
MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER 2

Filière : Génie Civil

Spécialité : (Structure)

Etude d'un bâtiment à usage D'habitation (Sous-
sol +R.D.C + 10 étages)

Présenté par :

1. Mem. Maftah nourelhoudda
2. Mem.chaa fouzia

Année universitaire :2021/2022

Soutenu le /07/ 2022 devant le jury composé de :

Président : Belbachir nesrin

Examineur : toufik mehala

Encadreur : mr. Sabeur bendehiba

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciement

Tout d'abord, nous remercions Dieu, le Tout Puissant, de nous avoir donné la volonté, le courage, la santé et la patience a fin d'arriver à la finalité de ce modeste travail

Je tines à remercier tous les personness qui sont contribute au succès de Mon stage et qui m'ont aidée lors de la rédaction de ce memories.

Je remercie mes très chers parents, qui ont toujours été là pour moi. Je remercie mes sœurs, pour leurs encouragements.

Mon amie et binôme aux cotés de le quelle j'ai aimé travailler.

Enfin, je remercie mes amis qui ont toujours été là pour moi Yasmine et ablaa. Leur soutien

Inconditionnel et leurs encouragements ont été d'une grande aide.

Je remercie mon chat belouta et aussi

À tous ces intervenants, je présente mes remerciements, mon respect et ma gratitude

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à Mes très chers parents, je ne saurais trouver les mots pour vous dire merci, car aucune parole ni expression ne serait suffisamment puissante pour vous exprimer mon immense gratitude et ma reconnaissance éternelle. Merci pour votre soutien, vos encouragements, merci d'avoir cru en moi et de m'avoir Accompagné durant toutes mes études, merci de m'avoir enseigné la vie, merci D'être les personnes que vous êtes, merci d'être mes parents A tous mes frères, à mes sœurs qui ont toujours été là pour moi quand j'ai eu le plus Besoin A tous mes amis et camarades avec qui j'ai passé des moments inoubliables.

A toute personne chère que je n'ai pas pu citer.

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un sous-sol et d'un Rez de chaussée plus (10) étages, implanté à kharroba dans la

Wilaya de MOSTAGANEM. Cette région est classée en zone sismique IIa selon le RPA99

Version 2003.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99), cette étude se compose de quatre parties :

La première entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

La deuxième partie a pour objectif l'étude des éléments secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon et dalle pleine).

L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par logiciel etabs

2019 afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges Permanentes, d'exploitation et charge sismique).

En fin l'étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles, radier général) sera calculée dans la dernière partie.

ملخص

يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لمبنى للاستخدام السكني مكون من بدروم ودور أرضي بالإضافة إلى (10) طوابق تقع بخروبة في

RPA99 وفقاً لـ IIa ولاية مستغانم. تم تصنيف هذه المنطقة على أنها منطقة زلزالية

إصدار 2003.

معدل B.A.E.L91 و RPA99V2003 باستخدام اللوائح الجديدة لحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة ،، تتكون هذه الدراسة من أربعة أجزاء (99

الأول يبدأ الوصف العام للمشروع بعرض للخصائص

المواد ، ثم الأبعاد المسبقة للهيكل وأخيراً نزول الأحمال

الجزء الثاني يهدف إلى دراسة العناصر الثانوية (كمرات ، سلالم ،

حاجز وشرفة وبلاطة صلبة

etabs بدأت الدراسة الديناميكية للهيكل في الجزء الثالث بواسطة برنامج

من أجل تحديد الضغوط المختلفة بسبب الأحمال (الأحمال 2019

الحمل الدائم والتشغيلي والزلزالي

أخيراً دراسة العناصر المقاومة للهيكل (أعمدة ، عوارض ، أشرعة ، بلاطة عامة)

سوف تحسب في الجزء الأخير

Abstract

This project presents a detailed study of a building for residential use consisting of a basement and a ground floor plus (10) floors, located in kharroba in the wilaya of MOSTAGANEM. This region is classified as seismic zone IIa according to the RPA99 2003 version.

By using the new regulations for the calculation and verification of reinforced concrete (RPA99V2003 and B.A.E.L91 modified99), this study consists of four parts:

The first begins the general description of the project with a presentation of characteristics materials, then the pre-dimensioning of the structure and finally the descent of the loads.

The second part aims to study the secondary elements (beams, stairs, parapet, balcony and solid slab).

The dynamic study of the structure was started in the third part by software etabs 2019 in order to determine the various stresses due to the loads (loads permanent, operating and seismic load).

Finally, the study of the resistant elements of the structure (posts, beams, sails, general slab) will be calculated in the last part.

SOMMAIRE

Chapitre I : Généralités

I.1 Introduction.....	16
I.2 Présentation de l'ouvrage.....	16
I.3 Caractéristiques générale :	17
I.3.3 Caractéristiques géotechniques du sol :	18
I.4 Caractéristiques structurales	18
I.5 Domaine d'application des règles B.A.E. L91.....	20
I.6 Caractéristique des matériaux :	20
I.6.1 Béton Armé :	20
I.6.2 Le béton :	21
I.6.3 Résistance du béton.....	21
I.6.5 L'Acier :	23
I.7 Hypothèse de calcul :	24

Chapitre II : Prédimensionnement et descente de charge

II.1 Introduction.....	26
II.2 Le pré dimensionnement des poutres :	26
II.3 Le pré dimensionnement des planches :	27
II.3.1 Plancher à corps creux : à deux éléments fondamentaux :	27
II.3.3 Plancher à dalle pleine :	27
II.4 Descente de charge :	28
II.4.1 Plancher terrasse inaccessible :	28
II .4.3Charges permanentes :	28
II .4. 5sur.Charges d'exploitation :	29
II.5 Prédimensionnements des poteaux :	29

Chapitre III : Etude de planchers :

III.1 Plancher a corps creux :	35
III.2. types de poutrelles :	36
III.3. Détermination des sollicitations des poutrelles :.....	37
III.3.1.Vérification des conditions pour les 3 types de travées des planchers :.....	37
III.4 Planchers terrasse inaccessible :.....	38
III.4.1.Application de la méthode forfaitaire :.....	38
III.4.2.Détermination des armatures :	40
III .5.Ferraillage de poutrelle (type 2) terrasse :	45

III .5.3.Méthode du Caquot minorée :.....	48
III .5. Ferrailage de la travée :.....	53
III.6 Ferrailage de la dalle de compression :.....	54

Chapitre IV : Etude des éléments non secondaires

IV.1 Introduction.....	57
IV.2 Etude des escaliers :	58
IV.2.1 Fonctions d'un escalier :	59
IV.2.2 Descente des charges :	59
IV.2.3. Surcharge d'exploitation :	59
IV.2.4.Calcul les sollicitations :	61
IV.2.5 Calcul de ferrailage :	62
IV.2.6 Vérification de la flèche :	64
IV.2.7 Poutre palière :	65
IV.2.7.1 Le pré dimensionnement de la poutre :	65
IV.2.7.2 Calcul de Ferrailage :	66
IV.3 Etude de l'acrotère :	67
IV.3.1 Définition :	67
IV.3.2 Hypothèses de calcul :	67
IV.3.3 Evaluation des charges et surcharges :	68
IV.3.4 Calcul des sollicitations :	68
IV.3.5 Calcul de l'excentricité :	68
IV.3.6 Ferrailage de l'acrotère ;	69
IV.4 Etude des balcons :	71
IV.4.1 Descente de charges :	71
IV.4.2 Calcule de charge due aux poids de mur :.....	71
IV.4.3 Calcul de ferrailage :	72
IV.4.4 Détermination des contraintes :.....	73
IV.4.5 Vérification des contraintes de cisaillement :	73
IV.4.6 Vérification de la flèche :	74
IV.5 Etude de l'ascenseur :.....	74
IV.5.1 Définition :.....	74
IV.5.2 Etude de la dalle d'ascenseur :	74
IV.5.3 Calcul du ferrailage :.....	75

Chapitre V : Etude sismique

V.1 Introduction.....	79
V.2 Combinaison d'action :	80
V.3 Modélisation de la structure étudiée :	80
V.3.1 Modélisation mathématique... :	81
V.3.2 Description du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional :	81
V.3.3 Modélisation des éléments structuraux :	81
V.4 Méthode de calcul :	81
V.5 La méthode statique équivalente :	81
V.6 La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :	82
V.7 La méthode d'analyse modale spectrale :	82
V.7.1 Détermination du paramètre du spectre de réponse :	82
V.7.2 Spectre de réponse de calcul :	83
V.8 Modélisation :	86
V.8.1 Justification vis-à-vis l'estimation de la période fondamentale :	86
V.8.2 Les dispositions des voiles :	86
V.8.3 Nombre de modes à considérer :	87
V.8.4 Justification vis-à-vis la force sismique :	87

Chapitre VI : Etude des portiques :

VI.1 Introduction :	93
VI.2 Définition :	93
VI.3 Ferrailage des portiques :	93
VI.3.1 Combinaisons d'actions :	93
VI.3.2 Ferrailage des poutres :	93
VI.3.5 Etude des poteaux :	100
VI.3.5.1 Combinaison de charges :	102
VI.3.5.2 Principe de calcul :	102
VI.3.5.3 Ferrailage des poteaux :	102

Chapitre VII : Etude des voiles

VII.1 Etude des Voiles.....	111
VII.1.1 Introduction :	111
VII.1.2 Ferrailage des voiles :	111

Chapitre VIII: Etude de fondation

VIII.1 Introduction.....	117
--------------------------	-----

VIII.1.1 Etude des fondations :	117
VIII.1.2 Choix du type des fondations :	117
VIII.1.3 Les combinaisons d'action :	117
VIII.2 Calcul des semelles :	118
VIII.2.1 Dimensionnement :	118
VIII.2.2 Pré dimensionnement :	118
VIII.3 Etude du radier :	120
VIII.3.1 Prédimensionnement du radier :	120
VIII.3.2 Pré dimensionnement des poutres :	122
VIII.3.3 Détermination des sollicitations :	123
VIII.4 Ferrailage du radier :	124
VIII.4.1 Ferrailage de la dalle :	126
VIII.4.2 Calcul du ferrailage de la dalle pleine :	127

Conclusion générale

Bibliographie

Liste des figures

Chapitre I : Généralités

Figure I.2.1 : coupe de la structure.....	16
Figure I.3.2:vu façade du bâtiment.....	18
Figure I.4.1: Coupe transversale du mur extérieur.....	19
Figure.1.6.4- Evolution de la résistance du béton f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....	21
Figure.1.6.5- Evolution de la resistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression(f_{cj})	22

Chapitre II : Prédimensionnements et descente des charges

Figure II.2.1 : Section des poutres principales.....	27
Figure II.3.1: Nervure du plancher à corps creux.....	27
Figure II-4-2 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux (Plancher terrasse).....	28
Figure II-4.5 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux (étage courant)	29
Figure II.5.2 : Section réduite du béton.	30
Figure II.6.1 : Surface afférente au poteau le plus sollicité.....	31

Chapitre III : Etude des planchers

Figure III .1.: Schéma des calcules	35
Figure III.4-1: section de calcul.....	40
Figure III.4-2: Section de calcul en travée.	40
Figure III.4-3:Section de calcul en appuis.....	42
Figure III.4-4: cas des charges.....	49
Figure III.5-1: Ferrailage de la dalle de compression	55

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

Figure IV.2-1 : vu en plan de la cage d'escalier.....	57
Figure IV.2-2 : coupe sur la cage d'escalier	57
Figure IV.2-3:Escaliers à volées droites avec paliers intermédiaires.....	58
Figure IV.2-6:Les charges appliqués sur volée et palier a L'ELU.....	59
Figure IV.2-7: Les charges appliqués sur volée et palier aL'ELS	60
Figure IV.2-8:uniformité des charges a ELU.....	60
Figure IV.2-9:uniformité des charges à ELS.....	61
Figure IV.2-10:sollicitation des charges a ELU.....	60
Figure IV.2-11:sollicitation des charges a ELS	61
Figure IV.2-12: Section d'escalier à ferrailer.	62
Figure IV.2-13:ferrailage a ELU.....	63
Figure IV.2-14:sollicitation sur la poutre palier.....	65
Figure IV.2-15:ferrailage de la section transversal du poutre palier.....	66
Figure IV.3-1: Coupe transversale de l'acrotère.....	69
Figure IV.3-2: Section de l'acrotère à ferrailer.....	69
Figure IV.3-3:ferrailage de l'acrotère.....	70
Figure IV.4-1:coupe sur le balcon.....	71
Figure IV.5-1 : ferrailage de l'ascenseur :	77

Chapitre V : Etude sismique

Figure V.1-1:Modélisation du bâtiment.....	80
Figure V.7-1:Diagramme du spectre de réponse (Programme du RPA).	86
Figure V.8-1: disposition des voiles type.....	86

Chapitre VI : Etude des portiques

Figure VI.3-1:Section de calcul en travée.....	95
Figure VI.3-4: Ferrailage des poutres secondaires.....	97
Figure VI.3-5:Sollicitation sur les poteaux.....	103
Figure VI.3-6: section de calcul poteau.....	103
Figure VI.3-7: zone nodale [RPA99/2003. Fig.7.2].....	103
Figure VI.3-9:coupe d'un poteau de dimensions (55×55) cm.....	104
Figure VI.3-8:Armatures transversales dans la zone de recouvrement.....	105
Figure VI.3-10:ferrailage de poteau	109
Chapitre VII : Etude des voiles	
Figure VII.1-1:Schéma d'un voile.....	111
Figure VII.1-6:dispositions du ferrailage longitudinal du voile.	115
Chapitre VIII: Etude des Fondation	
Figure VIII.2-1:Semelle isolée.....	118
Figure VIII.3-1:Schéma statique du radier général.....	119
Figure VIII.3-2:panneau le plus défavorable.....	120
Figure VIII.3-3:dimension de la poutre.....	122
Figure VIII.4-1:Schéma du panneau de la dalle.	124
Figure VIII.4-2:Enrobage.	125
Figure VIII.4-3:Section de calcul dans le sens yy.	126
Figure VIII.4-4:ferrailage de la dalle de radier.....	126

CHAPITRE 01

PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET HYPOTHESES DE CALCUL

INTRODUCTION GENERALE

I.1. Généralités :

La conception d'une structure aux normes parasismique est un problème Relativement complexe vu la nécessité de respecter les exigences de sécurité Imposées par les règlements et selon l'importance du projet sans oublier le coté Économique lié aux coûts des matériaux de construction, qui ont tendance à Augmenter, pour minimiser les dépenses et obtenir ainsi le meilleur rapport sécurité/prix.

Le règlement parasismique algérien évolue en parallèle avec l'activité Terrestre pour déterminer les modifications et les rectifications à apporter pour Subvenir aux problèmes et besoins des structures en matière de stabilité sous Forme des lois.

L'étude sera menée sur un bâtiment en sous-sol + RDC+10étages à usage d'habitation implanté en zone de moyenne Sismicité (zone IIa), le bâtiment est constitué par des portiques (poteaux-poutres) Contreventé par des voiles en béton armé. Pour ce faire, nous procéderons comme suit :

- La première étape portera sur la présentation complète du bâtiment, la Définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- La deuxième étape sera la détermination des actions verticales affectant la Structure et le pré dimensionnement des éléments structuraux et non Structuraux du bâtiment
- La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, L'escalier, les poutrelles et la table de compression).
- La quatrième étape consiste à l'application de la méthode dynamique pour déterminer les charges sismiques (horizontales) 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 étabs 9.4.0.
- La cinquième étape sera le calcul de ferrailage des éléments résistants (Poutres ; poteaux ; voiles).
- La sixième étape sera le calcul des fondations (type ; dimensions et Ferrailages).

I.1 Introduction :

Le présent projet consiste à l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation (Sous - sol +RDC+10 étages) en béton armé.

I.2 Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage étudié est un bâtiment RDC + 10 étages, présentant une régularité tant en plan qu'en élévation, dont le système de contreventement est en portiques et par des voiles en béton armé. Le bâtiment est à usage mixte (habitation, commerce) dont le lieu d'implantation est la commune de « kharroba », wilaya de Mostaganem. Cette région est classée comme zone à sismicité moyenne (Zone IIa) selon la classification des zones établie par le règlement parasismique Algérien RPA 99 version 2003.

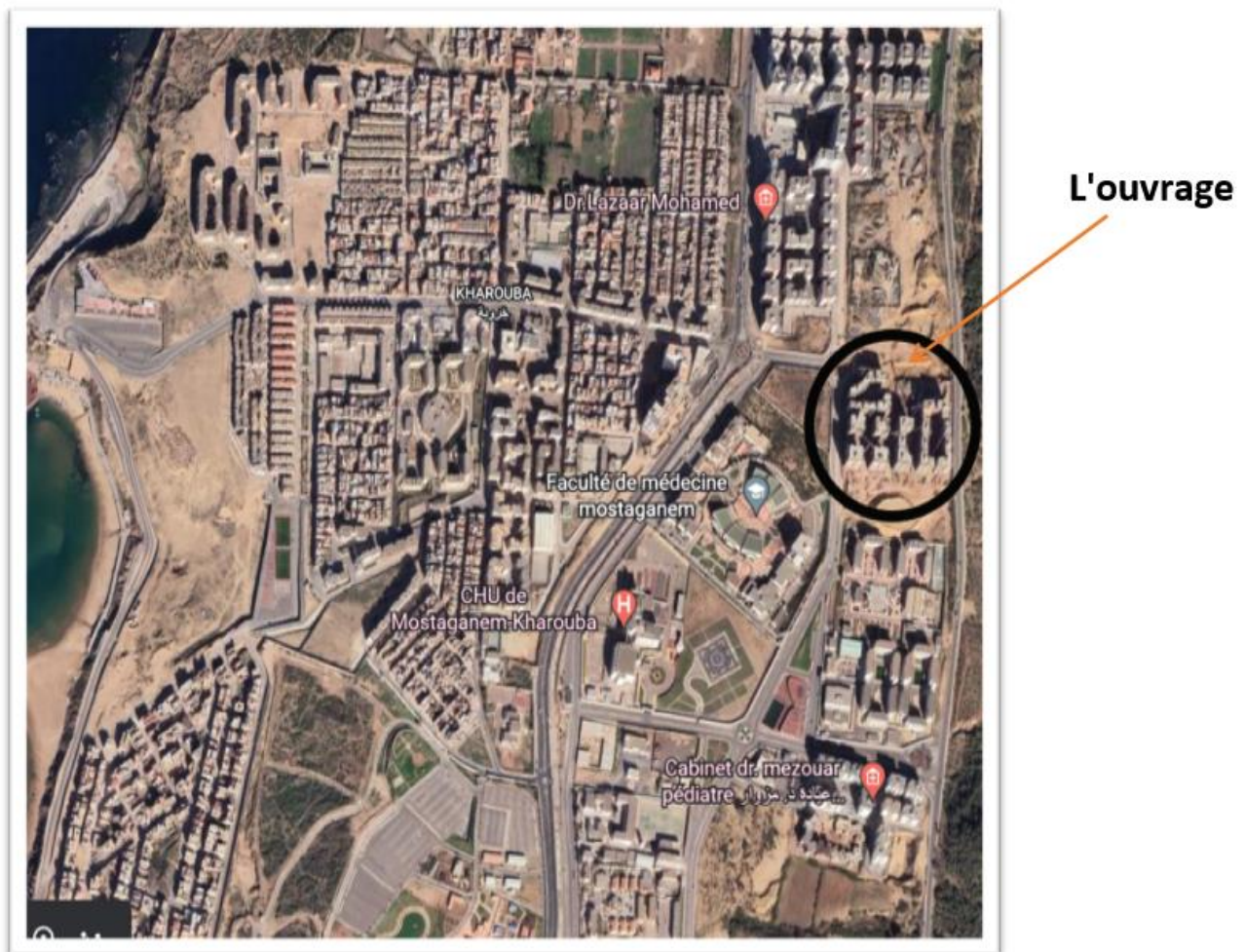


Figure I.1 : Localisation du projet (google earth)

I.3 Caractéristiques générales du projet :

Le bâtiment comporte :

- ❖ Un rez-de-chaussée à usage commercial.
- ❖ Dix étages à usage d'habitation.

Les dimensions du bâtiment:

- ❖ La hauteur du bâtiment est de **38.01 m**
- ❖ La hauteur du rez-de-chaussée est de **5.85**
- ❖ La hauteur de l'étage courant est de 3,23m

Dimensions en plan :

- ❖ Longueur totale : $L_x = 20.50\text{m}$ (sens longitudinal)
- ❖ Largeur totale : $L_y = 10.30\text{ m}$ (sens transversa)

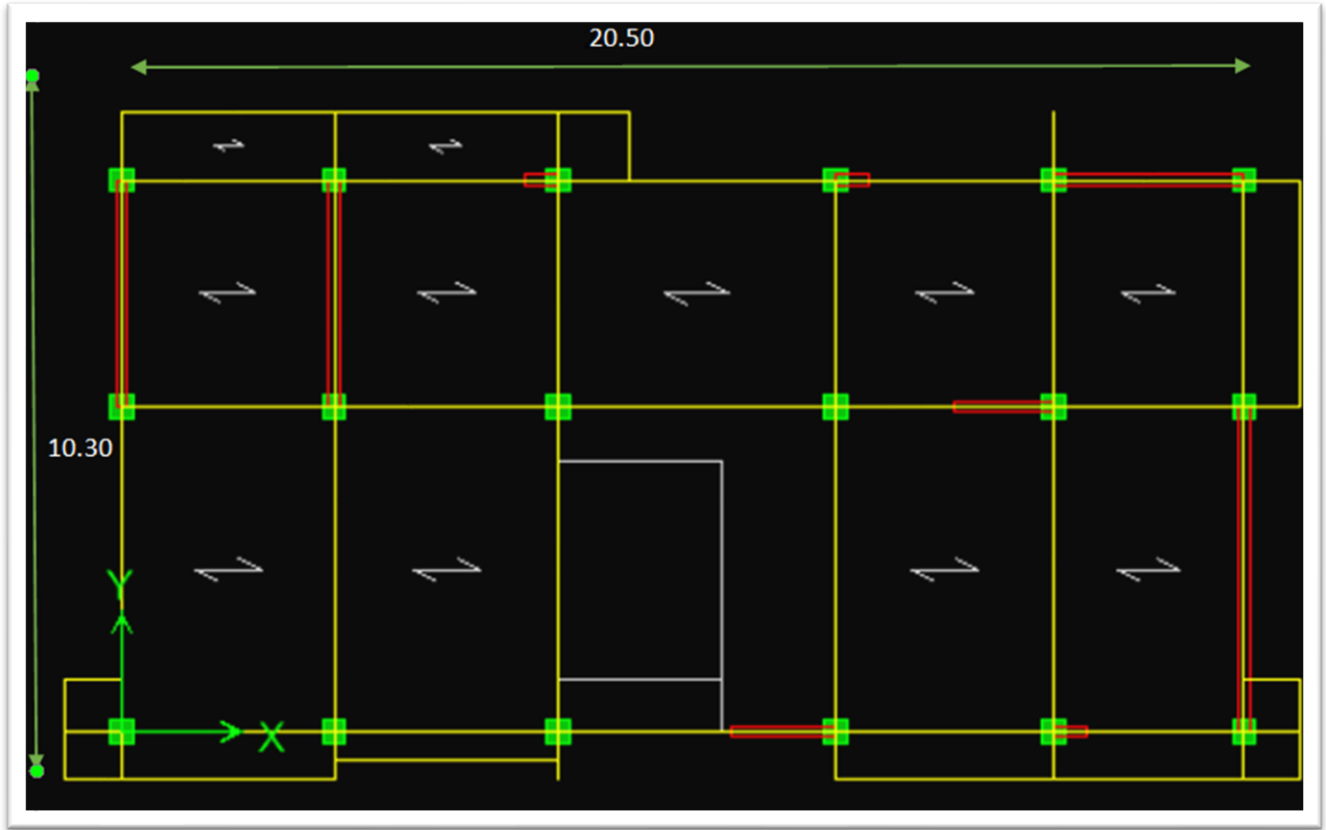


Figure I.3.1. les dimensions de bloc

Logiciel utilise:

Dans cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis ETABS (Version 9.0.7) particulièrement efficace dans la modélisation des bâtiments à plusieurs étages. Il nous a permis non seulement la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure, mais aussi les efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure.

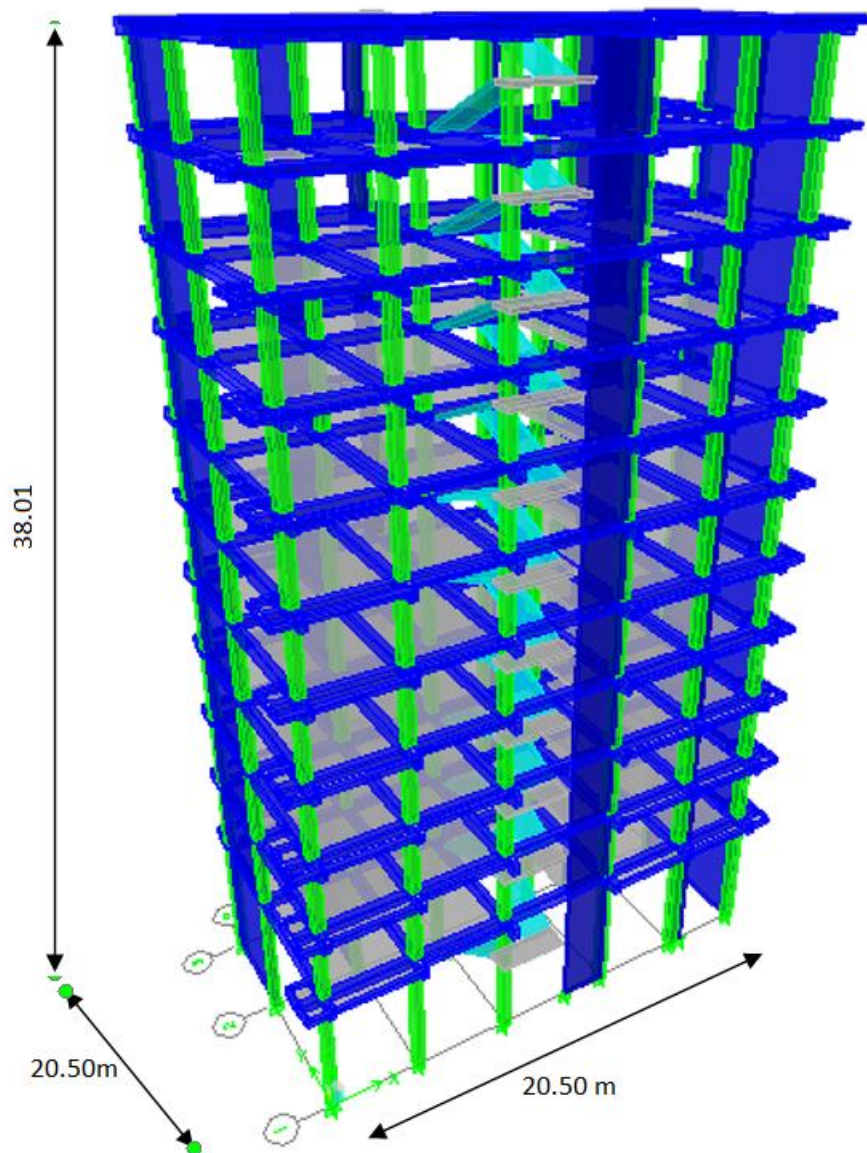


Figure.I.3.2 vu façade du bâtiment

I.3.3 Caractéristiques géotechniques du sol

Données du site :

- ❖ Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA99(version 2003) comme zone à sismicité moyenne (zone IIa).
- ❖ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- ❖ Le site est considéré comme site ferme (S2/site ferme).
- ❖ Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 2,5$ bars d'après le rapport géotechnique

I.4 Caractéristiques structurales :

Système de contreventement :

La structure de notre construction est considérée comme étant une structure mixte (portiques auto stable+voiles de contreventement)

Selon l'article RPA99/version2003 : les ouvrages doivent en général comporte des contreventements qui doivent être disposés de façon à :

- ❖ Reprendre une charge vertical suffisante pour assurer leur stabilité

- ❖ Assurer une transmission directe des forces aux fondations
- ❖ minimizer les effets de torsion

Les plancher dans notre structure sont type :

- ❖ Dalle Plaine pour les balcon
- ❖ Plancher à corps creux dans les autres niveaux.

Les circulations verticales dans notre structure sont composées de :

- ❖ Ascenseur
- ❖ Escaliers

Dans notre structure il y a un seul type d'escalier a deux volées avec un palier intermédiaire, c'est un escalier à paillasse poreuse.

- ❖ Masonries:

Murs extérieurs : ils seront composés en doubles parois :

- ❖ Briques creuses extérieures d'épaisseur 15cm
- ❖ L'âme d'air d'épaisseur de 5cm qui joue un rôle d'isolant
- ❖ Briques creuses intérieures d'épaisseur 10cm

Murs intérieurs : Seront composés de briques creuses d'épaisseur de 10cm ,les parois seront couvertes d'une couche d'enduit à l'intérieur.

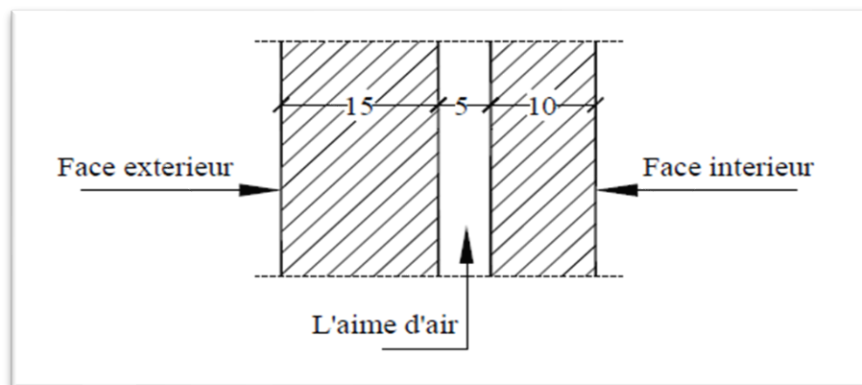


Figure I.4.1: Coupe transversale du mur extérieur

• **Revêtement :**

- Enduit plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Carrelage pour les plancher accessible.
- Plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration d'eau et assurant une isolation thermique.

