X=0	-23.84	0
	X=1.30	-12.89	23.89

$$\frac{dMu(x)}{dx(x)} = 0 \quad \text{Alors : } T = 0 \quad \Rightarrow \quad X = 2.39 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad M_f = 31.07\text{KN.m}$$

Pour avoir le diagramme des moments fléchissant avec la prise en considération de la continuité on calcule les moments majorés :

✓ Aux appuis : $M_a = -0.3 \times M_{fmax}$

✓ En travée: $M_t = 0.85 \times M_{fmax}$

AN:

On a $M_{max} = 31.07 \text{ KN.m}$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_a = -9.32 \text{ KN.m} \\ M_t = 26.41 \text{ KN.m} \end{cases}$$

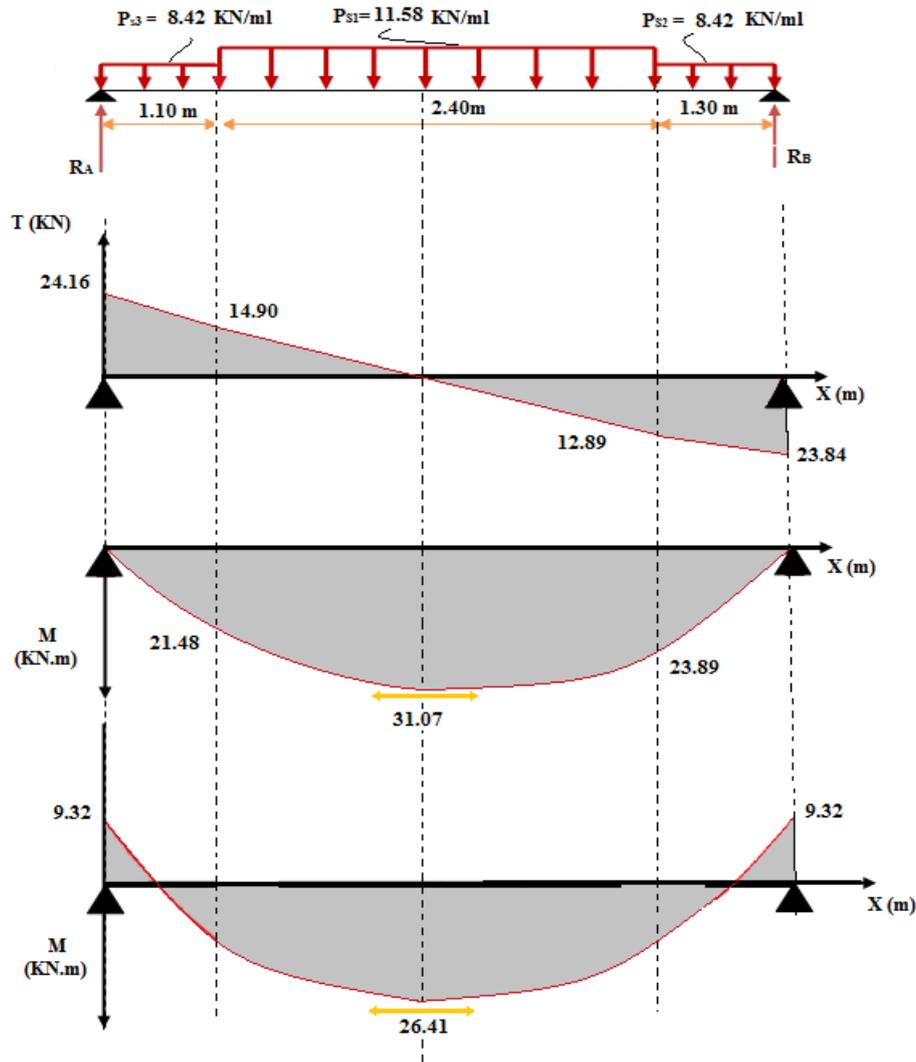


Figure III.43 Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants l'ELS pour l'escalier type2

6.3.3 Calcul des armatures

Il sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple :

On considère une section rectangulaire

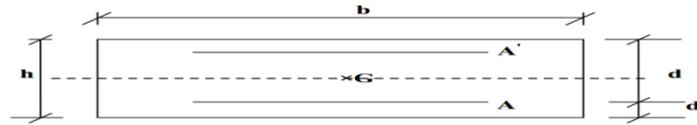


Figure III.44 Section de calcul d'escalier

$b = 110 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 0.9 h = 13.5 \text{ cm}$

Tableau III.50 Caractéristiques géométriques et mécaniques des escaliers type 2

f_{c28} (MPa)	d (cm)	b (cm)	f_{bu} (MPa)	f_{ed} (MPa)	Fe (MPa)	d' (cm)
25	13.5	110	14.17	348	400	1.5

❖ **Armatures longitudinales**

Le tableau suivant récapitulé les résultats trouvés :

Tableau III.51 Détermination des sections d'acier d'escalier (1^{er} type)

	M_u (KN.m)	μ	α	y (cm)	z (cm)	A (cm ²)	A' (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Choix
En travée	36.71	0.13	0.17	2.34	12.56	8.40	0	1.79	9.05	8HA12
En appui	12.96	0.05	0.06	0.79	13.18	2.82	0	1.79	4.71	6HA10

❖ **Armatures transversales**

✓ En travée

$$A_t \geq \frac{A}{4} \Rightarrow A_t \geq 2.31 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t = 3.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4HA10$$

✓ En appui

$$A_t \geq \frac{A}{4} \Rightarrow A_t \geq 2.55 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t = 3.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4HA10$$

❖ **Espacement**

✓ En travée

Armature verticales

$$S_v = \frac{110}{8} = 15 \text{ cm} \leq S_{min} = \min(3h = 45 ; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$$

Armature de répartition

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq S_{min} (4h = 60 ; 45) \text{ cm} = 45 \text{ cm}$$

✓ En appui

Armature verticales

$$S_v = \frac{110}{6} = 20 \text{ cm} \leq S_{min} = \min(3h = 45 ; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$$

Armature de répartition

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq S_{\min}(4h = 60 ; 45) \text{ cm} = 45 \text{ cm}$$

❖ **Vérification à l'ELU**

• **Condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_{\min}$$

✓ En travée : $A_s = 9.05 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.79 \text{ cm}^2$ vérifiée

✓ En appui : $A_s = 4.75 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.79 \text{ cm}^2$ vérifiée

❖ **Vérification à l'effort tranchant**

on vérifie que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$; $T_u = 33.61 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = 0.25 \text{ MPa}$$

avec τ_u : contrainte de cisaillement,

La fissuration est peu préjudiciable $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{ Vérifiée}$$

❖ **Influence de l'effort tranchant au niveau d'appuis**

• **Influence sur le béton**

On doit avoir que : $T_u \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} b a$ $a = 0,9d = 12.15 \text{ cm} = (\text{longueur de l'appui})$

$$T_u = 33.61 \text{ KN} \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} b a = 891 \text{ KN} \text{ vérifié}$$

• **Influence sur l'acier**

On doit vérifier que :

$$A \geq \frac{1.15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_{ua}}{0.9d} \right)$$

$$A = 4.75 \text{ cm}^2 > 4.03 \text{ cm}^2 \text{ vérifié}$$

❖ **Vérification de l'adhérence d'appui**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 6 \times 3.14 \times 10 = 188.4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{33.61 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.135 \times 0.1884} = 1.47 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1.47 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$ vérifiée

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

❖ **Vérification aux ELS**

• **Contrainte de compressions dans le béton**

La fissuration est peu nuisible, on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_h} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.52 Vérification a l'ELS

	M_s (KN.m)	b (cm)	d (cm)	A' (cm²)	A_s (cm²)	y (cm)	I_h (cm⁴)	σ_{bc} (MPa)	Observation
En travée	26.41	110	13.5	0	9.05	4.67	14315.67	8.62	Vérifiée
En appuis	9.32	110	13.5	0	4.71	3.57	8636.51	3.85	Vérifiée

NB : Les fissurations étant peu nuisible, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d'acier).

❖ **Vérification de la flèche**

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.031 < 0.063 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow 0.031 > 0.085 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.006 < 0.011 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Avec :

$$h = 15 \text{ cm} ; b = 110 \text{ cm} ; d = 13.5 \text{ cm} ; L = 480 \text{ cm} ; A_s = 9.05 \text{ cm}^2$$

$$M_{ser, travée} = 26.41 \text{ KN.m} ; M_{0,ser} = 31.41 \text{ KN.m} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

Alors deux conditions ne sont pas vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche.

➤ **Calcul de la flèche**

Le calcul de la flèche se fait à l'aide des formules indiquées par le règlement CBA93, la flèche

On doit vérifier cette égalité :

$$\Delta F = f_v - f_i < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\bar{f} = \frac{480}{500} = 0.96 \text{ cm}$$

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i I_{fi}} \quad , \quad f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v I_{fv}}$$

Avec :

f_i : La flèche sous charge de faible durée d'application.

f_v : La flèche sous charge de longue durée d'application.

E_i : Module de déformation instantanée du béton.

E_v : Module de déformation différée du béton.

I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène.

I_{fi}, I_{fv} : Module d'élasticité fictif.

- Le moment d'inertie fictif

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i u}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v u}$$

- Coefficient

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho \left[2 + \frac{3b_0}{b} \right]} \quad , \quad \lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho \left[2 + \frac{3b_0}{b} \right]}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d}$$

$$u = \text{Max} \left(1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} \quad , \quad 0 \right)$$

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

- Calcul du moment d'inertie I_0

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

- Les modules de déformation

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa} ; E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$$

Tableau III.53 Vérification de la flèche de l'escalier

I_0 (cm ⁴)	ρ	λ_i	λ_v	μ	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)	f_i (cm)	f_v (cm)
33012	0.007	3.00	1.20	0.55	13703.09	21875.42	1.41	2.30

$$\Delta F = f_v - f_i = 2.30 - 1.41 = 0.71$$

$\Delta F = 0.89 < \bar{f} = 0.96 \Rightarrow$ Donc la condition de la flèche est vérifiée.

6.3.4 Schéma de ferrailage de l'escalier type 2

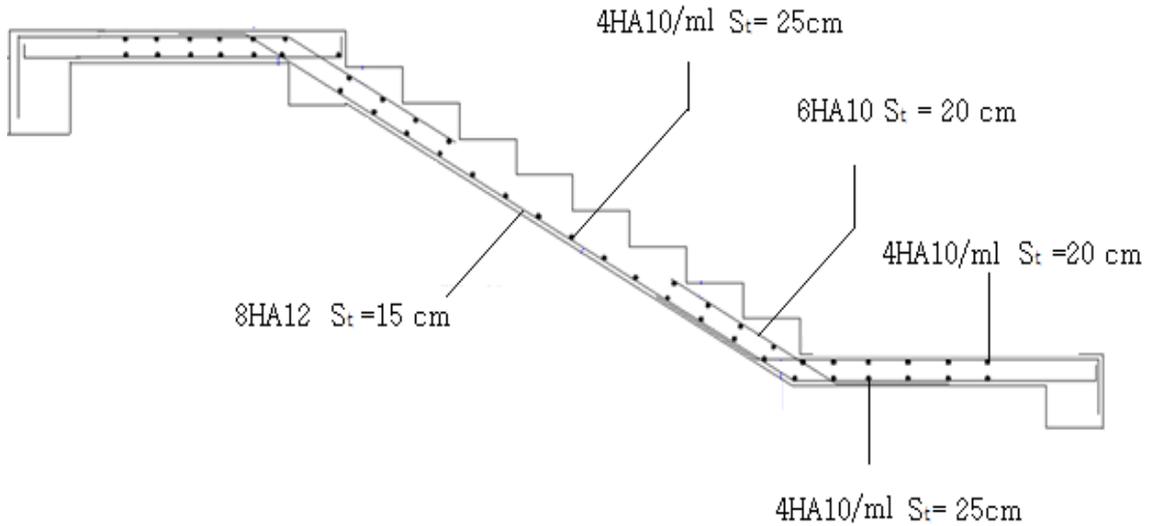


Figure III.45 Schéma de ferrailage de l'escalier type2

Chapitre IV : Etude Dynamique et Sismique

IV.1 Introduction

Un séisme ou un tremblement de terre se traduit en surface par des vibrations du sol. Il provient de la fracturation des roches en profondeur. Cette fracturation est due à une grande accumulation d'énergie qui se libère, en créant ou en faisant rejouer des failles, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint.

La croûte terrestre est constituée de plusieurs grandes plaques qui évoluent les unes par rapport aux autres : certaines s'écartent, d'autres convergent, et d'autres coulisent. Environ 90% des séismes sont localisés au voisinage des limites de ces plaques.

Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Ce qui implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

IV.2 Critères de classification par RPA 99/2003

IV.2.1 Classification des zones sismiques

Le territoire national est divisé en quatre (4) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune.

- ✓ ZONE 0 : sismicité négligeable
- ✓ ZONE I : sismicité faible
- ✓ ZONE IIa et IIb : sismicité moyenne
- ✓ ZONE III : sismicité élevée.

IV.2.2 Classification de l'ouvrage

Pour notre cas, et d'après la carte et le tableau cité précédemment :

- Boumerdés se situe dans une zone de sismicité élevée 'ZONE III' ;
- La classification des ouvrages se fait aussi sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social ;
- ✓ Groupe 1A : ouvrages d'importance vitale ;
- ✓ Groupe 1B : ouvrages de grande importance ;
- ✓ Groupe 2 : ouvrages courant ou d'importance moyenne ;

- ✓ Groupe 3 : ouvrages de faible importance ;

Notre ouvrage étant un bâtiment d'habitation collective, il sera classé en 'Groupe 02'.

Selon le rapport géotechnique relatif à cet ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de catégorie S2.

IV.3 Choix de la méthode de calcul

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ces forces peuvent être déterminées par trois méthodes qui sont les suivantes :

- ✓ la méthode statique équivalente ;
- ✓ la méthode d'analyse modale spectrale ;
- ✓ la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.3.1 Méthode statique équivalente

❖ Principe

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statique fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

L'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- ✓ une ductilité suffisante
- ✓ la capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

❖ Conclusion

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente dans le cas du bâtiment étudié ne sont pas vérifiées car la structure est irrégulière en plan. Cette méthode n'est pas applicable selon l'article 4.1.2.b du R.P.A99 ver2003 (Zone III et groupe d'usage 2 mais elle dépasse 17m), donc la méthode utilisable est la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique.

IV.3.2 Méthodes Dynamiques

a. La méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

b. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

❖ Conclusion

Notre structure ne répond pas aux conditions exigées par le RPA99/version2003 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente, donc le calcul sismique se fera par la méthode d'analyse modale spectrale. La méthode dynamique par accélérogramme ne sera pas considéré' due à sa complexité.

IV.4 Analyse de la structure

IV.4.1 Analyse dynamique

L'analyse dynamique disponible dans l'**ETABS** comporte l'analyse modale et l'analyse spectrale.

4.1.1 Analyse modale spectrale

❖ Principe

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

4.1.2 Modélisation

Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment, celui-ci est alors représenté par un modèle plan encasté à la base où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul degré de liberté en translation horizontale.

Pour les structures irrégulières en plan sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encasté à la base où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois DDL (02 translations horizontales et 01 rotation d'axe vertical).

4.1.3 Spectre de réponse de calcul

Un spectre de réponse (ou spectre d'oscillateurs) est un diagramme donnant le maximum de réponse d'un oscillateur linéaire (système masse- ressort- amortisseur) en déplacements, vitesses ou accélérations, lorsqu'il est soumis à un séisme donné en fonction de sa fréquence propre ou de sa période propre. Ce mode de présentation du mouvement est plus " parlant " pour l'ingénieur pour les calculs courants qu'un accélérogramme, car il permet de lire directement la réponse d'une structure simple et met en évidence les zones de fréquences les plus défavorables.

Le règlement (RPA) recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

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

Avec :

- g : Accélération de la pesanteur
- A : Coefficient d'accélération de zone
- L'ouvrage est du « groupe d'usage 2 » (bâtiment d'habitation)
- L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya de Boumerdes (zone III)

Donc : $A = 0,25$ (tableau (4.1) page 26 RPA 99 ver 2003)

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7 \text{ (formule (4.3) page 26 RPA 99 ver 2003)}$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

Nous avons une structure mixte (portique et voiles) avec un remplissage dense ; $\xi=7\%$ (tableau 4.2 page 26 RPA 99 ver 2003). $\Rightarrow \eta = 0,881$

- **R** : Coefficient de comportement de la structure

$R=5$ système de contreventement mixte voiles / portiques avec interaction (RPA99 ver 2003). (Cas n° : A2 tableau 4.3 page 28)

- T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

Site 2 : $T_1=0,15s$ et $T_2=0,4s$ (tableau (4.7) page 34 RPA 99 ver 2003)

- **Q** : Facteur de qualité

$Q = 1 + \sum P_q = 1,25$ (Tableau (4.4) page 30 RPA99 ver 2003).

Tableau IV.1 Valeurs des pénalités P_q

Critère q	P_q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement.	0
2. Redondance en plan.	0.05
3. Régularité en plan.	0,05
4. Régularité en élévation.	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux.	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution.	0.1

On obtient le spectre de réponse suivant :

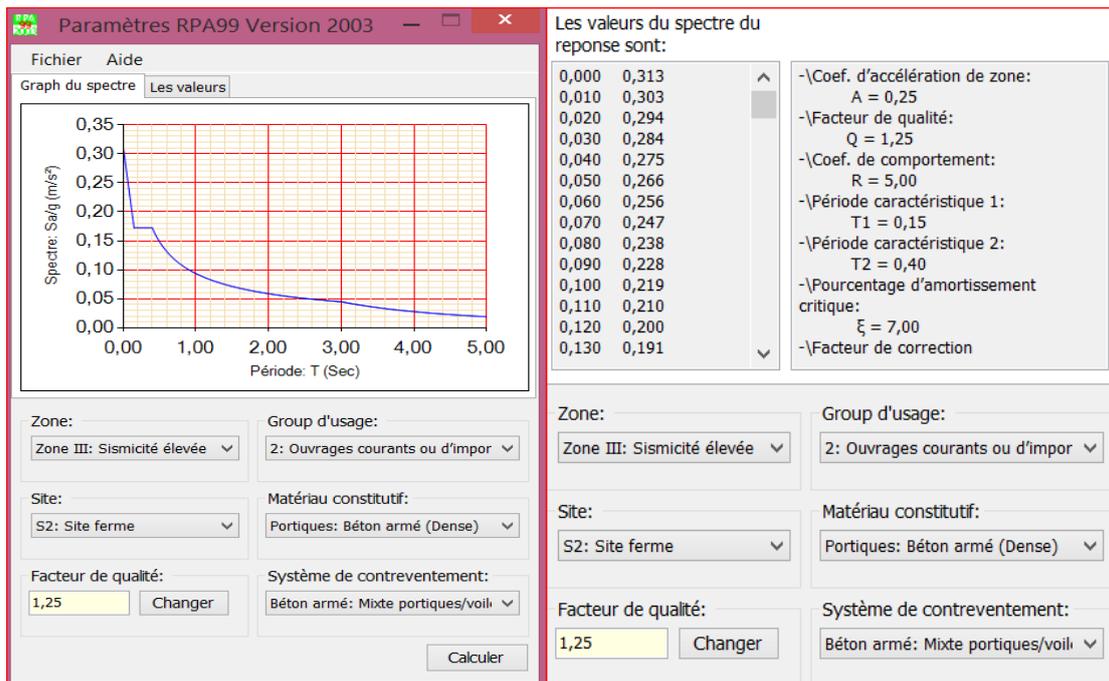


Figure IV.1 Spectre de réponse de calcul

❖ **Nombre de modes à considérer**

➤ **1^{ère} condition**

Pour l'analyse dynamique, le nombre des modes à considérer doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure, ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de mode à retenir est de trois dans chaque direction considérée (Art 4.3.4 RPA 2003).