• **Isolation :**

L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher par contreau niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois qui compose se dernier, et par la minimisation des ponts thermique en cours déréalisation.

L'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le Plancher terrasse.

• L'acrotère :

C'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment encastré au niveau des planchers terrasses. Dans notre projet on a le même acrotère sur les deux planchers de terrasses inaccessibles (terrasse de premier et dernier niveau).

Règlements, normes et documents utilisés :

Notre projet est étudié conformément aux règlements et documents suivants :

- DTR BC 2.2 (Document Technique Réglementaire Charges et Surcharges).
- DTR BC 2.41 (Règle de conception et de calcul des structures en béton armé : CBA 93).
- BAEL 91 modifier 99 (Béton armé aux états limites).
- DTR-BC2.48 (Règlement parasismique algérien RPA99 /version 2003).
- DTR-BC2.331 (Règle de calculs des fondations superficielles).
- Plans d'architectures.
- Conclusion de l'étude géotechnique.

I.5 Domaine d'application des règles B.A.E.L91 :

Les règles de calcul B.A.E.L91 sont applicables à tous les ouvrages et constructions en béton armé dont le béton mis en œuvre est constitué de granulats naturels normaux avec un dosage en ciment au moins égal à 300kg/m².

1.6 Caractéristique des matériaux :

I.6.1 Béton Armé :

C'est le matériau qui constitue l'ossature de notre ouvrage. Il offre une bonne résistance mécanique à cause de ses deux composant :le béton et l'acier.

I.6.2 Le béton :

C'est le résultat d'un mélange convenablement dosé de granulat, de liant, d'eau et d'adjuvant Il offre une bonne résistance aux efforts de compression.

Le béton de notre ouvrage se compose de :

- ❖ Un ciment Portland compose CPJ₄₅ avec dosage de 350kg/m³ (fc28=20Mpa →conditions courantes de fabrication) [**BAEL 91/A.2.1.13**]
- ❖ 800 dm³ de graviers 5/25

- ❖ 400 dm³ de sables 0/5
- ❖ 180 L d'eau proper

I.6.3 Résistance du béton :

- À la compression :

Un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression (C.B.A 93, A2.1.1.1) à l'âge de 28 jours f_{c28} exprimée en MPa

La résistance caractéristique à la compression f_{cj} à l'âge de $j \leq 60$ jours, est :

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

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{si } j < 60 \text{ jours.} \\ \text{si } j > 60 \text{ jours.} \end{array} \right.$$

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{si } j < 60 \text{ jours.} \\ \text{si } j > 60 \text{ jours.} \end{array} \right.$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa :

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{si } j < 28 \text{ jours.} \\ \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{array} \right.$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{si } j < 28 \text{ jours.} \\ \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{array} \right.$$

La résistance a la compression a 28 jours $f_{c28} = 25$ MPa.

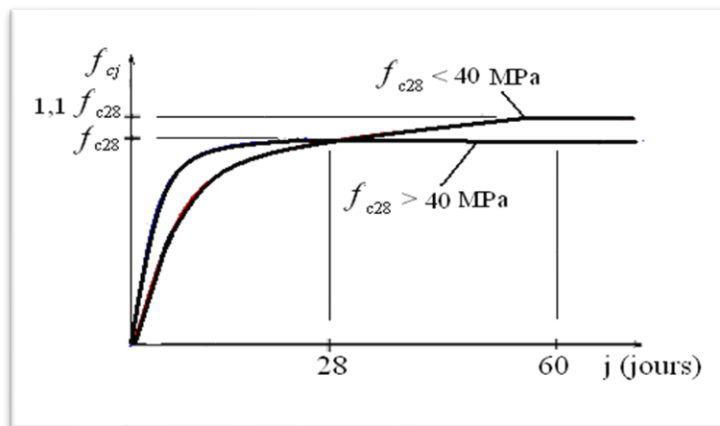


Figure.I.6.4 Evolution de la résistance du béton f_{cj} en fonction de l'âge du béton

On prévoit une résistance du béton à 28 jours de 25MPa facilement atteinte dans les chantiers régulièrement contrôlés. D'où : $f_{c28} = 25$ MPa.

- A la traction : [C.B.A 93/A2.1.1.2] :

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

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60\text{MPa.}$$

$$f_{tj} = 0.275(f_{cj})^{2/3} \quad \text{si } f_{c28} > 60\text{MPa.}$$

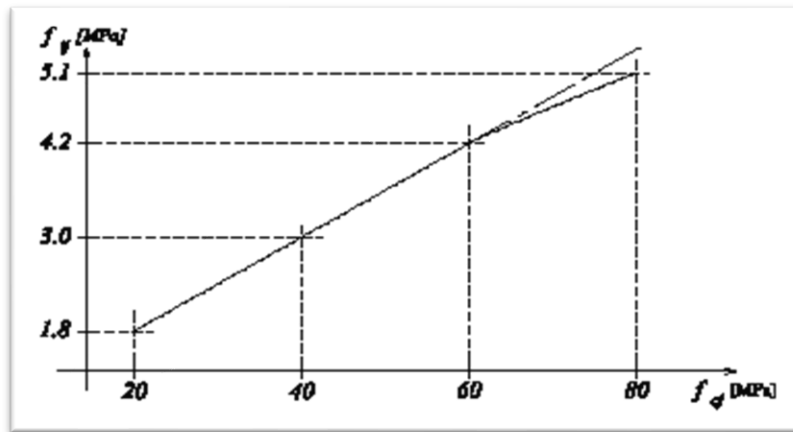


Figure I.6.5- Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj} (BAEL 91)

La résistance à la traction $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

• **Contraintes limites de compression :**

La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime est donnée par :

$$\sigma_b = 0,85 \times f_{c28} / \gamma_b \text{ [C. B. A 93, A. 4. 5. 2]}$$

Avec : $\gamma_b = 1,5$ pour les cas courants (E.L.U).

$\gamma_b = 1,15$ Pour les situations accidentelles.

La contrainte admissible de compression à l'état limite de service est donnée par :

$$\sigma_b = 0,6 \times f_{c28} ; \text{ [C. B. A 93, A. 4. 5. 2].}$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$.

• **Contrainte limite de cisaillement : [C.B.A 93/A5.1.2.1]**

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :

$$\text{Fissuration peut nuire : } \bar{\tau}_u = \min [0,2 \times f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}]$$

$$\bar{\tau}_u = \min [3,34 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}] = 3,34 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : } \bar{\tau}_u = \min [0,15 \times f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}]$$

$$\bar{\tau}_u = \min [2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}] = 2,5 \text{ MPa}$$

• **Module d'élasticité : [C.B.A 93/A2.1.2]**

Le module de déformation longitudinale du béton est donné par la formule suivante :

Module instantané : pour les charges appliquées avant 24h.

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} ; f_{cj} \text{ exprimée en MPa.}$$

Le module différé : pour les charges de long de durée.

$$E_{ij} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} ; f_{cj} \text{ exprimée en MPa.}$$

Dans notre cas on a : $f_{c28} = 25\text{MPa}$

Donc : $E_{i28} = 32164,2\text{ MPa}$ et $E_{v28} = 10818,87\text{ MPa}$.

1.6.5 L'Acier :

Les aciers utilisés comme armatures sont des ronds lisses ou à haute adhérence.

Pour notre projet, on utilise les aciers indiqués sur le tableau :

Aciers	Nuances	f_e (Mpa)	Diamètre
Ronds lisses	FeE235	235	Ø 6 et Ø8
Barres H. A	FeE400	400	8, 10, 12, 14,16 et 20
Treillis soudés en fils lisses	TLE520	520	TS Ø4 (15 × 15) cm ²

Tableau 1 : Valeurs de la limite d'élasticité Fe

L'acier choisi pour les armatures longitudinales est un acier à haute adhérence HA FeE400 type 1 limite d'élasticité ($f_e = 400\text{ MPa}$) ; et pour les armatures transversales est un rond lisse FeE235 ($f_e = 235\text{ MPa}$).

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier « E_s » est pris égal à :

$E_s = 2.105\text{ MPa}$ [C. B. A 93/A2. 2. 1].

Contrainte admissible de l'acier

Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad [\text{BAEL}_{91/\text{A.4.3.2}}]$$

En état limite ultime de résistance :

$$\gamma_s : \text{coefficient de sécurité} \begin{cases} \gamma_s = 1.15 \rightarrow \text{situation normale.} \\ \gamma_s = 1.00 \rightarrow \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

$$\text{D'où on aura} \begin{cases} \sigma_s = 348\text{Mpa} \rightarrow \text{situation normale.} \\ \sigma_s = 400\text{Mpa} \rightarrow \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

En état limite de service :

❖ Fissuration préjudiciable: [BAEL_{91/A.4.3.2}]

$$\bar{\sigma} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot ftj} \right)$$

❖ Fissuration très préjudiciable : [BAEL_{91/A.4.3.4}]

$$\bar{\sigma} = \min (0.5 f_e, 90 \sqrt{\eta \cdot ftj})$$

Avec : ftj :résistances caractéristiques à la traction du béton

η : coefficient de fissuration;

D=1→RL

$D=1.6 \rightarrow HA$

D'où on aura pour une barre à HA :

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_s = 186 \text{Mpa} \rightarrow \text{fissuration préjudiciable.} \\ \bar{\sigma}_s = 152 \text{Mpa} \rightarrow \text{fissuration très préjudiciable.} \end{cases}$$

1.7 Hypothèse de calcul :

- **Calcul eaux états limites de service (E.L.S):**

- ❖ Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armateurs et le béton
- ❖ La résistance de traction de béton est négligée.
- ❖ Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- ❖ Le rapport des modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton est pris égal à:

$$(n = \frac{E_s}{E_b} = 15), n : \text{est appelé coefficient d'équivalence.}$$

- **Calcul aux états limites ultimo (E.L.U) :**

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armateurs et le béton
- Le béton tendu est négligée
- L'allongement relatif de l'acier est limité : 10%.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à

$$\varepsilon_{bc} = 3.5\% \text{ en flexion}$$

$$\varepsilon_{bc} = 2\% \text{ en compression centrée}$$

Chapitre 2

DESCENTE DE CHARGES ET PREDI- MENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX ET NON- STRUCTURAUX

II.1 Introduction

Le pré dimensionnement des éléments résistants (planchers, poutres, poteaux et voiles) est une étape importante qui représente la base de justification à la résistance ; la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

a) Sollicitation verticale : charge permanente et charge d'exploitation

b) Sollicitation horizontale : généralement les séismes.

Le pré dimensionnement de tous les éléments de la structure doit être conforme aux règles

B.A.E.L91-CBA93-RPA99V2003.

II.2 Le pré dimensionnement des poutres :

La hauteur des poutres doit vérifier les conditions suivantes ;

• Critère de flèche :

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

L : la plus grande portée de la poutre.

$$b \geq 20 \text{ cm ;}$$

$$h \geq 30 \text{ cm ;}$$

$$\text{Et } \frac{h}{b} \leq 4$$

Poutre principale :

$$\text{On a } L = 5.4 \text{ m} = 540 \text{ cm}$$

$$\frac{540}{15} \leq h \leq \frac{540}{10} \Rightarrow 36 \leq h \leq 54$$

$$\text{On prend } h = 50 \text{ cm et } b = 40 \text{ cm}$$

Vérification

$$\left. \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 50 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 0.6 < 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

Poutre secondaire :

$$b \geq 20 \text{ cm ; } h \geq 30 \text{ cm ;}$$

$$\text{Et } \frac{h}{b} \leq 4$$

$$\text{On a } L = 3.7 \text{ m} = 370 \text{ cm} \rightarrow 370/15 \leq h \leq 370/10$$

$$\Rightarrow 24 \leq h \leq 37$$

$$\text{On prend } h=35 \text{ cm et } B=30 \text{ cm}$$

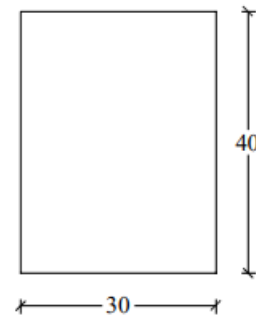


Figure II.2.1 : Section des poutres principales

Vérification :

$$B=30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$$

$$H=35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$$

$$h/b = 1.16 \leq 4$$

Conditions vérifiées

II.3 Le pré dimensionnement des planchers :

Il y a deux types de planchers :

- ❖ Plancher à corps creux
- ❖ Plancher à dalle pleine.

II.3.1 Plancher à corps creux : à deux éléments fondamentaux :

- Eléments résistants (porteurs) ; poutrelles en **T** comportant des aciers de liaison avec la dalle de compression.

- Elément de remplissage (de coffrage) contrefort en béton ou les quelle est coulées la dalle de compression en béton armé d'un trais soudés qui donne l'infomité de répartition des charges.

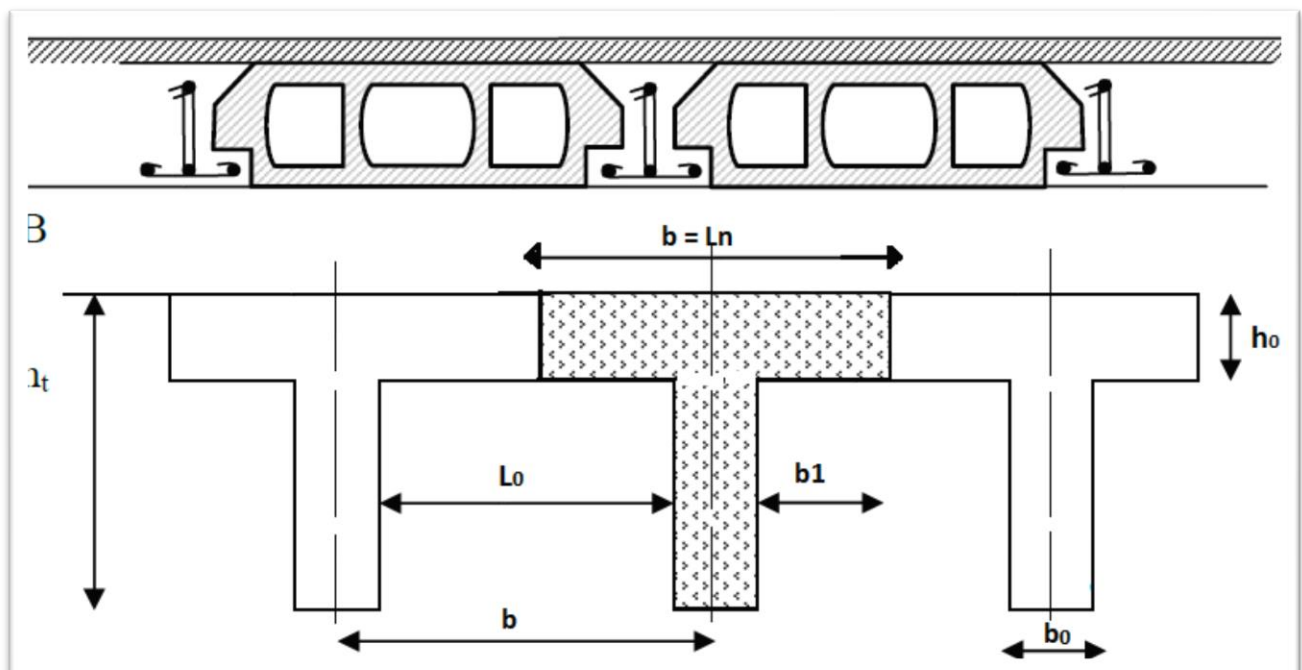


Figure II.3.2: Nervure du plancher à corps creux

II.3.3 Pré dimensionnement de la dalle pleine :

❖ La condition de résistance :

On a $L_x=L_y=450\text{cm} \Rightarrow \rho = \frac{L_x}{L_y} = 1 \Rightarrow$ la dalle porte dans les deux sens :

$$\frac{L_x}{50} \leq ep \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow 9\text{cm} \leq ep \leq 11.25\text{cm}$$

❖ La condition d'isolation acoustique :

- Contre le bruit aérien $ep \geq 14cm.$
- Contre le bruit d'impact $ep \geq 16cm.$

❖ La condition de la sécurité incendie :

- $ep = 7cm$ Pour une heure de coup feu
- $ep = 7cm$ Pour deux heures de coup feu

Alors : on adopte un plancher d'une épaisseur de :

- $HT=20\text{ cm} \Rightarrow \{16\text{ cm} : \text{épaisseur de corps creux}.$
- $4\text{ cm} : \text{épaisseur de la dalle de compression}$

II.3.4. Plancher à dalle pleine :

Le dimensionnement d'un plancher à dalle pleine revient à déterminer son épaisseur (e) qui dépend du nombre d'appuis sur lesquelles repose la dalle.

Puis qu'il n'y a pas des panneaux continus de plancher en dalle plein l'étude de cette dernière était bornée que sur les bêtèlements secondaires

- Dalle pleine (Balcon). - Dalle plein (Ascenseur)

II-4) Descentes de charges :

II-4-1) Plancher à corps creux

Plancher terrasse (non accessible) :

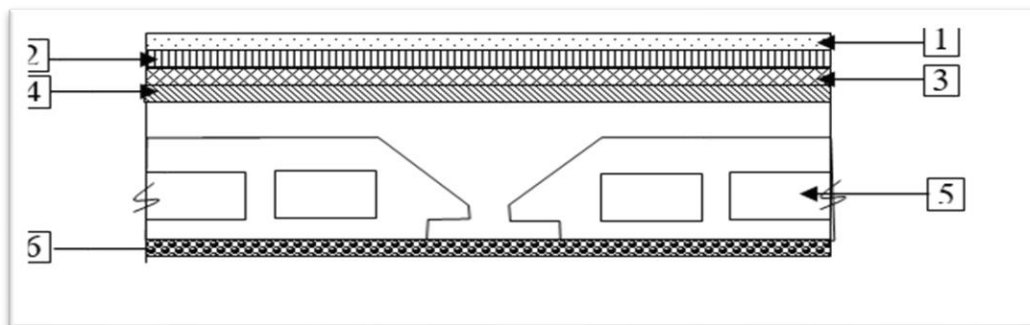


Figure II-4-2 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux (Plancher terrasse)

II .4.3Charges permanentes :

1. Gravillons de protection (4 cm) = 0,04 x 2000	80 Kg/m ²
2. Etanchéité multicouche (2cm)	12 Kg/m ²
3. Chape de réglage en mortier de ciment (2cm)	36 Kg/m ²
4. Forme de pente en béton ($H_{moy} = 6,6 + 4$)cm : 2200x0,106.....	233, 2 Kg/m ²
5. Isolation thermique.....	4 Kg/m ²
6. Corps creux + dalle de compression (16 + 4) cm.....	280 Kg/m ²
7. Enduit au ciment (1,5 cm)	27 Kg/m ²
	G=672,2 Kg/m²

II .4.4. Surcharge d'exploitation :

La terrasse est non accessible=>P=1.00 Kn/m²

Combinaison fondamentale :

ELU : $q_u = (1,35 G + 1,5 P) = (1,35 \times 6.722 + 1,5 \times 1.00) = 10.5747 \frac{Kn}{m^2}$

ELS : $q_{ser} = (G + P) = (672,2 + 1.00) = 7.722 Kn/m^2$

Plancher étage courant :

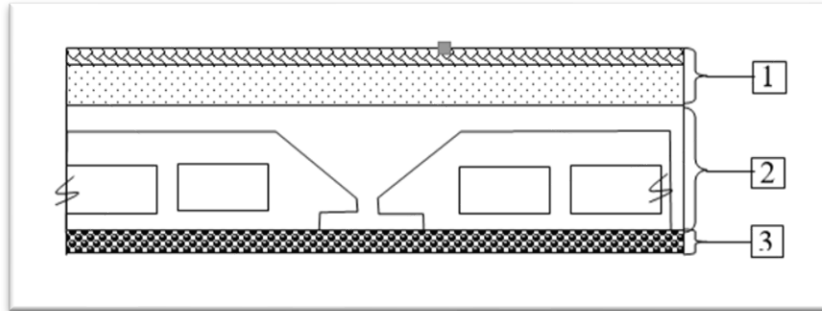


Figure II-4.5 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux (étage courant)

Charges permanentes :

- 1. Carrelage + mortier de pose + sable104 Kg/m²
 - 2. Corps creux + dalle de compression (16 + 4) cm280 Kg/m²
 - 3. Enduit au ciment (1,5 cm) 27 Kg/m²
 - 4. Cloisons légères.....75 Kg/m²
- G=4.86 Kn/m²

Surcharge d'exploitation :

Plancher à usage d'habitation=> P = 1.50 Kn/m²

Combinaisons fondamentales :

ELU : $q_u = (1,35 G + 1,5 Q) = (1,35 \times 4.86 + 1,5 \times 1.50) = 8.811 Kn/m^2$

ELS : $q_{ser} = (G + Q) = (4.86 + 1.50) = 6.36 Kn/m^2$

II.5. Les poteaux :

Pour le pré dimensionnement des poteaux ; on suppose pour le mode de sollicitation une compression centrée

Le pré dimensionnement concerne le poteau le plus sollicité et la section obtenue sera généralement pour les autres poteaux des mêmes niveaux.

Comme le nombre d'étage de ce bâtiment est supérieur à 5, l'évaluation des charges d'exploitation sera effectuée à l'aide de loi de dégression.

II.5.1 Critère de résistance : (BAEL 91)

On doit vérifier que :

$$B_r \geq \frac{K \times \beta \times N_U}{\theta \left(\frac{\sigma_{bc}}{0,9} \right) + 0,85 \left(\frac{A}{B_r} \right) \times \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right)} \dots (1)$$

D'après les règles BAEL 91 on prendra : $A/B_r = 1\%$ soit :

$$B_r \geq \frac{K \times \beta \times N_U}{\theta \left(\frac{\sigma_{bc}}{0,9} \right) + 0,0085 \times \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right)}$$

B_r : Section réduite obtenue en retirant 1cm d'épaisseur de béton sur toute la périphérie du poteau

$$B_r = (a - 2) \cdot (b - 2) \text{ cm}^2 \quad a \leq b$$

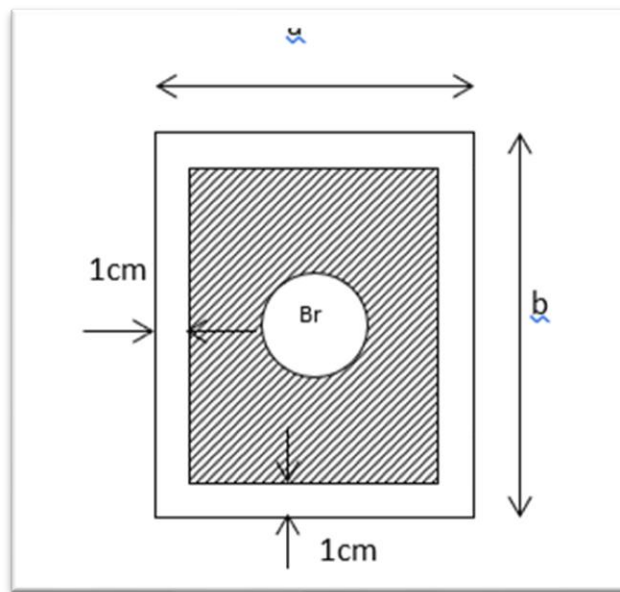


Figure.II.2.5 Section réduite du béton

θ : facteur de durée d'application des charges $\Rightarrow \theta=1$

K: facteur correcteur pour la durée d'application des charges ; les charges étant appliquées généralement après 90 jours $\Rightarrow K=1$

-Condition de flambement :

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

On prend $\lambda=35$ pour que toutes les armatures participent à la résistance.

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

✓ : Contraintes des aciers ($\sigma_s = 348$ MPa)

✓ σ_{bc} : Résistance de calcul du béton comprimée ($\sigma_{bc} = 11,33$ MPa), en introduisant les valeurs dans l'inégalité (1) on trouve : $B_r \geq 0,0077 N_U \dots (3)$

✓ N_u : l'effort normal de compression à l'ELU

✓ $N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$

✓ N_G : L'effort normale dus aux charges permanentes ;

✓ N_Q : L'effort normale dus aux surcharges d'exploitation, qui sera calculé par la loi de dégression des surcharges d'exploitation.

Loi de dégression : Soient :

- ✓ $Q_0=100 \text{ daN/m}^2$: La surcharge sur la terrasse ;
- ✓ $Q_1 = Q_2 = \dots = Q_{n-1} = 150 \text{ daN/m}^2$: Les surcharges des planchers des autres étages;
- ✓ $Q_n= 500 \text{ daN/m}^2$: La surcharge de dernier plancher.

II-5-2) BLOC :

- 09^{ème} étage: $P_2 = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 100 + 0,95(2 \times 150) = 385 \text{ daN/m}^2$
- 08^{ème} étage: $P_3 = Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 100 + 0,90(3 \times 150) = 505 \text{ daN/m}^2$
- 07^{ème} étage: $P_4 = Q_0 + 0,85(Q_1 + \dots + Q_4) = 100 + 0,85(4 \times 150) = 610 \text{ daN/m}^2$
- 6^{ème} étage : $P_5 = Q_0 + 0,80(Q_1 + \dots + Q_5) = 100 + 0,80(5 \times 150) = 700 \text{ daN/m}^2$
- 5^{ème} étage: $P_6 = Q_0 + 0,75(Q_1 + \dots + Q_6) = 100 + 0,75(6 \times 150) = 775 \text{ daN/m}^2$
- 4^{ème} étage: $P_7 = Q_0 + 0,71(Q_1 + \dots + Q_7) = 100 + 0,71(7 \times 150) = 845,5 \text{ daN/m}^2$
- 3^{ème} étage : $P_8 = Q_0 + 0,68(Q_1 + \dots + Q_8) = 100 + 0,68(8 \times 150) = 916 \text{ daN/m}^2$
- 2^{ème} étage: $P_9 = Q_0 + 0,67(Q_1 + \dots + Q_9) = 100 + 0,67(9 \times 150) = 1004,5 \text{ daN/m}^2$
- 1^{ère} étage : $P_{10} = Q_0 + 0,65(Q_1 + \dots + Q_{10}) = 100 + 0,65(10 \times 150) = 1075 \text{ daN/m}^2$
- RDC : $P_{11} = Q_0 + 0,64(Q_1 + \dots + Q_{11}) = 100 + 0,64(11 \times 150) = 1156 \text{ daN/m}^2$
- Soussol: $P_{12} = Q_0 + 0,63(Q_1 + \dots + Q_{12}) = 100 + 0,63(12 \times 150 + 500) = 1549 \text{ daN/m}^2$

II .6. Exemple de calcul (poteau central) :

Surface afférente du poteau :

Pour le pré- dimensionnement des poteaux de notre structure on prendra le poteau le plus chargé :

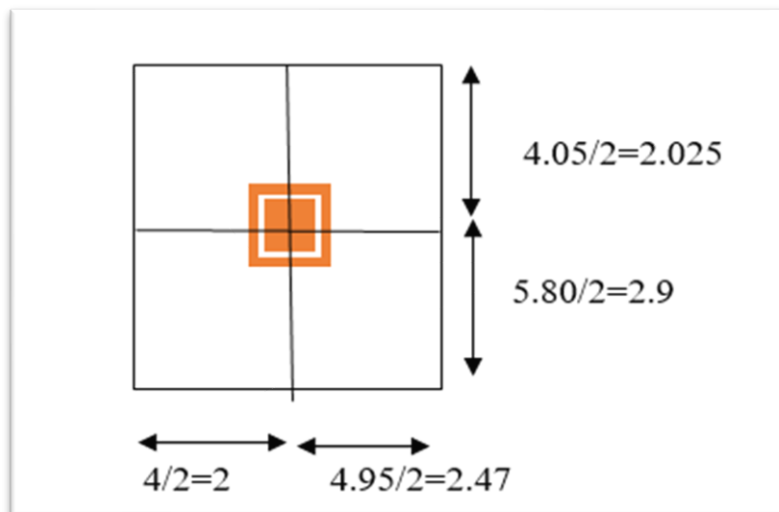


Fig II-6.1. : Surface afférente du poteau

- ❖ La surface afférente du poteau est :
 $S= (2+2.47) \times (2.9+2.025) =22.01 \text{ m}^2$
- ❖ Poids propre des poutres principales et secondaires :
 - P_p (Poutre principale) : $2500 \times 0,50 \times 0,40 = 500 \text{ daN/ml}$

- P_p (Poutre secondaire) : $2500 \times 0,30 \times 0,35 = 262,5$ daN/ml
- ❖ Longueur afférente de la poutre principale :

$$L_{aff(p.s)} = \frac{4,05 + 5,80}{2} = 4,92m$$

- ❖ Longueur afférente de la poutre secondaire :

$$L_{aff(p.s)} = \frac{4 + 4,95}{2} = 4,47$$

Poids total des poutres principales et secondaires dans la surface afférente du poteau.

$$P_t = P_{pp} \times L_{aff(pp)} + P_{ps} \times L_{aff(ps)} = (5\,00 \times 4,92) + (262,5 \times 4,47) \Rightarrow \mathbf{P_t = 36,3337kn}$$

H	ETAGE	G [KN]	Q [KN]	N _{upp} [KN]	N _{ups} [KN]	N _{ulong} [KN]	N _{upot} [KN]	N _{planc} [KN]	N _u [KN]	N _s [KN]	Br [cm ²]	a	choix	verificati on RPA	Verif flambeme nt
3,23	haut 8 eme etage	6,72	1	22,655	19,946		0,000	233,000	275,601	201,700	182,659	15,515	30	19,169	26,109
3,23	haut 7 eme etage	11,58	2,5	45,309	39,893		8,292	427,189	520,683	379,569	345,091	20,577	30	26,349	26,109
3,23	haut 6 eme etage	16,44	3,85	67,964	59,839		16,585	616,419	760,807	554,133	504,236	24,455	30	31,850	26,109
3,23	haut 5 eme etage	21,3	5,05	90,619	79,785		24,877	800,690	995,971	725,390	660,095	27,692	40	36,441	19,582
3,23	haut 4 eme etage	26,16	6,1	113,273	99,731		39,619	980,003	1232,627	898,119	816,942	30,582	40	40,540	19,582
3,23	haut 3 eme etage	31,02	7	135,928	119,678		54,361	1154,356	1464,323	1067,542	970,502	33,153	45	44,186	17,406
3,23	haut 2 eme etage	35,88	7,75	158,583	139,624		73,019	1323,751	1694,977	1236,560	1123,372	35,517	45	47,539	17,406
3,23	haut 1 eme etage	40,74	8,5	181,238	159,570		91,677	1493,146	1925,630	1405,578	1276,241	37,725	50	50,671	15,666
5,85	haut rdc	45,6	9,25	203,892	179,516		114,711	1662,540	2160,660	1577,837	1432,010	39,842	50	53,674	28,373
5,44	haut Avant poteau	55,32	9,25	203,892	179,516	39,248	159,852	1951,741	2534,250	1854,570	1679,613	42,983	55	58,129	23,985
	haut semelle	45,72	9,25	203,892	179,516	39,248	210,286	1666,111	2299,054	1680,351					

Tableau 2: descente des charges

Chapitre 3

ETUDE DE PLANCHER

III.1 Plancher a corps creux :

III.1.1 Bloc :

Détermination des dimensions des poutrelles :

La section transversale de la poutrelle est une section en (Té)

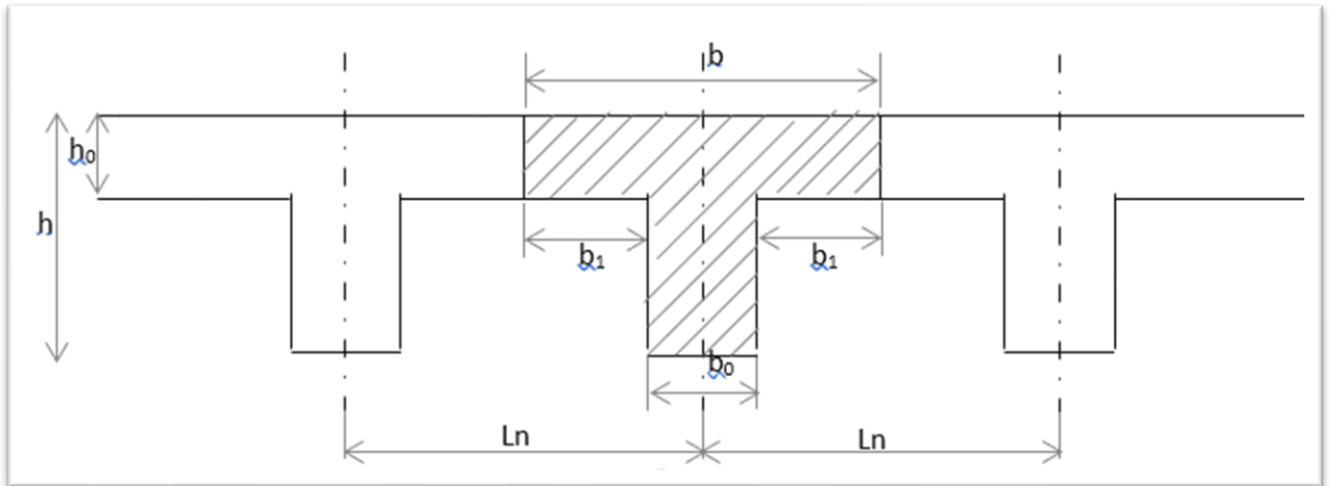


Fig-III-1 Schéma de calcul.

D'après les règles BAEL91 la largeur de la table de compression sera calculée à partir de la plus faible des valeurs suivantes :

$$b_1 \leq \frac{L_n - b_0}{2}$$

$$b_1 \leq \frac{L}{10}$$

$$b_1 \leq (6 \div 8) \times h_0$$

$$b = 2b_1 + b_0$$

Avec : L : la portée entre nus d'appuis de la poutrelle, Et L_n : distance entre axes des nervures.

$L_n = 60$ cm, d'après les normes Algériennes

On prendra $b_0 = 12$ cm.

b doit vérifier les condition suivantes :

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{L_n - b_0}{12} \\ \frac{L}{100} \\ (6 \div 8) \cdot h_0 \end{array} \right.$$

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{60 - 12}{12} = 24 \text{ cm} \\ \frac{340 - 40}{100} = 30 \text{ cm} \\ (6 \div 8) \cdot 4 = (24 \div 32) \text{ cm} \end{array} \right.$$

On prendra : $b_1 = 24$ cm

Et $b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 24 + 12 = 60$ cm .

La hauteur de l'entre vous et du plancher dépend de la portée des poutrelles. Par contre, L'entraxe Entre ces poutrelles est de 60 cm.

Pour la disposition des poutrelles il y a deux critères qui conditionnent le choix du sens De disposition qui sont :

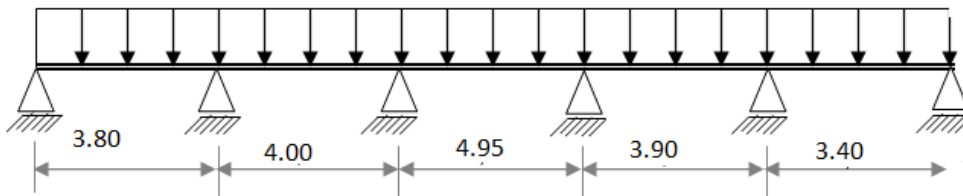
✓ Critère de la petite portée : Les poutrelles sont disposées parallèlement au plus Petite Portée.

✓ Critère de continuité : Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les Poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

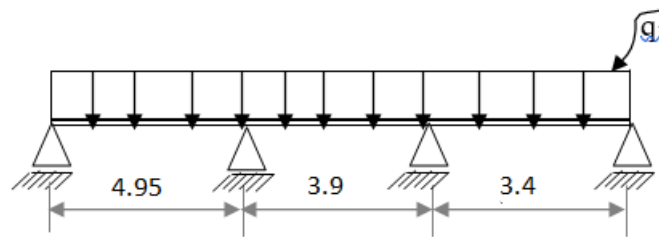
Dans notre cas il y a 3 types des poutrelles pour plancher terrasse et plancher étage courant

• III.2. Types de poutrelles :

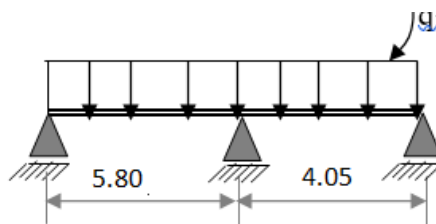
III .2.1 Type 01 :



III .2.2. Type 02 :



III .2.3. Type 03 :



III.3. Détermination des sollicitations des poutrelles :

D'après le **B.A.E.L 91** pour la détermination des efforts tranchants et des moments fléchissant dans le cas des poutrelles, on utilise l'une des trois méthodes :

✓ Méthode forfaitaire.

✓ Méthode de Caquot.

✓ Méthode des trois moments

Condition d'application de la méthode forfaitaire :

Un plancher est dit à charge d'exploitation modérée si :

a) La surcharge d'exploitation : $p \leq \min (2G ; 5\text{KN/m}^2)$.

b) Les moments d'inertie des sections transversales sont identiques le long de la poutre

c) Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 (25%)

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$$

d) La fissuration ne compromet pas la tenue de béton armé et de ces revêtements (FPP).

- Si a, b, c et d sont vérifiées, on appliquera la méthode **forfaitaire**.

- Si a n'est pas vérifiée (cas des planchers à charge d'exploitation relativement élevée), on appliquera la méthode de **Caquot**.

- Si a est vérifiée mais une ou plus des trois conditions b, c et d ne le sont pas, on appliquera la méthode de **Caquot minorée**.

Les poutrelles type 1 sont calculées par la méthode RDM, et les poutrelles type 2 sont calculées avec la méthode de forfaitaire d'après vérification des tous les conditions :

NB : le calcul de travée hypostatique se fait par la méthode RDM.

III.3.1. Vérification des conditions pour les 3 types de travées des planchers :

- Planchers terrasse (poutrelle type 1) :

❖ $Q = 1 \text{ KN/m}^2$, Donc $Q = 1 \text{ KN/m}^2 < \max (2G ; 5)$.

❖ Les moments d'inerties sont constants.

❖ $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = 3,80/4 = 0,95 \leq 1,25 \rightarrow \text{CV}$

❖ $0.8 \leq \frac{l_{i+1}}{l_i} = 4/4,95 = 0,80 \leq 1,25 \rightarrow \text{CV}$

❖ $0.8 \leq \frac{l_{i+1}}{l_i} = 3,90/3,40 = 1,14 \leq 1,25 \rightarrow \text{CV}$

4. La fissuration est peu nuisible.

Conclusion : La méthode forfaitaire est applicable.

- Planchers terrasse (poutrelle type 2) :

❖ $Q = 1 \text{ KN/m}^2$, Donc $Q = 1 \text{ KN/m}^2 < \max (2G ; 5)$.

❖ Les moments d'inerties sont constants.

❖ $0,8 \leq l_{i+1}/l_i = 4,05/5,80 = 0,69 \leq 1,25 \rightarrow \text{CV}$

❖ $0,8 \leq l_{i+1}/l_i = 4,95/3,90 = 1,25 = 1,25 \rightarrow \text{CV}$

Conclusion : la condition b n'est pas vérifiée alors on applique la méthode de **Caquot minorée**

Planchers étage courant :

$$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

Les longueurs de 4 types de travées de planchers terrasse sont les mêmes que les longueurs de travées de plancher étage courants.

Donc : poutrelles (type 1 et 3) sont calculées par la méthode forfaitaire, et la poutrelle type 02 calculée par la méthode de caquot minorée.

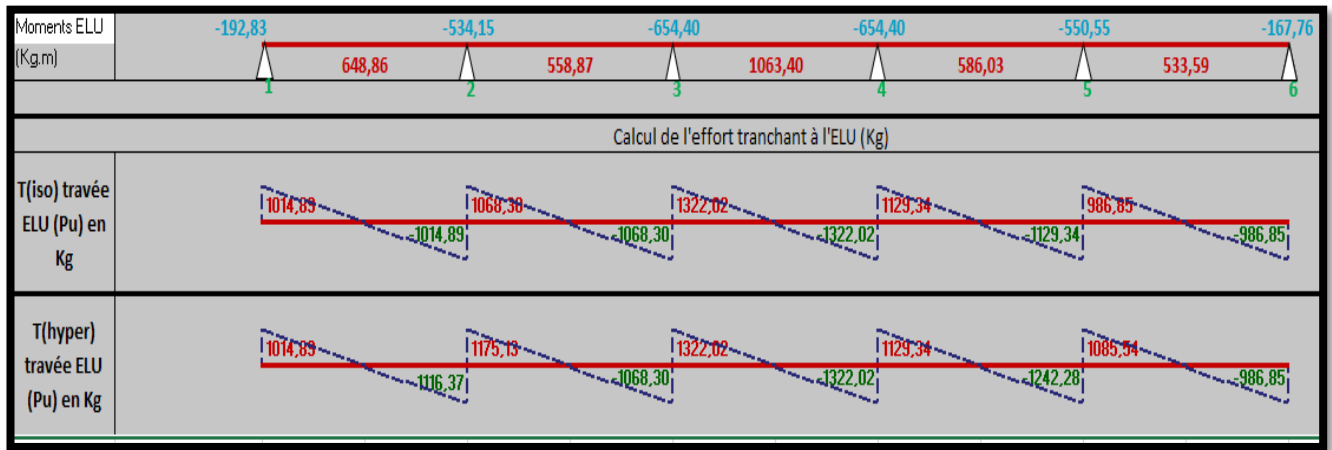
III.4 Planchers terrasse inaccessible :

III.4.1. Application de la méthode forfaitaire :

Exemple de calcul : Poutrelle Type :

Calculs par la Méthode Forfaitaires					
Portée (m)	3,8	4	4,95	3,9	3,4
g : permanentes(kg/m)	329	329	329	329	330
q : exploitation(kg/m)	60	60	60	90	90
Pu=(1.35g+1.5q) charge ELU en (kg/m)	534,15	534,15	534,15	579,15	580,5
Ps=(g+q) charge ELS en (kg/m)	389,00	389,00	389,00	419,00	420,00
0.8<li/li-1<1.25	1,05	1,24	0,79	0,87	
Tab.3. Calculs par la Méthode Forfaitaires Poutrelle Type					

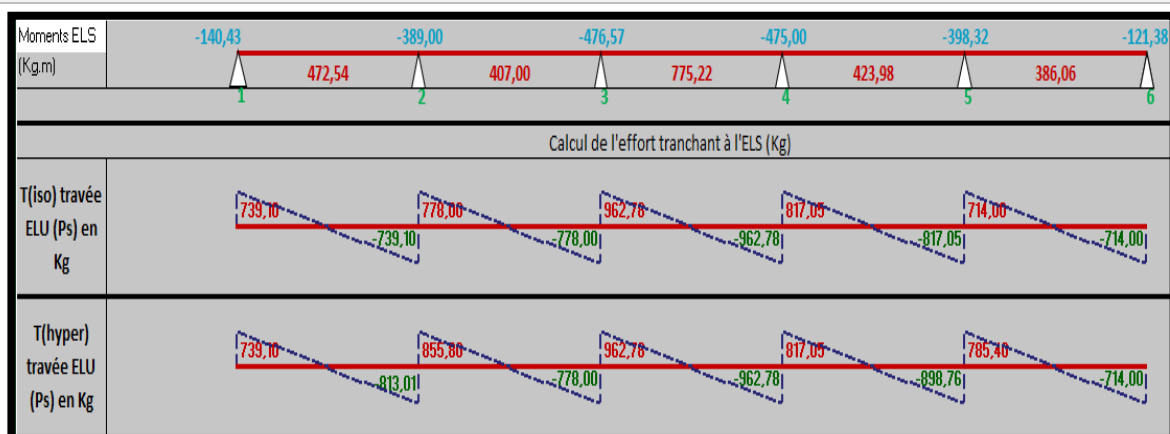
Calcul des moments à l'ELU (Kgm)						
M(iso) travée ELU (Pu)	964,14	1068,30	1636,00	1101,11	838,82	
Ma (appui)	-192,83	-534,15	-654,40	-654,40	-550,55	-167,76
Mt (travée) en kg.m	600,79	558,87	855,85	586,03	530,26	
α(travée)	0,154	0,154	0,154	0,215	0,214	
Mt+(Mw+Me) /2	964,28	1153,14	1510,25	1188,51	889,42	
Maxi[(1+0.3α) Mo ;1.05Mo]	1012,35	1121,72	1717,80	1172,06	892,75	
Condition (Ligne31>Ligne32)	Non Vérifiée	Vérifiée	Non Vérifiée	Vérifiée	Non Vérifiée	
Mt (travée à prendre) en kgm	648,86	558,87	1063,40	586,03	533,59	
Tab.4. • Calcul des moments à l'ELU (KN.m)						



Tab .5. Calcul de l'effort tranchant à l'ELU (KN)

Calcul des moments à l'ELS (Kg.m)						
M(iso) travée ELS (Ps)	702,145	778	1191,434063	796,62375	606,9	
k(travée)	1,373	1,373	1,373	1,382	1,382	
Ma(appui)	-140,43	-389,00	-476,57	-475,00	-398,32	-121,38
Mt(travée) en kg.m	437,53	407,00	623,28	423,98	383,65	
Mt+(Mw+Me)/2	702,25	839,79	1099,07	860,64	643,50	
Maxi[(1+0.3α)Mo;1.05Mo]	737,25	816,90	1251,01	847,96	645,92	
Condition (Ligne31>Ligne32)	Non Vérifiée	Vérifiée	Non Vérifiée	Vérifiée	Non Vérifiée	
Mt (travée à prendre) en kg.m	472,54	407,00	775,22	423,98	386,06	

tab.6.Calcul des moments à l'ELS (Kg.m)



Tab .7. Calcul de l'effort tranchant à l'ELS (KN)

III.4.2. Détermination des armatures :

Ferraillage de poutrelle (type 1) terrasse :

A. En travée

❖ Etat limite ultime (E.L.U) :

Moment de travée = 9.81 KN.m.

• Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

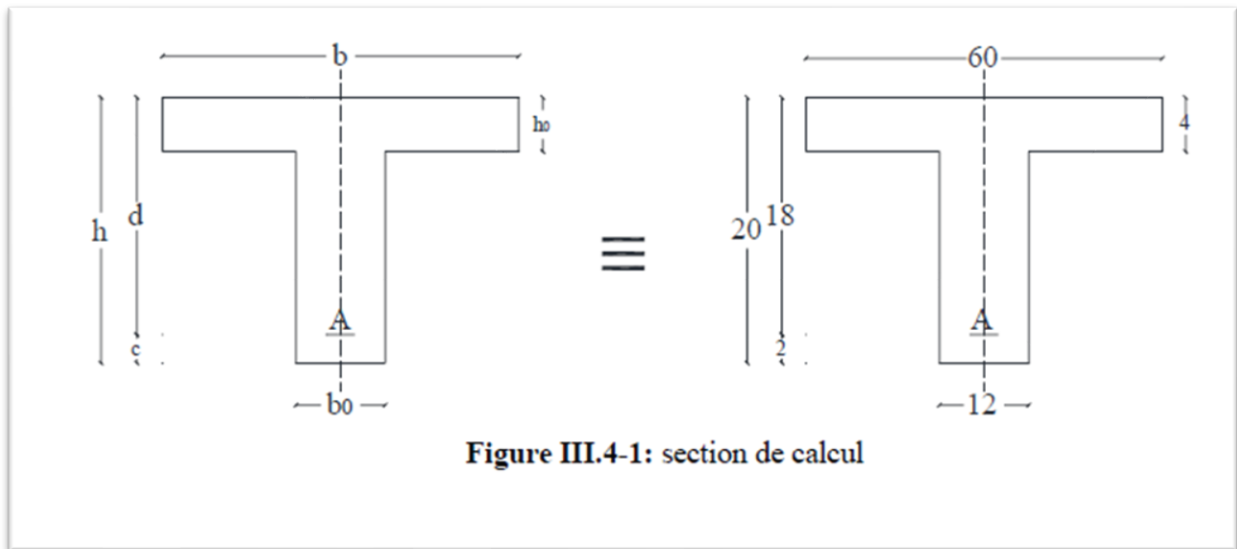


Figure III.4-1: section de calcul

On a $h = 20$ cm, $c = 2$ cm et $d = 18$ cm.

Moment de table M_t

$$M_t = \sigma_b \times b \times h_o \left(d - \frac{h_o}{2} \right) = 14,2 \times 60 \times 4 \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 54,52 \text{ KN.m}$$

$M_{\max} = M_{\text{travée}} = 9.81 \text{ KN.m} < M_T = 54,52 \text{ KN.m} \Rightarrow$ la zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimension $(b \times h)$ cm² $= (60 \times 20)$ cm

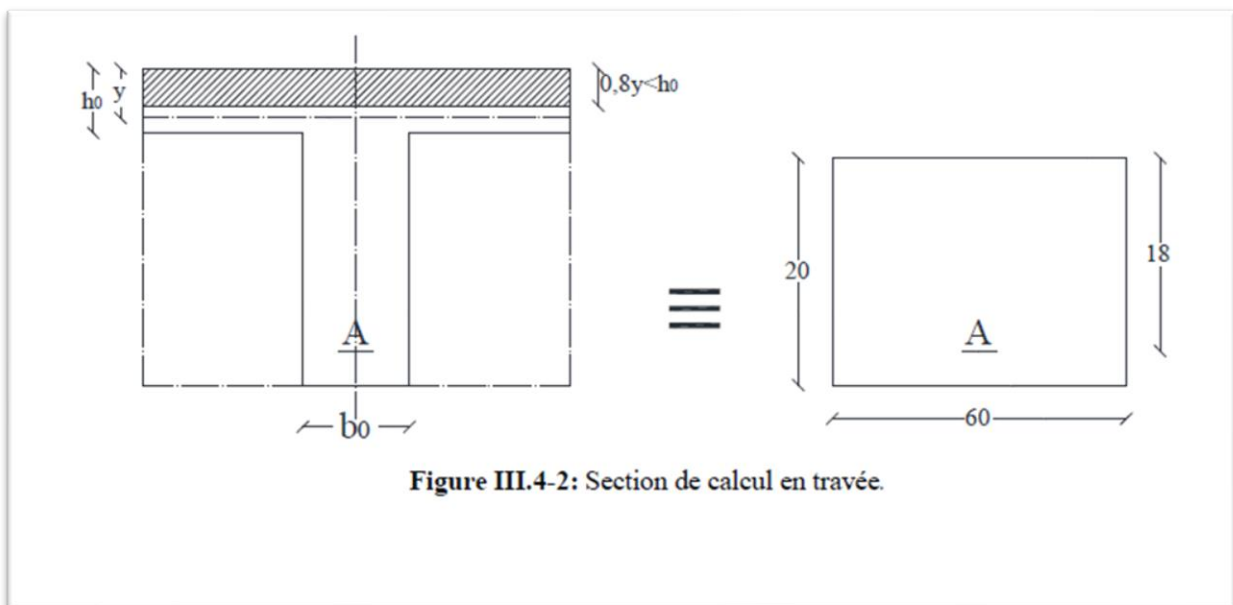


Figure III.4-2: Section de calcul en travée.

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\diamond \mu = \frac{M_{Tmax}}{\sigma_b b d^2} = \frac{9816}{11.33.60.18^2} = 0.03 \quad \mu = 0.035 < \mu l = 0.392 \text{ acier (Fe E400)}$$

$$\diamond 1000\varepsilon_1 > 1000\varepsilon_2 \Rightarrow \sigma_s = \frac{Fe}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Les armatures tendues :

$$\diamond A = \frac{M_{tmax}}{\sigma_s \beta d}$$

$$\diamond \mu = 0.026; \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.026)}) = 0.033 \text{ et } \beta = 1 - 0.4(0.033) = 0.987$$

$$\rightarrow A = \frac{9816}{348 \cdot 0.986 \cdot 18} = 1.58 \text{ cm}^2.$$

• Condition de non fragilité :

$$\diamond f_{t28} = 0.6 \times 0.06(25) = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$\diamond A_{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1/400 = 0.26 \text{ cm}^2.$$

Alors : $A = \text{Max}(A_{cal} = 1.58 \text{ cm}^2; A_{min} = 0.26 \text{ cm}^2)$ donc $A = 1.58 \text{ cm}^2 \rightarrow$ on adopte les armatures longitudinales de travée **Alt= 3HA10 = 2,36 cm**

•Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{t/ser} = 7418 \text{ N. m}$$

• Vérification de l'étendu de la zone comprimée

Position de l'axe neutre :

$$\diamond H = \frac{bh_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{60 \cdot 4^2}{2} - 15 \cdot 2,35(18 - 4) = -13,5 < 0$$

\Rightarrow L'axe neutre se trouve dans la nervure \Rightarrow Section en T

$$\diamond D = \frac{(b-b_0)h_0 + 15A}{b_0} = \frac{(60-12)4 + 15 \cdot 2,36}{12} = 18,95 \text{ cm}$$

$$\diamond E = \frac{(b-b_0)h_0^2 + 15A \cdot d}{b_0} = \frac{(60-12)4^2 + 30 \cdot 2,36 \cdot 18}{12} = 170,2 \text{ cm}^2$$

$$\diamond Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -18,94 + \sqrt{18,94^2 + 169,75} = 4,050 \text{ cm}$$

$$\diamond I = \frac{bY_1^3 - (b-b_0)(Y_1-h_0)^3}{3} + 15A(d - Y_1)^2 = 7216,97 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{tmax}^s}{I} = 0.99$$

$$\diamond K = 1.03$$

$$\diamond \sigma_b = KY_1 = 0.99 \cdot 4,05 = 4,01 \text{ MPa}$$

$$\diamond \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 20 = 12 \text{ MPa}$$

- Flexion simple

- Section rectangular $\Rightarrow \alpha \leq \gamma - 1/2 + f_{c28}/100 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$

- Lacier Fe E400

$$\text{Avec: } \gamma = M_{tu}/M_{ts} = 9816/7148 = 1,33$$

$$\alpha = 0,037 \leq \gamma - 1/2 + f_{c28}/100 = 1,37 - 1/2 + 25/100 = 0,435 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Conclusion :

$$\sigma_b \leq \sigma \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ Mpa}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues

(Aucune vérification pour (s).

• Condition de flèche :

Selon article **B.6.5.3 CBA93** (valeurs limites des flèches)

$$\text{on a } f \leq \bar{f} = l/500 (l < 5m)$$

$$I_f v = b \times h^3/12 = (0,6 \times 0,043)/12 + (0,12 \times 0,163)/12 = 0,00004416$$

$$E_v = 3700^3 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,9$$

$$M_u = 9816 \text{ KN.m et } f = M \times l^2 / 10 \times E_v \times I_f v =$$

$$9816 \times 4,95^2 / 10 \times 10818,9 \times 10^5 \times 0,00004416 = 0,50 \text{ cm.}$$

$$\bar{f} = 495/500 = 0,99$$

$$f = 0,50 \text{ cm} < \bar{f} = 0,99 \text{ cm} \rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

B. En appuis :

Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_a = -8,18 \text{ KN.m.}$$

Noter bien : le moment en appui $M_a = -8,18 \text{ KN.m} < 0 \rightarrow$ la table de compression se trouve dans la zone tendue est-elle est négligeable dans le calcul de résistance, on néglige les ailettes et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimension $(b_0 \times h)$.

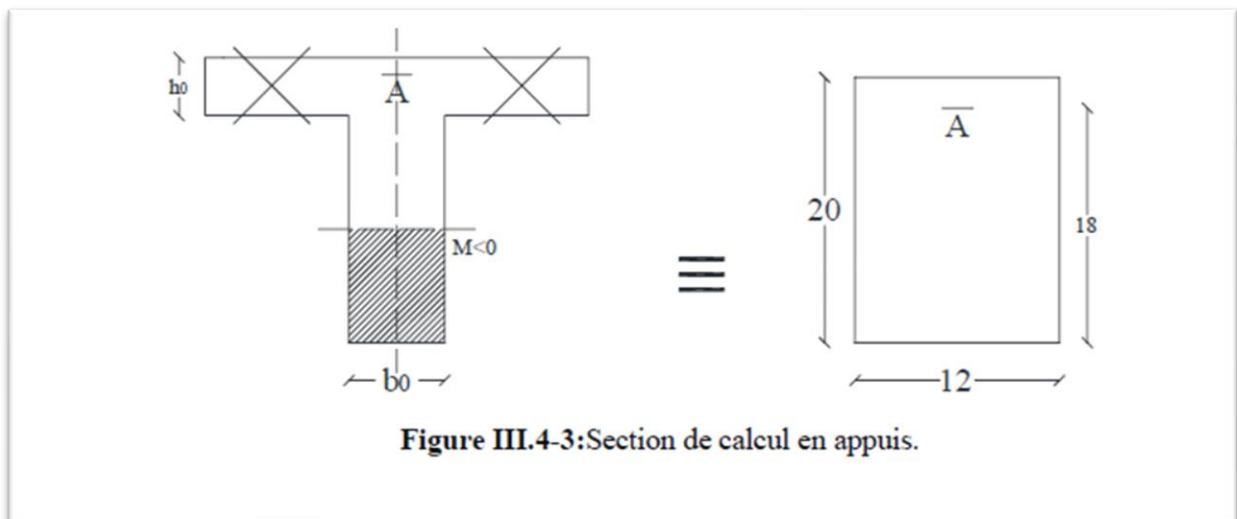


Figure III.4-3: Section de calcul en appuis.

• Vérification si $\exists A'$:

$$\mu = \frac{M T \max}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{6100}{14,2 \times 60 \times 18^2} = 0,029 \quad \mu = 0,029 < \mu_l = 0,392$$

Acier (FeE400) $\rightarrow A' \nexists$ et $1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \rightarrow \sigma_s = f_e/\gamma_s = 400/1,15 = 348 \text{ mpa}$

Les armatures tendues

$$A = M_{appuis} / \sigma_s \times \beta \times d$$

$$\mu = 0.021; \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.029)}) = 0.037 \text{ et } \beta = 1 - 0.4(0.029) = 0.998$$

$$\rightarrow A = 8180/348 \times 0.998 \times 18 = 1.3 \text{ m}^2$$

• **Condition de non fragilité :**

$$f_{t28} = 0.6 \times 0.06(25) = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28} / f_e = 0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1 / 400 = 0.26 \text{ cm}^2$$

Alors : $A = \max(A_{cal} = 1.3 \text{ cm}^2, A_{min} = 0.26 \text{ cm}^2)$ donc $A = 1.3 \text{ cm}^2$

• **Choix des armatures**

On adopte les armatures longitudinales d'appuis **Alt= HA14 = 1,54 cm²**.