➤ **2^{ème} condition**

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \sqrt{N}$$

$$T_K \leq 0.20 \text{ sec}$$

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

$$N = 8 \rightarrow K \geq 8$$

Donc : la 2^{ème} condition nécessite a retenir les 8 premiers modes.

$$T_K \leq 0.20 \text{ sec}$$

$$T_8 = 0,124 \text{ sec} < 0.20 \text{ sec} \quad \dots\dots\dots \text{ vérifiée.}$$

4.1.4 Mode de vibration et participation massique

A. Sans voiles

Les résultats obtenus par logiciel (ETABS) sont représenté dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.2: Périodes et facteurs de participation massique (sans voiles)

Mode	Periods	Facteur de participation massique.					
		U _x (%)	U _y (%)	R _z	SumU _x (%)	SumU _y (%)	SumR _z (%)
1	1,283127	1,4102	78,5233	0,0571	1,4102	78,5233	0,0571
2	1,213738	73,2013	1,1578	6,7422	74,6115	79,6811	6,7993
3	1,093116	6,3927	0,3001	74,6448	81,0042	79,9812	81,4441
4	0,436091	0,1083	10,6761	0,0379	81,1125	90,6573	81,4819
5	0,411195	10,211	0,0729	0,5298	91,3235	90,7302	82,0117



Figure IV.2 Modèle 3D du bâtiment (sans voiles)

❖ **La période fondamentale de la structure**

L'analyse des caractéristiques dynamiques de la structure initiale nous permet de dire ce qui suit :

- ✓ Il faut 5 modes pour mobiliser plus de 90% de la masse pour les deux directions X et Y (U_x et $U_y \geq 90\%$).

- ✓ Le premier mode (T=1,283 sec) est un mode de translation dans le sens Y avec $U_y = 78.523 \%$, mais il est couplé avec de la torsion $R_z = 0,0571\%$ ce qui donne un mouvement de rotation (torsion) faible autour d'un axe.
- ✓ Le deuxième mode (T= 1,214 sec) est un mode de translation dans le sens X avec $U_x = 73,201\%$, mais il est couplé avec de la torsion $R_z = 6,742\%$ ce qui donne un mouvement de rotation (torsion) autour d'un axe.
- ✓ Le troisième mode (T = 1,093 sec) est un mode de translation mais faible dans le sens X avec $U_x = 6,393\%$, aussi dans le sens y avec $U_y = 0,300 \%$, mais il est couplé avec de la torsion $R_z = 74.645\%$, ce qui donne un mouvement de rotation (torsion) autour d'un axe opposé à celui du mode précédent.

❖ **Estimation de la période fondamentale (T) de la structure selon le RPA99**

Les valeurs de T calculé par logiciel ETABS ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques suivantes :

$$T_{RPA} = C_T \times h_N^{3/4} \quad (\text{Formule (4.6) page 31 RPA 99 ver 2003})$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

$$h_N = 28.73 \text{ m}$$

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage et donné par le tableau (4.6) page 31 RPA 99 ver 2003

$$C_T = 0,05.$$

➤ **Application numérique**

$$T_{RPA} = 0,05 \times 28.73^{3/4} = 0.620 \text{ s}$$

$$T_{ETABS} = 1.283 \text{ s}$$

➤ **Vérification**

$$T_{ETABS} < 1,3 T_{RPA}$$

$$T = 1,283 \text{ s} > 1,3 \times 0,620 = 0,807 \text{ s} \quad \dots\dots\dots \text{Non Vérifiée}$$

➤ **Conclusion**

Il faut ajouter des voiles pour résoudre le problème.

B. Avec voiles

Les résultats obtenus par logiciel (ETABS) sont représenté dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.3 Périodes et facteurs de participation massique

Mode	Periods	Facteur de participation massique.					
		$U_x(\%)$	$U_y(\%)$	R_z	Sum $U_x(\%)$	Sum $U_y(\%)$	Sum $R_z(\%)$
1	0,588818	71,2015	0,0024	0,1969	71,2015	0,0024	0,1969
2	0,541469	0,0119	66,909	1,5744	71,2134	66,9114	1,7712
3	0,442395	0,1509	1,385	67,482	71,3643	68,2964	69,2532
4	0,205992	5,987	0,0028	0,0207	77,3513	68,2992	69,2739
5	0,202948	0,0022	5,5428	0,0006	77,3535	73,8419	69,2745
6	0,180937	0,0246	0,015	2,9796	77,3781	73,8569	72,2541
7	0,127787	13,6571	0,0054	0,0625	91,0352	73,8623	72,3166
8	0,109023	0,009	16,0153	1,596	91,0442	89,8776	73,9127
9	0,092914	0,0031	1,6947	17,2842	91,0473	91,5723	91,1969

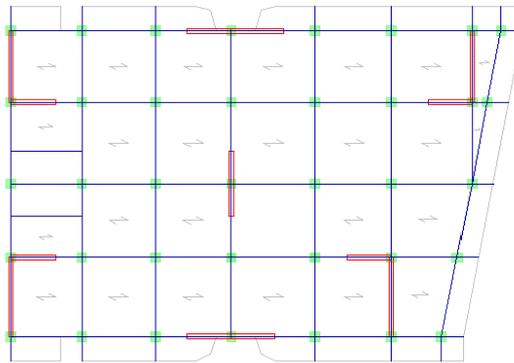


Figure IV.3 Disposition des voiles

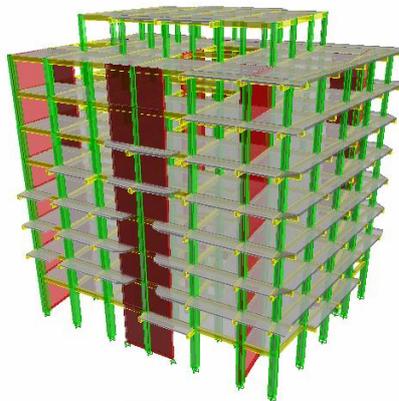


Figure IV.4 Modèle 3D du bâtiment

❖ **La période fondamentale de la structure**

L'analyse des caractéristiques dynamiques de la structure initiale nous permet de dire ce qui suit :

- ✓ Il faut **9 modes** pour mobiliser plus de 90% de la masse pour les deux directions X et Y (U_x et $U_y \geq 90\%$).
- ✓ Le premier mode (**T=0,589 sec**) est un mode de translation dans le sens x avec $U_x = 71.20 \%$, mais il est couplé avec de la torsion $R_z = 0,197\%$ ce qui donne un mouvement de rotation (torsion) faible autour d'un axe.

- ✓ Le deuxième mode (**T= 0,541sec**) est un mode de translation dans le sens Y avec $U_y = 66.909\%$, mais il est couplé avec de la torsion $R_z = 1,771\%$ ce qui donne un mouvement de rotation (torsion) autour d'un axe.
- ✓ Le troisième mode (**T = 0,442 sec**) est un mode de translation mais faible dans le sens X avec $U_x = 0,151\%$, aussi dans le sens y avec $U_y = 1,385\%$, mais il est couplé avec de la torsion $R_z = 67.482\%$, ce qui donne un mouvement de rotation (torsion) autour d'un axe opposé à celui du mode précédent.

Nous remarquons alors, que la torsion qui présente dans les deux premiers modes est faible. Nous concluons alors, que la conception de la structure tel que le système de contreventement et la disposition des voiles sont correctes, donc on obtient les modes de translations purs et découplés dans les premiers modes qui doivent absorber le maximum d'énergie sismique induite à la structure lors d'un tremblement de terre.

❖ **Estimation de la période fondamentale (T) de la structure selon le RPA99**

Les valeurs de T calculé par logiciel ETABS ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques suivantes :

$$T_{RPA} = C_T \times h_N^{3/4} \quad (\text{Formule (4.6) page 31 RPA 99 ver 2003}).$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

$$h_N = 28.73 \text{ m}$$

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage et donné par le tableau (4.6) page 31 RPA 99 ver 2003

Donne notre structure le Contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé alors :

$$C_T = 0,05.$$

➤ **Application numérique**

$$T_{RPA} = 0,05 \times 28.73^{3/4} = 0.620s$$

$$T_{ETABS} = 0.589s$$

➤ **Vérification**

$$T_{ETABS} < 1,3T_{RPA}$$

$$T = 0,589 \text{ s} < 1,3 \times 0,620 = 0,807 \text{ s} \quad \dots\dots\dots \text{ vérifiée.}$$

❖ Les modes de vibrations

1^{er} mode de vibration : Le premier mode est un mode de translation suivant le sens des X

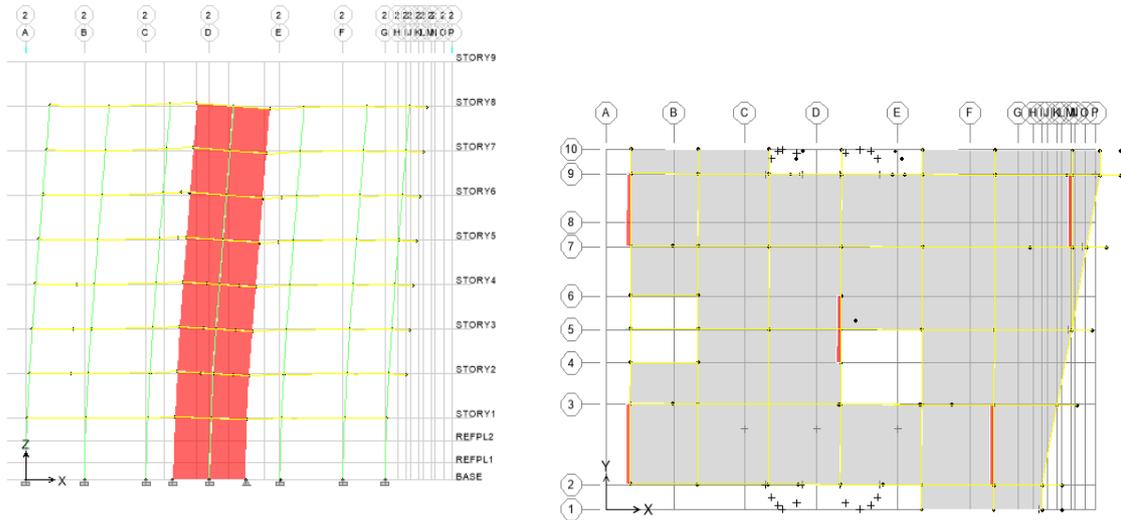


Figure VI.5 Mode 1 « Translation sens X » T = 0.588818 sec

2^{ème} mode de vibration : Le deuxième mode est un mode de translation suivant le sens des Y

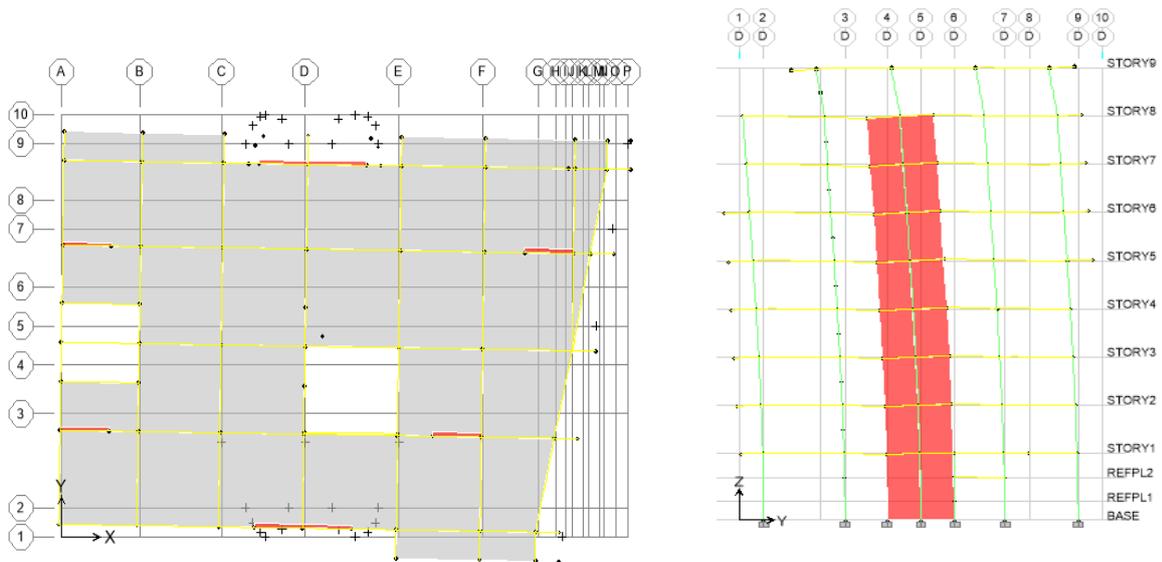


Figure IV.6 Mode 2 « Translation sens Y » T = 0.541469 sec

3^{ème} mode de vibration : Le troisième mode est un mode de rotation

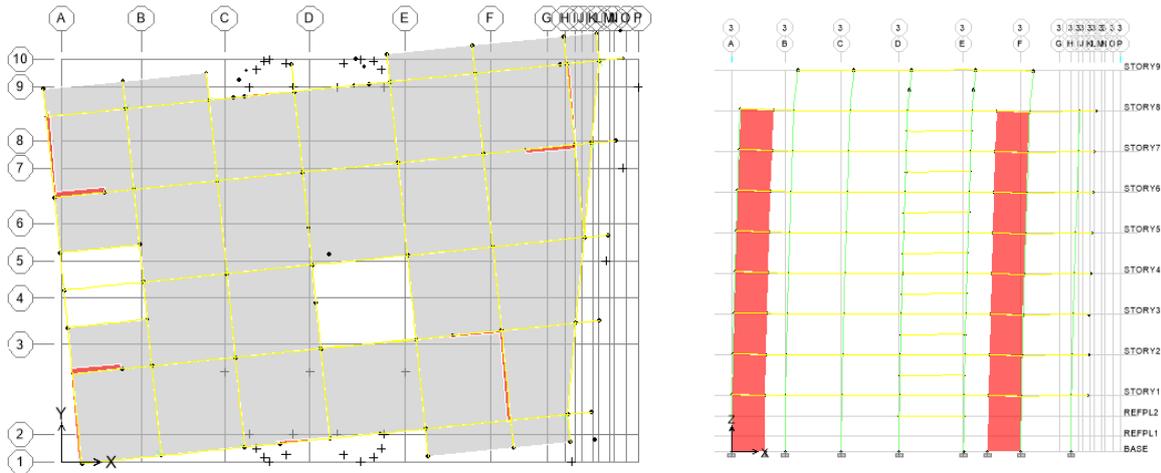


Figure IV.7 Mode 3 « rotation » T = 0.442395sec

❖ **Choix de coefficient de comportement**

D’après le RPA les voiles doivent reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Alors il faut déterminer le pourcentage de répartition des charges verticales entre les portiques et les voiles pour choisir la valeur du coefficient de comportement.

Les tableaux si-dessus représente la répartition des charges entre les voiles et les portiques à la base pour les charges verticales et horizontales donnent par ETABS:

➤ **Sous charges verticales**

Tableau IV.4 Les charges reprises par les voiles et par les portiques

Niv	Voile	portique	(%) voile	(%) Portique
	F ₃ (KN)	F ₃ (KN)	F ₃	F ₃
Niv 1	16518,45	50742,31	25	75

➤ **Sous charges horizontales**

Tableau IV.5 Les charges reprises par les voiles et par les portiques

Niv	Voile		Portique		% Voile		% Portique	
	F ₁ (KN)	F ₂ (KN)	F ₁ (KN)	F ₂ (KN)	F ₁	F ₂	F ₁	F ₂
Niv 1	5636,53	6500,84	6276,02	6979,38	47	48	53	52

Avec :

F₁ : La charge horizontale suivant X

F₂ : La charge horizontale suivant Y

F₃ : La charge verticale reprise par l’élément

D'après les résultats d'interaction, on remarque que :

Les voiles et les portiques reprennent conjointement les charges horizontales proportionnellement à leurs interactions à tous les niveaux ;

Donc pour notre système de contreventement mixte voiles / portiques avec interaction, on adopte un coefficient de comportement $R = 5$.

4.1.5 Caractéristiques géométriques et massiques de la structure

❖ Détermination de centre de gravité des masses et le centre des rigidités

➤ Centre de gravité des masses

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul des centres des masses de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur, ...etc.),

Les coordonnées du centre de gravité des masses et données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i} \qquad Y_G = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

- M_i : La masse de l'élément i
- X_i, Y_i : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport à un repère global.

➤ Centre de rigidités

Les coordonnées du centre des rigidités peut être déterminé par les formules ci-après :

$$X_C = \frac{\sum I_{X_i} \times X_i}{\sum I_{X_i}} \qquad Y_C = \frac{\sum I_{Y_i} \times Y_i}{\sum I_{Y_i}}$$

Avec :

- I_{X_i} : Inertie d'un élément par rapport l'axe (X)
- I_{Y_i} : Inertie d'un élément par rapport l'axe (Y)
- X_i : Abscisse du centre gravité de l'élément par rapport l'axe (OX)
- Y_i : Abscisse du centre gravité de l'élément par rapport l'axe (OY).

Remarque :

Le calcul manuel de la masse totale (par étage) ainsi que la position du centre de masse (par étage) ne sont pas nécessaires. En effet, ETABS calcul et affiche automatiquement les deux facteurs cités précédemment (la masse et le centre de masse du plancher sont calculés uniquement lorsque le plancher est modélisé par un diaphragme).