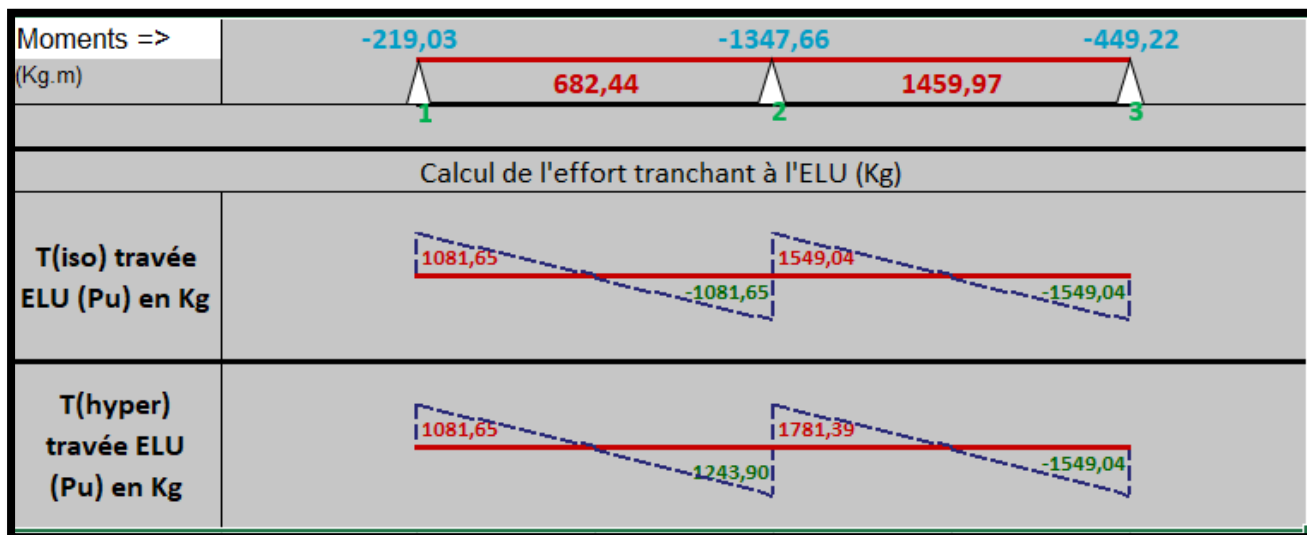
Exemple de calcul : Poutrelle Type 2 :

Calculs par la Méthode Forfaitaires			
Portée (m)	4,05	5,8	
g : permanentes(kg/m)	329	329	
q : exploitation(kg/m)	60	60	
Pu : charge ELU en (kg/m)	534,15	534,15	
Ps : charge ELS en (kg/m)	389,00	389,00	
0.8 < li/li-1 < 1.25		1,43	

Tab.8. Calculs par la Méthode Forfaitaires les moments à l'ELU (Kg.m)

M(iso) travée ELU (Pu)	1095,17	2246,10	
Ma (appui)	-219,03	-1347,66	-449,22
Mt (travée) en kg.m	682,44	1399,63	
α (travée)	0,154	0,154	
Mt+(Mw+Me)/2	1465,79	2298,07	
Maxi[(1+0.3 α)Mo;1.05Mo]	1149,93	2358,41	
Condition (Ligne15>Ligne16)	Vérifiée	Non Vérifiée	
Mt (travée à prendre) en kg.m	682,44	1459,97	

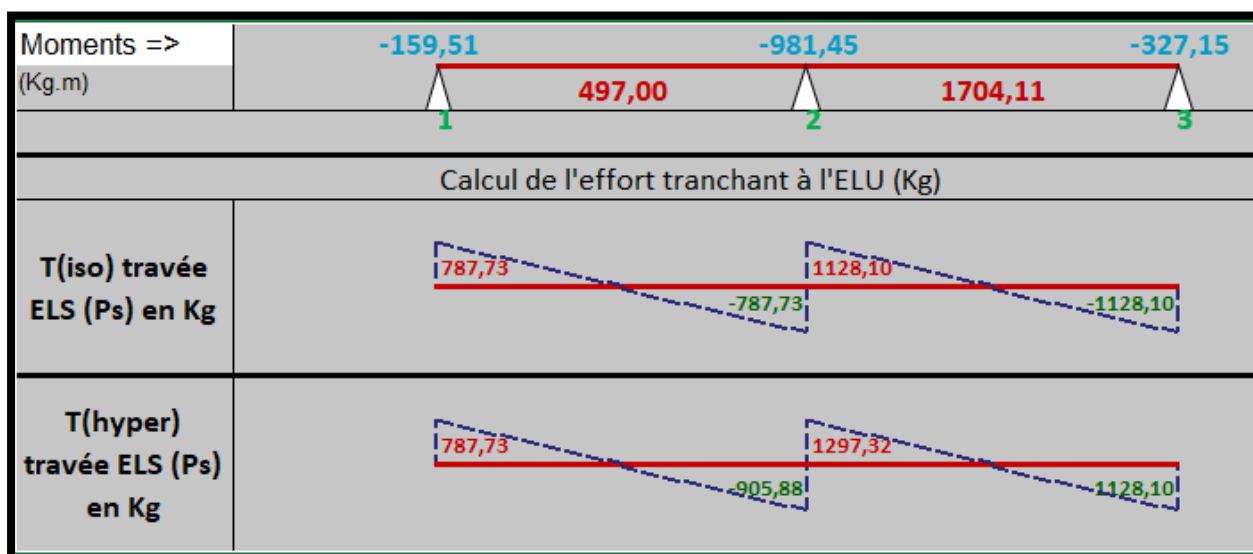
Tab.9. Calculs par la Méthode Forfaitaires les moments à l'ELU (Kn.m)



Tab.10. Calcul Moments à l'ELU (KN.m)

M(iso) travée ELS (Ps)	797,5715625	1635,745	
k(travée)	1,373	1,373	
Ma(appui)	-159,51	-981,45	-327,15
Mt(travée) en kg.m	497,00	1019,29	
Mt+(Mw+Me)/2	1067,48	1673,59	
Maxi[(1+0.3α)Mo;1.05Mo]	837,45	2358,41	
Condition	Vérifiée	Non Vérifiée	
Mt (travée à prendre) en kg.m	497,00	1704,11	

Tab.11. Calcul des moments à l'ELS (Kg.m)



Tab.12. Calcul l'effort tranchant a l'EIU

III .5. Ferrailage de poutrelle (type 2) terrasse :

Destination	travée	Appui
Moment (kg.m)	1459.97	1347,66
μ	0.005	0.005
A	0.006	0.006
B	0.998	0.998
A cal (cm ²)	0.23	0.23
A min (cm ²)	0.26	0.26
A adopte (cm ²)	3H=1.51	3H8=1.51

Tab.13. Etat limite ultime (E.L.U) :

Destination	travée	Appui
Moment (kg.m)	1704.11	981.45
μ	0.006	0.004
A	0.01	0.005
B	0.996	0.998
A cal (cm ²)	0.27	0.16
A min (cm ²)	0.26	0.26
A adopte (cm ²)	3H=1.51	3H8=1.51

Tab.14. Etat limite ultime (E.L.S)

• Vérification pour E L S :

Si $\alpha \leq \gamma - 1/2 + f_c 28/100$ et $\gamma \frac{m_u}{m_s} = 1459.97/1704.11 = 0.86$ et $\alpha \leq (0.86 - 1)/2 + 25/100 = 0.18$

En travée :

❖ $M_u = 1459.97 \text{ Kg.m} \rightarrow M_s = 1704.11 \text{ Kg.m}$

❖ $\gamma = 0.86$ et $\alpha = 0.006 < 0.18$

En appuis :

❖ $M_u = 1347.66 \text{ Kg.m} \rightarrow M_s = 981.45 \text{ Kg.m}$

❖ $\alpha = 0.01 < 0.86 \rightarrow \text{CV}$

$= 1.50 \text{ kn/m}^2 \times 0.6 \text{ m} = 0.9 \text{ KN/m}$

Donc les armatures calculées en E L U conviennent à l'E L S.

Les poutrelles du plancher étage courant équilibrent une charge de :

$$\diamond Ge = 4.86 \text{ kn/m}^2$$

$$\diamond Qe = 1.50 \text{ kn/m}^2$$

Et on tenir en compte une trame de 60 cm les charges devient à :

$$\diamond Gt = 4.86 \text{ kn}$$

$$\diamond m^2 \times 0.6m = 2.92 \text{ KN/m}$$

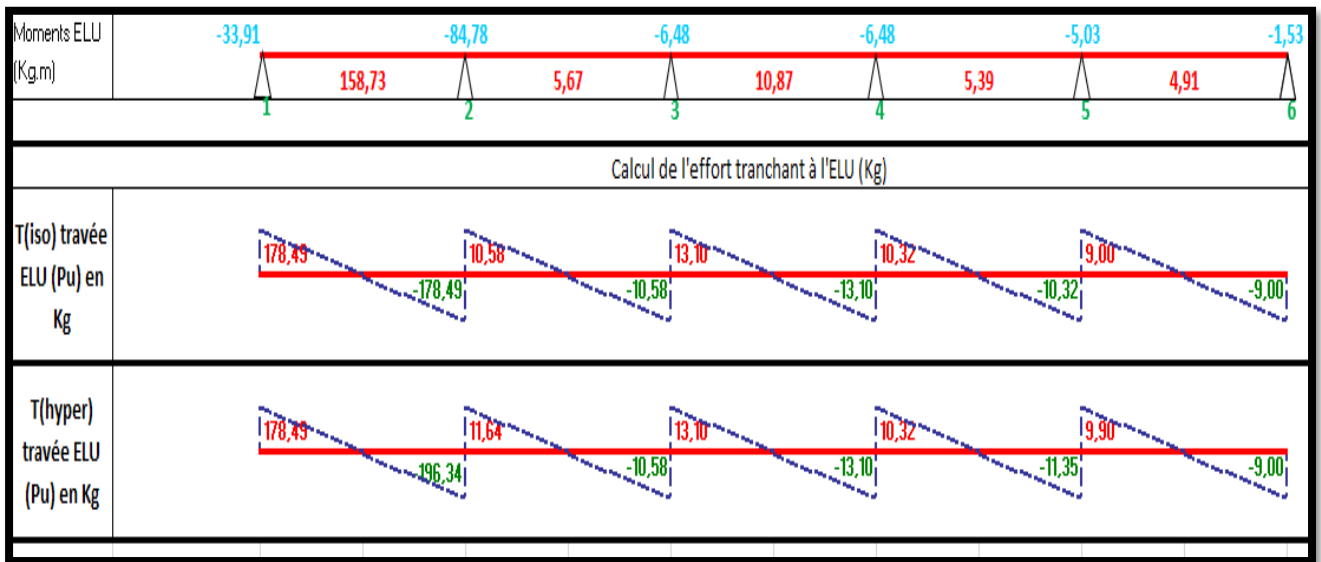
$$\diamond Qt = 1.50 \text{ kn/m}^2 \times 0.6m = 0.9 \text{ KN/m}$$

Calculs par la Méthode Forfaitaires					
Portée (m)	3,8	4	4,95	3,9	3,4
g : permanentes(kg/m)	2,92	2,92	2,92	2,92	2,92
q : exploitation(kg/m)	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
Pu=(1.35g+1.5q) charge ELU en (kg/m)	5,292	5,292	5,292	5,292	5,292
Ps=(g+q) charge ELS en (kg/m)	3,82	3,82	3,82	3,82	3,82
0.8<li/li-1<1.25	1,05		1,24	0,79	

Tab.15. Calculs par la Méthode Forfaitaires

M(iso) travée ELU (Pu)	9,55	10,58	16,21	10,06	7,65
Ma (appui)	-1,91	-5,29	-6,48	-8,10	-2,01
Mt (travée) en kg.m	6,07	5,67	8,68	6,39	4,86
α (travée)	0,236	0,236	0,236	0,236	0,236
Mt+(Mw+Me)/2	9,67	11,55	15,97	11,45	6,63
Maxi[(1+0.3 α) Mo;1.05Mo]	10,23	11,33	17,35	10,77	8,19
Condition (Ligne31>Ligne32)	Non Vérifiée	Vérifiée	Non Vérifiée	Vérifiée	Non Vérifiée
Mt (travée à prendre) en kg.m	6,63	5,67	10,06	6,39	6,42

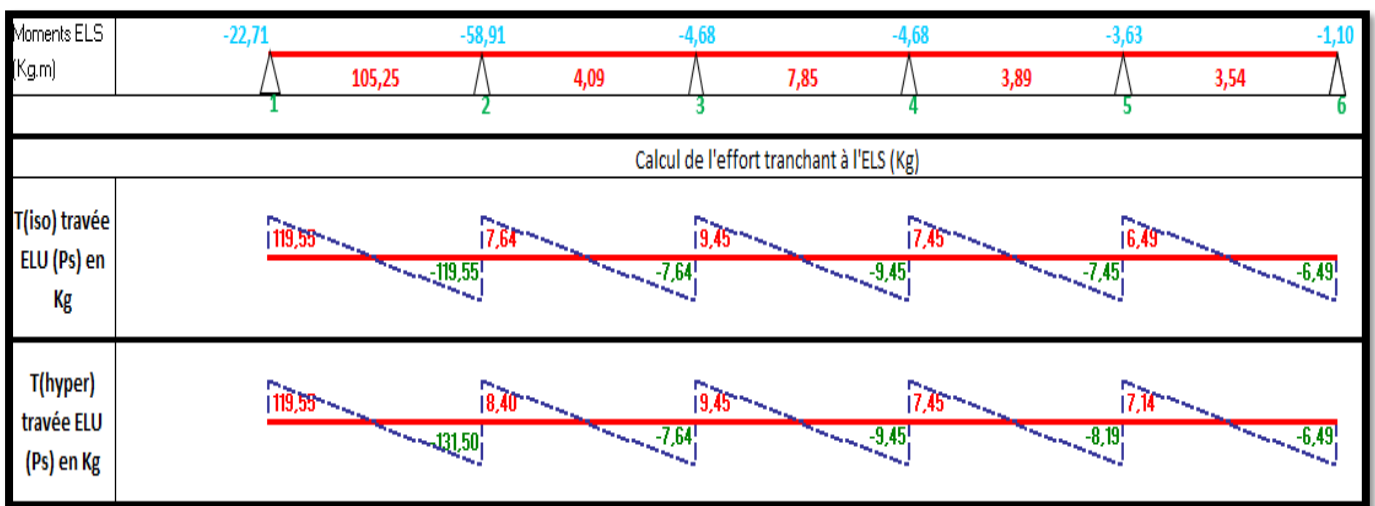
Tab.16. Calcul des moments à l'ELU (Kg.m)



Tab.17. Moments à l'ELU (KN.m)

M(iso) travée ELS (Ps)	6,895	7,640	11,700	7,263	5,520	
k(travée)	1,385	1,385	1,385	1,385	1,385	
Ma(appui)	-1,38	-3,82	-4,68	-5,85	-1,45	
Mt(travée) en kg.m	4,38	4,09	6,26	4,61	3,51	
Mt+(Mw+Me) /2	6,98	8,34	11,53	8,27	4,79	
Maxi[(1+0.3α) Mo ;1.05Mo]	7,38	8,18	12,53	7,78	5,91	
Condition (Ligne31>Ligne32)	Non Vérifiée	Vérifiée	Non Vérifiée	Vérifiée	Non Vérifiée	
Mt (travée à prendre) en kg.m		4,78	4,09	7,26	4,61	4,63

Tab .18.Calcul des moments à l'ELS (Kg.m)



Tab.19. Calcul l'effort tranchant l'Els(kg)

III .5.3. Méthode du Caquot minorée :

La méthode s'applique essentiellement aux poutres -planchers des constructions industrielles, c'est-à dire pour des charges d'exploitation élevées : $Q \geq 2G$ ou $Q \geq 5\text{kN/m}^2$. Elle peut aussi s'appliquer lorsqu'une des trois conditions b, c ou d de la méthode forfaitaire n'est pas validée (Inerties variables ; différence de longueur entre les portées supérieure à 25% ; fissuration préjudiciable ou très préjudiciable). Dans ce cas, il faut appliquer la méthode de Caquot minorée qui consiste à prendre $G' = 2G/3$ pour le calcul des moments sur appui. Lorsqu'il est possible d'appliquer la méthode de Caquot minorée (voir condition ci-dessus),

le calcul des moments sur appui dus aux charges permanentes se fait avec $g' = 2g/3$ (et uniquement le calcul des moments sur appuis, on reprend la totalité de g ensuite pour le calcul des moments en travée)

Evaluation des moments en travée :

Pour les calculs des moments en travées Mt , on fait les hypothèses suivantes :

- On utilise la longueur des portées réelles l ;
- On se considère que les deux travées adjacentes et les trois cas des charges définis sur la figure ci-dessous l'évaluation des moments en travée $MT(x)$, pour un cas de charge, est donné par : $MT(x) = Mo + Mw(1 - x/l) + Mex/l$. Ou Mo est le moment en travée isostatique de référence correspondant au cas de charge étudiée ; la position de moment en travée est obtenue en recherchant l'abscisse ou le dérivé

de $MT(x)$ s'annule, soit dans le cas de chargement symétrique sur la travée : $X(MT \max) = l/2 - (Mw - Me)/q \times l$.

Dans le pratique, pour le calcul de $x(MT \max)$ on ne s'intéressera qu'au cas de charge qui conduit à la plus grand valeur du moment en travée, pour les travées paires c'est le cas des charge 2, tandis que pour les travées impaires, c'est le cas de charge 3 qui conduit à la valeur

maximal du moment en travée.

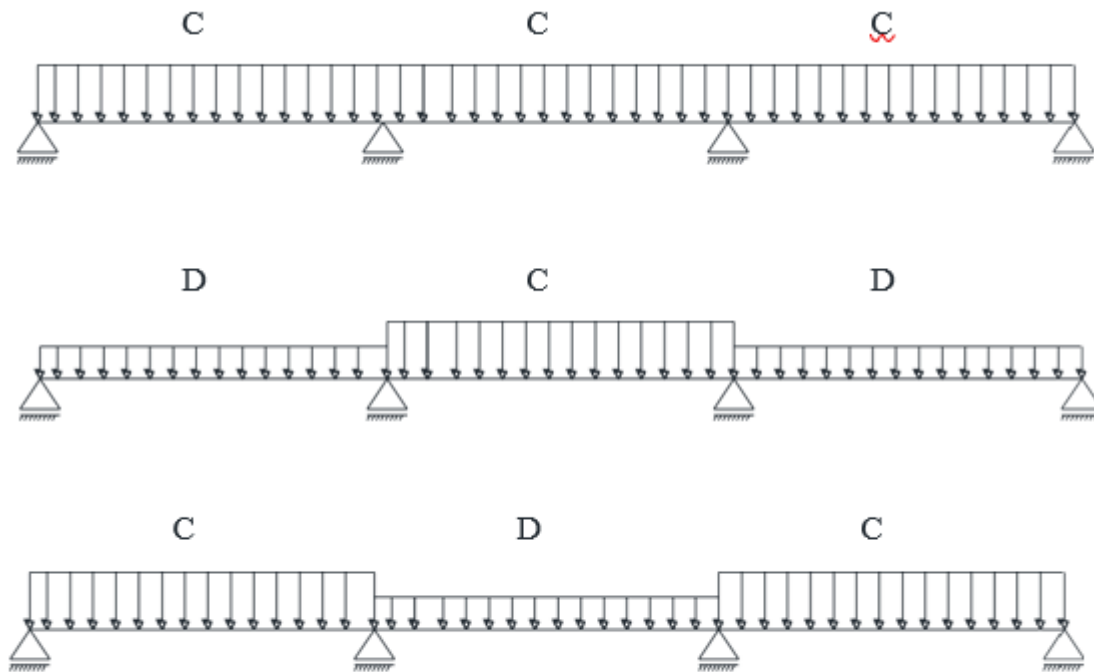


Figure III.4-4: cas des charges

Chacun de ces trois cas correspond à une valeur extrême des moments de la deuxième travée et des appuis 2 et 3. A l'ELU $C = 1.35g' + 1.5q$ et $D = 1.35g$ et à l'ELS $C = g + q$ et $D = g$ Dans notre cas :

$$C = 1.35(2.28) + 1.5(0.6) = 3.987 \text{ KN/m}$$

Dans notre cas, on a 5 cas de charge :

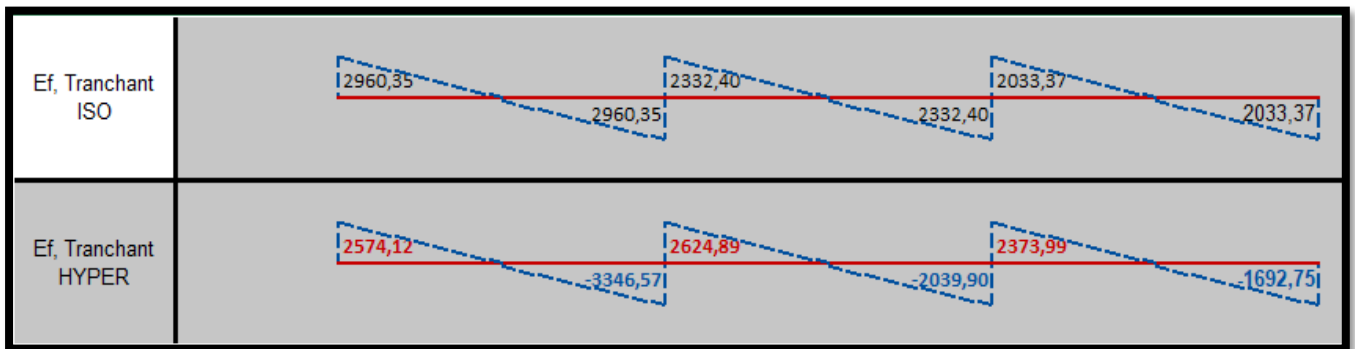
Cas 1 : chargé ; chargé ; chargé

Dimensions b x h	0,3	0,35	0,3	0,35	0,3	0,35	
M. d'Inertie I_y (m ⁴)	0,0011	0,0011	0,0011	0,0011	0,0011	0,0011	Coef. Minoration (2/3 ou 1/3)
Porté l (m)	4,95	3,9	3,9	3,9	3,4	3,4	
Porté Fictive (m)	4,95	3,12	3,12	3,12	3,4	3,4	
g : perm. (kg/m)	329	329	329	329	329	329	0,667
minorée : perm. (kg/m)	219	219	219	219	219	219	
q : exploitation (kg/m)	600	600	600	600	600	600	

Tableau III.4-2: Tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts et abscisse (x₀) en ELU (Plancher terrasse)

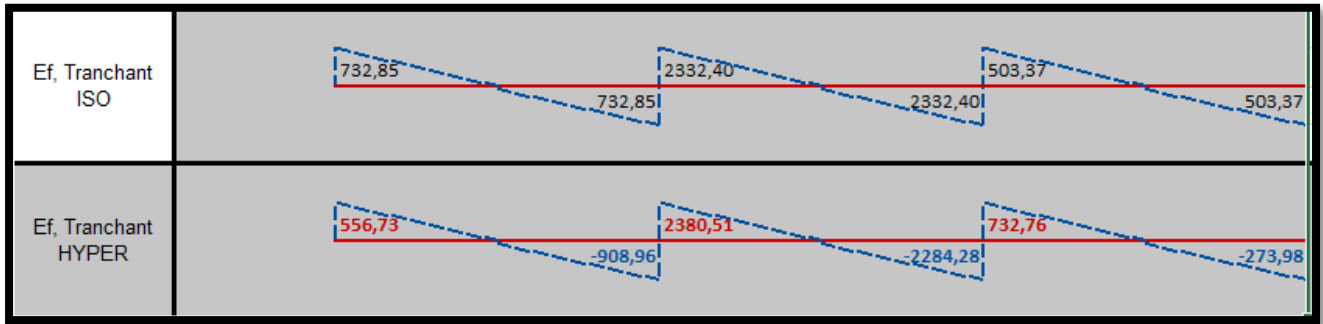
ELU :

Cas n°1				
Carge q	1196	1196	1196	
CCC	900	900	900	
	296	296	296	
Mt, Appui	-732,69	-2644,49	-1503,77	-345,67
M0 = ql²/8 (Miso Max)	3663,43	2274,09	1728,36	
X0=Abscisse relatif Mmax	2,15	2,19	1,98	
Mt, Travée Max	2037,20	235,72	852,14	
Tableau 21:Tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts et abscisse en ELS				



Tab.22 Tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts et abscisse en ELS

Cas n°2				
Carge q	296	1196	296	
DCD		900		
	296,1	296,1	296,1	
Mt, Appui	-181,38	-1053,14	-865,48	-85,57
M0 = ql²/8 (Miso Max)	906,90	2274,09	427,86	
X0=Abscisse relatif Mmax	1,88	1,99	2,47	
Mt, Travée Max	342,01	1315,74	41,19	
Tableau.23. récapitulatif des moments fléchissant ; efforts et abscisse (x0) en ELU				



Tab.23. Moments à l'ELU (KN.m)

Carge q	1196	296	1196	
CDC	900		900	
	296	296	296	
Mt, Appui	-732,69	-2246,01	-1010,55	-345,67
M0 = ql²/8 (Miso Max)	3663,43	562,96	1728,36	
X0=Abscisse relatif Mmax	2,22	3,02	1,86	
Mt, Travée Max	2213,15	-895,86	1066,24	

Tableau 24:Tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts et abscisse en ELu



Tab.25. calcul l'effort tranchant a l'EIU

Cas n°4				
Carge q	1196	1196	296	
CCD	900	900		
	296	296	296	
Mt, Appui	-732,69	-2644,49	-865,48	-85,57
M0 = ql²/8 (Miso Max)	3663,43	2274,09	427,86	
X0=Abscisse relatif Mmax	2,15	2,33	2,47	
Mt, Travée Max	2037,20	606,08	41,19	

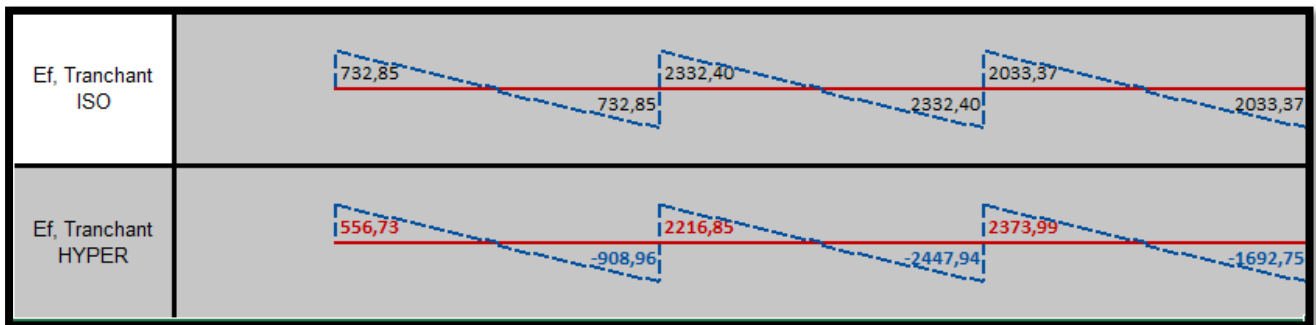
Tableau 25:Tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts et abscisse en Els



Tab.26. calcul l'effort tranchant a l'Els

Cas n°5				
CARGE q	296	1196	1196	
DCC		900	900	
	296	296	296	
Mt, Appui	-181,38	-1053,14	-1503,77	-345,67
M0 = ql²/8 (Miso Max)	906,90	2274,09	1728,36	
X0=Abscisse relatif Mmax	1,88	1,85	1,98	
Mt, Travée Max	342,01	1001,21	852,14	

Tab.27 récapitulatif des moments fléchissant ; efforts et abscisse en ELU



Tab28.Calcul l'effort tranchant a l'EIU

• **Moment isostatique:**

$$M_o = \frac{QU \cdot L^2}{8} = \frac{1.196 \cdot 4.95^2}{8} = 3.66 \text{ KN.m}$$

• **L'abscisse qui correspond au moment max de la travée :**

$$X \text{ (Mt max)} = \frac{l}{2} \cdot \frac{M_w - M_e}{q \cdot l} = \frac{4.95}{2} \cdot \frac{(-0.732) - (-2.871)}{1.196 \cdot 4.95} = 2.12 \text{ m}$$

• **Moment de travée :**

$$MT \text{ max} = M_o + M_w \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_e \cdot \frac{x}{l} = 3.66 + (-0.732) \left(1 - \frac{2.12}{4.95}\right) + (-2.871) \cdot \frac{2.12}{4.95}$$

$$MT \text{ max} = 2.01 \text{ KN.m}$$

• **Moment de l'appui intermédiaires :**

$$Ma = - (l'w^3) + qe(l'e^3) 8.5(l'w + l'e) = 1.196 * 4.95^3 + 1.196 * 3.9^3 / 8.5(4.95 + 3.9) = 2.87 \text{ KN.m}$$

• **Effort tranchant isostatique :**

$$V_{wi} = V_{wo} - M_{ai} - M_{ai} - l_i - l_i = 5.282 - (-0.732) - (-2.871) / 4.95 = 4.86 \text{ KN.m}$$

Avec :

$l' = 0.8 l$: pour une travée intermédiaire;

$l'w$ et $l'e$: étant les portées des travées fictives à gauche et à droite de l'appui et l : la portée réelle de la travée.

De la même manière de calcul on trouve les résultats pour les cas suivants pour des solives continues sur trois travées

Le cas de la charge qui a donné une grande sollicitation aux niveaux des travées et appuis c'est le cas : **Cas 3** : avec :

- $MT_{max} = 2.250 \text{ KN.m}$ et $M_{appui} = -2.162 \text{ KN.m}$.

III .5. Ferrailage de la travée :

ELU :

- $\mu = \frac{M_t(x)}{b.d^2.\sigma_b}$
- $d = (h-c) = h - h/10 = 20 - 20/10 = 18 \text{ cm}$ et $\sigma_b = 0.85 \times f_c / \gamma_B = 0.85 \times 25 / 1.5 = 14.2 \text{ MPa}$
- $\mu = 2250 / (60 \cdot 18^2 \cdot 14.2) = 0.008 < \mu_L = 0.392$ (Acier FeE400).
- $A' \neq$ et $1000\epsilon_s > 1000\epsilon_L$.
- $\sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa}$.
- $\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.008}) = 0.010$.
- $\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.010 = 0.996$.
- $A_{cal} = 2250 / (\beta d \sigma_s) = 2250 / (0.996 \cdot 18 \cdot 348) = 0.36 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Condition de non fragilité :

- $A_{min} = 0.23 b \cdot d f_{t28} / f_e$.
- Avec : $f_{t28} = 0.6 \times 0.06(25) = 2.1 \text{ MPa}$.
- $A_{min} = 0.23 \cdot 40 \cdot 18.2 / 400 = 0.87 \text{ cm}^2/\text{ml}$
- $A = \max(A_{cal}; A_{min}) = \max(0.36; 0.87) \text{ cm}^2$
- $A = 0.87 \text{ cm}^2 / \text{m}$

• **Choix des armatures :**

Choix : 3 HA8 = 1.51 cm

En appui :

ELU :

- $M_a = -2.162 \text{ KN.m}$
- $\mu = 2162 / (12 \cdot 18^2 \cdot 14.2) = 0.040 < \mu_L = 0.392$ (Acier FeE400)
- $A' \neq$ et $\sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa}$

- $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,040}) = 0,05$
- $\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,05 = 0,98$
- $A_{cal} = 2162/348 \cdot 18 \cdot 0,98 = 0,35 \text{ cm}^2$
- $A_{min} = 0,23 \times b \times d \times ft_{28}/f_e = 0,23 \cdot 12 \cdot 18 \cdot 2,1/400 = 0,27 \text{ cm}^2/\text{ml}$
- $A = \text{Max} (A_{cal} = 0,35 \text{ cm}^2; A_{min} = 0,27 \text{ cm}^2)$
- $A = 0,35 \text{ cm}^2$

• **Choix des armatures :**

Choix : 1 HA8 + 1 HA 10 = 1.29 cm².

III.6 Ferrailage de la dalle de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression se fera par respect des conditions suivantes données par l'article [B 6.8.4.2.3 du BAEL91].

La dalle de compression est armée d'un quadrillage de barre (treillis soudés) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures ; que l'on note : A_{\perp}
- 33cm : pour les armatures parallèles aux nervures ; que l'on note : $A_{//}$

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

Si : $Ln \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq 200/f_e$.

Si : $50 \leq Ln \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq 400 \cdot Ln/f_e$

. Les armatures parallèles aux nervures doivent avoir une section : $A_{//} \geq A_{\perp}/2$

Armatures perpendiculaires aux nervures:

- Dans notre plancher, on a : $Ln = 60 \Rightarrow 50 \text{ cm} < Ln < 80 \text{ cm}$
- Donc :
- $A_{\perp} = 400 \cdot Ln/f_e = 400 \times 60/520 \Rightarrow A_{\perp} = 0,46 \text{ cm}^2/\text{m L}$
- $\phi \leq 6 \text{ mm} \Rightarrow f_e = 520 \text{ MPa}$

On prendra $\phi = 4 \text{ mm}$

Choix des armatures :

- $6 \phi/m L \rightarrow A = 0,75 \text{ cm}^2/\text{mL}$
- $\phi 4 \rightarrow e = 15 \text{ cm}$

b- Armatures parallèles aux nervures :

$A_{//} \geq A_{\perp}/2 = 0,46/2 = 0,23 \text{ cm}^2$

Choix des armatures :

- $6 \phi/m L \rightarrow A = 0,75 \text{ cm}^2/\text{mL}$
- $\phi 4 \rightarrow e = 15 \text{ cm}$

Donc : Le treillis soudé adopté est : TS x4 (150x150) mm².

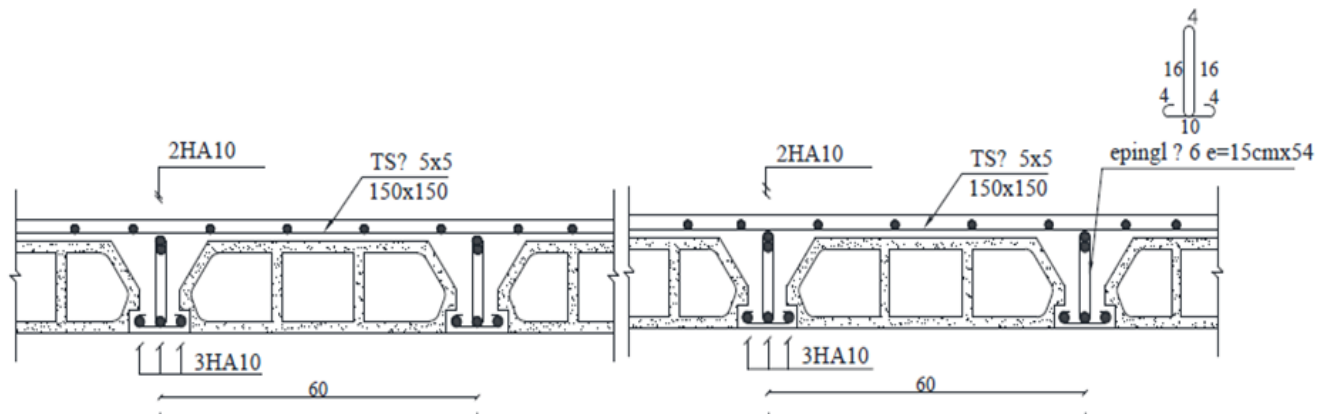


Figure III.5-1: Ferrailage de la dalle de compression

Chapiter 04

ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

IV.1 Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement, dont l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique.

IV.2 Etude des escaliers:

Definition :

L'escalier est un élément qui permet la circulation verticale entre les différents niveaux d'un bâtiment. Il est défini par son emmarchement, giron, contre marche et sa volée.

L'escalier est conçu de manière à être parcouru par les utilisateurs avec un minimum d'effort et un maximum de sécurité.

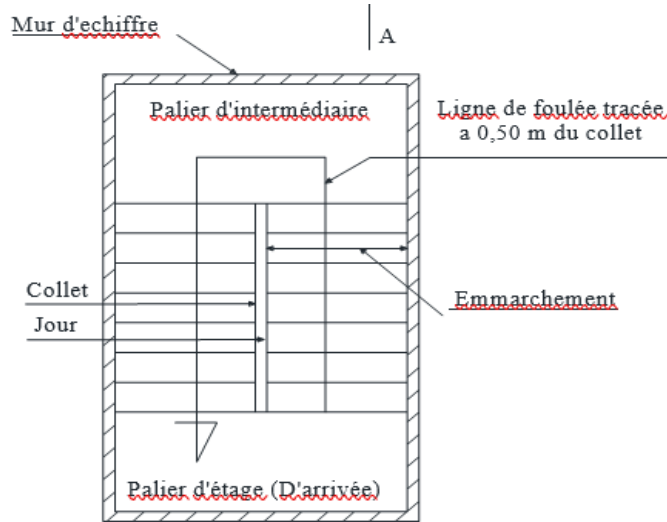


Figure IV.2.2 : Coupe sur la cage d'escalier

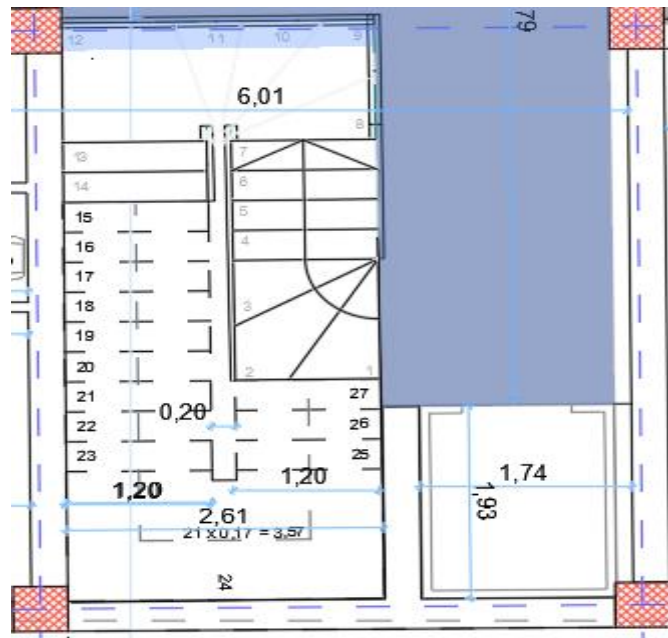


Figure IV.2.1 : Vu en plan de la cage d'escalier

IV.2.1 Fonctions d'un escalier:

Les différentes fonctions attendues d'un escalier sont les suivantes :

- Desservir les différents niveaux qu'il relie, en toute sécurité, cette notion de sécurité étant rattachée essentiellement aux aspects de confort d'utilisation, stabilité de la cadence de marche, protections latérales, etc.
- Être capable de supporter les charges qui lui seront appliquées en cours d'utilisation, ces charges présentant un caractère dynamique prononcé en raison des possibilités de saut sur les marches (résistance mécanique).
- Résister aux diverses contraintes (climat, usure, etc.) auxquelles il peut être soumis lors de son usage (durabilité).
- Quelquefois, contribuer à décorer l'espace dans lequel il est implanté.

On va étudier un seul type d'escalier : Escaliers à volées droites avec paliers intermédiaires.

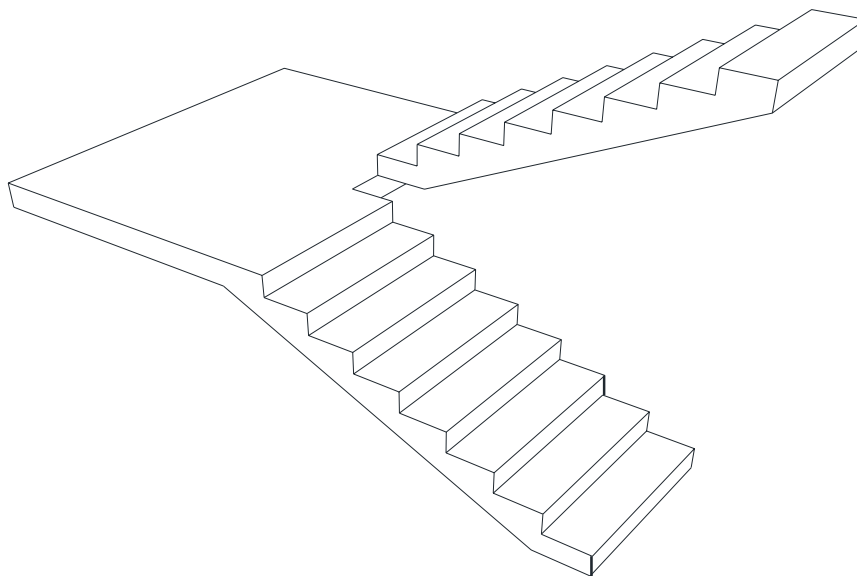


Figure IV.2-3: Escaliers à volées droites avec paliers intermédiaires

IV.2. 2 Descente des charges :

Charges permanentes :

Palier :

Palier	Ep(m)	Densité(kg/m ³)	Poids (KN/m ²)
Poids propre palier ep×25	0.12	25	3
Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit du sable fin	0.02	17	0.34
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
			Gp = 4,34 KN/m²

Tableau 29:Charges permanentes du Palier

Volé :

Volée	Ep(m)	Densité(kg/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement carrelage horizontal	0.02	20	0.40
Mortier ciment horizontal	0.02	218	0.36
Lit sable fin	0.02	17	0.34
Revêtement carrelage vertical (ep×20×h) /g= (0.06×20×20) /25	0.02	20	0.32
Poids propre de paillasse ep×25/cos α α=41.98° cos α 0.74	0.12	25	4.05
Poids propre des marches h/22	/	22	2.2
	/	/	0.10
Enduit en plâtre (10×ep) /cos α	0.02		0.27
			G_v = 8,04 KN/m²

Tableau 30: Charges permanentes du Palier**IV.2.3. Surcharge exploitation:**

D'après (le DTR BC) pour un bâtiment à usage d'habitation la charge d'exploitation des escaliers est : $Q=2.5\text{KN/m}^2$.

Les combinaisons des charges :

Etat limite ultime (ELU) : $1.35G+1.5Q$

• Palier :

❖ $G_{\text{palier}} = 4.34 \text{ KN/m}^2$

❖ $Q_{\text{palier}} = 2.5 \text{ KN/m}^2$

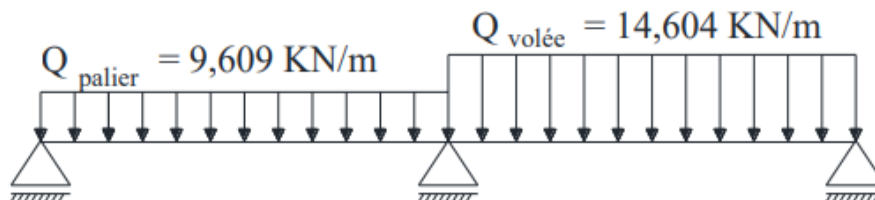
❖ $Q_u_{\text{palier}} = 1,35. G_p + 1,5. Q_p = 1,35(4,34) + 1,5(2,5) = 9,609 \text{ KN/m}^2 \times 1 = 9,609 \text{ KN/m}$

• **Volée (paillasse) :**

$G_{\text{volée}} = 8.04 \text{ KN/m}^2$; $Q_{\text{volée}} = 2.5 \text{ KN/m}^2$

$q_u_{\text{volée}} = 1,35. G_v + 1,5. Q_v = 1,35(8,04) + 1,5(2,5) = 14,604 \text{ KN/m}^2 \times 1 = 14,604 \text{ KN/m}$.

D'après (le DTR BC) pour un bâtiment à usage d'habitation la charge d'exploitation des escaliers est $Q=2.5\text{KN/m}^2$

**Figure IV.2-6:** Les charges appliqués sur volée et palier a L'ELU

Etat limite de service (ELS) : $G + Q$

• Palier

$$q_{spalier} = Gp + Qp = (4,34) + (2,5) = 6,840 \text{ KN/m}^2 \times 1 = 6,840 \text{ KN/m}$$

• Volée (paillasse) :

$$q_{s \text{ volée}} = Gv + Qv = (8,04) + (2,5) = 10,540 \text{ KN/m}^2 \times 1 = 10,540 \text{ KN/m}$$

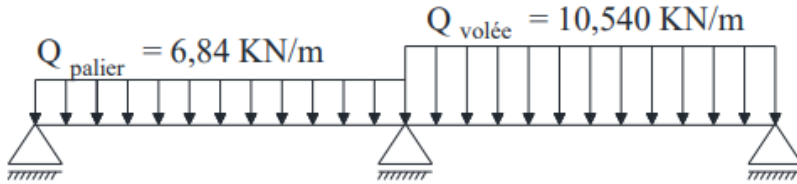


Figure IV.2-7: Les charges appliqués sur volée et palier aL'ELS

On ne peut pas résoudre le problème parce que les charges sont différées le long d'élément

- On calcul les charges moyennes a L'ELU et L'ELS :

✓ A L'ELU

$$Q_{Moyennes} = 9.609 \times 1.75 + 14.604 \times 2.85/1.75 + 2.85 = 12,704 \text{ KN/m}$$

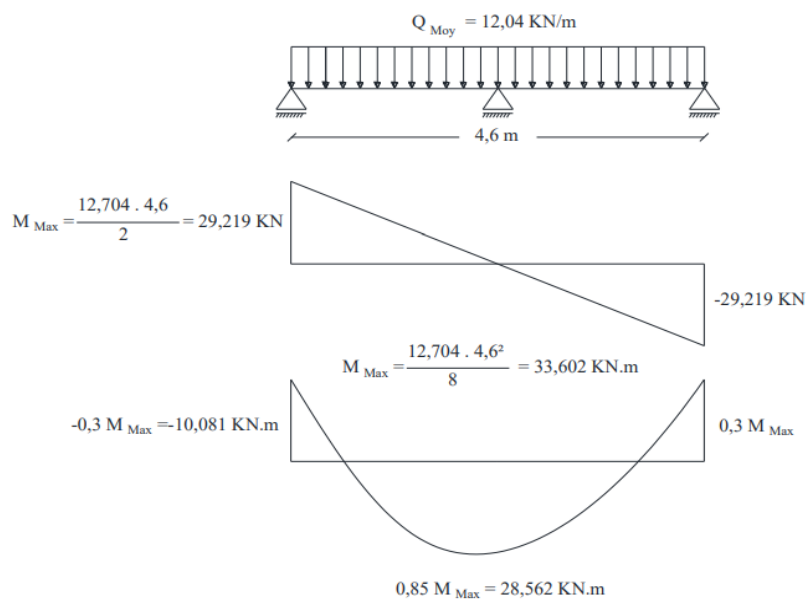


Figure IV.2-10:sollicitation des charges a ELU

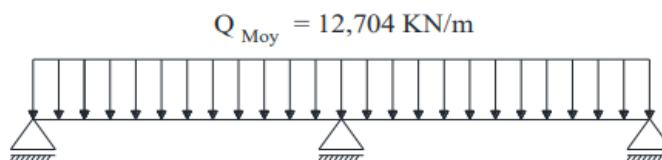


Figure IV.2-8:uniformité des charges a ELU

✓ A L'ELS

$$Q_{moyennes} = 6.84 \times 1.75 + 10.540 \times 2.85/1.75 + 2.85 = 9,132 \text{ KN/m}$$

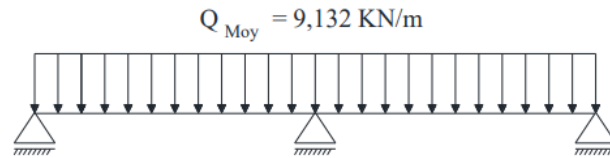


Figure IV.2-9: uniformité des charges à ELS

IV.2.4. Calcul les sollicitations :

Etat limite ultime (ELU) :

$$M_{\text{travée}} = 0.85M_x \Rightarrow M_{\text{travée}} = 32.56 \text{ KN. m}$$

$$- M_{\text{appui}} = -0.3M_x \Rightarrow M_{\text{appui}} = -11.50 \text{ KN. m}$$

$$- T = Q \times L / 2 = 12.704 \times 4.95 / 2 = 31.44 \text{ KN}$$

Etat limite de service (ELS)

$$- M_x = Q \times L^2 / 8 = 9.132 \times 4.95^2 / 8 = 27.97 \text{ KN. m}$$

$$- M_{\text{travée}} = 0.85M_x$$

$$\Rightarrow M_{\text{travée}} = 23.77 \text{ KN. m}$$

$$- M_{\text{appui}} = -0.3M_x$$

$$\Rightarrow M_{\text{appui}} = -8.391 \text{ KN. m}$$

$$- T = Q \times L / 2 = 9.132 \times 4.95 / 2 = 22.60 \text{ KN}$$

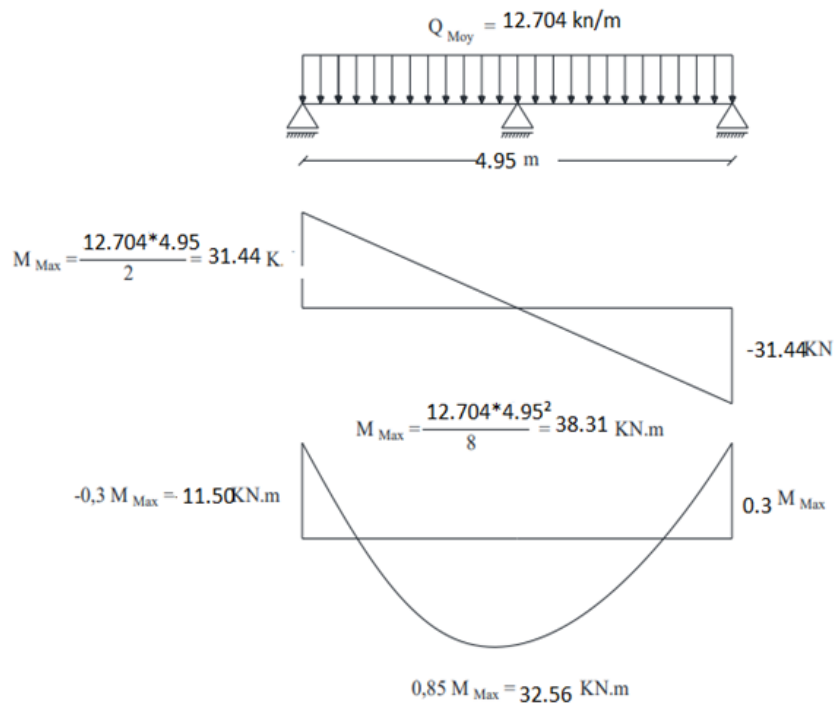


Figure IV.2-11: sollicitation des charges a ELS

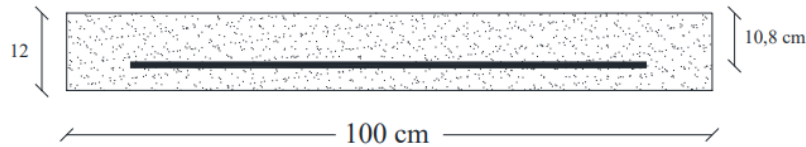
IV.2.5 Calcul de ferrailage :**Etat limite ultime (ELU) :**

Figure IV.2-12: Section d'escalier à ferrailer.

- En travée :

$\mu = 0.85Mx/b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bcd} = (h - c) = h - h/10 = 12 - 1/210 = 10,8 \text{ cm}$ et $\sigma_b = 0.85 \times f_c / \gamma_B = 0.85 \times 25 / 1.5 = 14.2 \text{ MPa}$.

$\mu = 32560 / 100 \cdot 10.8^2 \cdot 14.2 = 0,197 < \mu_L = 0,392$ (Acier Fe E400) A' \neq et $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L$

$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$

$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot (0,197)}) = 0,278$

$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,278 = 0,8888$

$A_{cal} = 0.85Mx / \beta d \sigma_s = 32560 / 0,8888 \cdot 10.8 \cdot 348 = 9.75 \text{ cm}^2/ml$.

• Condition de non fragilité :

$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e$ Avec $f_{t28} = 0.6 \times 0.06(25) = 2.1 \text{ MPa}$

$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 10,8 \times 2,1 / 400 = 1,30 \text{ cm}^2/ml$.

$A = \max(A_{cal} ; A_{min}) = \max(9.75 ; 1,30) \text{ cm}^2$

• Choix des armatures :

Choix : 9HA12 = 10.18 cm²

• Armatures de répartition :

On a une charge répartie :

$A_r = A/4 = 10.18/4 = 2.55 \text{ cm}^2$

Choix : 4 HA10 = 3,14 cm².

- En appui :

$M_a = 11,50 \text{ KN} \cdot m$

$\mu = 11500 / 100 \cdot 10.8^2 \cdot 14.2 = 0,07 < \mu_L = 0,392$ (Acier Fe E400) A' \neq et $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L$

$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$

$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.07}) = 0,0875$

$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,0875 = 0,965$

• Condition de non fragilité :

$$A_{cal} = 11500/348 \cdot 10.8 \cdot 0.965 = 3,17 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max} (A_{cal} = 3.17 \text{ cm}^2; A_{min} = 1.30 \text{ cm}^2)$$

$$A = 3.17 \text{ cm}^2$$

• **Choix des armatures :**

$$\text{Choix: } 8\text{HA}8 = 4.02 \text{ cm}^2$$

• **Armatures de répartition :**

On a une charge répartie

$$A_r = A/4 = 4.02/4 = 1.06 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 4 \text{ HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

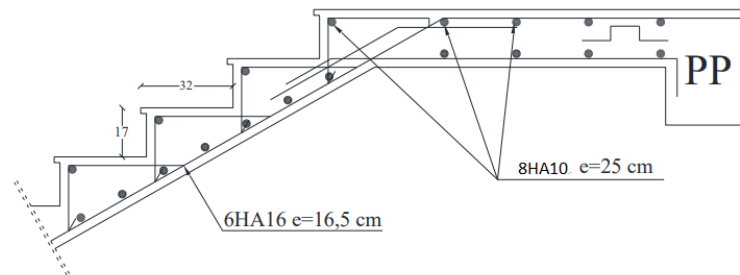


Figure IV.2-13: ferrailage a ELU

Etat limite ultime (ELS) :

Il faut faire des vérifications qui sont considérées relatives à la contrainte maximale de béton comprimé σ_b et à la contrainte d'acier σ_s et aux déformations

a- Contrainte maximale du béton comprimé

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_b = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$b- \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_{te}; 110 \sqrt{\eta f_{te}})$$

η : Coefficient de fissuration $\eta = \{$

1 \rightarrow RL

1.6 \rightarrow HA Contrainte de l'armature tendue pour une fissuration préjudiciable

\rightarrow si $\alpha < \gamma - 1/2 + f_{c28}/100$ avec $\gamma = M_u/M_s$ ln'y a aucune verification a effeetuée pour L'ELS

- **Entravée**

$$M_u = 32.56 \text{ KN. m}$$

$$M_s = 23.77 \text{ KN. m}$$

$$\gamma = 32.56/23.77 = 1,37 \rightarrow \gamma - 1/2 + f_{c28}/100 = 0,44$$

$$\alpha = 0,278 < 0,43 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S

En appui :

$$M_u = - 11,50 \text{ KN. m}$$

$$M_s = - 8,391 \text{ KN. M}$$

$$\gamma = 11,50/8,391 = 1,37 \rightarrow \gamma - 1/2 + f_c 28/100 = 0,44$$

$$\alpha = 0,278 < 0,43 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S

IV.2.6 Vérification de la flèche :

Pour une poutre simplement appuyée, la flèche est :

$$F = M.l^2/10.E_v.IF_v \text{ [Art : Annexe D CBA 93] et } F < \bar{F} = 1/500[L < 2 \text{ m. Art B.6.5.3 CBA 93}]$$

$$IF_v = bh^3/12 = 1 \times 0,123^3/12 = 0,000144 \text{ m}^4.$$

$$E_v = 3700 * \sqrt[3]{f_c 28} = 3700 * \sqrt[3]{25} = 10818,9 \text{ MPa}$$

$$M_u \text{ max} = 32,56 \text{ KN. m}$$

$$F = Ml^2/10 \times E_v \times IF_v = 3256 \times 4,95^2 / 10818,9 \times 10^6 \times 0,000144 = 0,51 \text{ cm.}$$

$$\bar{F} = 1/500 = 495/500 = 0,99 \text{ cm.}$$

$$F = 0,51 \text{ cm} < \bar{F} = 0,99 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

L'effort tranchant :

Pour des fissurations peut préjudiciables on doit vérifier que

$$\tau_u = T_u / b \cdot d \leq \bar{\tau} \text{ [A.5.1.2.1.1 CBA 93]}$$

$$\text{Avec } \bar{\tau} = \min(0, ; f_c 28 / \gamma b; 5 \text{ Mpa}) = \min(3, 33; 5) = 3, 33 \text{ MPa.}$$

$$T_u = 31,44 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = 31440 / 1000 \times 12 = 2,62 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc : il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

IV.2.7 Poutre palière :

IV.2.7.1 Le pré dimensionnement de la poutre :

• Critère de flèche :

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

L : longueur de la poutre.

h : hauteur du poutre.

b : largeur du poutre.

• Conditions imposées par le RPA99.V2003 :

$$\checkmark b \geq 20\text{cm}$$

$$\checkmark h \geq 30\text{cm}$$

$$\checkmark h/b < 4$$

On a : L = 540 cm

$$540 / 15 \leq h \leq 540 / 10$$

$$\rightarrow 36 \leq h \leq 54$$

On prendre $h = 50\text{ cm}$ et $b = 40\text{ cm}$

Donc la section de la poutre principale est de dimension $(25 \times 25)\text{ cm}^2$.

Vérification

$$\left. \begin{array}{l} b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \\ h = 50\text{cm} > 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} = 0.6 < 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

Poutre palière à L'ELS :

$$\text{Poids propre : } 0.3 \times 0.25 \times 25 = 1.88\text{ KN/m}$$

$$\text{Mur brique : } 1.35 \times 0.15 \times 15 = 3\text{ KN/m}$$

Crépissa Réaction de palier à L'ELS :

$$q_s = Ts/l/2 = 22.60/2.70 = 8.37\text{ KN/m.}$$

Poutre palière a L'ELU :

$$(1.88 + 3 + 0.4) \times 2.7 = 14.26\text{ KN/m}$$

$$q_s = Ts/l/2 = 32.44/2.7 = 11.64\text{ KN/m}$$

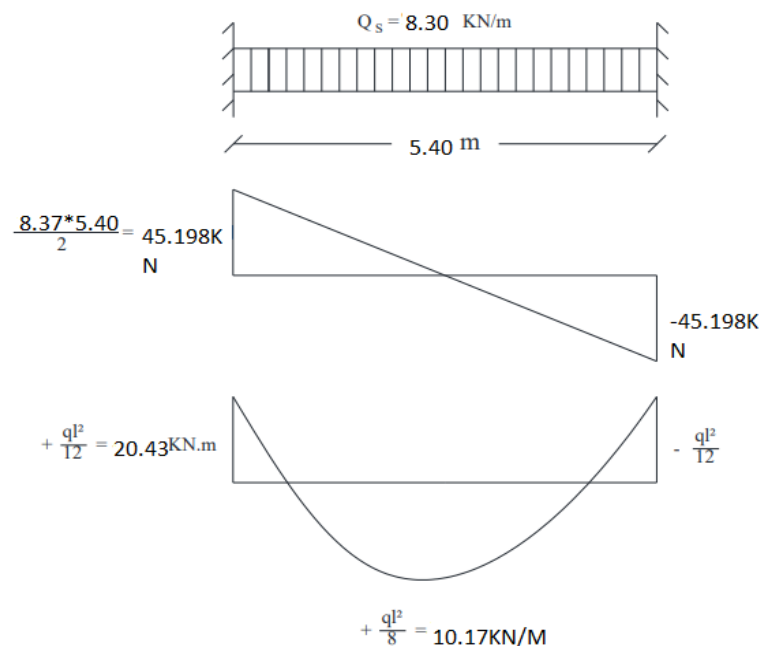


Figure IV.2-14: sollicitation sur la poutre palier

Une poutre palière bi-encastée sur les poteaux radie par le palier de repos qui en dalle pleine Les-calcul d'une poutre bi-encastée sous l'effet de la torsion revient au calcul d'une poutre dont l'effort tranchant est augmenté par la torsion. Cette torsion ne génère jamais des désordres si le ferrailage vis-à-vis de l'effort tranchant est vérifié.