➤ **Calcul de l'excentricité**

• **L'excentricité théorique**

L'excentricité représente la différence de distance entre le centre de masse et le centre de torsion pour un niveau (N)

$$e_{xm} = |X_{CM} - X_{CR}|$$

$$e_{ym} = |Y_{CM} - Y_{CR}|$$

• **L'excentricité accidentelle**

L'article « 4.2.7 du RPA » exige une excentricité au moins égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment.

$$e = \max \{e_{ax}, e_{ay}\} = \max \{5 \% L_x, 5 \% L_y\}$$

Les résultats trouvés sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau IV.6 : Centre de masse et centre de rigidité

Story	Centre de masse			Centre de rigidité		Excentricité	
	Masse (KN)	XCM(m)	YCM(m)	XCR(m)	YCR(m)	e _x (m)	e _y (m)
STORY1	540,8781	13,276	9,655	12,136	10,631	1,14	0,976
STORY2	559,4519	13,254	10,515	12,193	10,713	1,061	0,198
STORY3	554,6263	13,273	10,463	12,275	10,74	0,998	0,277
STORY4	546,7706	13,198	10,475	12,359	10,741	0,839	0,266
STORY5	535,4627	13,352	10,514	12,432	10,731	0,92	0,217
STORY6	525,8383	13,441	10,582	12,494	10,718	0,947	0,136
STORY7	523,5544	13,382	10,679	12,542	10,709	0,84	0,03
STORY8	445,0923	13,42	10,786	12,574	10,704	0,846	0,082
STORY9	233,0855	12,787	12,479	12,711	12,084	0,076	0,395

▪ **e_x** : excentricité théorique suivant x

▪ **e_y** : excentricité théorique suivant y

Nous aurons alors :

$$e_{x \text{ totale}} = e_{x \text{ théorique}} \pm 5\% L_x = X_g - X_c \pm 5\% L_x$$

$$e_{y \text{ totale}} = e_{y \text{ théorique}} \pm 5\% L_y = Y_g - Y_c \pm 5\% L_y$$

L'excentricité accidentelle est fixée par RPA99/version2003 à 5%, d'où :

$$e_x (\text{acc}) = 0.05L_x \text{ avec } L_x = 29.1\text{m} \rightarrow e_x (\text{acc}) = 1.41\text{m}$$

$$e_y (\text{acc}) = 0.05L_y \text{ avec } L_y = 18\text{m} \rightarrow e_y (\text{acc}) = 0.9\text{m}$$

$$\Rightarrow e_{\max} = 1.41 \text{ m}$$

Remarque :

Les conditions sont vérifiées en tous les niveaux, à l'exception de plancher terrasse, qui due à la réduction de la rigidité au niveau de ce plancher.

4.1.6 Résultante de calcul des forces sismiques

Les forces dues à l'action d'un séisme sollicitent la structure d'une construction dans toutes les directions. Elles ne suivent pas une direction privilégiée comme les forces de la pesanteur et de la neige dirigées vers le bas, les forces dues au vent qui sont des forces d'impact agissant sur une surface. Les forces sismiques sollicitent d'abord les éléments de l'infrastructure pour être ensuite transmis aux éléments de la superstructure. Pour le calcul on distingue le séisme horizontal et le séisme vertical dont les forces engendrent dans les éléments résistants :

- ✓ La compression
- ✓ La traction
- ✓ Les efforts tranchants
- ✓ Des moments fléchissant et de torsion

L'une des 1^{ères} vérifications préconisées par le "RPA99 version 2003" est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base "V_t" obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente "V" pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Si V_t < 0,8V, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le

rapport : $r = \frac{0,8 \times V}{V_t}$

4.1.7 Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

Soit :
$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

A = 0,25 (groupe 2, zone III)

Q = 1,25

R = 5

W : Poids de la structure qui est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) par la formule (4-5) RPA Pg 30

$$W = \sum_1^8 W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes

W_{Qi} : La charge d'exploitation

β : Coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA) Pg 30

Pour un bâtiment a usage d'habitation $\Rightarrow \beta = 0.20$

D'après L'ETABS le Poids total du bâtiment : $W = 43714,289\text{KN}$

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

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

Dans notre cas, on a une structure mixte alors la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules (3.4 ; 4.7) d'après RPA99/ 2003 :

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} \quad \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

➤ **Pour le sens X.X**

$$L_x = 28.23 \text{ m}$$

$$T_2 = 0.40$$

$$T_x = \min (0.620s, 0.487s)$$

$$\text{Donc } T_x = 0.487s$$

$$\text{On a : } T_2 \leq T \leq 3s$$

$$D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$\eta = 0.881$$

$$D_x = 1.93$$

➤ **Pour le sens yy**

$$L_y = 18.00\text{m}$$

$$T_y = \min (0.620 \text{ s}, 0.609s)$$

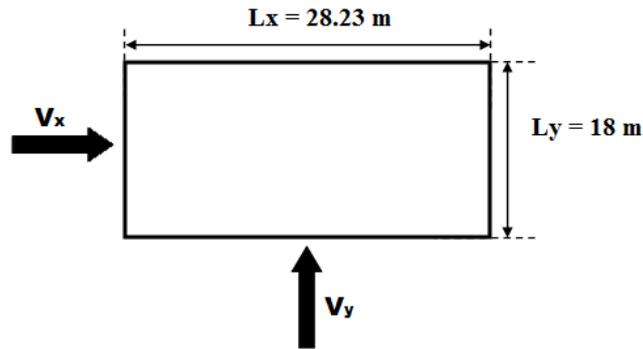
$$\text{Donc } T_y = 0.609s$$

$$\text{On a : } T_2 \leq T \leq 3s$$

Donc :

$$D_y = 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$D_y = 1.66$$



Tel que :

V_x : L'effort sismique suivant x

V_y : L'effort sismique suivant y

➤ **Application numérique**

$$V_x = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W = \frac{0.25 \times 1.93 \times 1.25}{5} \times 43799.30 = 5283.29 \text{ KN}$$

$$V_x = 5283.29 \text{ KN}$$

$$0.8V_x = 4226.63 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W = \frac{0.25 \times 1.66 \times 1.20}{5} \times 43799.30 = 4544.18 \text{ KN}$$

$$V_y = 4544.18 \text{ KN}$$

$$0.8V_y = 3635.34 \text{ KN}$$

➤ **Calcul de l'effort tranchant à la base**

✓ **Calcul de l'effort tranchant modal à la base :** (D'après le RPA99/V 2003).

$$V_i = S_a/g \times \alpha_i \times W$$

Avec :

V_i : l'effort tranchant modal à la base.

α_i : coefficient de participation du mode i

W : poids total de la structure.

Les résultats sont dans le tableau suivant :

✓ Sens XX

Tableau IV.7 calcul de l'effort tranchant modal a la base sens XX

Mode	Période (sec)	Sa/g	$\alpha_i(\%)$	W(KN)	Vi(KN)
1	0,588818	0,133	71,2015	43799,30	4147,71
2	0,541469	0,141	0,0119	43799,30	0,73
3	0,442395	0,162	0,1509	43799,30	10,71
4	0,205992	0,172	5,987	43799,30	451,03
5	0,202948	0,172	0,0022	43799,30	0,17
6	0,180937	0,172	0,0246	43799,30	1,85
7	0,127787	0,191	13,6571	43799,30	1142,51
8	0,109023	0,210	0,009	43799,30	0,83
9	0,092914	0,288	0,0031	43799,30	0,39
			$\sum \alpha_i(\%) = 91,05$		

✓ Sens YY:

Tableau IV.8 calcul de l'effort tranchant modal a la base sensYY

Mode	Période (sec)	Sa/g	$\alpha_i(\%)$	W(KN)	Vi(KN)
1	0,588818	0,133	0,0024	43799,30	0,14
2	0,541469	0,141	66,909	43799,30	4132,10
3	0,442395	0,162	1,385	43799,30	98,27
4	0,205992	0,172	0,0028	43799,30	0,21
5	0,202948	0,172	5,5428	43799,30	417,57
6	0,180937	0,172	0,015	43799,30	1,13
7	0,127787	0,191	0,0054	43799,30	0,45
8	0,109023	0,210	16,0153	43799,30	1473,06
9	0,092914	0,288	1,6947	43799,30	213,77
			$\sum \alpha_i(\%) = 91,57$		

Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes T_i, T_j d'amortissement ξ_i, ξ_j sont considérés comme indépendant si le rapport $r = T_i/T_j$ avec $T_i \leq T_j$ vérifie :

$$r \leq 10 / (10 + \sqrt{\varepsilon_i \varepsilon_j}); \text{ avec } \varepsilon_i = \varepsilon_j = 7\% \implies r \leq 0.59$$

1. Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par :

$$\mathbf{E} = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2} \text{ ----- (1)}$$

Avec :

\mathbf{E} : effet de l'action sismique considéré

E_i : valeur modale de \mathbf{E} selon la mode « i »

K : nombre de modes retenues.

2. Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes, \mathbf{E}_1 et \mathbf{E}_2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$\mathbf{E} = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2} \text{ ----- (2)}$$

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Tabelau IV.9 « Combinaisons des réponses modales »

Mode	Périodes	$r = T_i/T_j$	$10 / (10 + \sqrt{\varepsilon_i \varepsilon_j})$	Observation
1	0,588818	0,92	0,59	Non vérifiée
2	0,541469	0,82	0,59	Non vérifiée
3	0,442395	0,47	0,59	Vérifiée
4	0,205992	0,99	0,59	Non vérifiée
5	0,202948	0,89	0,59	Non vérifiée
6	0,180937	0,71	0,59	Non vérifiée
7	0,127787	0,85	0,59	Non vérifiée
8	0,109023	0,85	0,59	Non vérifiée
9	0,092914	0	0,59	Vérifiée

Remarque :

Les modes ne sont pas indépendants 2 à 2 donc on applique la formule (2)

$$\mathbf{E} = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} E_x = 4326,50 \text{ KN} \\ E_y = 4413,05 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ **Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul**

La vérification de la résultante des forces sismiques de calcul est présentée dans le tableau suivant :

Tableau IV.10 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	V _{Stat} (KN)	V _{Dyn} (KN)	80%V _{Stat}	0.8V _{Stat} < V _{Dyn}
Sens X	5283,29	4326,50	4226,63	Vérifiée
Sens Y	4544,18	4413,05	3635,34	Vérifiée

• **Remarque :**

Si la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la méthode dynamique modale spectrale est supérieure à 80 % de celle obtenue par la méthode statique équivalente.

$$\implies V_t < 0.8 V$$

Faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $r = 0.8V/V_t$.

• **Vérification des déplacements latéraux inter – étage**

L'une des vérifications préconisées par le (*RPA99 version 2003*), concerne les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l'article (*5.10 du RPA99 version 2003*), l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\delta_x^k \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec: $\bar{\Delta} = 0.01h_e$: le déplacement relatif admissible

h_e : représente la hauteur de l'étage

$$\delta_x^k = R \delta_{ex}^k \quad \text{et} \quad \delta_y^k = R \delta_{ey}^k$$

$$\text{Où : } \Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \quad \text{et} \quad \Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

Δ_{ex}^k : Correspond au déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x (de la même manière on obtient Δ_{ey}^k)

$$\left. \begin{aligned} \delta_x^k &= R \delta_{ex}^k \\ \delta_y^k &= R \delta_{ey}^k \end{aligned} \right\} \text{ : Déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure}$$

(Art.4-19. RPA 2003)

δ_{ex}^k : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x (y compris l'effet de torsion), (de la même manière on obtient δ_{ey}^k)

δ_{ex}^k : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x (y compris l'effet de torsion), (de la même manière on obtient δ_{ey}^k)

Tableau IV.11 Déplacements latéraux inter-étage dans les deux sens

Niv	δ_e^k (m)		R	$R*\delta_e^k$ (m)		Δ_k (m)		H_k (m)	$\bar{\Delta}=1\%H_k$ (m)
	δ_x	δ_y		$R*\delta_e^x$	$R*\delta_e^y$	Δx	Δy		
9	0,0183	0,0166	5	0,0915	0,083	0,0145	0,016	3,06	0,0306
8	0,0154	0,0134	5	0,077	0,067	0,0105	0,0105	3,06	0,0306
7	0,0133	0,0113	5	0,0665	0,0565	0,0115	0,0105	3,06	0,0306
6	0,011	0,0092	5	0,055	0,046	0,011	0,01	3,06	0,0306
5	0,0088	0,0072	5	0,044	0,036	0,0115	0,01	3,06	0,0306
4	0,0065	0,0052	5	0,0325	0,026	0,0105	0,009	3,06	0,0306
3	0,0044	0,0034	5	0,022	0,017	0,0095	0,0075	3,06	0,0306
2	0,0025	0,0019	5	0,0125	0,0095	0,0075	0,0055	3,06	0,0306
1	0,001	0,0008	5	0,005	0,004	0,005	0,004	4,25	0,0425

Commentaire :

Les résultats obtenus montrent que les déplacements relatifs inter- étages sont inférieurs à 1% de la hauteur d'étage $\rightarrow \Delta_k < 1\%H_k$.

On remarque que dans les deux sens les déplacements relatifs dus aux efforts sismiques sont inférieurs aux déplacements relatifs admissibles données par le RPA, donc la stabilité de l'ouvrage sous charges horizontales est assurée (*Art 5.10 du RPA/ version 2003 est vérifiée*).

• **Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ :** (*RPA 99/V 2003. Art5-9*)

Les effets du 2^{ème} ordre ou (**effet P- Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments qui satisfont la condition suivante à tous les niveaux

$$\theta_K = \frac{P_k \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1$$

Avec :

P_K : le poids total de la structure et de charges d'exploitation associés au-dessus du niveau (**K**)

Tel que :

$$P_k = \sum_{i=k}^N (W_{gi} + \beta W_{gi})$$

V_K : l'effort tranchant d'étage au niveau(K)

Δ_K : déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau (K+1)

h_K : hauteur d'étage K

Si $\theta_K < 0,1$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés

Si $0,1 < \theta_K < 0,2$: il faut augmenter l'effet de action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1 - \theta_K)$

Si $\theta_K > 0,2$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.12 Vérification de l'effet P-Delta dans les deux sens

NIV	H_k (m)	P_k (KN)	V_x (KN)	V_y (KN)	Δx	Δy	θ_x	θ_y
9	3,06	2265,95	5283,29	4544,18	0,0145	0,016	0,0021	0,0026
8	3,06	6525,59	5283,29	4544,18	0,0105	0,0105	0,0043	0,0050
7	3,06	11481,09	5283,29	4544,18	0,0115	0,0105	0,0084	0,0089
6	3,06	16444,58	5283,29	4544,18	0,011	0,01	0,0115	0,0122
5	3,06	21488,58	5283,29	4544,18	0,0115	0,01	0,0158	0,0160
4	3,06	26629,45	5283,29	4544,18	0,0105	0,009	0,0179	0,0178
3	3,06	31833,22	5283,29	4544,18	0,0095	0,0075	0,0199	0,017
2	3,06	37070,07	5283,29	4544,18	0,0075	0,0055	0,0179	0,0152
1	4,25	42043,38	5283,29	4544,18	0,005	0,004	0,0098	0,0091

Commentaire :

On constate que θ_x et θ_y sont inférieurs à 0,1

Donc : l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

- **Vérification au renversement** : (RPA99/VERS03 Art.5.5.)

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement.

Le moment de renversement, M_r , qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation.

Le moment de résistant ou de stabilité, M_s , sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction ($M_s > M_r$).

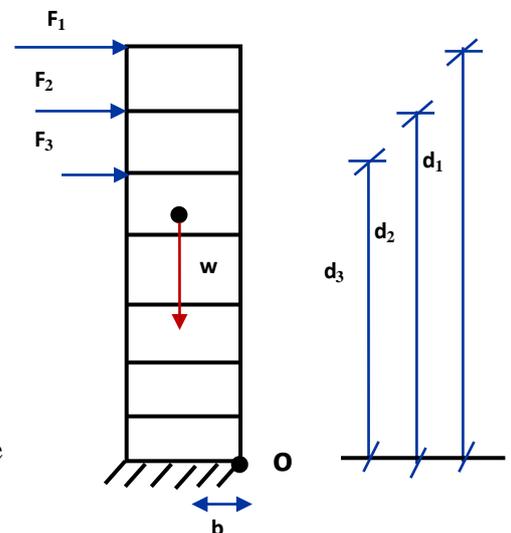
Avec :

$$M_{\text{Renversement}} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$$

$$M_{\text{stabilisateur}} = M_{W/O} = \sum W_i \times b_i$$

Il faut vérifier que :

$$\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$$



M_s : moment stabilisant qui tient compt du poids de la structure

M_r : moment de renversement

F_i : efforts sismique appliqués à chaque étage

d_i : la hauteur de niveau i mesuré a partir de la base

b_i : Bras de levier de niveau i

W_i : poids de niveau i

• **Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur**

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes : *(RPA99V2003 Art4.2.5)*

$$V = F_t + \sum F_i$$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : $F_t = 0,07 TV$ où T est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas $0,25 V$ et sera prise égale à 0 quand T est plus petit ou égale à $0,7$ secondes.

Avec :

F_t : la force concentrée au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration

$$F_t = \begin{cases} 0.07TV & \text{si } T > 0.7 \text{ sec} \\ 0 & \text{si } T \leq 0.7 \text{ sec} \end{cases}$$

T : est la période fondamentale de la structure.