IV.2.7.2 Calcul de Ferrailage :

- En travée :

$$\mu = M/b \cdot d \cdot \sigma_{bc} = 10170/25 \cdot 272 \cdot 14,2 = 0,040 < \mu L = 0,392 \text{ (acier Fe E400) } A' \neq \text{ et } 1000\varepsilon_s >$$

$$1000\varepsilon L$$

$$\sigma_s = f_{eys} = 400/1,15 = 348 \text{ MPa.}$$

• Détermination des armatures :

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot (0,040)}) = 0,05$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,05 = 0,998$$

$$\sigma_s = f_{eys} = 400/1,15 = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_{cal} = M/\beta d \sigma_s = 20340/0,998 \cdot 27 \cdot 348 = 0,22 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

• Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23b \cdot d \cdot f_{t28}/f_e$$

$$= 0,23 \cdot 25 \cdot 27 \cdot 2,1/400$$

$$= 0,82 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A = \max (A_{cal} ; A_{min})$$

$$= \max (0,22; 0,82) \text{ cm}^2$$

$$A = 0,22 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

• Choix des armatures :

$$\text{Choix : } 3 \text{ HA12} = 3,39 \text{ cm}^2$$

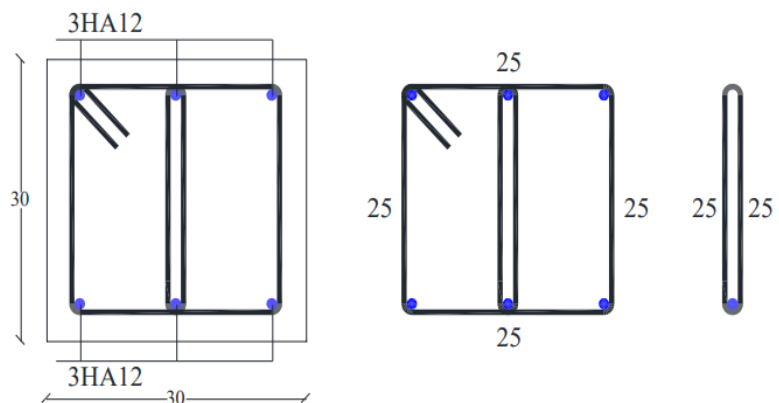


Figure IV.2-15: ferrailage de la section transversal du poutre palier

IV.3 Etude de l'acrotère :

IV.3.1 Définition :

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 (G), à une surcharge horizontale due à la main courante (Q) et à une force sismique (F_p).

Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1 mètre linéaire. Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure

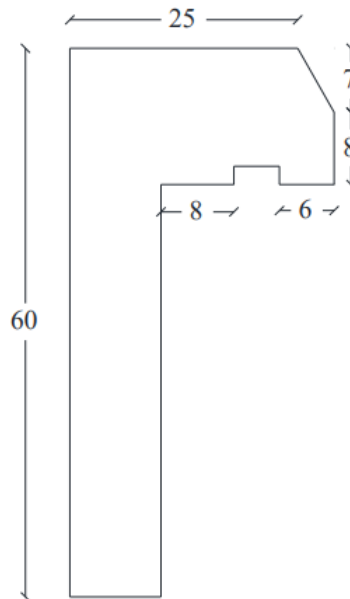


Figure IV.3-1: Coupe transversale de l'acrotère

IV.3.2 Hypothèses de calcul :

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml. La fissuration est considérée préjudiciable.

L'acrotère sera calculé en flexion composée.

IV.3.3 Evaluation des charges et surcharges :

Poids propre :

$$G_0 = \gamma_b \times S_{acr} = 25 \left\{ (0.11 \times 0.60) + (0.08 \times 0.15) + (0.06 \times 0.11) + (0.06 \times 0.08) + (0.07 \times 0.06) / 2 \right\}$$

$$G_0 = 25 \times 0.0911 = 2.278 \text{ KN}$$

$$G_{rev} = 1.5 \times 0.11 \times 0.60 = 0.099 \text{ KN}$$

D'où, la charge totale est $G = W_p = 2.377 \text{ KN}$

Charge d'exploitation :

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

Force sismique :

La force sismique est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots \dots \dots \text{RPA99 (Art 6.2.3)}$$

Avec $A = 0.15$ (zone IIa): *coefficient d'accélération de la zone*;

$C_p = 0.8$: facteur de force horizontale ; $W_p = 2.377 \text{ KN}$: poids propre de l'acrotère :

IV.3.4 Calcul des sollicitations :

Calcul du centre de gravité :

$$XG = \frac{\sum A_i X_i}{\sum A_i} \rightarrow XG = 13.95 \text{ cm.}$$

$$YG = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} \rightarrow YG = 36.05 \text{ cm.}$$

$$\{NG = 2.377 \text{ KN } MG = 0 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \{NQ = 0 \text{ KN } MQ = Q \times h = 0.60 \text{ KN. M}$$

$$\Rightarrow \{NFP = 0 \text{ KM } MFP = F_p \times YG = 0.41 \text{ KN. M}$$

Combinaisons	ELU Accidentelle	ELU Fondamentale	ELS
Sollicitations	G + Q + E	1.35G + 1.5Q	G + Q
N (KN)	2.377	3.21	2.377
M (KN.m)	1.01	0.9	0.60

Tableau.31: Combinaisons d'action de l'acrotère.

IV.3.5 Calcul de l'excentricité :

$$\{e_0 = \frac{M_{u \text{ acc}}}{N_{u \text{ acc}}} = \frac{1.0}{12.377} \times 102 = 42.49 \text{ cm } h/6 = 10 \text{ cm} \rightarrow e_0 > h/6 .$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central, ce qui veut dire que la section est Partiellement comprimée, de plus N est un effort de compression donc le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple soumise à un moment $M_u = N_u \times e$.

D'après le BAEL (Art 4.4), la section est soumise à un effort normal de compression, elle doit se justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

Donc, le risque de flambement conduit à remplacer (e_0) par (e) tel que : $e = e_0 + e_a + e_2$

Avec :

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max(2\text{cm}; h/250) = 2\text{cm}$$

$$e_2 = 3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha) / 104 \times h_0$$

ϕ : Rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge Considérée.

$$\alpha = \frac{MG}{MG} + \frac{MQ}{0} = 0 + 0.60 = 0$$

$$l_f = 2 \times h = 1.2 \text{ m}$$

$$e_2 = 3 \times 1.2^2 \times 2 / 104 \times 0.11 = 0.785 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } e = 42.49 + 2 + 0.785 = 45.275 \text{ cm}$$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$N_u = 3.21 \text{ KN}$$

$$M_u = N_u \times e = 3.21 \times 0.45275 = 1.453 \text{ KN. M}$$

IV.3.6 Ferrailage de l'acrotère ;

Calcul à l'ELU :

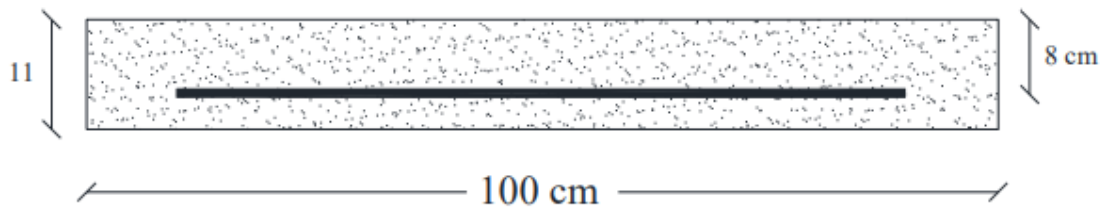


Figure IV.3-2: Section de l'acrotère à ferrailer

($h/6 < e_0$) → La section est partiellement comprimée et e_0 en dehors de la section, donc le Calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec M_{ua} :

- $M_{ua} = M_u + N_u (d - h/2) = 1.453 + 3.21 (0.08 - 0.11/2) = 1.53 \text{ KN.m}$
- $\mu_{bu} = M_{ua} / \sigma_{bu} \times b \times d^2 = 1530 / 14.2 \times 100 \times 82 = 0.017 \text{ A}' \neq \text{et } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_L$
- $\sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa}$
- $\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot (0.017)}) = 0.021$
- $\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.021 = 0.992$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - N_u / 100 \sigma_s = 0.56 - 3.21 \times 103 / 100 \times 348 = 0.47 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le ferrailage se fera à l'ELU puisque c'est la situation la plus défavorable

Vérification à l'ELU :

Vérification de la condition de non fragilité :

- $A_{min} = 0.23 \cdot 100 \cdot 8.2 / 400 = 0.97 \text{ cm}^2/\text{ml}$
- $A_{min} = 0.97 \text{ cm}^2 > A = 0.47 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$

Donc on va ferriller avec A_{min} , et on a choisi 4HA 8 = 2.01 cm²/ml

Vérification au cisaillement :

On doit vérifier si $\tau_U < \tau$

ELU :

- $V_U = 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$
- $\tau_U = V_U / b \times d = 1500 / 1000 \times 8 = 0.19 \text{ MPa}$ $\tau < \min(0.1 f_c / 28; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$

Alors $\tau_U = 0.19 \text{ MPa} < \tau = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

Situation accidentelle :

- $V_U = Q + F_p = 1 + 1.14 = 2.14 \text{ KN}$
- $\tau_U = V_U / b \times d = 2140 / 1000 \times 8 = 0.27 \text{ MPa}$ $\tau < \min(0.1 f_c / 28; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$

Alors $\tau_U = 0.27 \text{ MPa} < \tau = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

Armatures de répartition :

$$A_r = A / 4 = 2.01 / 4 = 0.50 \text{ cm}^2$$

Choix : $4HA6 = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Calcul des espacements :

Sens principal : $St \leq 100/4 = 25 \text{ cm}$

Sens secondaire : $St \leq 100/4 = 25 \text{ cm}$

Schémas de ferrailage :

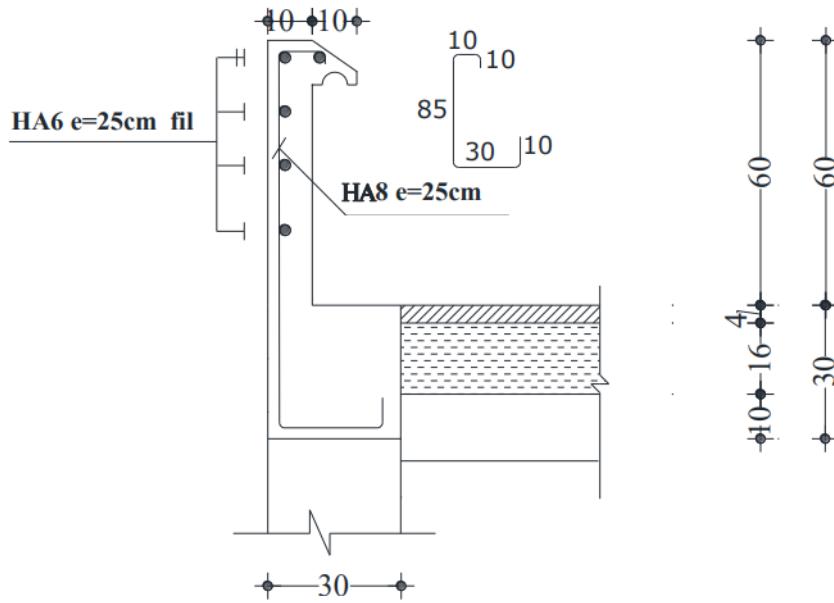


Figure IV.3-3:ferrailage de l'acrotère

IV.4 Etude des balcons :

Les balcons sont considérés comme étant encastres sur les poutres ; calculés comme une console de 1 m de largeur et sollicité par :

- Leurs poids propres : G
- La surcharge d'exploitation : Q
- La charge due au poids du mur : P

Notre ouvrage comporte deux types de balcon, dalle pleine assimilée à une console de portée de $L = 1,25$ m et un balcon, dalle pleine appuyée sur trois cotés

Type 1 :

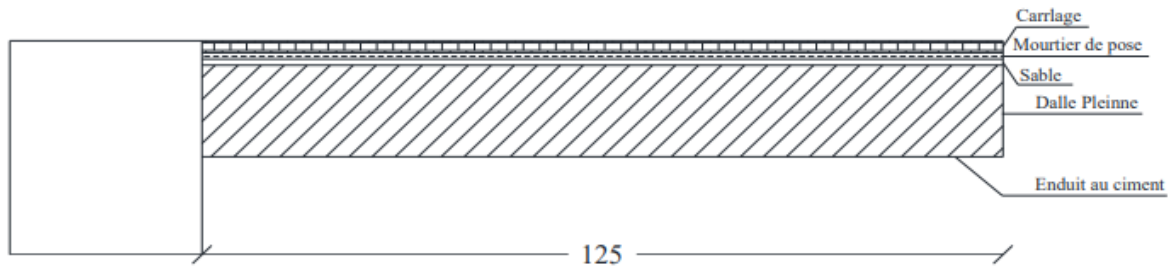


Figure IV.4-1: coupe sur le balcon

IV.4.1 Descente de charges :

Charge permanente :

On prend $h_d = 15$ cm

Carrelage + sable + mortier de pose	1.11 KN/m²
Dalle pleine en béton armé (0.15×2500)	3.75 KN/m²
Enduit ciment (1.5×18)	0.27 KN/m²
	G=5.13 KN/m²

Pour une largeur de 1 m $G = 5.13$ KN /ml

Surcharges d'exploitation :

Balcon pour locaux à usage habitation : $Q = 3.5$ KN/m²

Pour une largeur de 1 m $Q = 3.5$ KN /ml

IV.4.2 Calcule de charge due aux poids de mur :

La charge due au poids du mur sur le balcon : P

$$p = G_m \times h$$

$$\text{Epaisseur du mur : } e = 30 \text{ cm} \rightarrow G_m = 0.9 + 2(1.5 \times 0.18) = 1.44 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Hauteur de mur} = 1.2 \text{ m} \rightarrow p = 1.44 \times 1.2 = 1.728 \text{ KN/m}$$

Fissuration est considérée comme peu nuisible

- Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle (C.B.A .93).

$$\varnothing_{\max} \leq h_d/10 \text{ avec } h_d = 15 \text{ cm} \rightarrow \varnothing_{\max} \leq 15 \text{ mm} \rightarrow \varnothing_{\max} = 12 \text{ mm}$$

- Calcule de l'enrobage : $c = a + \varnothing/2 = 10 + 12/2 = 16 \text{ mm}$

Hauteur utile :

$$d = h_d - c = 15 - 1.6 = 13.4 \text{ cm}$$

Moment fléchissant :

ELU :

- $M_u = - [1.35G + 1.5Q] l/2 - 1.35 \times P \times L \times 1.00.$

- $M_u = -((1.35 \times 5.13) + (1.5 \times 3.50)) \times 1.202/2 - (1.35 \times 1.728 \times 1.20 \times 1.00) \rightarrow M_u = -11.567$ KN. m
- $M_u = -11.567$ KN. M

ELS:

- $M_s = -[G + Q] \times 122 - P \times L \times 1.00$
- $M_s = -[5.13 + 3.50] \times 1.202/2 - 1.728 \times 1.20 \times 1.00 = -8.287$ KN. m
- $M_s = -8.287$ KN. m

IV.4.3 Calcul de ferrailage :**ELU :**

$$M_u = -11.567 \text{ KN. M}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

- $\mu = M_u / b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}$
- $\sigma_b = 0.85 \times f_c / \gamma_B = 0.85 \times 25 / 1.5 = 14.2 \text{ MPa}$
- $\mu = 11567 / 100 \cdot 13.42 \cdot 14.2 = 0.045 < \mu_L = 0.392$ (Acier FeE400)
- $A' \neq \text{et } 1000 \epsilon_s > 1000 \epsilon_L \text{ } 254975.2$
- $\sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa}$
- $\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot (0.045)}) = 0.058$
- $\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.058 = 0.97745559454$
- $A_{cal} = M_u / \beta d \sigma_s = 11567 / 0.977 \cdot 13.4 \cdot 348 = 2.54 \text{ cm}^2/\text{ml}$
- $A_{min} = b \times h = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.20 \text{ cm}^2$
- $A = \max(A_{cal}; A_{min}) = \max(2.54; 1.20) \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 2.54 \text{ cm}^2 / \text{m}$

• Choix des armatures :

$$\text{Choix : } 4 \text{ HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$\text{Espacement : } 1 \text{ HA}12 \rightarrow e = 25 \text{ cm}$$

• Armatures de répartition :

On a une charge répartie

$$A_r = A/4 = 4.52/4 = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$1 \text{ HA}12 \rightarrow e = 25 \text{ cm}$$

ELS :

Il faut faire des vérifications qui sont considérées relatives à la contrainte maximale de béton comprimé σ_b et à la contrainte d'acier σ_s et aux déformations

$$a- \text{ Contrainte maximale du béton comprimé } \sigma_b \leq \sigma_b = 0.6 \times f_{c28} \quad \sigma_b = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

b- Contrainte de l'armature tendue pour une fissuration préjudiciable

- $\bar{\sigma}_s \leq \sigma_s = \min(2/3f_e ; 110\sqrt{\eta}f_{t28})$
- $M_u = -11.567 \text{ KN. m}$
- $M_s = -8.287 \text{ KN. m}$
- $\gamma = 11.567/8.287 = 1.39 \rightarrow \gamma - 1/2 + f_c/28100 = 0.44$
- $\alpha = 0,058 < 0.44 \rightarrow$ condition vérifiée

IV.4.4 Détermination des contraintes :

- $D = 15 \times A/b = 15 \times 4.52/100 = 0.678$
- $E = 30 \times A \times d/b = 30 \times 4.52 \times 13.6/100 = 18.44 \text{ cm}^2$
- $Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.678 + \sqrt{0.678^2 + 18.44} = 3.659 \text{ cm}$
- $I = b \times Y_1^2/3 + 15 \times A \times (d - Y_1)^2 = 100 \times 3.659^2/3 + 15 \times 4.52 \times (13.6 - 3.659)^2 = 7022.21$
- $K = M_{ser}/I = 8.287/7022.21 = 1.18$
 - ✓ $\sigma_b = K \times Y_1 = 1.18 \times 3.65 = 4.307 \text{ MPa}$
 - ✓ $\sigma_s = 15 \times k \times (d - Y_1) = 15 \times 1.18 \times (13.6 - 3.65) = 176.115 \text{ MPa}$

Le balcon est exposé aux ambiant intempéries donc la fissuration est considérée comme Préjudiciable.

- $\sigma_s = (2/3f_e ; 110\sqrt{\eta} \times f_{t28}) \min = 110\sqrt{1.6} \times 2.1 = 201.633 \text{ MPa}$
- $\bar{\sigma}_s = 201.633 \text{ MPa}$
- $\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
- Conclusion : $\sigma_b = 4.307 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ et $\sigma_s = 176.115 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$
- Alors l'armature calculée a ELU sont convenables

IV.4.5 Vérification des contraintes de cisaillement :

- $T_{umax} = [1.35G + 1.5Q] \times L + 1.35 \times P$
- $T_{umax} = [1.35(5.13) + 1.5(3.50)] \times 1.20 + 1.35 \times 1.728 = 16.943 \text{ KN}$
- $T_{umax} = 16.943 \text{ KN}$
- $TU = t_{umax}/b \times d = 16943/1000 \times 136 = 0.125 \text{ MPa}$
- $TU = 0.05 \times f_c 28 = 1.25 \text{ MPa}$
- $TU = 0.125 \text{ MPa} < TU = 1.25 \text{ MPa} \rightarrow$ Donc il n'y a pas le risque de bétonnage Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

IV.4.6 Vérification de la flèche :

$Hd/L=15/120= 0.125 > 1/20=0.05 \rightarrow$ Condition vérifié

$\rho = A/b \times d = 4.52/100 \times 13.6 = 0.00332 \leq 2/fe = 0.005 \rightarrow$ Condition vérifié

Conclusion : Les deux (02) conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

IV.5 Etude de l'ascenseur :**IV.5.1 Définition :**

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment.

Caractéristique de notre ascenseur :

- L : Longueur de l'ascenseur = 1.93 m
- l : Largeur de l'ascenseur = 1.74 m
- H : Hauteur de l'ascenseur = 2,2 m
- Fe : Charge due à la cuvette = 145 KN
- Pm : Charge due à l'ascenseur = 15 KN
- Dm : Charge due à la salle des machines = 51 KN
- La charge nominale est de 630 Kg
- La vitesse $V = 1.6 \text{ m/s}$

IV.5.2 Etude de la dalle d'ascenseur :

$lx = 1.74 \text{ m}$

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

On a: $lx = 1.74 \text{ m}$ et $ly = 1.93 \text{ m}$ donc une surface $s = 1.93 \times 1.74 = 3.36 \text{ m}^2$

$e = lx/20 = 1.93/20 = 9.7 \text{ cm}$ soit $e = 20 \text{ cm}$

Evaluation des charges et surcharges :

- $G1 = 22 \times 0.20 = 4.4 \text{ KN/m}^2$
- $G2 = 20 \times 0.05 = 1 \text{ KN/m}^2$
- $G' = G1 + G2 = 5.4 \text{ KN/m}^2$
- $G'' = Fe/S = 145/3.36 = 43.15 \text{ KN/m}^2$ Poids de la machine.
- $G_{total} = G' + G'' = 48.55 \text{ KN/m}^2$
- $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

Cas d'une charge répartie :

Calcul des sollicitations à l'ELU :

- $Q_{ultime} = 1.35G_{total} + 1.5Q = 67.04 \text{ KN/m}^2 \times 1 = 67.04 \text{ KN/m}$
- $\rho = lx/ly = 1.74/1.93 = 0.90$

$0.40 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$ La dalle est considérée comme portant dans deux directions

- $\rho = 0.90$
- $\mu_x = 1/8 \cdot (1 + 2,4 \cdot \rho^3) = 1/8 \cdot (1 + 2,4 \cdot 0.90^3) = 0.046$

- $\mu_y = \rho^2 \cdot (1 - 0,95 \cdot (1 - \rho)^2) = 0,902 \cdot (1 - 0,95 \cdot (1 - 0,90)^2) = 0,663$

Suivant le sens Lx :

- $M_x = \mu_x \times Q_{ult} \times l_x^2 = 0,046 \times 67,04 \times 1,742 = 9,337 \text{ KN.m}$

Suivant le sens Ly :

- $M_y = \mu_y \times M_x = 0,663 \times 9,337 = 6,190 \text{ KN.m}$

Calcul des sollicitations à ELS :

- $Q_{service} = G_{total} + Q = 48,55 + 1 = 49,55 \text{ KN/m}^2 \times 1 = 49,55 \text{ N/m}$

Sens Lx :

- $M_x = \mu_x \times Q_{ser} \times l_x^2 = 0,046 \times 49,55 \times 1,742 = 6,90 \text{ KN.m}$

Sens Ly :

- $M_y = \mu_y \times M_x = 0,663 \times 6,90 = 4,575 \text{ KN.m}$

Calcul des moments réels :

- En travée : $M_{travée} = 0,85M_x$
- En appui : $M_{appui} = -0,3M_x$

		M_u [KN.m]	M_{ser} [KN.m]
Sens XX	Travée	7.936	5.865
	Appuis	-2.801	-2.07
Sens yy	Travée	5.262	3.888
	Appuis	-1.857	-1.373

IV.5.3 Calcul du ferrailage :

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x = 18 \text{ cm}$ et $d_y = 17 \text{ cm}$

Selon Lx :

$$M_{Txu} = 7,936 \text{ KN.m}$$

$$\mu_x = M_{Txu} / b \cdot d \cdot \sigma_{bc} = 7936 / 14,2 \times 182 \times 100 = 0,017 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$A' \neq \text{et } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_L$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,025$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,99$$

$$A_{cal} = M_t / \beta d \sigma_s = 7936 / 0,99 \times 18 \times 348 = 1,28 \text{ cm}^2$$

En appui :

- $M_a = -2,801 \text{ KN.m}$
- $\mu = 2801 / 100 \cdot 182 \cdot 14,2 = 0,006 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$
- $A' \neq \text{et } \sigma_s = f / e_{ys} = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$
- $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,006}) = 0,008$
- $\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,008 = 0,997$

- $A_{cal} = 2801/348 \cdot 18 \cdot 0,997 = 0,49 \text{ cm}^2$

Selon Ly :

- ✓ $M_{Tyu} = 5,262 \text{ KN.m}$

- ✓ $\mu_y = M_{Tyu}/b \cdot d \cdot \sigma_{bc} = 5262/14,2 \times 172 \times 100 = 0,013 < \mu_L = 0,392$ (Acier FeE400)

- ✓ $A' \neq \text{et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L$

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

- ❖ $\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,985$

$$A_{cal} = M_{Tyu}/\beta d \sigma = 5262/0,985 \times 18 \times 348 = 0,85 \text{ cm}^2$$

En appui :

- $M_a = -1,857 \text{ KN.m}$

- $\mu = 1857/100 \cdot 172 \cdot 14,2 = 0,005 < \mu_L = 0,392$ (Acier FeE400)

- $A' \neq \text{et } \sigma_s = f_e/\gamma_s = 400/1,15 = 348 \text{ MPa}$

- $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,005}) = 0,006$

- $\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,006 = 0,998$

- $A_{cal} = 1857/348 \cdot 17 \cdot 0,998 = 0,31 \text{ cm}^2$

	$M_{travé}$ (KN.m)	M_{appui} (KN.m)	$A_{t \text{ Cal}}$ (cm ²)	$A_{t \text{ adopté}}$ (cm ²)	$A_{a \text{ cal}}$ (cm ²)	$A_{a \text{ adopté}}$ (cm ²)
Sens XX	7.936	-2.801	1.28	5HA 8 → 2.51	0.49	4HA 8 → 2.01
Sens yy	5.262	-1.857	0.85	5HA 8 → 2.51	0.31	4HA 8 → 2.01

Tableau 33: Ferrailage de la dalle d'ascenseur sous un chargement uniformément répartie

Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité :

En travée :

On calcule A_{min}

- $h_0 > 12 \text{ cm} \{ A_{x \min} = \rho_0 \times (3 - \rho)/2 \times b \times h_0 = 0,0008 \times (3 - 0,90)/2 \times 100 \times 20 = 1,68 \text{ cm}^2/\text{m}$

- $\{ A_{y \min} = \rho_0 \times b \times h_0 = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,60 \text{ cm}^2/\text{m} > 0,4$

- On a des acier FeE400 → $\rho_0 = 0,0008$

- $h_0 = e = 20 \text{ cm}, b = 100 \text{ cm}$ et $\rho = 0,90$

- $A_{xT} = 5HA 8 \rightarrow 2,51 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{x \min} = 1,68 \text{ cm}^2/\text{m}$

- $A_{yT} = 5HA 8 \rightarrow 2,51 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{y \min} = 1,60 \text{ cm}^2/\text{m}$

- $A_{xT} = 2,51 \text{ cm}^2 > A_{xT4} = 0,63 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$

En appui :

- $A_{xa} = 4HA 8 \rightarrow 2,01 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{x \min} = 1,65 \text{ cm}^2/\text{m}$

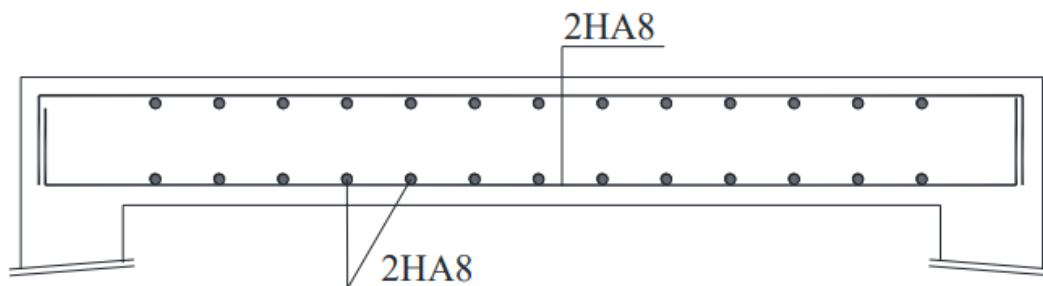
- $A_{ya} = 4HA 8 \rightarrow 2,01 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{y \min} = 1,60 \text{ cm}^2/\text{m}$

L'effort tranchant :

- $\tau U = tu \max/b \times d < \bar{\tau}u$
- $tux = qu \times lx/4 \times Ax \min Iy / 4Ix^4 + Iy^4 = 67.04 \times 1.74/4 \times 1,68 \times 1,934/1,934 + 1,744 = 29.50KN.$
- $tuy = qu \times lx/4 \times Ay \min lx / 4lx^4 + ly^4 = 67.04 \times 1.74/4 \times 1,60 \times 1,744/1,934 + 1,744 = 18.66KN.$

Vérification à l'ELS

- $qu = Gtotal + Q = 48.55 + 1 = 49.55 KN$
- *Sens X - X'* : $M0x = \mu x \times qs \times lx/2 \Rightarrow M0x = 0.046 \times 49.55 \times 1,74^2 = 6,90 KNm.$
- *Sens Y - Y'* : $M0y = \mu y \times M0x \Rightarrow M0y = 0.663 \times 6,90 = 4.57 KN.m.$
- *Sens X - X'* : $M0x = 0.85 \times M0x \Rightarrow M0y = 0,85 \times 6,90 = 5.87 KN.m.$
- *Sens Y - Y'* : $Mty = 0,85 \times M0y \Rightarrow Mty = 0,85 \times 4.57 = 3.88 KN.m.$

Schéma de ferrailage :**Figure IV.5-1 : ferrailage de l'ascenseur :**

Chapitre 05

ETUDE DYNAMIQUE

V .1. Introduction

Le séisme est le risque naturel majeur le plus dangereux et qui cause le plus de dégâts, ce phénomène est l'une des manifestations inévitables de la tectonique des plaques qui expose certaines parties de la planète à un risque potentiel permanent.

Dans les régions sismiques, nous devons réaliser des constructions dites parasismique afin de minimiser les conséquences désastreuses de ce phénomène des séismes. Pour consolider les bâtiments on se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitée.

Les dégâts observés en surface sont fonction de l'amplitude, la fréquence et la durée des vibrations.

L'effet du séisme sur les structures est important : peut provoquer leur endommagement, voire même leur effondrement, les sollicitations sismiques possèdent les caractères spécifiques suivants :

- Caractère Horizontales (suivant x et y) : la base d'une structure est soumise à de brusques accélérations dans toutes les directions.
- Caractère Cylindrique (Torsion suivant z) : Contrairement aux charges habituelles, les sollicitations sismiques agissent de manière alternée, dans un mouvement brutal de va-et-vient qui se répète plusieurs fois.
- Caractère dynamique : Les mouvements de la base étant rapides et saccadés, les étages n'arrivent pas à les suivre instantanément. En raison de leur masse, les étages suivent les mouvements avec un temps de retard.

Le principe de la construction parasismique est basé sur :

- Le choix du site.
- La conception architectural.
- Le respect des règles parasismiques.
- La qualité de l'exécution.
- La maintenance des bâtiment.

Dans ce qui suit, on va effectuer l'étude sismique de l'ouvrage en suivant une méthode de calcul bien définie dans le RPA, afin de confirmer nos suggestions sur le prédimensionnement des éléments (Chapitre II).