La partie restante de V soit $(V - F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la

formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Avec :

F_i : effort horizontal revenant au niveau i

h_i : niveau de plancher où s'exerce la force F_i

h_j : niveau de plancher quelconque

W_i, W_j : Poids revenant au planchers i, j

Dans notre cas $T = 0.633s < 0.7s$ donc : $F_t = 0$

Les résultats des efforts sismiques sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.13 Efforts sismiques pour chaque niveau dans le sens XX'

$V_x=5283,29 \text{ KN}$								
Story	W(KN)	h_i (m)	$w_i * h_i$	V_i	$(V_x - F_i)$	$\sum w_i * h_i$	$(V_x - F_i) \cdot (w_i * h_i)$	F_i (KN)
9	2286,57	28,73	65693,12	5283,29	5283,29	672499,82	347075806	516,10
8	4366,36	25,67	112084,35	5283,29	5283,29	672499,82	592174097	880,56
7	5136,07	22,61	116126,51	5283,29	5283,29	672499,82	613530042	912,31
6	5158,47	19,55	100848,16	5283,29	5283,29	672499,82	532810082	792,28
5	5252,89	16,49	86620,14	5283,29	5283,29	672499,82	457639325	680,50
4	5363,82	13,43	72036,10	5283,29	5283,29	672499,82	380587591	565,93
3	5440,88	10,37	56421,97	5283,29	5283,29	672499,82	298093614	443,26
2	5488,22	7,31	40118,91	5283,29	5283,29	672499,82	211959842	315,18
1	5306,01	4,25	22550,56	5283,29	5283,29	672499,82	119141149	177,16
Somme	43799,30	/	672499,82	/	/	/	/	5283,29

$V = F_i + \sum F_i = 5283,29 \text{ KN}$

Tableau IV.14 Efforts sismiques pour chaque niveau dans le sens YY'

$V_y = 4544,18 \text{ KN}$								
Story	W(KN)	h_i (m)	$w_i * h_i$	V_i	$(V_y - F_i)$	$\sum w_i * h_i$	$(V_y - F_i) \cdot (w_i * h_i)$	F_i (KN)
9	2286,57	28,73	65693,12	4544,18	6232,01	672499,82	298521364	443,90
8	4366,36	25,67	112084,35	4544,18	6232,01	672499,82	509331439	757,37
7	5136,07	22,61	116126,51	4544,18	6232,01	672499,82	527699773	784,68
6	5158,47	19,55	100848,16	4544,18	6232,01	672499,82	458272196	681,45
5	5252,89	16,49	86620,14	4544,18	6232,01	672499,82	393617513	585,31
4	5363,82	13,43	72036,10	4544,18	6232,01	672499,82	327344992	486,76
3	5440,88	10,37	56421,97	4544,18	6232,01	672499,82	256391574	381,25
2	5488,22	7,31	40118,91	4544,18	6232,01	672499,82	182307554	271,09
1	5306,01	4,25	22550,56	4544,18	6232,01	672499,82	102473805	152,38
Somme	43799,30	/	672499,82	/	/	/	/	4544,18

$V = F_t + \sum F_i = 4544,18 \text{ KN}$

Ainsi, on a les résultats suivants :

➤ **Sens XX'**

Tableau IV.15 Moment de renversement le sens XX'

Niv	F_i (KN)	d_i (m)	$M_r = (d_i * F_i)$ KN.m
9	516,10	28,73	14827,50
8	880,56	25,67	22603,89
7	912,31	22,61	20627,39
6	792,28	19,55	15489,13
5	680,50	16,49	11221,52
4	565,93	13,43	7600,44
3	443,26	10,37	4596,63
2	315,18	7,31	2303,98
1	177,16	4,25	752,94
somme			100023,40

➤ Sens YY'

Tableau IV.16 Moment de renversement le sens YY'

Niv	F _i (KN)	d _i (m)	M _r =(d _i * F _i)KN.m
9	443,90	28,73	12753,19
8	757,37	25,67	19441,70
7	784,68	22,61	17741,70
6	681,45	19,55	13322,27
5	585,31	16,49	9651,68
4	486,76	13,43	6537,17
3	381,257	10,37	3953,58
2	271,09	7,31	1981,66
1	152,38	4,25	647,60
sommés			86030,55

- Calcul du centre de gravité de la structure :

Tableau IV.17 centre de gravité

Niv	X _i (m)	Y _i (m)	M _i (KN)	M _i .X _i	M _i .Y _i	X _G (m)	Y _G (m)
9	12,79	12,48	233,09	2980,46	2908,67	13,29	10,56
8	13,42	10,79	445,09	5973,14	4800,77		
7	13,38	10,68	523,55	7006,21	5591,04		
6	13,44	10,58	525,84	7067,79	5564,42		
5	13,35	10,51	535,46	7149,50	5629,86		
4	13,20	10,48	546,77	7216,28	5727,42		
3	13,27	10,46	554,63	7361,56	5803,06		
2	13,25	10,52	559,45	7414,98	5882,64		
1	13,28	9,66	540,88	7180,70	5222,18		
Sommes			4464,76	59350,61	47130,05		

$$\begin{cases} b_x = L_x - X_G = 14.94 \text{ m} \\ b_y = L_y - Y_G = 7.44 \text{ m} \end{cases}$$

Tableau IV.18 Vérification on du reversement

	W (KN)	b (m)	M _s (KN.m)	M _r (KN.m)	M _s / M _r
Sens X-X	43799.30	14.94	654361.49	100023.40	6.54
Sens Y-Y	43799.30	7.40	324114.79	86030.55	3.77

Commentaire :

Par suit des résultats obtenus dans cette étude dynamique et sismique, on peut dire que notre bâtiment est stable et peut résister aux différents chocs extérieur, tel que le séisme après un ferrailage correct.

L'ouvrage est donc stable au renversement (M_s > 1,5 M_r). De plus le poids des fondations et la butée par les terres le rendent encore plus stable.

❖ **Vérification des sollicitations normales** : (RPA99/V2003.Art7.4.3.1)

Outre les vérifications prescrites par le **C.B.A** et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3$$

Où :

N_d : l'effort normal maximal.

B_c : section du poteau.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton.

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Tableau VI.19: vérification de l'effort normal

Niveaux	Poteau	Section	N (KN)	v	Vérification	Observation
1	C13	55X55	-2181,88	0,29	≤ 0.3	Vérifiée
2	C13	55X55	-1885,68	0,25	≤ 0.3	Vérifiée
3	C13	50X50	-1634,28	0,26	≤ 0.3	Vérifiée
4	C13	50X50	-1391,29	0,22	≤ 0.3	Vérifiée
5	C13	45X45	-1150,99	0,23	≤ 0.3	Vérifiée
6	C13	45X45	-918,33	0,18	≤ 0.3	Vérifiée
7	C13	40X40	-687,98	0,17	≤ 0.3	Vérifiée
8	C13	40X40	-463,67	0,12	≤ 0.3	Vérifiée
9	C13	35X35	-241,96	0,08	≤ 0.3	Vérifiée

Commentaire :

Toutes les conditions sont satisfaites donc on garde les mêmes sections des poteaux (pas d'augmentation des sections).

IV.2 Conclusion

Toutes les conditions imposées par le règlement parasismique algérien sont vérifiées donc nous pouvons dire que la variante que nous avons fixée, après un calcul adéquat des éléments porteurs, pourra être satisfaisante pour résister à l'action sismique.

Chapitre V : Calcul des éléments structuraux

V.1 Introduction

Après avoir calculé les sollicitations, nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments porteurs de notre ouvrage, Le calcul des sections sera mené selon les règles du calcul de béton armé (CBA 93, BAEL et RPA 99/ Ver2003).

Les règles CBA 93 « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé » ont pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuels devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et s'appliquent plus spécialement aux bâtiments courants.

Les règles RPA 99/Ver 2003 « Règles Parasismiques Algériennes » ont pour but de fixer les normes de conception et de calcul des structures en béton armé en zone sismique.

V.2 Les poteaux

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

V.2.1 Les actions

Les actions sont des forces et des couples, directement appliqués à une construction, ou résultant de déformations imposées (retrait, fluage, variation de température) :

- ✓ **G** : Charges permanentes
- ✓ **Q** : Charges d'exploitation non pondérées
- ✓ **E** : Action du séisme représentée par des composantes horizontales

V.2.2 Les sollicitations

Ce sont des efforts (normaux ou tranchants) et les moments (de flexion ou de torsion), développés dans une section par combinaison d'action.

V.2.3 Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux, ils transmettent les efforts (G , Q et E) aux fondations, Leurs sections sont soumises à la flexion composée sous un moment et un effort normale.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (ELU) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants :

Tableau V.1 Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques

Situation	Béton			Acier		
	γ_B	F_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

❖ **Combinaisons des charges**

➤ **Selon BAEL 91:** (situation Durable),

✓ ELU: $1.35G + 1.5Q$

✓ ELS: $G + Q$

➤ **Selon RPA 99/V2003 :**(situation accidentelle)

✓ $G + Q \pm E$

✓ $0,8G \pm E$

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes.

Le ferrailage des poteaux se fait suivant les sollicitations ci-après :

✓ N_{max} et M_2, M_3 correspondant

✓ N_{min} et M_2, M_3 correspondant

✓ M_{2max} et N correspondant

✓ M_{3max} et N correspondant

Le calcul des armatures sera effectuer par zone, elles seront définies comme suite :

➤ Zone 1 : Du S-SOL jusqu'au 1^{ere} étage

➤ Zone 2 : Du 2^{eme} jusqu'au 3^{eme} étage

➤ Zone 3 : Du 4^{eme} jusqu'au 5^{eme} étage

➤ Zone 4 : Du 5^{eme} jusqu'au 6^{eme} étage

➤ Zone 5 : à 8^{eme} étage

Les sollicitations sont obtenues pour le cas le plus défavorable par **ETABS**.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

1) Situation durable

➤ **L'ELU**

Tableau V.2 sollicitations sont obtenues pour le cas le plus défavorable à L'ELU

Sections (cm ²)	Zone	N,M	N (KN)	M (KN m)
55 x 55	(1)	N ^{max}	-2181,88	3,638
		N ^{min}	-1858,53	6,942
		M ^{max}	-1885,68	11,289
50 x 50	(2)	N ^{max}	-1634,28	5,371
		N ^{min}	-1368,85	6,329
		M ^{max}	-1391,3	7,723
45 x 45	(3)	N ^{max}	-1150,99	6,828
		N ^{min}	-900,15	7,82
		M ₃ ^{max}	-918,33	9,578
40 x 40	(4)	N ^{max}	-687,98	8,265
		N ^{min}	-449,31	8,988
		M ₃ ^{max}	-463,67	11,059
35 x 35	(5)	N ^{max}	-241,96	9,767
		N ^{min}	-230,96	8,324
		M ₂ ^{max}	-241,96	9,767

➤ L'ELS

Tableau V.3 sollicitations sont obtenues pour le cas le plus défavorable à L'ELS

Sections (cm ²)	Zone	N,M	N (KN)	M (KN m)
55 x 55	(1)	N ^{max}	-1588,53	2,619
		N ^{min}	-1354,23	5,041
		M ^{max}	-1374,34	8,136
50 x 50	(2)	N ^{max}	-1191,16	3,917
		N ^{min}	-997,55	4,603
		M ^{max}	-1014,18	5,614
45 x 45	(3)	N ^{max}	-839,15	4,978
		N ^{min}	-656,27	5,702
		M ^{max}	-669,74	6,984
40 x 40	(4)	N ^{max}	-502,02	6,027
		N ^{min}	-328,11	6,557
		M ^{max}	-338,75	8,066
35 x 35	(5)	N ^{max}	-177,4	7,128
		N ^{min}	-169,25	6,073
		M ^{max}	-177,4	7,128

2) Situation accidentelle

➤ L'ELA

Tableau V.4 Sollicitations sont obtenues pour le cas le plus défavorable à L'ELA

Sections (cm ²)	Zone	N,M	N (KN)	M (KN m)
55 x 55	(1)	N ^{max}	-1609,34	46,85
		N ^{min}	-902,04	14,944
		M ^{max}	-1356,51	72,313
50 x 50	(2)	N ^{max}	-1209,4	45,645
		N ^{min}	-663,59	33,275
		M ^{max}	-998,71	70,033
45 x 45	(3)	N ^{max}	-853,41	44,977
		N ^{min}	-436,76	43,149
		M ^{max}	-657,12	66,129
40 x 40	(4)	N ^{max}	-513,2	38,031
		N ^{min}	-218,38	32,312
		M ^{max}	-328,53	54,458
35 x 35	(5)	N ^{max}	-185,92	89,006
		N ^{min}	-113,71	67,967
		M ^{max}	-185,92	89,006

Pour calculer les sections des poteaux on utilise le logiciel (SOCOTEC) :

❖ **Calcul des armatures longitudinales**

$$C = C' = 5 \text{ cm}$$

$$S = h \times b \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$f_{bu} = 14,17 \text{ Mpa}$$

La position du centre de pression est :

$$e_0 = M/N$$

$$e_A = e_0 + (d - h/2)$$

e_A : distance entre centre de pression et centre de gravité de la section des armatures

$$M_A = N \times e_A$$

M_A : moment fléchissant ultime par rapport aux aciers tendus

✓ **Calcul des aciers en flexion simple**

$$\mu_{bc} = 0,8 \frac{h}{d} \left(1 - 0,4 \frac{h}{d} \right)$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{bd^2 f_{bu}}$$

Si $\mu_{bc} > \mu_{bu}$ donc la section est partiellement tendue

Si $\mu_{bu} < \mu_{lu}$ \longrightarrow $A'_s = 0$

✓ **Calcul des armatures tendus A_s**

$$A = M_A / (Z \cdot f_{ed})$$

✓ **Calcul des aciers en flexion composée**

$$A_s = A - \frac{N}{F_{ed}}$$

Recommandations du «BAEL99/V2003»

$$\begin{cases} A_{\min} = \max\left(4\text{cm}^2/\text{ml}, \frac{2B}{1000}\right) \\ A_{\max} = \frac{5B}{100} \end{cases}$$

B : section du béton = $b \times h$, ($b = h =$ côtes du poteau, $d = 0,9h$)

✓ **Recommandations du RPA 99/Version2003**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets
- Le pourcentage minimal des armatures longitudinales sera de 0,9% (zone III) c-à-d : ($A_{\min} = 0,009 \times b \times h$)
- Le pourcentage maximal sera de :

$$\left\{ \begin{array}{l} 4\% \text{ en zone courante c-à-d : } A_{\max} = 0,04 \times b \times h \\ 6\% \text{ en zone de recouvrement c-à-d : } A_{\max} = 0,06 \times b \times h \end{array} \right.$$

- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de : $50\varnothing$ en zone III
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm en zone III
- La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent, Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre

$$h' = \text{Max} (h_c/6; b_1; h_1; 60)$$

➤ Dans RDC : ($H = 4,25 - 0,45 = 3,80\text{m}$)

$$h' = \text{Max} (63, 55, 60) \text{ cm} = 63\text{cm}$$

On Adopte $h' = 65 \text{ cm}$

➤ Dans autres étages : ($H = 3,06 - 0,45 = 2,61\text{m}$)

$$h' = \text{Max} (43.5, 55, 60) \text{ cm} = 60\text{cm}$$

On Adopte $h' = 60\text{cm}$

✓ **Ferrailage minimum d'après le CBA93**

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{CNF} \geq \frac{0,23.b_0.d.f_{t28}}{f_e}$$

Tableau V.5 Ferrailage longitudinales maximal et minimum

Niveau	Section (cm ²)	BAEL91		CBA93	RPA99/V2003		
		A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{cnf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) Zone courante	A _{max} (cm ²) Zone de recouvrement
Zone 1	55x55	6,05	151,25	3,29	27,23	121,00	181,50
Zone 2	50x50	5,00	125,00	2,72	22,50	100,00	150,00
Zone 3	45x45	4,05	101,25	2,20	18,23	81	121,5
Zone 4	40x40	3,20	80,00	1,74	14,40	64	96
Zone 5	35x35	2,45	61,25	1,33	11,03	49	73,5

Conclusion

$$A_{adopté} = \max (A_s \text{ Calculé} , A_{cnf} , A_{min})$$

Tableau V.6 Ferrailage longitudinal adopté pour les poteaux

Niv	Section (cm ²)	Comb	A _s Calculé (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{cnf} (cm ²)	Choix des armatures	A _s réel
Zone 1	(55x55)	ELU	31,58	27,23	3,29	4HA20+12HA16	36,70
		ELA	22,51				
Zone 2	(50x50)	ELU	23,84	22,50	2,72	12HA16	24,13
		ELA	17,71				
Zone 3	(45x45)	ELU	17,05	18,23	2,20	12HA14	18,47
		ELA	13,55				
Zone 4	(40x40)	ELU	10,59	14,40	1,74	6HA16+2HA14	15,14
		ELA	9,21				
Zone 5	(35x35)	ELU	4,45	11,03	1,33	8HA14	12,32

❖ **Armatures transversales**

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement
- Maintenir les armatures longitudinales.

✓ **Recommandation du calcul**

- Selon RPA (Art 7.4.2.2) les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_U}{h_1 \cdot f_e}$$

V_U : est l'effort tranchant de calcul

h_1 : hauteur totale de la section brute

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale = 400MPa

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égale:

$\rho_a = 2,5$ si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3,75$ si l'élançement géométrique $\lambda_g < 5$

t : est l'espacement des armatures transversales

D'après l'article 7.4.2.2. du RPA99/version2003, la valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : $S_t \leq 10 \dots$ en zone III
- Dans la zone courante : $S_t \leq \text{Min} (b_1/2 ; h_1/2; 10\Phi)$ zone recouvrement en zone III

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On adopte un espacement de :

- **10 cm** en zone nodale
- **15 cm** en zone courante

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ est donnée comme suit

Si $\lambda_g \geq 5$: 0,3%

Si $\lambda_g \leq 3$: 0,8%

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes, $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec : **a** et **b** : Sont les dimensions de la section du poteau

$$l_f = 0,7l$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \Phi_t$ minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (Φ cheminées $> 12\text{cm}$) pour du béton sur toute la hauteur des poteaux.

TabV.7 Ferrailage transversal adopté pour les poteaux

Section (cm ²)	V (KN)	St courante cm	St nodale cm	λ_g	ρ_a	A_t (cm ²)		$A_{t\text{adop}}$ (cm ²)	% cal		% min	OBS
						courante	nodale		C	N		
55x55	6,85	15	10	5,4	2,5	0,14	0,09	4,71 6HA10	0,6	0,9	0,3	CV
50x50	5,28	15	10	4,3	3,5	0,17	0,12	4,71 6HA10	0,6	0,9	0,62	CV
45x45	6,54	15	10	4,8	3,5	0,25	0,16	6HA10 4,71	0,7	1	0,44	CV
40x40	7,54	15	10	5,4	2,5	0,24	0,16	4HA8 2,01	0,3	0,5	0,3	CV
35x35	6,46	15	10	6,1	2,5	0,24	0,16	4HA8 2,01	0,4	0,6	0,3	CV

✓ **Vérifications diverses**

• **Sollicitations tangentés**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \dots \dots \dots \text{dans le cas contraire} \end{cases}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{bd}$$

Tableau V.8 Vérification de la contrainte tangentielle de béton

Poteaux	ρ_d	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
55x55	0,075	6,85	0,002	1,875	Vérifiée
50x50	0,04	5,28	0,023	1,00	Vérifiée
45x45	0,04	6,54	0,036	1,00	Vérifiée
40x40	0,075	7,54	0,052	1,875	Vérifiée
35x35	0,075	6,46	0,059	1,875	Vérifiée

❖ **Vérifications**

➤ **Vérification à L'ELU**

a) **Vérification de la condition de non fragilité**

On va vérifier que :

$$A_s \geq A_{\min}$$

Après les calculs on a trouvé les résultats suivants :

Tableau V.9 Vérification de la condition de non fragilité

Zone	A_{min} (cm ²)	A_s (cm ²)	Observation
Zone 1	3,29	36,70	Vérifiée
Zone 2	2,72	24,13	Vérifiée
Zone 3	2,20	18,47	Vérifiée
Zone 4	1,73	15,14	Vérifiée
Zone 5	1,33	12,32	Vérifiée

b) Vérification de l'effort tranchant: (fissuration peu préjudiciable)

Pour les efforts tranchant la vérification du cisaillement suffira pour le cas le plus défavorable

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Tous les résultats sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau V.10 Vérification de l'effort tranchant

Niveaux	V_u	τ_u	$\bar{\tau}_u$	Observation
Zone 1	6,85	0,03	3,33	Vérifiée
Zone 2	5,28	0,02	3,33	Vérifiée
Zone 3	6,54	0,04	3,33	Vérifiée
Zone 4	7,54	0,05	3,33	Vérifiée
Zone 5	6,46	0,06	3,33	Vérifiée

c) Vérification de l'effort normal ultime

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement, L'expression de l'effort normal ultime est:

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

α : Coefficient en fonction de l'élancement λ

B_r : Section réduite du béton

A : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul

N_b : Nous effectuerons la vérification au flambement du poteau le plus sollicité

Calcul de α :

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.20 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots \dots \dots si \lambda \leq 50 \\ \frac{1500}{\lambda^2} \dots \dots \dots si 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Calcul de λ :

$$\lambda = \frac{l_f}{i}, i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

l_f : Longueur de flambement

i : Rayon de giration

B : L'aire de la section

I : Moment d'inertie de la section

Tableau V.11 Vérification de l'effort normal ultime

Niveaux	Sections	λ	α	B_r m ²	A Cm ²	N_u (KN)	N_{max} (KN)	Observation
Zone 1	55x55	18,59	0,85	0,28	36,70	5492,45	2181,88	Vérifiée
Zone 2	50x50	15,30	0,82	0,23	24,13	4181,43	1634,28	Vérifiée
Zone 3	45x45	16,49	0,81	0,18	18,47	3290,57	1150,99	Vérifiée
Zone 4	40x40	18,55	0,80	0,14	15,14	2557,29	687,98	Vérifiée
Zone 5	35x35	21,20	0,79	0,11	12,32	1934,33	241,96	Vérifiée

➤ **Vérification à l'ELS**

a) **Vérification des contraintes:** (BAEL 91 Art 8-2-4-2)

Le calcul s'effectue comme suit :

On calcule l'aire de la section homogène totale

$$S = b \cdot h + 15(A_s + A_s')$$

- ✓ La position du centre de gravité résistante qui est située à une distance X_G au-dessus du centre de gravité géométrique

$$X_G = 15 \frac{A_s' \left(\frac{h}{2} - d' \right) - A_s \left(d - \frac{h}{2} \right)}{b \cdot h + 15 \cdot (A_s + A_s')}$$

- ✓ L'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bh \cdot X_G^2 + 15 \left[A_s' \left(\frac{h}{2} - d' - X_G \right)^2 + A_s \left(d - \frac{h}{2} + X_G \right)^2 \right]$$

- ✓ Calcul des contraintes

Les contraintes dans le béton valent σ_{sup} sur la fibre supérieure et σ_{inf} sur la fibre inférieure

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e_{ser} - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}(e_{ser} - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28}$$

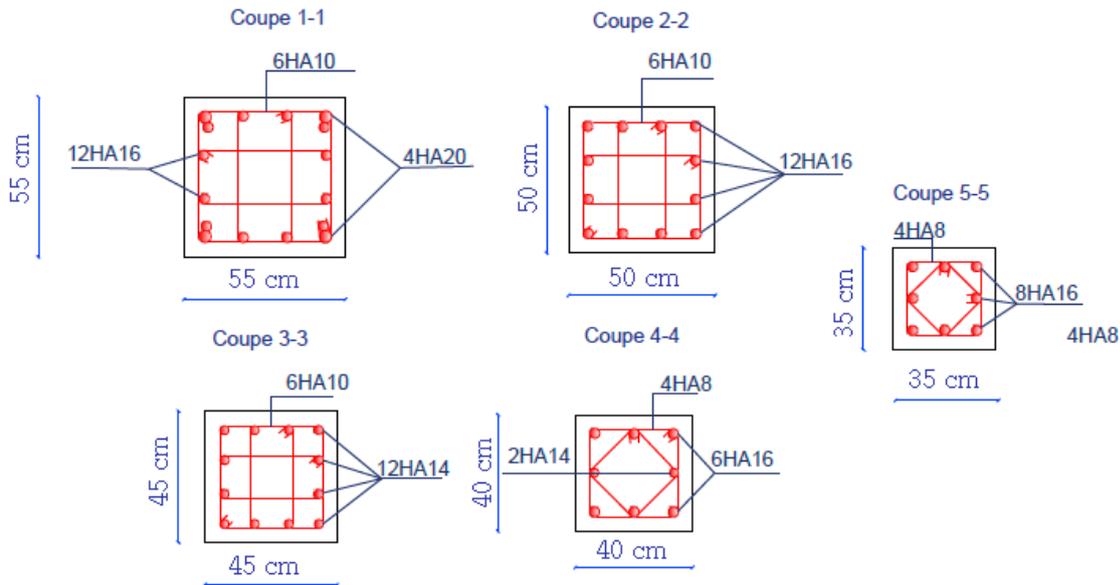
Les résultats des vérifications de l'effort tranchant et des contraintes sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau V.12 Vérification de la contrainte de béton

Poteaux	M _{ser} (KN m)	N _{ser} (KN)	A _{adop} (cm ²)	σ _{bc sup} (MPa)	σ _{bc inf} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	σ _{bc} ≤ $\overline{\sigma_{bc}}$
55x55	8,136	1588,53	33,17	0,34	0,38	15	Vérifiée
50x50	5,614	1191,16	24,13	0,32	0,35	15	Vérifiée
45x45	6,984	839,15	18,47	0,26	0,29	15	Vérifiée
40x40	8,066	502,02	15,14	0,16	0,19	15	Vérifiée
35x35	7,128	177,40	12,32	0,02	0,04	15	Vérifiée

NB : Les fissurations étant peu nuisible, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d'acier)

V.2.4. Schéma de ferrailage des poteaux



POTEAUX

Figure V.1 schéma de ferrailage des poteaux

V.3 Les poutres

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts des planchers vers les poteaux.

Elles sont soumises aux efforts suivants:

- Moment fléchissant
- Effort tranchant
- Effort normal (sont négligeables)

Selon CBA 93 (Art B,5,1) on n'a pas l'effet de température pour les poutres des façades extérieures (cet effet qui crée un effort de traction ou de compression), Donc le ferrailage se fera en flexion simple en tenant compte des efforts donnés par L'ETABS, à l'ELU et à L'ELA sous l'effet de moment le plus défavorable suivant le règlement BAEL91 et les vérifications suivant les règles parasismiques Algériennes RPA 99version 2003.

Tableau V.13 Efforts internes dans les différentes poutres et sous les différentes combinaisons

	Section	M _{travée}	M _{appui}	N° de poutre	Niveaux
Poutre (P_p) lies aux voiles	45x25	76,601	123,038	75	7
Poutre (P_s) lies aux voiles	45x25	148,933	209,589	31	5
Poutre(P_p)	45x25	76,601	123,038	25	8
Poutre (P_s)	45x25	47,913	64,316	48	8

V.3.1. ferrailage des poutres

❖ Recommandation du RPA 99(V2003)

a) Armatures longitudinales

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section,
- ✓ Le pourcentage totale maximum des aciers longitudinaux est de :
 - { 4% en Zone courante
 - { 6% en Zone de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de :

50φ: En zone IIb et III

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

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appuis.

b) Armatures transversales

➤ **Selon RPA**

- La quantité des armatures transversales minimales est de : $A_t = 0,003.S.b$
- L'espace maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 - Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires : minimum de $(h/4, 12\phi)$;
 - En dehors de la zone nodale : $s \leq h/2$

La valeur du diamètre ϕ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé

➤ **Selon BAEL**

La section minimale A_t doit vérifier

$$A_t \geq \frac{0.4b \cdot S_t}{f_e}$$

b : largeur de la poutre

S_t : l'espace des armatures transversales

$S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm})$;

Diamètre des armatures d'âme

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{t \text{ min}} \right\}$$

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement

Les moments max au niveau des appuis sont donnés par les combinaisons sismiques donc le calcul des armatures se fera en situation accidentelle, par contre ceux de travées sont donnés par les combinaisons statiques donc le calcul des armatures se fera en situation durable.

3.1.1 Armatures longitudinales

➤ **Calcul à ELU**

Le calcul se fait en travée et en appuis

❖ **Pourcentage exigé par RPA99/version 2003**

$$A_{s \text{ RPAmin}} = 0,005 \times 45 \times 25 = 5,625 \text{ cm}^2 > A_s \text{ (calculée)}$$

$$A_{s \text{ RPAmax}} = 0,04 \times 45 \times 25 = 45 \text{ cm}^2 \text{ (Zone courante)}$$

$$A_{s \text{ RPAmax}} = 0,06 \times 45 \times 25 = 67,5 \text{ cm}^2 \text{ (Zone de recouvrement)}$$

❖ **Longueur de recouvrement**

La longueur minimale de recouvrement est de :

$$L_r = 50\Phi$$

Le ferrailage des poutres principales et secondaires et résumé dans les tableaux suivants :

Tableau V.14 Tableau récapitulatif de ferrailage des poutres principales

		M (KN,m)	A _s max courante (cm ²)	A _s max recouvrement (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _s calculé (cm ²)	Choix des Barres	A _{adop} (cm ²)
Poutre (P_p) lies aux voiles	travée	98,343	45	67,5	5,625	1,22	7,41	6HA14	9,24
	appui	156,149					12,48	3HA16+3HA20	15,45
Poutre (P_s) lies aux voiles	travée	148,933	45	67,5	5,625	1,22	11,81	6HA16	12,06
	appui	209,589					17,94	6HA20	18,85
Poutre(P_p)	travée	76,601	45	67,5	5,625	1,22	5,66	6HA12	6,79
	appui	123,038					9,49	3HA14+3HA16	10,65
Poutre (P_s)	travée	47,913	45	67,5	5,625	1,22	3,45	5HA12	5,65
	appui	64,316					4,7	5HA12	5,65

➤ La longueur minimale de recouvrement est :

Pour Φ 20 $\Rightarrow L_r = 50 \times 2 = 100$ cm

Pour Φ 16 $\Rightarrow L_r = 50 \times 1,6 = 80$ cm

Pour Φ 12 $\Rightarrow L_r = 50 \times 1,4 = 70$ cm

Pour Φ 12 $\Rightarrow L_r = 50 \times 1,2 = 60$ cm

3.1.2 Calcul des armatures transversales

➤ Selon le BAEL 91 modifié 99

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

➤ Selon le RPA 99 version 2003 :

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

Avec :

$$\varphi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \varphi_{l_{\min}}; \frac{b}{10} \right)$$

On prend : $\emptyset_t = 8 \text{ mm}$

$$S_t \text{ (adopté)} = \text{Min} \{ S_{tB.A.E.L.}; S_{tR.P.A} \}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.15 Calcul des armatures transversales

Sens	Vu KN	τu MPa	BAEL91			Selon RPA99				St ^{adp} (cm)		At ^{max} cm ²	Choix
			St cm	At cm ²	At _{min} cm ²	St cm		At cm ²		N	C		
						N	C	N	C				
Poutres (40x25)	111,94	1,24	30	1,16	1,42	15	20	1,13	1,5	15	20	1,5	4HA8 2,01

3.1.3 Vérifications:

➤ **Vérification à L'ELU**

a) La contrainte tangentielle

On doit vérifier la condition ci-après

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 0,20 ; 4 \text{ MPa} \} = 3,33 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration peu préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{111,94 \times 10^{-3}}{0,25 \times (0,9 \times 0,40)} = 1,24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u > \tau_u \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

b) Armature inférieure tendu sur appui d'ABOUT

$$A \geq \frac{1,15 V_{u\max}}{f_e} = 3,22 \text{ cm}^2 \leftrightarrow A_s > 5,54 \text{ cm}$$

c) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis

$$V_{u\max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times b_0 \times a$$

Avec : $a = b - c - 2 \text{ cm} = 20 \text{ cm}$

$$V_{umax} < 333,33KN \rightarrow V_{umax} = 111,94KN < 333,33KN \dots \dots \text{vérifiée}$$

➤ **Vérification à l'ELS**

a) Vérification des contraintes

Il faut que les contraintes compression du béton vérifiées

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15Mpa$$

Les résultats de calculs sont indiqués dans les tableaux suivants :

Tableau V.16 Vérification de contrainte dans le béton des Poutres à l'ELS

	Localisation	M _{ser} (KN,m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
Poutre (P_p) lies aux voiles	travée	32,06	15,19	89229,64	5,46	15	Vérifiée
	appui	56,38	18,18	123645,89	8,29	15	Vérifiée
Poutre (P_s) lies aux voiles	travée	31,74	16,70	106256,77	4,99	15	Vérifiée
	appui	45,58	19,39	138720,45	6,37	15	Vérifiée
Poutre(Pp)	travée	27,93	13,53	72064,27	5,24	15	Vérifiée
	appui	62,96	15,99	98040,10	10,27	15	Vérifiée
Poutre (Ps)	travée	8,03	12,60	63062,11	1,60	15	Vérifiée
	appui	12,73	12,60	63062,11	2,54	15	Vérifiée

b) Vérification de l'état limite de déformation (la flèche)

On doit vérifier que:

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad 3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} Mpa$$

La vérification de la flèche est inutile sauf si l'une des trois conditions n'est pas vérifiée Avec

l: la portée entre nus d'appuis

M_t: moment maximum en travée

M₀: moment isostatique

A_s: section d'armature tendu correspondante

➤ **Poutre principale**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad \frac{40}{470} = 0,085 > 0,063 \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad \Rightarrow \quad 0,085 > \frac{1}{10} \frac{27,93}{62,96} = 0,04 \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{400} \quad \Rightarrow \quad 0,01 = 0,01 \dots \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche est inutile

➤ **Poutre secondaire**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{480} = 0,083 > 0,063 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

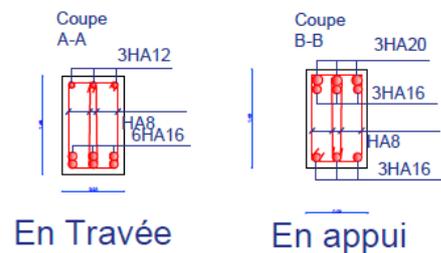
$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow 0,083 > \frac{1}{10} \times \frac{8,03}{12,73} = 0,029 \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{400} \Rightarrow 0,006 < 0,01 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

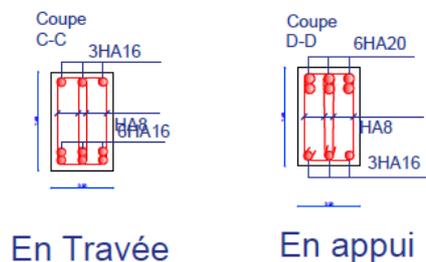
Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche est inutile

V.3.2 Schéma de ferrailage des poutres

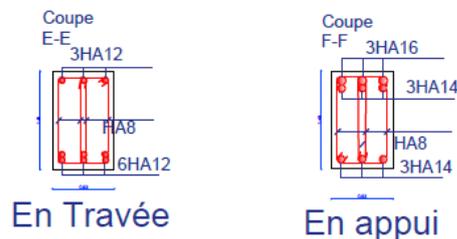
Poutre principale liée aux voiles



Poutre secondaire liée aux voiles



Poutre principale



Poutre secondaire

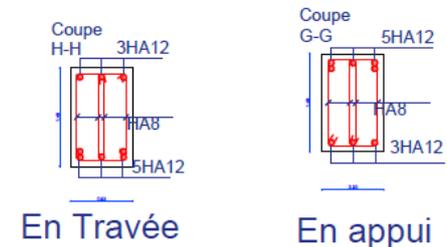


Figure V.2 schéma de ferrailage des poutres

V.4 Les voiles

V.4.1 Introduction

Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux charges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ses sollicitations on prévoit trois types d'armatures :

- ✓ Armatures verticales
- ✓ Armatures horizontales
- ✓ Armatures transversales

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- ✓ Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- ✓ Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Après avoir fait le calcul du ferrailage pour tous les voiles, nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveau, pour cela nous ferrailons nos voiles par zones :

- Zone I : RDC
- Zone II : 1^{ème}, 2^{ème} niveau
- Zone III : 3^{ème}, 4^{ème} niveau
- Zone IV : 5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème} niveau

Pour les types suivants :

Notre ouvrage comprend quatre cinq types des voiles deux types selon x et trois types selon y

- Selon l'axe X :

type 1 : L = 2.50m

type 2 : L = 3.00m

- Selon l'axe Y :

type 1: L = 4.10m

type 2: L = 1.90m

type 3: L = 4.55m

V.4.2 Combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions sismiques et celles des deux charges verticales à prendre sont données ci-dessus :

- **Selon le BAEL 91**

- ELU : 1,35 G + 1,5 Q

- ELS : G + Q

- **Selon le RPA 99 révisé 2003**

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{array} \right.$$

Les sollicitations sont obtenues pour le cas le plus défavorable par **ETABS**.

V.4.3 Prescriptions données par RPA99/version 2003

❖ Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA 99 modifié 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles par mètre carré de surface.

❖ Armatures de couture

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Avec :

V: Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

❖ Espacement

D'après l'article (7.7.4.3 du RPA99 modifié 2003), l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq 1.5 \times e$$

$$S_t \leq 30\text{cm}$$

Avec :

e: L'épaisseur du voile.

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15cm

❖ Longueur de recouvrement

D'après l'article (7.7.4.3 RPA99 / version 2003) :

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

❖ **Diamètre maximal**

Le diamètre des barres verticales et horizontales ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

❖ **Armatures pour les potelets**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

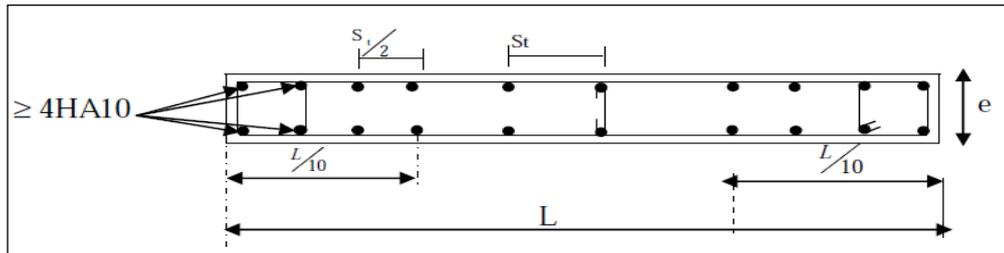


Figure V.3 Disposition des armatures verticales dans les voiles

❖ **Armatures horizontales**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\varnothing$. Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

D'après RPA 2003 : $A_H \geq 0.15\%B$

D'après le BAEL 91 : $A_H \geq \frac{A_V}{4}$

❖ **Vérification des voiles à l'effort tranchant**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile, majoré de 40% (Art 7.7.2 RPA2003)

La contrainte de cisaillement est : $\tau_b = \frac{1,4 \times V_{u\text{cal}}}{b_0 \times d}$

Avec :

$V_{u\text{cal}}$: Effort tranchant à la base du voile

b_0 : Epaisseur du voile

d : Hauteur utile = 0,9 h

h : Hauteur totale de la section

La contrainte limite est : $\bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28}$: (l'article 7.7.2 RPA99/V 2003) Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_b \leq \bar{\tau}_b$

❖ **Le pourcentage minimum**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %
- En zone courante 0,10 %

V.4.4 Exposé de la Méthode de calcul

Pour déterminer les armatures verticales, on a utilisé **la méthode des contraintes**.