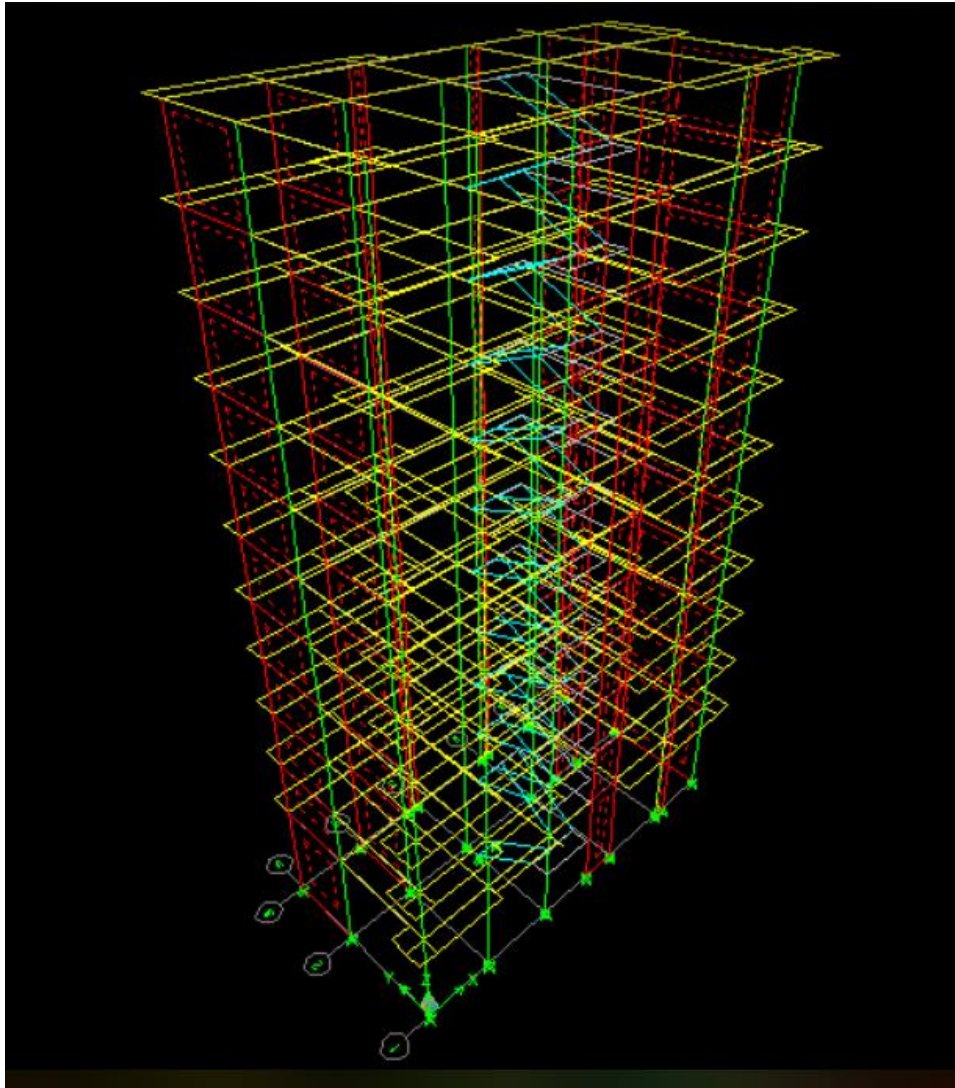


Figure V.1-1: Modélisation du bâtiment

V .2Combinaison d'action:

Pour le calcul, on utilise les combinaisons d'actions aux états limites suivantes :

Ultime, service, accidentel.

- ✓ ELU : $1,35G+1,5Q$
- ✓ ELS: $G+Q$
- ✓ ELA: $G+Q\pm 1,2E$
- ✓ ELA: $G+Q\pm E$
- ✓ ELA: $0,8G\pm E$

V .3. Modélisation de la structure étudiée :

La conception des structures en génie civil est une tâche complexe et qui prend un temps très considérable, pour cela le recours à l'informatique est très bénéfique. Pour notre projet on a préféré de travailler avec logiciel **etabs 9.4.0** à cause de la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux...etc.) dans les éléments structuraux ; en plus, nous avons estimé que l'étude des méthodes appliquées par **etabs** nous

permettra d'acquérir plus de connaissances qui vont compléter notre formation à l'université, afin de voir l'applicabilité de nos DTR en utilisant ce programme.

V .3.1. Modélisation mathématique :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement). En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, tenant en compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

V .3.2 Description du logiciel etabs:

Le logiciel **etabs** propose aux ingénieurs structure des fonctionnalités de simulation et d'analyse structurelle évoluées pour des structures vastes et complexes de la construction.

V .3.3 Modélisation des éléments structuraux:

La modélisation des éléments constituant le contreventement est effectué comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différent niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisé par un élément surfacique type (Shell) à quatre nœuds.
- La dalle est modélisée par un élément surfacique type (Slab) à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides .et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

V.4.Méthode de calcul:

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir aux mieux le comportement réel de l'ouvrage. Les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) propose trois méthodes de calcul des sollicitations :

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

V .5. La méthode statique équivalente:

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

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure

V .6. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme:

Utilisée par un personnel qualifié, elle donne l'accélération du sol par rapport au temps, et indique les ondes exercées.

V .7.La méthode d'analyse modale spectrale :

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.

V .7.1Détermination du paramètre du spectre de réponse :

Le terme spectre de réponse désigne une accélération maximale d'un oscillateur simple en fonction de sa période propre et de son amortissement critique permettant ainsi de déterminer, selon les fréquences caractéristiques des bâtiments et des équipements, l'accélération (et donc la force) maximale à laquelle ils seraient soumis.

Comme expliqué dans le RPA99v2003, 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.

Pour déterminer le spectre de réponse, on doit calculer plusieurs paramètres qui sont :

- **Coefficient d'accélération du sol « A » :**

Coefficient qui dépend de la zone sismique du site et le groupe d'usage de l'ouvrage illustrée dans un tableau (RPA99v2003. Tableau4.1)

Implantation à MOSTAGANEM : Zone IIa
Ouvrage de type habitation : Groupe d'usage 2

Groupe d'usage	Zone de sismicité			
	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Tableau 34: coefficient d'accélération A.

Donc : $A = 0.15$

• Période fondamentale (T) :

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

- Les formules empiriques à utiliser selon le RPA99/version 2003 sont : $T = \min$

CT : Coefficient, fonction de système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 du RPA 99 version 2003. $CT = 0,05$

(Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA)

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

$$h_N = 34,09 \text{ m}$$

- D : La dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

- $D_x = 20.50 \text{ m}$; $D_y = 10.30 \text{ m}$

- $A_n : T = C_T * h_N^{3/2} = 0,05 * (34,09)^{3/2} = 0,705 \text{ s}$. Dans les deux directions

- $T_X = 0.09 \frac{34.09}{\sqrt{10.50}} = 0.6776 \text{ s}$

- $T_Y = 0.09 \frac{34.09}{\sqrt{10.30}} = 0.955 \text{ s}$

D'après le RPA 99 version 2003 (tableaux 4,6 et 4,7), il faut retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs.

- $T_x = \min (0,705; 0,6776) \rightarrow T_x = 0,6776 \text{ s}$

- $T_y = \min (0,705; 0,955) \rightarrow T_y = 0,705 \text{ s}$

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

On prend $T = 0,677 \text{ s}$

- Calcul de la période T1 et T2 :

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, la catégorie du site est « Sol meuble » Notée « S3 », Et en se référant au tableau 4.7 du RPA99v2003, la période caractéristique associée à la catégorie de site est :

$$T1 = 0,15 \text{ s} , T2 = 0,50 \text{ s}$$

- Coefficient de correction d'amortissement η :

Selon le RPA 99 version 2003, Le coefficient d'amortissement est donné par la formule suivante :

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

ξ (%) : est le Pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Pour notre cas on prend : $\xi = 7 \%$ (Portique en béton armée et de remplissage dense).

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + 7)} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = 0,8819$$

- Facteur d'amplification dynamique moyen « D » :

Dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement η de la période

Fondamentale de la structure T (4.2) :

$$D = \begin{cases} 12.5 * \eta & \text{Si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \eta (T_2 / 3)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & \text{Si } T \leq 3s \end{cases}$$

Pour notre cas : $0,5 \leq 0.677 \leq 3 \text{ sec}$

$$D = 1.80$$

- **Coefficient de comportement global de la structure R :**

La valeur de R est donnée par le « tableau 4.3 » de RPA 99 / version 2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans (l'article 3.4 du RPA 99 version 2003)

Dans notre structure ; on a un système portiques contreventées par des voiles en béton armée.

Donc le Coefficient de comportement global de la structure égale à : $R = 4$

- **Facteur de qualité Q :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 \pm \sum_1^6 Pq$$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non"

Critère « q »	P _q	
	P _{qx}	P _{qy}
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05	0.05
2. Redondance en plan	0.05	0.05
3. Régularité en plan	0.05	0.05
4. Régularité en élévation	0.00	0.00
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.10	0.10
$Q = 1 \pm \sum_1^6 Pq$	1.30	1.30

Tableau 35: Pénalité en fonction de critère de qualité : (RPA 99 Tab 4.4)

$$Q = 1 \pm \sum Pq = 6 \cdot 1 + 0,05 + 0,05 + 0,05 + 0,05 + 0,1 = 1,30$$

Coefficient	A	R	D	Site	Q	η	ζ	T	T ₁	T ₂
	0,1 5	3.5	1,8 0	S2	1,3 0	0,88	7	0.64	0,15	0,5

Tableau 36: Récapitulation des paramètres sismiques de l'ouvrage.

V.7.2 Spectre de réponse de calcul :

D'après le RPA99v2003 (4.3.3), l'action sismique est :

$$\frac{S_a}{g} \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25 A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Avec :

g : Accélération de la pesanteur, g=9,81

A : Coefficient d'accélération de zone.

En fonction du calcul du mode spectrale et en remplaçant les paramètres du spectre, on dessine

le graphe par rapport à la période fondamentale T :

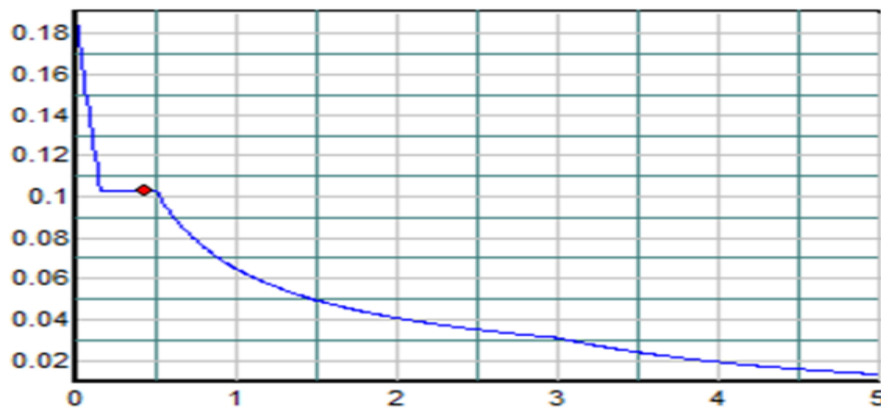


Figure V.7-1: Diagramme du spectre de réponse (Programme du RPA).

V.8 Modélisation :

V.8.1 Justification vis-à-vis l'estimation de la période fondamentale :

D'après le RPA99 v2003, la valeur de T calculés ne doit pas dépasser 30% de celle estimé à partir des formules empiriques c'est à dire : La période fondamentale de la structure T doit être supérieure face à la période dynamique Td :

$$1,3 T > T_d$$

Avec : T : la période dynamique.

Td : La période fondamentale de la structure.

Donc On lance une analyse et on compare les résultats :

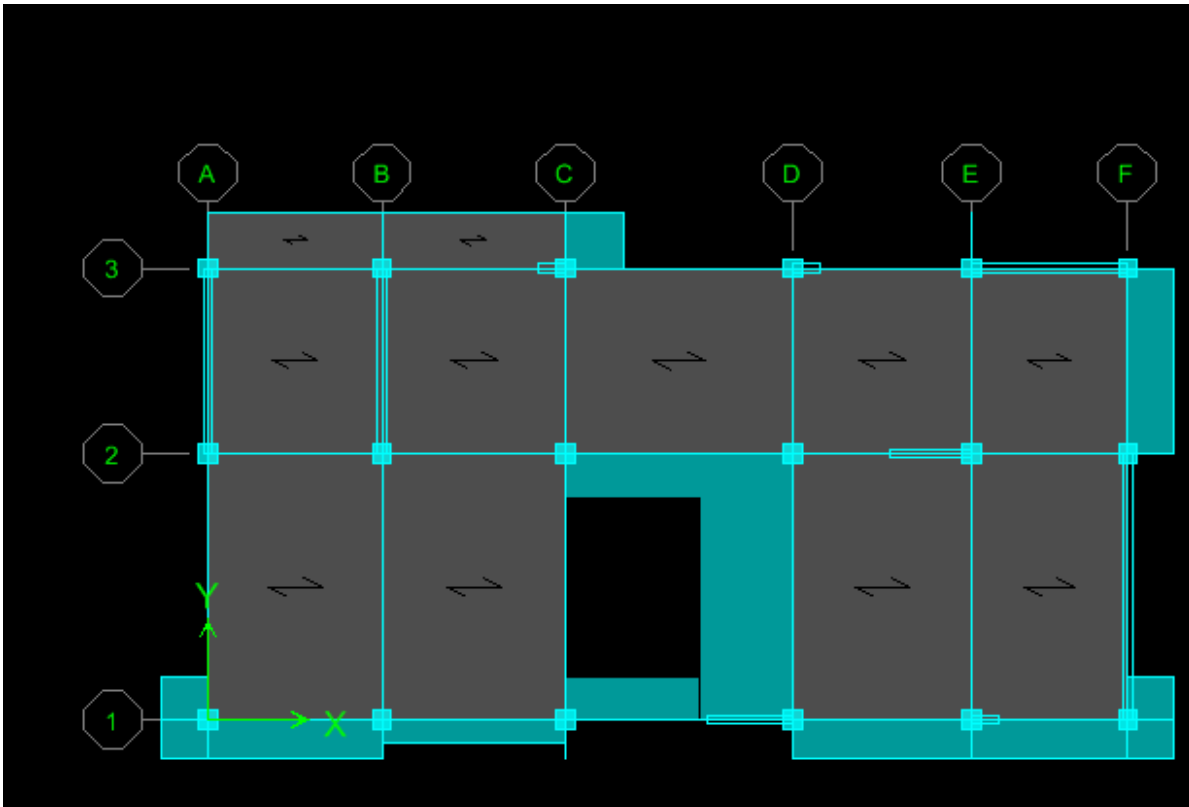


Figure V.8-1: disposition des voiles type

V.8.3 Nombre de modes à considérer :

Selon l'RPA 99 version 2003 (Article 4.3.4) : Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à - Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites le nombre minimal des modes (K) doit être :90 % au moins de la masse totale de la structure.

$$K \geq 3\sqrt{11} \quad K= 10 \quad T_d = 0.82s$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus de sol et Td la période du mode K.

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,822246	76,4804	0,015	76,4804	0,015
2	0,650513	0,1471	60,6686	76,6275	60,6836
3	0,518222	0,3919	10,7234	77,0194	71,407
4	0,227825	13,1945	0,0018	90,2139	71,4088
5	0,142666	0,0387	16,458	90,2526	87,8668
6	0,120273	0,0985	1,8003	90,3511	89,6671
7	0,105975	4,9502	0,0041	95,3012	89,6712
8	0,061612	2,2797	0,0236	97,581	89,6948
9	0,059098	0,0019	5,8512	97,5829	95,546
10	0,055727	0,0049	0,1146	97,5878	95,6607

Tableau 37: tableau de Période et facteur de participation modale

Selon le tableau ci-dessus, la participation atteint les 90% à partir le mode 9 (cumul UX =97.58, cumul Uy=95.54).

- Le 1er mode est un mode translation selon l'axe X avec 76,48% de participation de masse modale.
- Le 2eme mode est un mode translation selon l'axe Y avec 60,66% de participation de masse modale.
- Le 3eme mode est mode torsion pure.

V.8.4 Justification vis-à-vis la force sismique :

D'après le RPA 99 V2003 (article 4.3.6, p54), la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la 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 $V_t < 0,80 V_s$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...) dans le rapport $0,8 V_s/V_t$.

Détermination de la force sismique statique :

W : Poids total de la structure.

On a $W = 1254.906 T$

- $$V = \frac{A \cdot D \cdot Q \cdot w}{R}$$

- $V = \frac{0.15 \cdot 1.80 \cdot 1.30}{3.5} * 1254.906$
- $V_s = 125.84 \text{ t}$

V(KN)	0.8V statique (KN)	V dynamique (KN)		0.8 Vs < Vd
L'effort tranchant à la base	Vx, Vy	Vx	Vy	CV
	100.67	138.29	138.26	CV

Tableau 38: Vérification de la résultante des forces sismiques.

ustification vis-à-vis la sollicitation normale :

Pour limiter le risque de rupture des éléments verticaux (poteau) sous l'action du séisme, la condition suivante indiquée dans l'article (7.4.3.1) doit être vérifiée:

Avec :

$$V = \frac{Nd}{Bc \cdot fc28} \leq 0.3$$

- Nd : Effort normal de calcul
- Bc : section brute du poteau

Si la condition n'est pas vérifiée sur un des éléments d'un étage, cela veut dire que l'élément en question ne résiste pas face à l'effort de séisme et doit changer le pré dimensionnement définie précédemment.

Les calculs des conditions sur les poteaux sont traduits dans le tableau :

Tableau V.8-3:Vérification des poteaux sous sollicitations d'effort normal.

Niveau de poteau	Nd (t)	Bc(cm ²)	<i>f</i> _c 28 (mpa)	V ≤ 0,3	Observation
RDC	202.23	60x60	25	0,224	CV
1^{er} étage	179.4	60x60	25	0,199	CV
2^{eme} étage	160.44	60x60	25	0,178	CV
3^{eme} étage	141.93	55x55	25	0,187	CV
4^{eme} étage	123.74	55x55	25	0,163	CV
5^{eme} étage	105.82	55x55	25	0,139	CV
6^{eme} étage	88.15	55x55	25	0,142	CV
7^{eme} étage	70.67	55x55	25	0,113	CV
8^{eme} étage	53.36	55x55	25	0,085	CV
9eme étage	36.17	40x40	25	0,090	CV
10eme étage	19.1	40x40	25	0,047	cv

: Verification de déplacement :

Justification vis-à-vis des déformations :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage (h).

D'après la modélisation de notre structure par logiciel ETABS 9.6.0, Le déplacement total de chaque niveau est donné ci-dessous :

Niveau de Poteau	H étage (cm)	R	ΔX (cm)	1% H étage (cm)	Observation
RDC	323	3.5	0.31	3,23	CV
1 ^{er} étage	323	3.5	0.66	3,23	CV
2 ^{eme} étage	323	3.5	1.05	3,23	CV
3 ^{eme} étage	323	3.5	1.47	3,23	CV
4 ^{eme} étage	323	3.5	1.93	3,23	CV
5 ^{eme} étage	323	3.5	2.27	3,23	CV
6 ^{eme} étage	323	3.5	2.75	3,23	CV
7 ^{eme} étage	323	3.5	3.12	3,23	CV
8 ^{eme} étage	323	3.5	3.45	3,23	CV
9 ^{eme} étage	323	3.5	3.75	3,23	CV
10 ^{eme} etage	323	3.5	4.02	3,23	CV

Tableau V.8-4: Valeurs du déplacement sens (x,x')

Sans traversal :

Niveau de Poteau	H étage (cm)	R	Δy (cm)	1% H étage (cm)	Observation
RDC	323	3.5	0.15	3,23	CV
1 ^{er} étage	323	3.5	0.33	3,23	CV
2 ^{eme} étage	323	3.5	0.56	3,23	CV
3 ^{eme} étage	323	3.5	0.83	3,23	CV
4 ^{eme} étage	323	3.5	1.12	3,23	CV
5 ^{eme} étage	323	3.5	1.43	3,23	CV
6 ^{eme} étage	323	3.5	1.75	3,23	CV
7 ^{eme} étage	323	3.5	2.07	3,23	CV
8 ^{eme} étage	323	3.5	2.4	3,23	CV
9 ^{eme} étage	323	3.5	2.71	3,23	CV
10 ^{eme} etage	323	3.5	3.04	3,23	CV

Tableau V.8-5: Valeurs du déplacement sens (y,y')

Story	Diaphragm	MassX	masse	h	hcum	wj
RDC	D1	172,26	1722,6	3,06	3,06	14256,71
E1	D2	142,029	1420,29	3,06	6,12	12534,11
E2	D3	137,85	1378,5	3,06	9,18	11113,82
E3	D4	134,45	1344,5	3,06	12,24	9735,32
E4	D5	134,45	1344,5	3,06	15,3	8390,82
E5	D6	130,43	1304,3	3,06	18,36	7046,32
E6	D7	127,188	1271,88	3,06	21,42	5742,02
E7	D8	127,188	1271,88	3,06	24,48	4470,14
E8	D9	120,647	1206,47	3,06	27,54	3198,26
E9	D10	115,254	1152,54	3,06	30,6	1991,79
E10	D11	83,925	839,25	3,06	33,66	839,25

Tableau V.8-6: Valeur l'effet P- Δ (Sens longitudinal)

wjhj	som wjhj	fik	vk	dk	o	dky	
43625,5326	43625,5326	1500,58	1609,89	/		/	
76708,7532	120334,286	956,565455	1065,87546	0,0015	0,00576444	0,002	0,00768592
102024,868	222359,153	688,509888	797,819888	0,0015	0,00682855	0,002	0,00910473
119160,317	341519,47	523,5707	632,8807	0,002	0,01005396	0,002	0,01005396
128379,546	469899,016	409,968467	519,278467	0,0015	0,00792089	0,002	0,01056119
129370,435	599269,451	323,945576	433,255576	0,002	0,01062984	0,002	0,01062984
122994,068	722263,52	255,533381	364,843381	0,002	0,01028648	0,002	0,01028648
109429,027	831692,547	197,437154	306,747154	0,002	0,00952465	0,002	0,00952465
88080,0804	919772,627	143,69987	253,00987	0,002	0,00826199	0,002	0,00826199
60948,774	980721,401	93,2563633	202,566363	0,002	0,00642665	0,002	0,00642665
28249,155	1008970,56	42,0132349	151,323235	0,0015	0,00271866	0,002	0,00362489

Tableau V.8-7: Valeur l'effet P- Δ (Sens longitudinal)

Chapitre 06

ETUDE PORTIQUES

VI.1 Introduction:

Une construction résiste aux charges gravitaires et sismique grâce à ses éléments porteurs principaux, constitués de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles. Pour cela, ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés, armés (ferraillés) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre toutes les différentes sollicitations qui seront utilisé pour le ferrailage et qui sont tirées de l'analyse statique et sismique de la structure réalisée par le logiciel ETABS 2016.

VI.2 Définition :

- Poteaux :Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent des points d'appuis des poutres Permettant de transmettre les charges de la superstructure aux fondations, ils sont sollicités à la flexion composée.

- Voiles :

Ce sont des éléments verticaux dont la longueur est nettement supérieure à l'épaisseur $h \geq (4 \times e)$ qui sont utilisés pour reprendre les efforts horizontaux dûs au séisme.

- Poutres :

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux Poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donné qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

VI.3 Ferrailage des portiques :

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont à considérer sont les suivent :

- G : Charges permanentes ;
- Q : Charges d'exploitations et
- E : Efforts sismiques.

VI.3.1 Combinaisons d'actions :

- Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires selon le [CBA93] :

- $1,35G + 1,5Q$ Etat Limite ultime.
- $G+Q$ Etat Limite de service.

- Combinaisons accidentelles selon le [RPA 99v2003] :

- $0,8 \times G \pm E$
- $G + Q \pm E$

Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel etabs 2020

VI.3.2 Ferrailage des poutres :

On distingue deux types des poutres :

- Poutres principales : (30×50) cm².
- Poutres secondaires : (30×40) cm².

a) Ferrailages réglementaires :

a. Recommandation du R.P.A.99 (version 2003) [ART 7.5.2.1] :

Armature longitudinale :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section, donc :

- Armatures minimales : 0.5% B en zone IIa.
- Armatures maximale {4% en zone courante /6% en zone de recouvrement}
- Longueur de recouvrement est de : 40.Ø en zone IIa.

Avec : B : Section de la poutre.

Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$A_{t\ min} = 0,003 \times S \times b$ RPA99/V2003 [ART 7.5.2.2].

Avec :

b : Largeur de la section.

S : L'espacement des armatures transversales.

L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S = \min \left(\frac{h}{4}; 12 \times \emptyset \right)$$

- En dehors de la zone nodale :

$$S = \frac{h}{2}$$

b. Règlement BAEL91 : [BAEL91r99 /Article-4.2]

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{min} = 0,23 \times f_{t28} / f_e \times b \times d \Rightarrow \text{Pour les armatures tendues.}$$

b) Les sollicitations des poutres :

A l'aide du fichier des résultats donné par le logiciel "etabs 9.7.4" ; on obtient les résultats

Bending moment

Combinaisons	Sollicitations	Poutres principales (30x50) (t)	Poutres secondaires (30x40)
E.L.U (1,35G+1,5 Q)	M _t [kN.m]	26	4.383
	N [kN]	0	0
	M _a [kN.m]	-13.744	-5.361
	N [kN]	0	0
E.L.S (G+Q)	M _t [kN.m]	5.806	3.21
	N [kN]	0	0
	M _a [kN.m]	-10.061	-3.945
	N [kN]	0	0
A.C.C (G+Q±E)(0,8 G E)	M _t [kN.m]	15.9	14.425
	N [kN]	0	0
	M _a [kN.m]	-17.69	-17.657
	N [kN]	0	0
Effort Trenchant	T [kN]	14.4	16.45

Tableau VI.3-1: Tableau récapitulatif des moments fléchissant en [KN.m] et efforts

Armatures longitudinales:**1. Conditions imposées par le RPA99/V2003 :**

- Poutre principale : $A_{min} = 0,005 \times 30 \times 50 = 7.5 \text{ cm}^2$
- Poutre secondaire : $A_{min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$ **Conditions imposées le BAEL91 :**
- **Poutre principale:**

$$h=50 \text{ cm}; b=30 \text{ cm}; d=0,9 \times h = 0,9 \times 50 = 45 \text{ cm}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 30 \times 45 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

Conditions imposées le BAEL91 :

- **Poutre secondaire:**

$$h=40 \text{ cm}; b=30 \text{ cm}; d=0,9 \times h = 0,9 \times 35 = 27 \text{ cm}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 30 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 0,97 \text{ cm}^2$$

3. Exemple de Calcul : Poutres principales (30x50)cm²**A. En travée :****❖ Situation durable et transitoire :**

Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_{tu} = 260 \text{ KN.m} = 260000 \text{ N.m}$$

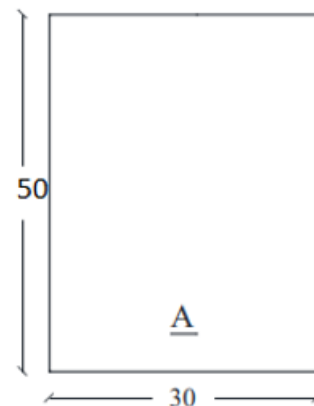


Figure VI.3-1:Section de calcul en travée.

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\bullet \mu = \frac{M}{\sigma_b b d^2} = \frac{260 \times 10^3}{14.2 \times 30 \times (45)^2} = 0,092 < \mu_L = 0,392 (\text{Acier FeE400})$$

$$\Rightarrow A' n' \text{ existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,125; \beta = 0,95$$

• . Détermination des armatures :

$$\bullet A_{cal}^t = \frac{M}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{260 \times 10^3}{348 \times 0,95 \times 45} = 17.47 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.63$$

Donc; les armatures calculées à l'ELU conviennent.