Cette méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.V}{I} \quad \text{et} \quad \sigma_{\min} = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.V'}{I}$$

Avec :

N : Effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliqué.

Ω : Section transversale du voile.

V, V' : Bras de levier, sachant que $V = V' = \frac{L}{2}$

NB :

L'ETABS donne les efforts de compression avec un signe négatif et les efforts de traction avec un signe positif donc pour faire les calculs on doit renverser les signes des efforts.

On distingue 3 cas :

➤ **1^{er} cas**

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$: la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue"

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} L_c e$$

L_c : Longueur de la section comprimée

$$L_c = L$$

$$A_v = \frac{F - B f_{bc}}{f_e}$$

F : Volume de contrainte.

➤ **2^{ème} cas**

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$: la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times L_T \times e$$

L_T : Longueur de la section tendue

$$L_T = L$$

$$A_v = F/f_e$$

➤ **3^{ème} cas**

Si (σ_1 et σ_2) sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

$$F = \frac{\sigma_2}{2} \times e \times L_T$$

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} L$$

$$A_v = F/f_e$$

-Si $A_v < A_{\min}$, on ferraille avec la section minimale

-Si $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par la formule suivante :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec :

h_e : Hauteur entre nus du plancher du voile considéré.

L_c : La longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

L_t : Longueur tendue

$$L_t = L - L_c$$

Les Armatures minimales:

D'après le RPA 2003 (Art 7.7.4.1):

$$A_{RPA} = 0.20\% e \cdot L_t$$

e : Epaisseur du voile

L_t : Longueur de la section tendue

V.4.5 Exemple d'application

Nous proposons le calcul détaillé en prenant le voile **de** type1 dans la zone 1 (selon x) :

❖ **Détermination des sollicitations**

$$L = 2.50 \text{ m} ; e = 0.25 \text{ m}$$

$$M = 2462.53 \text{ KN}$$

$$N = 2139.68 \text{ KN}$$

$$N_s = 980.88 \text{ KN}$$

$$V = 9.83 \text{ KN}$$

$$I = (0.25 \times 2.50) / 12 = 0.33 \text{ m}^4$$

$$\Omega = 0.625 \text{ m}^2$$

$$v = L/2 = 2.50/2 = 1.25 \text{ m}$$

❖ **Armatures verticales**

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M \times V}{I} = \frac{2139.68}{0.625} + \frac{2462.53 \times 1.25}{0.33} = 12751.25 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M \times V}{I} = \frac{2139.68}{0.625} - \frac{2462.53 \times 1.25}{0.33} = -5904.28 \text{ KN/m}^2$$

⇒ La section est partiellement comprimée.

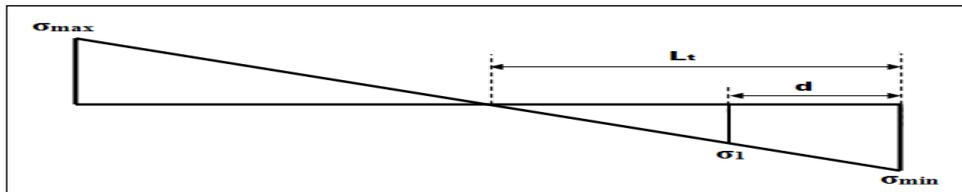


Figure V.4 Schéma statique décrit la distribution des contraintes

➤ **Calcul de L'**

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \times L = \frac{5904.28}{12751.25 + 5904.28} \times 2.5 = 0.79 \text{ m}$$

$$L_c = L - L_T = 2.5 - 0.79 = 1.71 \text{ m}$$

➤ **Détermination de « F »**

$$F_T = \frac{\sigma_2}{2} \times e \times L_T = \frac{5904.28}{2} \times 0.25 \times 0.79 = 583.05 \text{ KN}$$

➤ **Calcul des armatures**

$$A_v = \frac{F}{f_e} = \frac{583.05}{40} = 14.58 \text{ cm}^2$$

$$(A_v / ml) / \text{Face} = (14.58/2)/2.5 = 2.92 \text{ cm}^2$$

❖ **Armature minimale**

$$A_{\min} = \text{Max} \left(0.20\% e L_T, 0.23 \frac{\Omega f_{t28}}{f_e} \right) = \text{max}(3.95, 7.55) = 7.55 \text{ cm}^2$$

e : Epaisseur du voile

L_T : Longueur de la section tendue

❖ **Armatures de coutures**

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1.4V}{fe} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 9.83 \times 10}{400} = 0.38 \text{ cm}^2$$

On prévoit des armatures de couture si on a une reprise de bétonnage dans notre cas nous n'avions pas de reprise de bétonnage donc on n'ajoute pas les armatures de coutures avec les armatures verticales.

Donc $A_{sV} = \text{Max}(A_v; A_{\min}) = 14.96 \text{ cm}^2$

Le ferrailage adopté pour une seule nappe

- ✓ En zone d'about : Soit 6HA12 ($A_s = 6.79 \text{ cm}^2$)
- ✓ En zone courante : Soit 12HA12 ($A_s = 13.57 \text{ cm}^2$)

Donc A_s adopté : $A_s = 40.72 \text{ cm}^2$

❖ **Espacement**

- ✓ En zone courante : $S_t \leq \text{Min}(1.5e; 30) = 30 \text{ cm}$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

- ✓ En zone d'about : $S_{ta} = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm}$

❖ **Armatures horizontales**

- D'après le BAEL 91/99

$$A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{40.72}{4} = 10.18 \text{ cm}^2$$

- D'après le RPA99/version2003

$$A_H = 0.15 \% \Omega = 0.0015 \times 25 \times 250 = 9.83 \text{ cm}^2$$

$$A_H = \text{Max}\left(\frac{A_v}{4}; 0.15 \% \Omega\right) = 10.18 \text{ cm}^2$$

Soit 19HA10 = 14.92 cm² ; avec $S_h = 20 \text{ cm}$

❖ **Armatures transversales**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré. Soit : 4 HA8.

❖ **Vérification des contraintes de cisaillement**

- Selon le RPA99/version2003

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b = \frac{1.4V_u}{e.d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 9.83 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.9 \times 2.5} = 0.02 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{MPa}$$

$$\tau_b < \bar{\tau}_b \quad \dots \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ Selon le BAEL91/99

$$\tau_u = \frac{V_u}{e \cdot d} = \frac{9.83 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.9 \times 2.5} = 0.02 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right) = 2.5 \text{MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification à l'ELS**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_S}{\Omega + 15 \cdot A_s} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{980.88 \times 10^{-3}}{0.625 \times 2.5 + (15 \times 40.72 \times 10^{-4})} = 0.60 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.17 Ferrailage verticale du voile XX

Zone	Type	N,M	N (KN)	M (KN m)	σ ₁ (KN/m ²)	σ ₂ (KN/m ²)	Nature	L _c (m)	L _T (m)	F (KN)	A _v (cm ²)
(1)	1	N ^{max}	4101,44	2401,98	15660,71	-2536,11	SPC	2,15	0,35	110,46	2,76
		N ^{min}	297,08	84,118	793,96	156,70	SEC	2,09	0,41	248,11	0
		M ^{max}	2139,68	2462,53	12751,25	-5904,28	SPC	1,71	0,79	583,05	14,60
	2	N ^{max}	4599,64	3506,94	15526,44	-3260,74	SPC	2,48	0,52	212,23	5,31
		N ^{min}	613,22	114,06	1123,14	512,11	SEC	2,06	0,94	421,18	0
		M ^{max}	-2022,97	3576,60	6882,89	-12277,47	SPC	1,08	1,92	2581,08	73,75
(2)	1	N ^{max}	2918,44	1521,29	10431,97	-1092,96	SPC	2,26	0,24	32,39	0,810
		N ^{min}	-312,29	1088,86	3624,81	-4624,13	SPC	1,10	1,40	810,05	20,25
		M ^{max}	1128,22	1593,25	7840,19	-4229,89	SPC	1,62	0,88	463,23	11,58
	2	N ^{max}	3321,5	2325,38	10657,36	-1800,03	SPC	2,57	0,43	97,54	2,44
		N ^{min}	-368,11	1843,95	4448,34	-5429,97	SPC	1,35	1,65	1119,29	27,98
		M ^{max}	-987,95	2371,27	5034,35	-7668,88	SPC	1,19	1,81	1736,13	43,40
(3)	1	N ^{max}	1553,29	921,45	5975,60	-1005,08	SPC	2,14	0,36	45,22	1,13
		N ^{min}	-144,15	998,99	3553,41	-4014,69	SPC	1,17	1,33	665,53	16,64
		M ^{max}	-144,15	998,99	3553,41	-4014,69	SPC	1,17	1,33	665,53	16,64
	2	N ^{max}	1816,4	1342,88	6018,87	-1175,13	SPC	2,51	0,49	71,98	1,80
		N ^{min}	27,97	1366,03	3696,30	-3621,72	SPC	1,52	1,48	672,15	16,80
		M ^{max}	27,97	1366,03	3696,30	-3621,72	SPC	1,52	1,48	672,15	16,80
(4)	1	N ^{max}	779,73	472,74	3038,25	-543,11	SPC	2,12	0,38	25,74	0,643
		N ^{min}	-40,57	171,86	586,07	-715,90	SPC	1,13	1,37	123,01	3,075
		M ^{max}	169,5	575,57	2451,39	-1908,99	SPC	1,41	1,09	261,18	6,529
	2	N ^{max}	942,99	684,07	3089,65	-575,01	SPC	2,53	0,47	33,83	0,846
		N ^{min}	-19,64	203,128	517,91	-570,28	SPC	1,43	1,57	112,07	2,802
		M ^{max}	942,99	684,07	3089,65	-575,01	SPC	2,53	0,47	33,83	0,846

NB : concernant le choix des barres, la section à prendre et celle correspondante au maximum des calculs avec N^{max}, N^{min}, M^{max}.

Tableau V.18 Choix des barres du voile XX

Type	Zone	Choix des barres/nappe											
		A_v (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	ZC	S_t (cm)	Z D'about	S_t (cm)	A_H (cm ²)	A_{Hadop} (cm ²)	Choix	S_t (cm)
1	1	14,97	7.55	14.97	20.38	12HA12	15	6HA12	10	5.10	14.92	19HA10	20
	2	21,11	7.55	21.11	20.38	12HA12	15	6HA12	10	5.10	13.35	17HA10	15
	3	18.04	7.55	18.04	20.38	12HA12	15	6HA12	10	5.10	13.35	17HA10	15
	4	8.43	7.55	8.43	14.14	12HA10	15	6HA10	10	3.54	13.35	17HA10	15
2	1	73.83	9.06	73.83	40.71	16HA14	15	8HA16	8	10.18	14.92	19HA10	20
	2	43,83	9.06	43.83	30.42	16HA12	15	8HA14	8	7.61	13.35	17HA10	15
	3	17.51	9.06	17.51	21.62	16HA10	15	8HA12	8	5.40	13.35	17HA10	15
	4	3.57	9.06	9.06	21.62	16HA10	15	8HA12	8	5.40	13.35	17HA10	15

Tableau V. 19 Choix des barres du voile YY

Zone	Type	N,M	N (KN)	M (KN m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	Nature	L _c (m)	L _T (m)	F (KN)	A _v (cm ²)
(1)	1	N ^{max}	3407,94	6610,08	12800,81	-6151,17	SPC	2,77	1,33	1023,19	25,58
		N ^{min}	-358,58	1492,49	1789,75	-2489,42	SPC	1,71	2,39	742,22	18,56
		M ^{max}	3407,94	6610,06	12800,78	-6151,14	SPC	2,77	1,33	1023,18	25,58
	2	N ^{max}	2445,97	1050,31	12126,99	-1828,17	SPC	1,65	0,25	56,88	1,42
		N ^{min}	-203,64	976,33	6057,39	-6914,82	SPC	0,89	1,01	875,41	21,89
		M ^{max}	209,81	1497,53	10390,33	-9506,92	SPC	0,99	0,91	1078,82	26,97
	3	N ^{max}	3923,87	7817,8	12522,27	-5626,19	SPC	3,14	1,41	992,00	24,80
		N ^{min}	162,18	252,75	435,88	-150,86	SPC	3,38	1,17	22,06	0,55
		M ^{max}	3923,87	7817,8	12522,27	-5626,19	SPC	3,14	1,41	992,00	24,80
(2)	1	N ^{max}	2874,04	4719,46	9569,60	-3961,72	SPC	2,90	1,20	594,46	14,86
		N ^{min}	118,33	4823,82	7030,71	-6799,82	SPC	2,08	2,02	1713,37	42,83
		M ^{max}	118,33	4823,82	7030,71	-6799,82	SPC	2,08	2,02	1713,37	42,83
	2	N ^{max}	2175,06	677,62	9080,75	77,40	SEC	1,88	0,02	2156,67	0
		N ^{min}	39,59	927,42	6244,53	-6077,83	SPC	0,96	0,94	711,98	17,80
		M ^{max}	39,59	927,42	6244,53	-6077,83	SPC	0,96	0,94	711,98	17,80
	3	N ^{max}	3320,89	5751,69	9594,25	-3757,89	SPC	3,27	1,28	601,53	15,04
		N ^{min}	146,76	4229,81	5038,56	-4780,64	SPC	2,33	2,22	1323,78	33,10
		M ^{max}	3320,89	5751,69	9594,25	-3757,89	SPC	3,27	1,28	601,53	15,04
(3)	1	N ^{max}	1978,88	3226,19	6555,57	-2694,34	SPC	2,91	1,19	402,22	10,06
		N ^{min}	111,75	2782,93	4098,54	-3880,49	SPC	2,11	1,99	967,20	24,18
		M ^{max}	311,32	3347,02	5101,90	-4494,45	SPC	2,18	1,92	1078,80	26,97
	2	N ^{max}	1295,08	392,14	5331,61	121,36	SEC	1,86	0,04	1266,26	0
		N ^{min}	103,78	126,408	1058,26	-621,29	SPC	1,20	0,70	54,58	1,37
		M ^{max}	1295,08	392,14	5331,61	121,36	SEC	1,86	0,04	1266,26	0
	3	N ^{max}	2347,63	3810,45	6485,79	-2359,90	SPC	3,34	1,21	358,08	8,95
		N ^{min}	146,2	863,62	1130,89	-873,95	SPC	2,57	1,98	216,68	5,42
		M ^{max}	493,38	3951,03	5019,57	-4152,47	SPC	2,49	2,06	1069,22	26,73
(4)	1	N ^{max}	1085,3	1794,39	3631,21	-1513,55	SPC	2,89	1,21	228,20	5,71
		N ^{min}	102,59	95,23	236,61	-36,43	SPC	3,55	0,55	2,49	0,06
		M ^{max}	385,61	1883,33	3076,08	-2323,67	SPC	2,34	1,76	512,47	12,81
	2	N ^{max}	734,32	292,57	3489,58	-397,71	SPC	1,71	0,19	9,66	0,24
		N ^{min}	84,06	122,65	991,78	-637,84	SPC	1,16	0,74	59,29	1,48
		M ^{max}	734,32	292,57	3489,58	-397,71	SPC	1,71	0,19	9,66	0,24
	3	N ^{max}	1344,25	2046,08	3556,15	-1193,68	SPC	3,41	1,14	170,61	4,27
		N ^{min}	102,13	445,65	607,02	-427,53	SPC	2,67	1,88	100,48	2,51
		M ^{max}	477,59	2161,72	2928,81	-2089,46	SPC	2,66	1,89	494,81	12,37

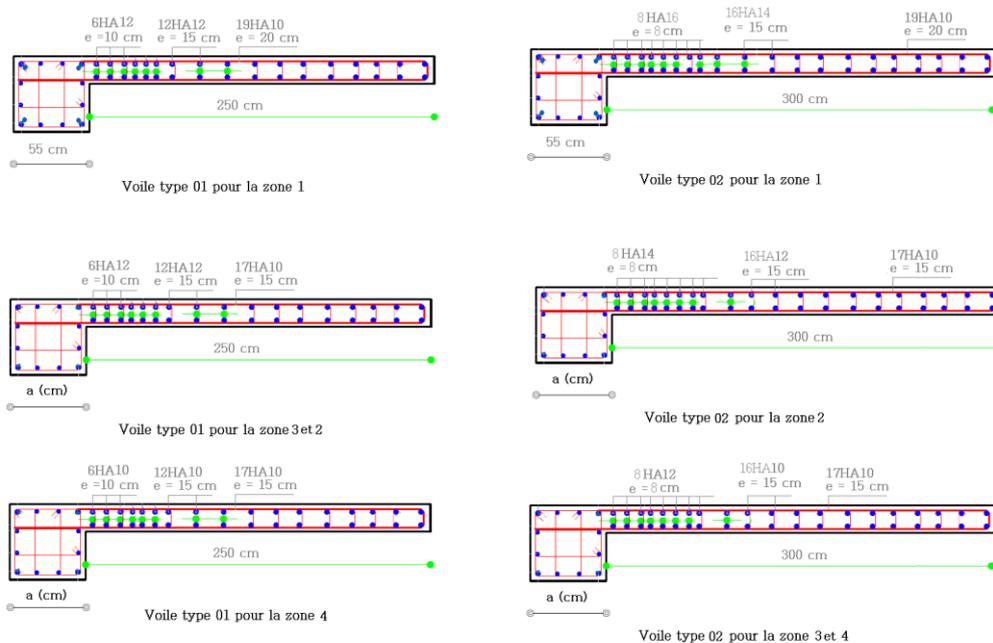
Tableau V. 20 Choix des barres du voile YY

Type	Zone	Choix des barres/nappe											
		A_v (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	ZC	S_t (cm)	Z D'about	S_t (cm)	A_H (cm ²)	A_{Hadop} (cm ²)	Choix	S_t (cm)
1	1	26.25	12.38	26.25	25.80	16HA12	20	5HA14	8	6.45	14.92	19HA10	20
	2	43.31	12.38	43.31	25.80	16HA12	20	5HA14	8	6.45	13.35	17HA10	15
	3	27.22	12.38	27.22	25.80	16HA12	20	5HA14	8	6.45	13.35	17HA10	15
	4	13.18	12.38	13.18	18.22	16HA10	20	5HA12	8	4.56	13.35	17HA10	15
2	1	28.62	5.74	28.62	14.39	10HA12	15	2HA14	8	3.60	13.35	19HA10	20
	2	20.26	5.74	20.26	14.39	10HA12	15	2HA14	8	3.60	13.35	17HA10	15
	3	2.25	5.74	5.74	10.11	10HA10	15	2HA12	8	2.53	13.35	17HA10	15
	4	2.71	5.74	5.74	10.11	10HA10	15	2HA12	8	2.53	13.35	17HA10	15
3	1	26.88	13.74	26.88	23.53	14HA12	25	5HA14	8	5.88	13.35	19HA10	20
	2	35.45	13.74	35.45	23.53	14HA12	25	5HA14	8	5.88	13.35	17HA10	15
	3	26.87	13.74	26.87	23.53	14HA12	25	5HA14	8	5.88	13.35	17HA10	15
	4	12.56	13.74	13.74	16.65	14HA10	25	5HA12	8	4.16	13.35	17HA10	15

Tableau V.21 Les vérifications à ELS et de contrainte de cisaillement

			Vérification des contraintes de cisaillement						Vérification à l'ELS		
Voile	Zone	V (KN)	τ_b (MPa)	OBS	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	OBS	Ns	σ_{bc} (MPa)	OBS	
Selon XX	Type 1	1	9,83	0,02	CV	0,02	2,5	CV	980,88	0,002	CV
		2	22,38	0,06	CV	0,04	2,5	CV	895,11	0,001	CV
		3	36,35	0,09	CV	0,06	2,5	CV	656,76	0,001	CV
		4	49,47	0,12	CV	0,09	2,5	CV	354,07	0,0008	CV
	Type 2	1	1,96	0,004	CV	0,003	2,5	CV	1288,33	0,001	CV
		2	11,22	0,02	CV	0,02	2,5	CV	2266,77	0,002	CV
		3	18,46	0,041	CV	0,03	2,5	CV	922,18	0,001	CV
		4	19,94	0,04	CV	0,03	2,5	CV	624,18	0,0009	CV
Selon YY	Type 1	1	17,28	0,03	CV	0,02	2,5	CV	1665,18	0,002	CV
		2	12,54	0,02	CV	0,01	2,5	CV	1417,78	0,002	CV
		3	6,52	0,01	CV	0,007	2,5	CV	1145,10	0,001	CV
		4	9,68	0,015	CV	0,010	2,5	CV	735,45	0,001	CV
	Type 2	1	42,97	0,14	CV	0,10	2,5	CV	1000,73	0,002	CV
		2	64,02	0,21	CV	0,15	2,5	CV	901,64	0,002	CV
		3	22,76	0,07	CV	0,05	2,5	CV	757,38	0,002	CV
		4	32,07	0,11	CV	0,02	2,5	CV	508,30	0,002	CV
	Type 3	1	53,97	0,07	CV	0,04	2,5	CV	2152,10	0,003	CV
		2	60,7	0,08	CV	0,06	2,5	CV	1871,62	0,003	CV
		3	3,54	0,005	CV	0,09	2,5	CV	1420,50	0,002	CV
		4	4,81	0,007	CV	0,003	2,5	CV	910,92	0,002	CV

V.4.4 schéma de ferrailage des voiles



VOILE SENS X-X

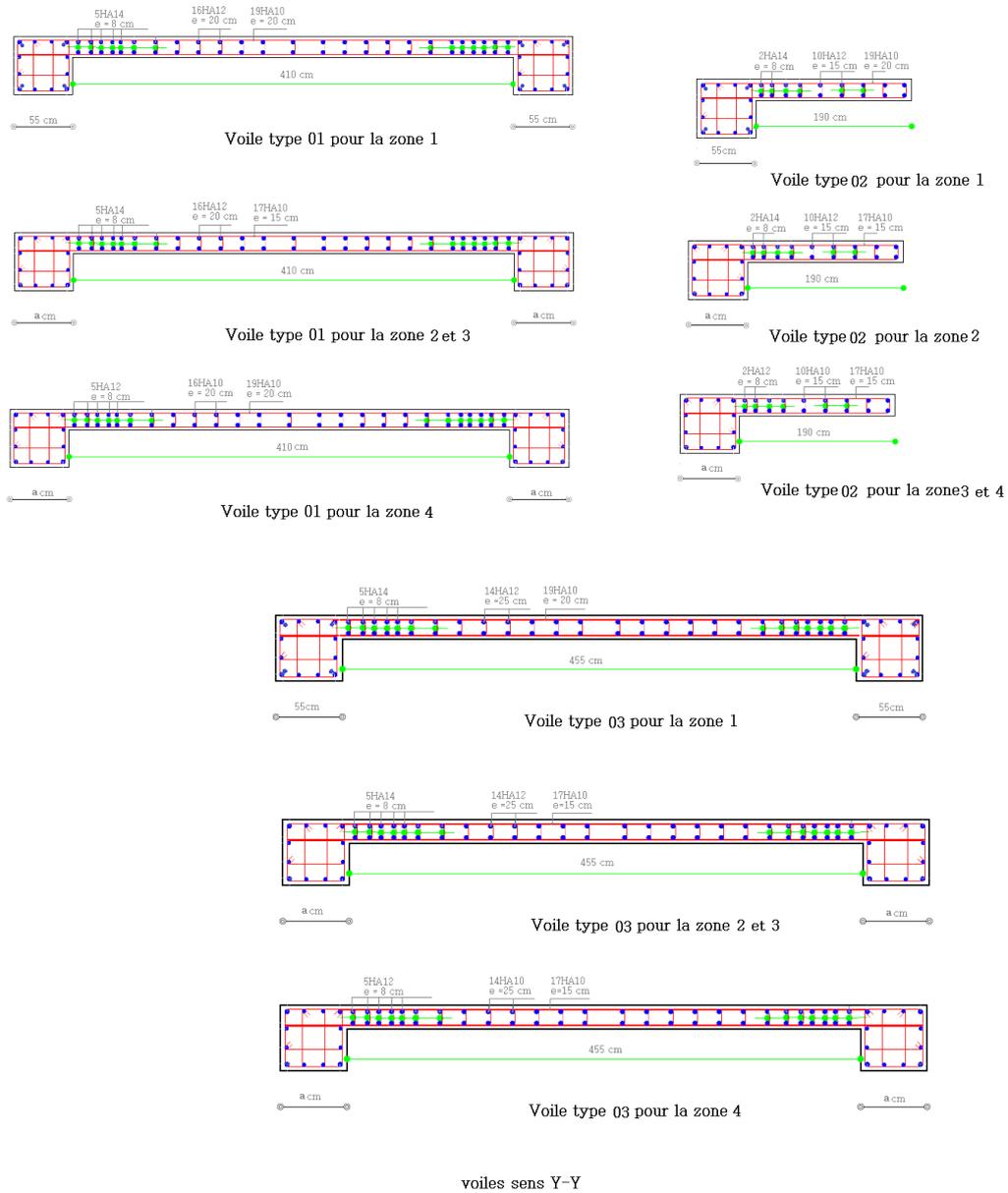


Figure V.5 schéma de ferrailage des voile

Chapitre VI : Etude L'infrastructure

VI. Etude des fondations

VI.1 Introduction

Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteau, voiles, mur).

Cette transmission peut être directement (cas des semelles reposant sur le sol comme le cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (par exemple, cas des semelles sur pieux).

VI.2 Choix du type de fondation

Le choix du 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.

Nous proposons en premier cas des semelles filantes pour cela, nous allons procéder à une vérification telle que :

$$\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} \leq 50\%$$

La surface de la semelle est donnée par :

$$\frac{N}{S_{semelle}} \leq \sigma_{sol}$$

$$S_{semelle} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

D'après **ETABS** on aura les valeurs suivantes :

$$N = 70151.09 \text{ Kn}$$

N : l'effort normal total

D'après **le rapport du sol** on a :

la Contrainte admissible du sol :

$$\sigma_{sol} = 2.5 \text{ bars} = 250 \text{ kN/m}^2$$

$$P = 88.61 \text{ m}$$

P : le périmètre de bâtiment

$$S_{batiment} = 474.39 \text{ m}^2$$

$$S_{semelle} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{70151.09}{250} = 280.6 m^2$$
$$\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} = \frac{280.60}{474.39} = 59.15 \% > 50\%$$

Commentaire :

On déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Ceci nous amène à opter pour un radier général comme fondation .Ce type de fondation presente plusieurs avantages qui sont :

- ✓ L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- ✓ La réduction des tassements différentiels
- ✓ La facilité de l'exécution.

VI.3 Etude du radier

Ce type de fondation présente plusieurs avantages :

- ✓ L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la pression exercée par la structure sur le sol
- ✓ La réduction des tassements différentiels
- ✓ La facilité d'exécution

VI.4 Etude du radier général

Un radier est une fondation qui couvre une aire entière sous une superstructure, sur laquelle les voiles et poteaux prennent appuis.

VI.4.1 Surface du radier

La surface du radier \leq surface du bâtiment $\implies 280.60m^2 \leq 474.39m^2$

VI.4.2Pré dimensionnement du radier

➤ **Condition forfaitaire**

$$\frac{L_{max}}{8} < h_r < \frac{L_{max}}{5}$$

$L_{max} = 4.80m$ c'est la plus grande distance entre deux points d'appuis.

D'où : $60 cm < h_r < 96cm$

➤ **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 :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad \text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

Avec

$E = 32164.19 \text{ MPa}$ (module de young du béton)

K : Coefficient de raideur du sol pour un sol de densité moyenne = 40000 kN/m^3

b : Largeur de la semelle, les calcul sont faite pour une bande de 1 mètre

I : Inertie de la section transversale du radier

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

Donc on aura :

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^4}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 40000 \times 4.80^4}{32164.19 \times 10^3 \times 3.14^4}} = 68.82 \Rightarrow h_r \geq 68.82 \text{ cm}$$

➤ **Condition de cisaillement**

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier, d'après le règlement CBA93 (Art A.5.1) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0,15f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa pour une Fissuration préjudiciable}$$

V_u : l'effort tranchant de calcul vis – à – vis l'ELU

$$V_u = \frac{qL}{2}$$

q : La charge sur le radier uniformément répartie pour une bande de 1 mètre

$$q = \frac{N_u \times 1 \text{ ml}}{S_{\text{rad}}} = \frac{70151.09 \times 1}{280.60} = 250.00 \text{ kN/ml}$$

$$\text{donc : } V_u = \frac{250 \times 4.80}{2} = 600.01 \text{ kN}$$

$$\text{D'où : } \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{V_u}{b \times 0.9h} \Rightarrow h \geq \frac{V_u}{0.9b\bar{\tau}_u} = \frac{600.01}{0.9 \times 1 \times 2.5 \times 10} = 26.67 \text{ cm}$$

➤ **Condition de non poinçonnement**

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45° , la vérification se fait par la formule suivante :

$$N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

μ_c : Périmètre du contour

• **Sous voiles**

$N_{u,\text{voil}} = 22555.21 \text{ kN}$ Effort normal ultime de voile le plus sollicité

On obtient : $3h^2 + 6h - 22555.21 = 0$ D'où : $h \geq 85.72 \text{ cm}$

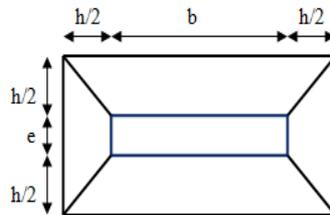


Figure VI.1 Schéma de transmission des charges sous voiles

- **Sous poteaux**

$N_{u,pot} = 2181.88 \text{ kN}$ Effort normal ultime de poteau le plus sollicité

$$\mu_c = 4(a + h) = 4(0.55 + h) = (2.2 + 4h)m$$

On obtient : $3h^2 + 1.5h - 2181.88 = 0$

D'où : $h \geq 26.73 \text{ cm}$

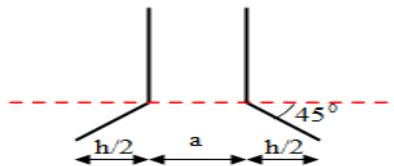


Figure VI.2 Schéma de transmission des charges sous poteau

- **Conclusion**

Pour satisfaire toutes les conditions précédentes on prend comme hauteur de radier :

$$H = 0.90 \text{ m}$$

VI.5 Calcul des sollicitations

$$G_{\text{Superstructure}} = 14738.51 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{Superstructure}} = 1772.14 \text{ kN}$$

$$G_{\text{radier}} = 25 \times 0.90 \times 280.60 = 6313.5 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{radier}} = 2.5 \times S_{\text{bloc}} = 2.5 \times 474.39 = 1185.98 \text{ Kn}$$

- ❖ **Les combinaisons de calcul**

$$N_u = 1.35G_{\text{tot}} + 1.5Q_{\text{tot}} = 70151.09 \text{ kN}$$

$$N_{\text{ser}} = G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}} = 51214.81 \text{ kN}$$

❖ Vérification de la surface de radier

$$\text{ELU : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1.33\sigma_{\text{sol}}} = 210.98\text{m}^2$$

$$\text{ELS : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}} = 204.86 \text{ m}^2$$

On remarque que la surface d'emprise du bloc ($S_{\text{bloc}} = 474.39\text{m}^2$) est supérieure à la surface minimal de radier donc la condition est vérifiée pas besoin de débord

VI.5.1 Caractéristique géométrique du radier

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suit :

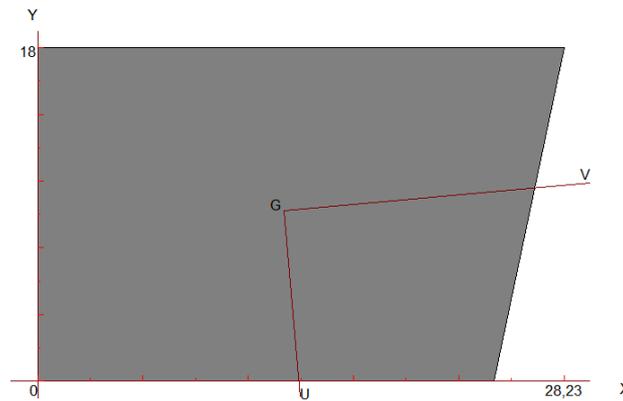


Figure VI.3 centre de gravité

Avec :

S_i : Aire de panneau considéré

$(X_i; Y_i)$: Centre de gravité du panneau considéré

Donc les coordonnées de centre de gravité du radier sont :

$$X_G = 13.20 \text{ m}$$

$$Y_G = 9.21\text{m}$$

D'autre part on a les coordonnées de centre d'application des résultantes des charges de la superstructure sont :

$$X_{\text{sup}} = 13.29\text{m}$$

$$Y_{\text{sup}} = 10.56 \text{ m}$$

Calcul de l'excentricité entre le centre d'application des résultantes des efforts de la superstructure et le centre de masse de radier :

$$e_x = |13.20 - 13.29| = 0.09 \text{ m}$$

$$e_y = |10.56 - 9.21| = 1.35 \text{ m}$$

✓ **Moment d'inertie**

Le moment d'inertie de radier se calcul comme suit :

$$I_{xx} = \frac{L_x L_y^3}{12} = 12786.90 m^4$$

$$I_{yy} = \frac{L_y L_x^3}{12} = 27736.50 m^4$$

VI.5.2 Vérification de la stabilité au renversement du radier

Il est important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux

Le rapport $\frac{M_s}{M_r}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité

$$\frac{M_s}{M_r} > 1.5$$

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre

M_r : Le moment de renversement à la base du radier est donné par la formule suivante :

$$M_r = M_0 + V \times h$$

Avec :

M_0 : Moment sismique à la base de la structure calculer dans le chapitre 4

V : L'effort tranchant à la base de la structure

h : profondeur de l'infrastructure dans notre cas c'est 10%H

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

Avec :

$$W_i = WGi + \beta WQi$$

$$W_{totale} = W_{infra} + W_{super}$$

$$W_{super} = G_{sup} + 0.2Q_{sup}$$

$$W_{infra} = G_{radier} + 0.2Q_{radier}$$

$$M_{Sta,x} = W \times b_x = 21643.63 \times 14.94 = 323355.83 \text{ kN.m}$$

$$M_{Sta,y} = W \times b_y = 21643.63 \times 7.44 = 161028.61 \text{ kN.m}$$

Et :

$$M_{Ren,x} = 100023.40 + 5283.29 \times 2.87 = 115186.44 \text{ kN.m}$$

$$M_{Ren,y} = 86030.55 + 4544.18 \times 2.87 = 99072.35 \text{ kN.m}$$

Donc :

$$\frac{M_{Sta,x}}{M_{Ren,x}} = 2.81 > 1.5$$

$$\frac{M_{Sta,y}}{M_{Ren,y}} = 1.63 > 1.5$$

- **Conclusion**

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieure à 1.5 donc notre structure est stable vis-à-vis au renversement dans les deux sens.

VI.5.3 Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer le non-soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$W \geq F_s \gamma Z S$$

W : Poids total du bâtiment à la base du radier

$$W = W_{bat} + W_{radier} = 21643.63 \text{ kN}$$

F_s : Coefficient de sécurité vis – à – vis du renversement pris égale à 1.5

γ : poids volumique de l'eau = 10 kN/m³

Z : Profondeur de l'infrastructure dans notre cas égale à l'épaisseur de radier = 0.80m

S : surface de radier = $S_{Batiment} = 474.39 \text{ m}^2$

D'où :

$$W = 43709.30 > 1.5 \times 10 \times 0.80 \times 474.39 = 6404.27 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI.5.4 Vérification de la stabilité au renversement du radier selon l'RPA

D'après le RPA le radier est stable si

$$e = \frac{M}{N} < \frac{l}{4}$$

Avec :

e : L'excentricité de la résultante des charges verticales

M : Moment globale de la structure

N : Effort normal globale de la structure

Les efforts de la superstructure sont appliqués au centre de masse de la superstructure, donc pour transmettre les efforts au centre de masse de radier il faut prendre en considération l'excentricité entre le centre d'application des efforts de la superstructure et le centre de masse de radier

Donc le moment résultant appliquée au centre de masse de radier est la superposition de moment résultant de la superstructure et le moment dû à l'excentricité de l'effort normal.

Tableau VI.1 Vérification de la stabilité au renversement du radie

	0,8G+E		G+Q+E	
	Sens XX	Sens YY	Sens XX	Sens YY
N (kN)	35579.38	35579.38	51214.81	51214.81
M_{stru} (kN.m)	90937.59	90937.59	91127.58	91127.58
e (m)	2.56	2.56	0.56	0.56
l/4 (m)	7.70	4.50	7.70	4.50
Vérification	$e < l/4$	$e < l/4$	$e < l/4$	$e < l/4$

VI.5.5 Evaluation et vérification des contraintes sous le radier

Vérification du renversement

Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a développement d'un moment renversant, ce dernier engendre des contraintes de compression et de traction sous le radier, leurs contrainte moyenne doit être inférieure à la contrainte admissible.

La valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1.5\sigma_{\text{adm}}$$

Avec

$$\sigma_{1;2} = \frac{N}{S} \pm \frac{MV}{I}$$

N : effort normal appliqué à la surface de radier,

M : moment fléchissant appliqué à la surface de radier

B : surface total du radier,

V : distance entre le centre de gravité du radier et l'extrémité de la structure

I : moment d'inertie du radier

A cet effet les extrémités du radier doivent être vérifie :

- Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison $0.8G \pm E$
- Aux contraintes de compression (tassement) avec la combinaison $G + Q + E$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2 Vérification de renforcement

	0.8G + E		G + Q + E	
	Sens XX	Sens YY	SensXX	Sens YY
N (kN)	35579.38	35579.38	51214.81	51214.81
M (kN.m)	90937.59	90937.59	91127.58	91127.58
V (m)	13.20	9.21	13.20	9.21
I (m⁴)	12786.90	27736.50	12786.90	27736.50
S (m²)	474.39	474.39	474.39	474.39
σ_1 (kN/m²)	170	110	202.03	138.21
σ_2 (kN/m²)	20	50	91.51	77.70
σ_{moy} (KN/m²)	130	95	174.4	123.08
σ_{adm} (KN/m²)	250	250	250	250
1.5σ_{adm} (KN/m²)	375	375	375	375
Vérification	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

VI.6 Ferrailage de la dalle

Le ferrailage de la dalle du radier se fait à la flexion simple en travée et en appuis avec les sollicitations les plus défavorables.

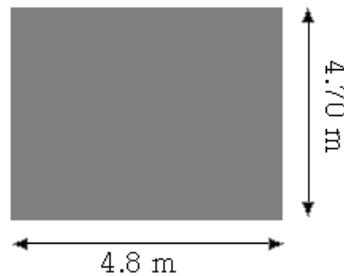


Figure VI.4 Le panneau le plus sollicité

➤ **Calcul des sollicitations**

Pour le calcul des sollicitations dans les panneaux dalle il faut voir en début si le panneau porte dans un seul sens ou dans les deux sens :

Si $\alpha < 0.4$ le panneau porte dans un seul sens

Si $0.4 < \alpha < 1$ le panneau porte dans les deux sens

Avec :

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

L_x : La petite portée de panneau

L_y : La grande portée de panneau

Pour faire les calculs on prend le panneau le plus défavorable :

$$L_x = 4.70m$$

$$L_y = 4.80 \text{ m}$$

Donc :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.70}{4.80} = 0.98 \quad \text{donc le panneau porte dans les deux sens}$$

Les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit

$$M_x = \mu_x q L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

Notre panneau est intermédiaire donc il est encastré aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

➤ Dans le sens de la petite portée :

✓ En travée : $M_{tx} = 0.75M_x$

✓ En appuis : $M_{ax} = -0.5M_x$

➤ Dans le sens de la grande portée :

✓ En travée : $M_{ty} = 0.75M_y$

✓ En appuis : $M_{ay} = -0.5M_x$

❖ **Evaluation des Charges et Surcharges**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{radier}} = \frac{70151.09}{474.39} = 147.88 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{radier}} = \frac{51214.81}{474.39} = 107.96 \text{ kN/m}^2$$

➤ **l'ELU**

$$M_x = \mu_x q L_x^2 = 0.0384 \times 147.88 \times 4.70^2 = 125.44 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0.9545 \times 125.44 = 119.73 \text{ kN.m}$$

➤ **l'ELS :**

$$M_x = \mu_x q L_x^2 = 0.0157 \times 107.96 \times 4.7^2 = 37.44 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0.9694 \times 36.30 = 35.19 \text{ kN.m}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant

Tableau VI.3 Tableau récapitulatif des moments de la dalle de radier

	Petite portée			Grande portée		
	M_x (kN.m)	M_{tx} (kN.m)	M_{ax} (kN.m)	M_y (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_{ay} (kN.m)
ELU	125.44	94.08	-62.72	119.73	89.80	-59.87
ELS	37.44	28.08	-18.72	35.19	26.39	-17.60

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple pour 1 mètre linéaire dans les deux sens avec:

$$b = 100 \text{ cm}, h = 90 \text{ cm}, d = 0.9h = 81 \text{ cm}.$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4 Tableau récapitulatif de calcul des armatures des panneaux de radier

position		M_u	μ_U	μ_l = 0.392	Z(m)	As (cm ²)	A_{min} (cm ²)	choix	A_s adopté (cm ²)
Sens XX	Travée	94.08	0.01	CV	0.81	3.35	7.28	5HA20	15.71
	Appuis	62.72	0.008	CV	0.81	2.23	7.28	5HA20	15.71
Sens YY	Travée	89.80	0.009	CV	0.81	3.19	7.20	5HA20	15.71
	Appuis	59.87	0.006	CV	0.81	2.13	7.20	5HA20	15.71

NB :

La section minimale pour les dalles dans le sens xx est :

$$A_{min} \geq \rho_0 bh \frac{\left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)}{2}$$

Et dans le sens yy est :

$$A_{min} \geq \rho_0 bh$$

Avec $\rho_0 = 0.0008$ pour feE400

➤ **Vérification à l'ELS**

Il faut faire la vérification des contraintes suivantes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration préjudiciable}$$

La solution de cette équation est donnée par la formule suivante :

Tableau VI.5 Récapitulatif de vérification des panneaux de radier

	Sens	M_{ser} (kN.m)	y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st}	Observation
Appuis	XX	18.72	17.32	1128784.15	0.29	15.84	Vérifiée
	YY	17.60	17.32	1128784.15	0.27	14.89	Vérifiée
Travée	XX	28.08	17.32	1128784.15	0.43	23.76	Vérifiée
	YY	26.39	17.32	1128784.15	0.41	25.17	Vérifiée

VI.7 Schéma de ferrailage du radier

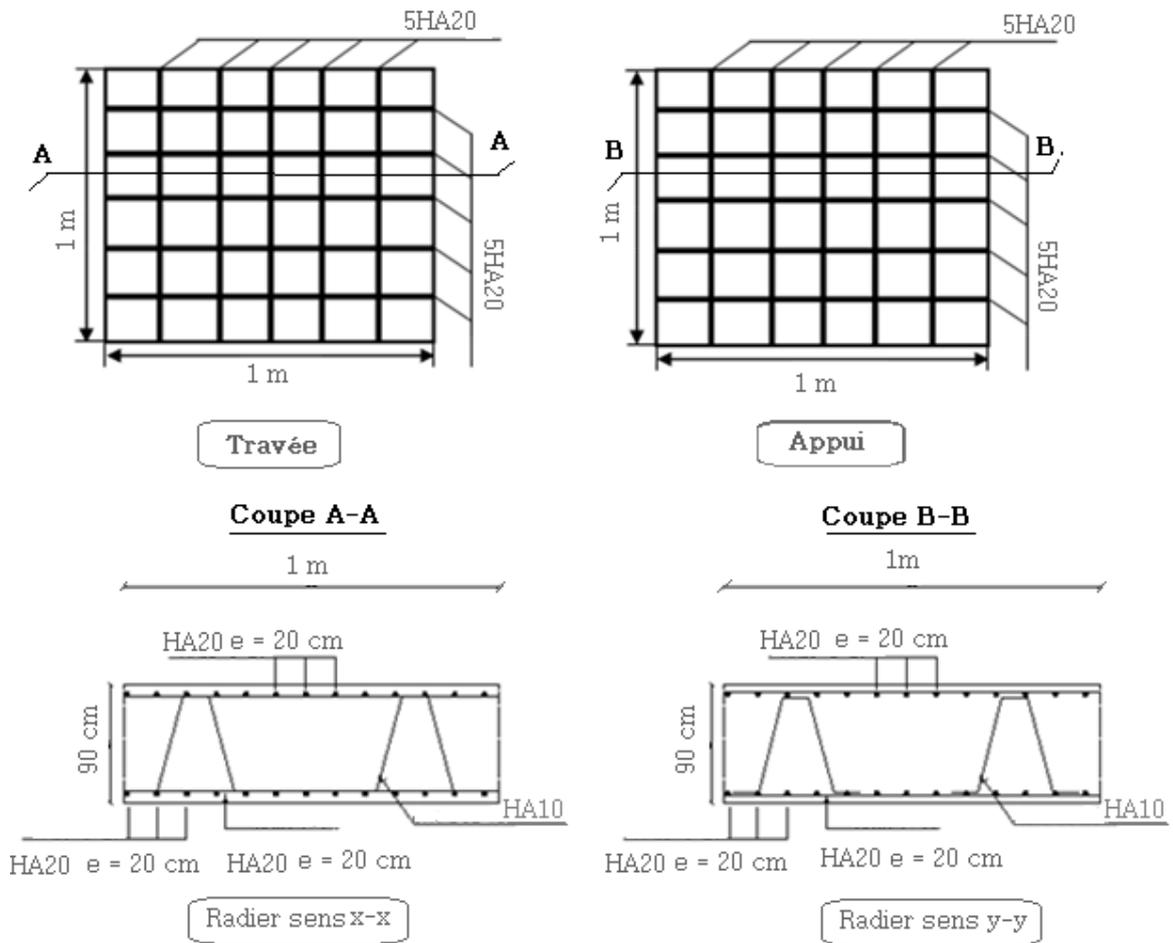


Figure VI.5 schéma de ferrailage du radier

Conclusion générale

La structure a été dimensionnée selon les règlements en vigueur à savoir RPA99, CBA83, BAEL91 et les DTRs, tout en essayant de choisir les dimensions adéquates afin que la structure soit la plus résistante et la plus stable possible vis-à-vis des sollicitations les plus extrêmes auxquelles elle sera soumise, citons le séisme dont les effets sont dévastateurs sur une structure.

La connaissance du comportement dynamique d'une structure en vibrations, ne peut être approchée de manière exacte que si la modélisation de celle-ci se rapproche le plus étroitement possible de la réalité. Rappelons que la 1^{ère} étape de l'analyse dynamique d'un modèle de structure consiste dans le calcul des modes propres tridimensionnels et des fréquences naturelles de vibrations.

De ce projet, nous nous sommes familiarisés avec les différents règlements et loi en vigueur vis-à-vis de l'étude d'une structure en béton armé, le perfectionnement de mes connaissances en matière de conception, de dimensionnement, l'application des connaissances théoriques acquises lors de la formation master et licences ainsi que l'utilisation des logiciels de CAO et DAO.

Ce projet, nous a permis aussi de toucher aux véritables difficultés que peut rencontrer un concepteur de bâtiment pour le choix du modèle de calcul à considérer pour l'étude de la structure. Parmi ces difficultés on cite le de la disposition des voiles, et cela est dû à la forme géométrique en plan de notre structure. Celle-ci était dictée par des contraintes architecturales.

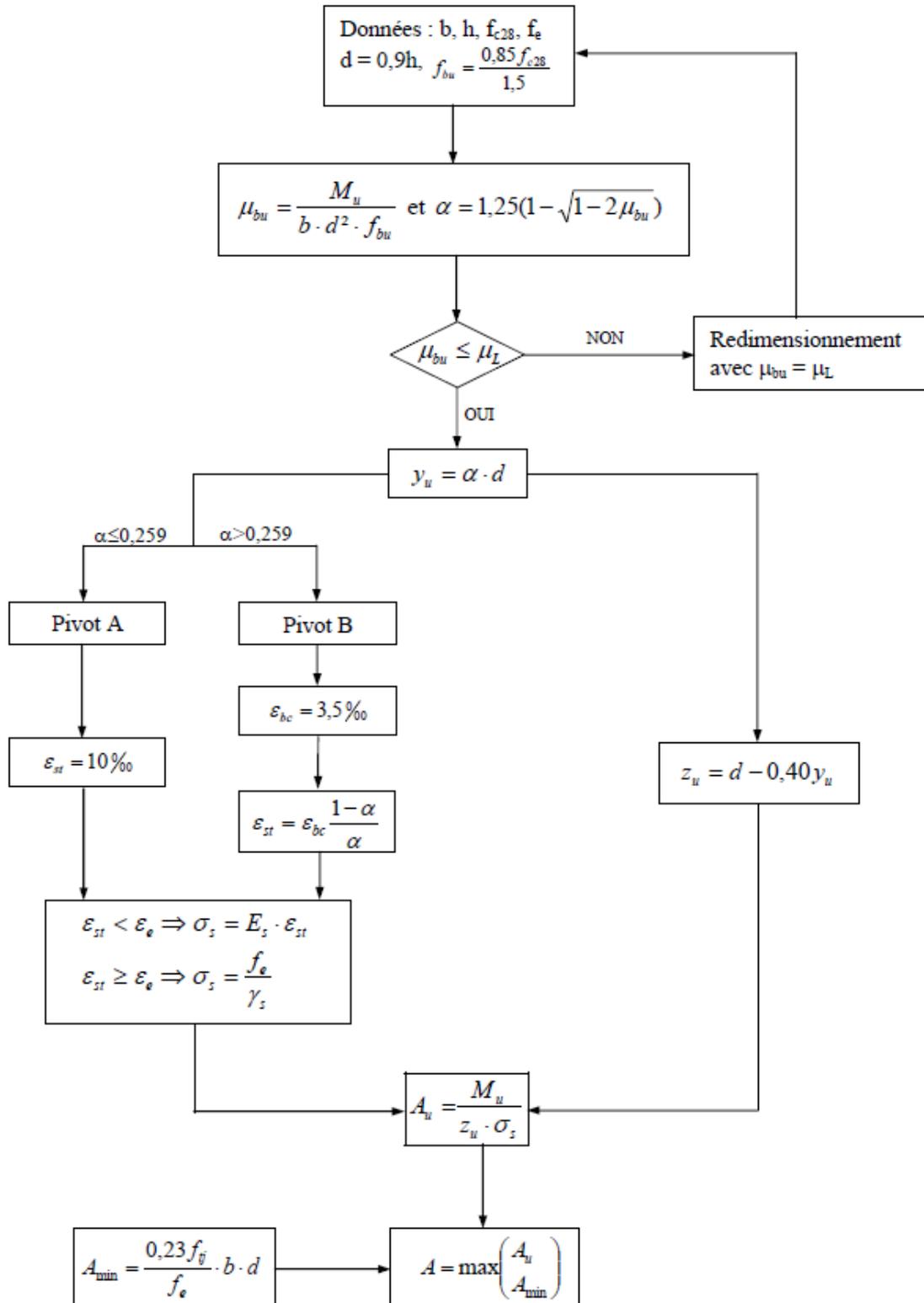
Dans l'étude dynamique plusieurs dispositions des voiles ont été essayés. La variante retenue a donné des résultats acceptables en termes de période, déplacements et efforts.

Le présent travail nous a permis aussi de faire connaissance sur le calcul et l'élaboration des plans d'exécutions du ferrailage pour la réalisation au chantier.

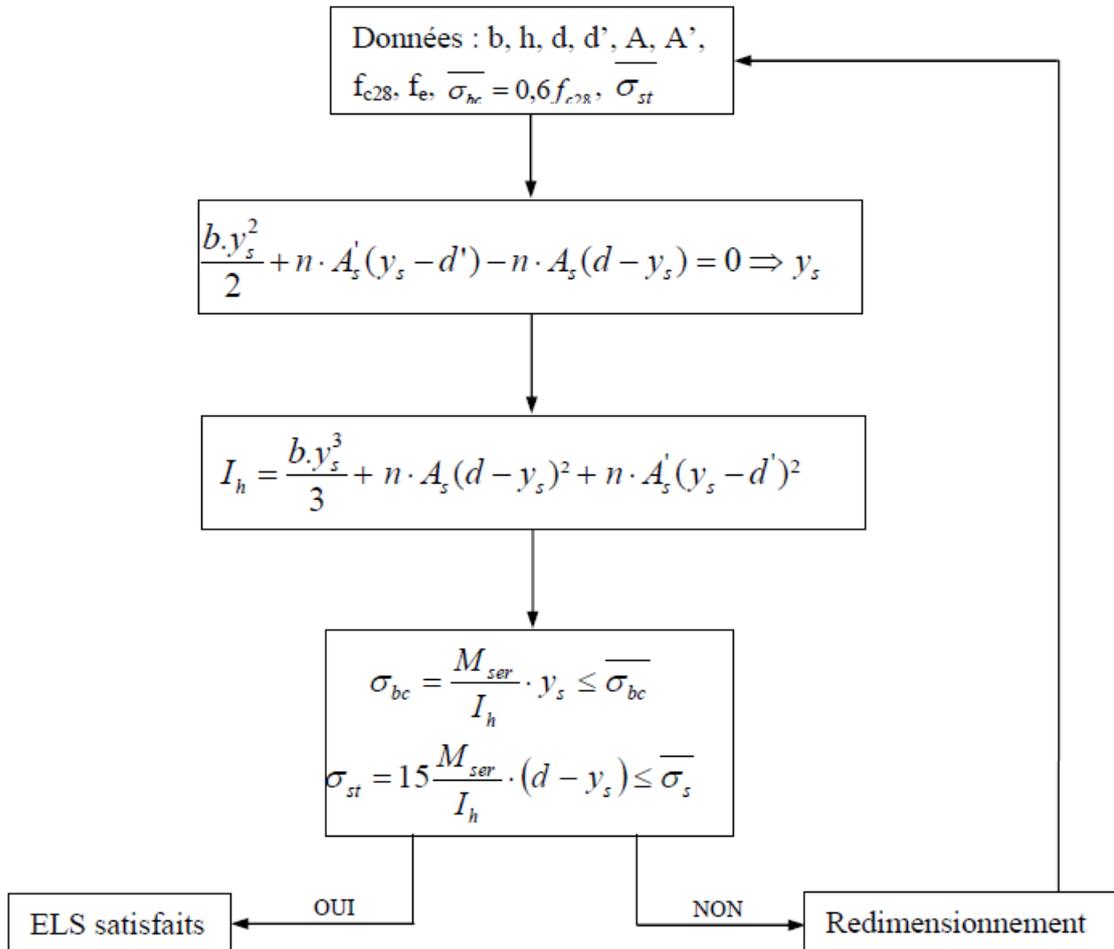
Notre étude nous a beaucoup permis d'enrichir notre bagage scientifique et nos connaissances essentielles acquises durant notre cycle universitaire, surtout dans la conception et la mise en application des codes en vigueur.

ANNEXE A

ORGANIGRAMME DE DIMENSIONNEMENT AUX ELU Section rectangulaire.



ORGANIGRAMME DE VERIFICATION AUX ELS
Section rectangulaire.



ANNEXE B