2) Situation accidentelle :

$$\bullet M_a^{acc} = 159 \text{ KN.m}$$

$$\bullet \mu = \frac{159 \times 10^3}{14.2 \times 30 \times (45)^2} = 0,11 <$$

$$\mu_L = 0,392 \Rightarrow$$

$$A' \neq 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l$$

$$\bullet \alpha = 0,150; \beta = 0,94$$

. Détermination des armatures :

$$A_{Cal}^{acc} = \frac{159 \times 10^3}{400 \times 0,94 \times 45} = 18.02 \text{ cm}^2$$

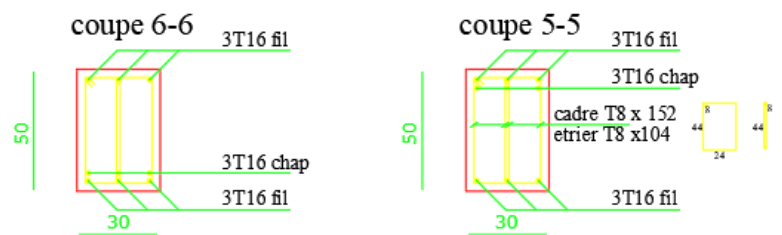


Figure VI.3-4: Ferrailage des poutres principale

Conclusion:

$$\bullet A_{cal} = \max(A_{au}; A_{acc}) = 18.02 \text{ cm}^2$$

Choix : 9T16 → A = 18.10 cm²

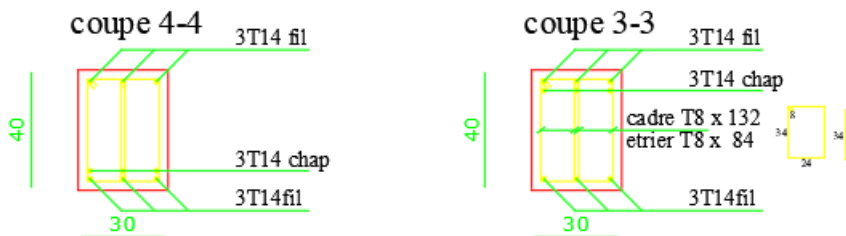


Figure VI.3-5: Ferrailage des poutres secondaires

Etat limite de service (E.L.S.) :

$$\left. \begin{array}{l} \checkmark \text{-Section rectangulaire} \\ \checkmark \text{-Flexion simple} \\ \checkmark \text{-Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\checkmark \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{79300}{58060} = 1,37$$

$$\checkmark \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,37-1}{2} + \frac{20}{100} = 0,39$$

$$\checkmark \alpha = 0,096 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,39 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

-Fissuration peu nuisible (Aucune vérification pour σ_s)

Donc; les armatures calculées à l'ELU conviennent

❖ Conclusion : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Fissuration peu nuisible (Aucune vérification pour (σ_s))

⇒ Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues

B. En appuis :

❖ Cas fondamentaux :

Etat limite ultime (E.L.U.) :

Mau = 137.44KN. m = 13744 N. m

• Vérification de l'existence des armatures

comprimées :

$$\checkmark \mu = \frac{137.44 \times 10^3}{14.2 \times 30 \times (45)^2} = 0,159 \leq \mu_L = 0,392 (\text{acier FeE400})$$

$$\Rightarrow A' \neq 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,218; \beta = 0,913$$

• Détermination des armatures

$$A_{cal}^a = \frac{137.44 \times 10^3}{348 \times 0,913 \times 45} = 9.6 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{min} = 0,23 \times 30 \times 45 \times \frac{2,1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

❖ Situation accidentelle

Ma acc = 176.9KN. m = 176900 N. m

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\checkmark \mu = \frac{176.99 \times 10^3}{14.2 \times 30 \times (45)^2} = 0.21$$

$$\checkmark 0,159 \leq \mu_L = 0,392 (\text{acier FeE400})$$

$$\checkmark A' \neq 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \Rightarrow \alpha = 0,3; \beta = 0,88$$

• Détermination des armatures :

$$A_{Cal}^{acc} = \frac{176.9 \times 10^3}{400 \times 0,88 \times 45} = 11.17 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \text{Max}(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A_t = 11.17 \text{ cm}^2$$

• Choix des armatures : 4T14 + 4T16 A = 14,20 cm²

Etat limite de service (E.L.S.) :

Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire avec } A \neq A' \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha^? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

Acier FeE400

$$\checkmark \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{137.44}{100.61} = 1,37$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,36-1}{2} + \frac{20}{100} = 0,38$$

$$\alpha = 0,218 < \frac{1,37-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,435 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MP}$$

❖ **Conclusion :**

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour (σ_s))

⇒ Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

c) Calcul des armatures transversales :

L'effort tranchant peut engendrer des fissures inclinées à 45° par rapport à la ligne moyenne, et pour y remédier on utilise des armatures transversales.

$$T_u \text{ max} = 144 \text{ KN. m} = 144000 \text{ N. m}$$

a. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

[CBA93/A.5.1.3]

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } a = 0,9 \times d = 0,9 \times 45 \Rightarrow a = 40.5 \text{ cm}$$

$$T_{u \text{ max}} = 110930 \text{ N} \leq 0,267 \times 40.5 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 811012.5 \text{ N}$$

Donc : il n'Ya pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

b. Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales

inférieures : [CBA93/A.5.1.3.2.1]

On doit vérifier que :

$$\checkmark A_{inf} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[T_u + \frac{M_a^u}{0,9 \times d} \right]$$

$$\checkmark A_{inf} = 6 \geq \frac{1.15}{400} \left[144000 + \frac{137440}{0.9 \times 45} \right] \times 10^{-2} = 4.32 \rightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

Donc : Il n'ya aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures.

c. Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne

Moyenne : [Article CBA93/A.5.1.1/A.5.1.2.1.1]

$$\bullet \tau_u = \frac{t_u \max}{b \times d \times 100} = \frac{144000}{30 \times 45 \times 100} = 1.07 \text{ mpa}$$

Fissuration peut nuisible : $\bar{\tau}_u = \min[0,2 \times f_c 28 / \gamma_b; 5 \text{ MPa}] = 3,34 \text{ MPa}$

$\tau_u = 1.07 < \bar{\tau}_u = 3,34 \text{ MPa} \Rightarrow$ armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

d. Section et écartement des armatures transversales A_t : [Article BAEL91/4.2.3] • Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi \min\left(\frac{50}{35}; \frac{30}{10}\right) \cdot 1.63 L_{min}\right)$$

$$\phi_t \leq 12 \text{ mm} \text{ on prend } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

$$\text{Donc : } 4\phi 8 \Rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

• L'espacement des armatures transversales :

a) Espacement des armatures transversales :

- Selon BAEL91 :

$$\delta t_1 \leq \min(0,9 \times d; 45 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 45; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm.}$$

$$\delta t_2 \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} = \frac{2,01 \times 235}{0,4 \times 30} = 39,4 \text{ cm} \Rightarrow \delta t_2 = 35 \text{ cm}$$

$$\delta t_3 \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{0,8 \times 2,01 \times 235}{30 \times (1,07 - 0,3 \times 1,8)} = 9,5 \text{ cm} \Rightarrow \delta t_3 = 10 \text{ cm}$$

$$\delta t = \min(\delta t_1; \delta t_2; \delta t_3) \Rightarrow \delta t = 10 \text{ cm}$$

$\Rightarrow \delta_t = 10 \text{ cm}$ - D'après le RPA 99/V2003 :

1) En zone nodale :

$$\delta_t \leq \min(h/4; 12\phi) = \min(45/4; 12 \times 0,8) \text{ cm}$$

2) En zone courante :

$$\delta_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 2,25 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 1,5 \text{ cm}$$

f. Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est :

$$L_r = 40\phi_{\max} \text{ (Zone IIa)}$$

- $\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$ on adopte $\rightarrow L_r = 64 \text{ cm}$
- $\phi = 20 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 2,0 = 80 \text{ cm}$ on adopte $\rightarrow L_r = 80 \text{ cm}$
- $\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$ on adopte $\rightarrow L_r = 56 \text{ cm}$

La jonction par recouvrement doit être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (Zones critiques).

Note bien :

étant donné que la procédure des sollicitations ainsi que le calcul du ferrailage est le même que celle déjà montrée ci-avant ; on donne directement les valeurs des armatures trouvées et le choix du ferrailage.

VI.3.5 Etude des poteaux :

Leurs rôles :

Supporter les charges verticales (effort de compression dans le poteau)

Participer à la stabilité transversale par le système poteaux – poutres pour reprendre les efforts Horizontaux :

- Effet du vent
- Effet de la dissymétrie des charges
- Effet de changement de la température
- Effet des efforts sismiques

Les poteaux seront sollicités à la compression simple ou à la flexion composée selon l'excentricité de l'effort normal par rapport au centre de gravité de la section. Chaque poteau est soumis à un effort normal(N) et à deux moments fléchissant (M_y -y, M_z -z)

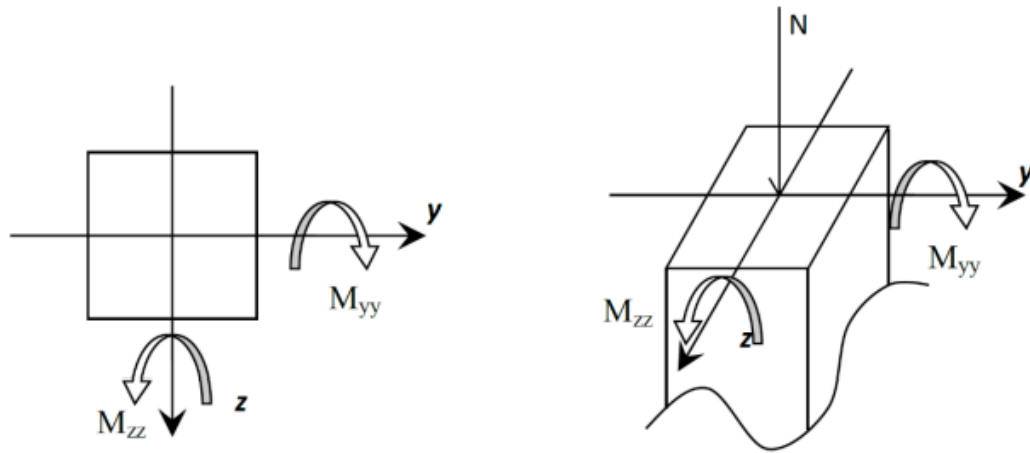


Figure VI.3-5: Sollicitation sur les poteaux.

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- Une section partiellement comprimée (s.p.c).
- Une section entièrement comprimée (s.e.c).
- Une section entièrement tendue (s.e.t).
- Section partiellement comprimée :

Une section partiellement comprimée si :

Le centre de pression (point d'application de l'effort normal N) se trouve à l'extérieur des armatures si l'effort normal est un effort de traction.

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section si l'effort normal est un effort de compression

Si l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section ; alors il faut vérifier :

$$(0,337 \times h - 0,81 c') \geq N'(d - c') - M1$$

Avec $M1$: Moment fléchissant par rapport aux armatures tendues.

- Section entièrement comprimée :

La section est entièrement comprimée \Rightarrow le diagramme des déformations passe par le pivot C

[domaine 3] caractérisé par $\epsilon_b = 2\%$ pour la fibre située à 3

7

de la fibre la plus comprimée

- Section entièrement tendue :

Une section est entièrement tendue si l'effort normal est un effort de traction et si le centre de pression se trouve entre les deux traces d'armatures.

VI.3.5.1 Combinaison de charges :

- Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires selon le [B.A.E.L 91] :
- $1,35G + 1,5Q$ (Etat Limite ultime).

- G+Q (Etat Limite de service).
- G.
- Combinaisons accidentelles selon le [RPA 99v2003] :
 - $0,8 \times G \pm E$
 - $G + Q \pm E$

VI.3.5.2 Principe de calcul :

1. N max, M zz corr.
2. N max, M yy corr.
3. M zz max, N corr.
4. M yy max, N corr.
5. N min, M zz corr
6. N min, M yy corr

VI.3.5.3 Ferrailage des poteaux :

a) Ferrailage réglementaire :

1. Recommandation du R.P.A99 (version 2003) [ART 7.4.2.1] :

Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal sera de : 0,8% en (Zone IIa).
- Leur pourcentage maximal sera de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale du recouvrement est de :
 - 40 Φ en (Zone IIa).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
 - 25cm en (Zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur de la zone nodale (zone critique)
- Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre des armatures longitudinales dans la zone nodale sont :
 - $L' = 2h$

$$H' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60 \text{ cm} \right)$$

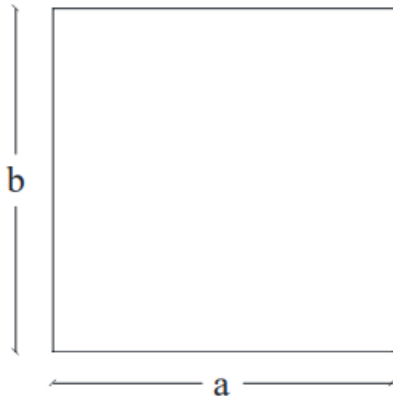


Figure VI.3-6: section de calcul poteau

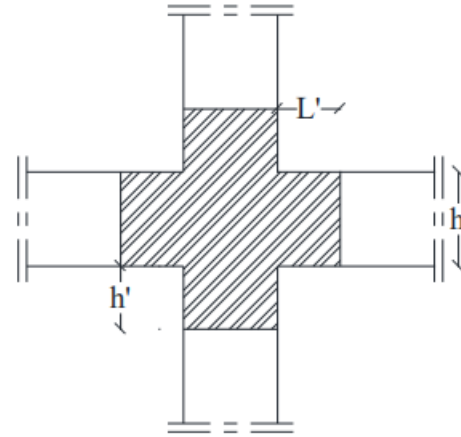


Figure VI.3-7: zone nodale [RPA99/2003. Fig.7.2].

Avec :

h : la hauteur de la poutre ;

b et a : dimension du poteau et

h_e : la hauteur libre entre deux niveaux.

Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{\delta_t} \geq \frac{\rho_a \times T_u}{a \times f_e}$$

Type de Pot eau	Niveau	60x60	55x55	50x50	40x40
Combinaison	Effort				
E.L.U 1,35 G + 1,5 Q	N max	234.133	160.27	97.95	38.75
	M corr y	9.587	4.784	4.242	4.2
	M corr Z	6.8.35	2.30	2.923	2.755
ACC G+Q±1,2E (0,8G±E)	N max	303.84	146.27	89.51	34.86
	M corr y	12.662	9.655	9.388	7.615
	M corr Z	14.522	12.353	10.37	7.521
Effort tranchant	V	9.74	12.78	12.53	10.26

Tableau VI.3-2: Tableau récapitulatif de ferrailages des poutres principales et secondaires

Exemple de calcul :

Ferrailage du poteau de section (40×40) cm² :

b = 40cm h= 40 cm d= 36 cm

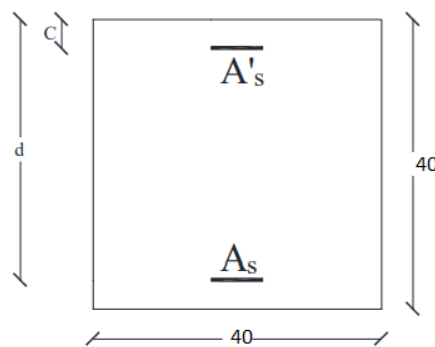


Figure VI.3-9: coupe d'un poteau de dimensions (40x40) cm

• Les armatures longitudinales :

❖ Situation durable et transitoire :

Les sollicitations prises en compte sont :

- N max = 387.5KN.
- M corr = 42KN.m

• Position du point d'application de l'effort normal N

$$e_0 = \frac{m}{n} = \frac{420}{3875} = 0.11 < \frac{h}{12} = 3.33 \text{ cm} \rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué}$$

à l'intérieur de la section.

- **Etat limite ultime de résistance :**

- $A'_1 = \frac{N - 100 \times b \times \sigma_b}{\sigma_s \times 100}$

$$\bullet \quad A'_1 = \frac{3875 - 100 \times 40 \times 14.2}{348 \times 100} = -67.47 \leq 0 \quad \implies \quad A'_1 = 0 \text{ cm}^2$$

- Etat limite de stabilité de forme :

• Vérification si on a une compression excentrée :

$$\frac{L_f}{h} \leq \text{Max} \left[15; 20; \frac{e_0}{h} \right]$$

$$\bullet \quad L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 518 = 362.6 \text{ cm (Bâtiment à étages multiple)}$$

$$\bullet \quad \frac{L_f}{h} = \frac{362.6}{40} = 9.07 \text{ cm Max} \left[15; 20; \frac{0.11}{40} \right] = 15$$

$$\bullet \quad \text{L'élancement } \lambda = 3,46 \times \frac{9.07}{40} = 0.78$$

→ on utilise la méthode simplifiée pour la détermination des armateurs en compression excentrée.

Remarque :

Le calcul se fera en flexion composée en majorant les efforts comme suit :

$$\begin{cases} N'_1 = \alpha_1 \times N \\ M'_1 = N_1 \times e_1 \\ e_1 = e + e_a \end{cases}$$

1- Excentricité de premier ordre :

$$\bullet \quad e_1 = \frac{M}{N} + e_a$$

• Excentricité additionnelle :

$$e_a = \max(2 \text{ cm}; \frac{l}{250}) = 2$$

$$\bullet \quad e = 3.33$$

$$\bullet \quad \alpha_1 = 1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1 + 0,2 \times (0.78/35)^2 = 1$$

$$\bullet \quad e_1 = 3.33 + 2 = 5.33$$

$$\bullet \quad N'_1 = 3875$$

$$\bullet \quad M_1 = 20653.75$$

• Position du point d'application de l'effort normal (N'1):

$$\bullet \quad e_1 = \frac{m_1}{n_1} = \frac{20653.75}{3875} = 5.33$$

$$\bullet \quad e_1 = 5.33 \leq \frac{h}{2} = 20$$

→ Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section

• **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N' \times (d - c1) - M1$$

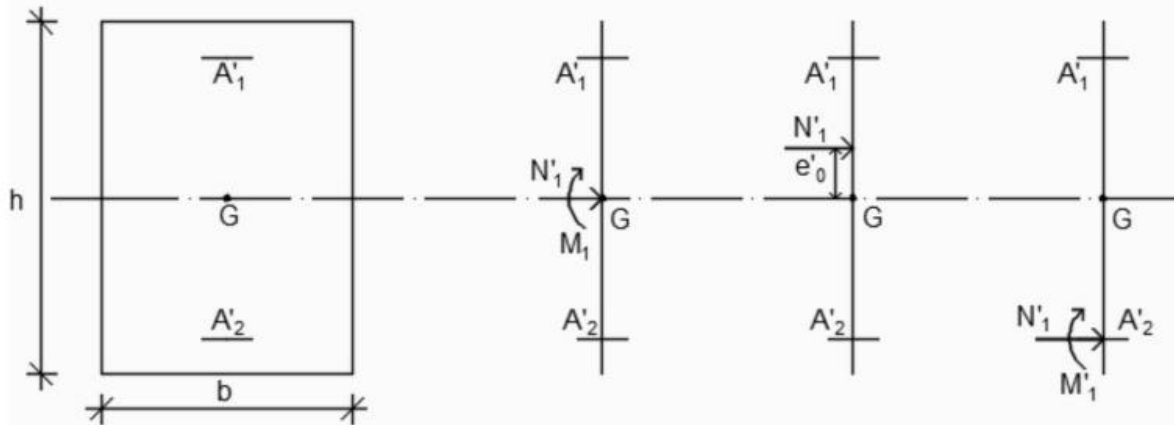


Figure VI.3-8: Armatures transversales dans la zone de recouvrement

$$(0,337 \times 40 - 0,81 \times 4) \times 14,2 \times 40^2 = 232652,8 \text{ N.m}$$

Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

- $M'1 = M' + N'1 \times (d - \frac{h}{2})$
(1) $M'1 = 20653,75 + 3875 \times (0,36 - 40/2)$
- $M'1 = 20.6538 + 3875 \times (0.36 - 0.40/2) = 640.65 \text{ KN.m}$
- $M'1 = N1 \times (d - c1) - M1$
- (2) $M'1 = 3875 \times (0.36 - 0.040) - 640.65 = 599.35 \text{ KN.m}$

Conclusion : (1) = 232.653 KN.m < (2) 599.35 KN.m → La section est partiellement pas comprimée

Calcul des armatures en flexion simple :

• **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

- $\mu = \frac{M1}{\sigma_b \times b \times d^2} = 64065 / 14,2 \times 40 \times 36^2 = 0,087$
- $\mu = 0,087 < \mu1 = 0,392$ Acier (Fe E400)
- → $A' \nexists$ et $1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l$ → $\sigma_s = f_{eys} = 348 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$.
- $\mu = 0,087$; $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,087)}) = 0,11$ et $\beta = 1 - 0,4(0,11) = 0,956$
- $A1 = \frac{M1}{\sigma_s \times \beta \times d} = 232653 / 348 \times 0,956 \times 36 = 19,43 \text{ cm}^2$

Calcul des armatures par la méthode de la superposition des états :

Moment limite :

$$M'11 = \mu L \times \sigma_b \times b \times d^2 = 0,392 \times 14,2 \times 40 \times 36^2 = 288,56 \text{ KN.M}$$

Moment résiduel :

- $\Delta M'1 = M'1 - M'11 = 640.65 - 288.562 = 352.088 \text{ KN.m}$
- $0,4. M'1 = 0,4 \times 640.65 = 256.26$
- $\Delta M'1 = 352.088 \text{ KN.m} > 0,4. M'1 = 256.26 \rightarrow$ condition pas vérifiée
- $A11 = M'11 / \sigma_s \times \beta L \times d$
- $\alpha L = 3,5 / 3,5 + 1000 \varepsilon L$
- $1000 \varepsilon L = f_e / 200 \gamma_s = 1,739$
- $\alpha L = 3,5 / 3,5 + 1,739 = 0,668$
- $\beta L = 1 - 0,4. \alpha L = 0,733$
- $A11 = M'11 / \sigma_s \times \beta L \times d = 288562 / 348 \times 0,733 \times 36 = 31.42 \text{ cm}^2$
- $A12 = \Delta M'1 / \sigma_s \times (d - \delta d) = 352088 / 348 (36 - 0.111) = 28.19 \text{ cm}^2$
- $A' = 0$
- $A1 = 31.42 \text{ cm}^2$

En flexion composée :

- ✓ $\{ A' = 0$
- ✓ $A = A1 - N'1 / 100 \times \sigma_s = -10,54 < 0 \rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$

-Situation accidentelle (SA) :

$$N = 34.86 \text{ N}$$

$$M = 7.615 \text{ KN.m}$$

-Position du point application de l'effort normal de traction N :

$$e1 = M/N = 7615 / 34860 = 0.21 < h/2 - \delta d = 19,89 \text{ cm}$$

• Détermination des armatures :

- $\{ A1 = N \times a / 100 \times \sigma_{10} \times (d - c1)$
- $A2 - N / 100 \times \sigma_{10} = -A1$
- $a = d - h/2 - e1 = 36 - 40/2 - 0.21 = 15.79$
- $A1 = 34860 \times 15.79 / 100 \times 400 \times (36 - 4) = 8.6 \text{ cm}^2$
- $A2 - 34860 / 100 \times 400 = 8.6 \text{ cm}^2$

• **Armatures minimales :**

-Condition imposée par le RPA99/V2003 :

- $A_{min} = 0,8\% \times (b \times h) = 0.008 * 40 * 40 = 12.8$

-Armatures minimales imposées par les règles BAEL.91 :

- $A_{max} = \max [0,2 \times b \times h/100; 8(b + h)/100]$
- $A_{max} = \max [0,2 \times 40 \times 40/100; 8(40 + 40)/100] = \max[3.2; 6.4] = 6.4 \text{ cm}^2$
- $A = \max [A_{cal} ; A_{min} (\text{BAEL}) ; A_{min} (\text{RPA})] = 8.6 \text{ cm}^2$
- $8T16 = 16.08$

Vérification de l'effort tranchant :

D'après le fichier de résultats

- $T_{max} = 12.78 \text{ KN}$
- $\tau = T_{max}/b \cdot d = 12780/40 \cdot 36 = 0.89$
- $\bar{\tau} = \min (0,2 \times f_{c28}/\gamma_b; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow$ (Fissuration peu nuisible)
- $\tau = 0,89 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifier

Diamètre des armatures transversales : $\phi_t \phi_L \max/3 = 20/3 = 6.66$

Donc on prendra $\phi_t = 8 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier FeE235

Espacement des armatures transversales : Suivant les règles BAEL 91 :

$$\delta t \leq \min (15\phi_L \min ; 40 \text{ cm} ; b + 10 \text{ cm} = (15 \times 1,20 ; 40 \text{ cm} ; 50 \text{ cm}) = 18 \text{ cm} \Rightarrow \delta t = 15 \text{ cm}$$

D'après les règles RPA 99/V2003 : (zone II. a)

- Zone nodale :

$$\delta t \leq \min (10\phi_L \min ; 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm} \quad \delta t = 10 \text{ cm}$$

- Zone courante :

$$\delta t \leq \min 15\phi_L \quad \min = 18 \text{ cm} \quad \delta t = 15 \text{ cm}$$

Détermination de la zone nodale : La zone nodale est constituée par les noeuds poteaux-poutres :

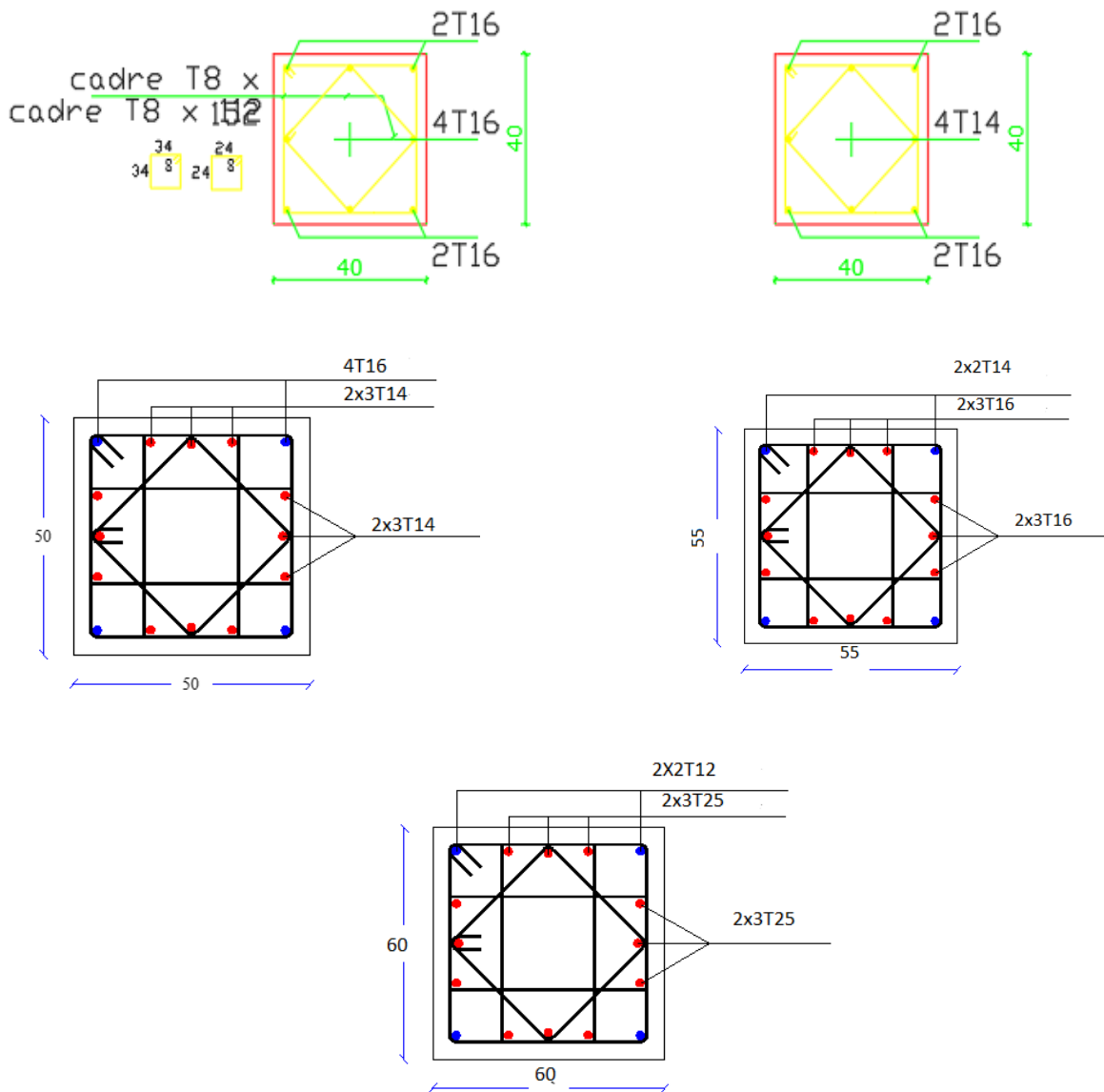
$$L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm} \quad h' = \max (306/6 ; 40 ; 40 ; 50) = 50 \text{ cm}$$

Détermination de la zone nodale : $L_r = 40 \cdot \phi_L \max$

Type	Section	A_{cal}	$A_{min RPA}$	A_{BAEL}	Choix	$A_{Adobté}$
1	(60×60)	59.909	28.8	9.60	2X2HA16+2X3HA25	65.08
2	(55×55)	30.25	24.2	8.80	2X3HA14+2X2HA20	31.04
3	(50×50)	25	20	8.00	2X3HA14+4HA16	25.08
4	(40×40)	16	12,80	6,40	8HA16	16.08

Tableau VI.3-5 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux

Figure VI.3-10 : ferrailage des poteaux



Chapitre 07

ETUDE DES VOILES

VII.1 Etude des Voiles

VII.1.1 Introduction :

Les voiles sont des éléments en béton armé où la longueur est au moins (04) fois supérieure à la largeur.

Le rôle principal des voiles est de reprendre les efforts horizontaux (séisme, vent) grâce à leurs rigidités importantes.

Le rôle des voiles est de :

- Reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportée par les planchers ;
- Participer au contreventement de la construction (vent et séisme).
- Servir de cloisons de séparation entre locaux.

VII.1.2 Ferrailage des voiles :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base.

La figure V.11 montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.

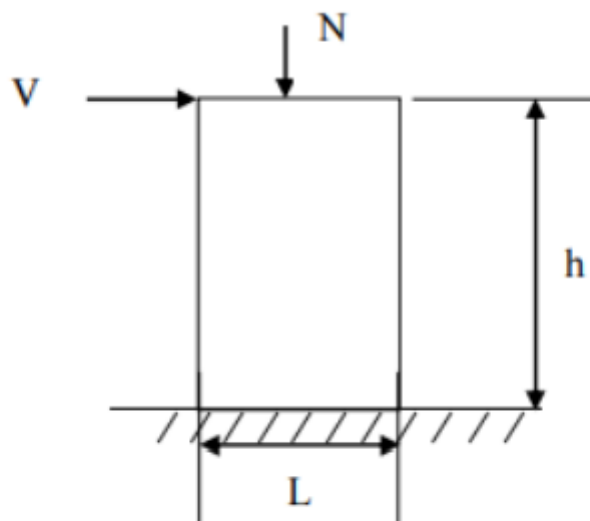


Figure VII.1-1: Schéma d'un voile.

Le voile est donc sollicité par un effort normal N , un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

1. D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile et d'armatures verticales uniformément réparties.
2. D'armatures horizontales, parallèles aux faces du mur et elles sont aussi uniformément réparties.

3. D'armatures transversales (épingles) (perpendiculaires au parement du voile)

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'assurer la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

- Procédure de ferrailage :

Pour le ferrailage des voiles, on devra calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux règlements CBA 93 et RPA 99 version 2003.

L'apparition de logiciels modernes d'analyse de structure, utilisant la méthode des éléments finis pour modéliser et analyser les structures a considérablement aidé l'étude du comportement globale de la structure en effet, l'obtention directe des efforts et des contraintes en tout point de la structure facilite, après une bonne interprétation des résultats du modèle retenue, permet l'adoption d'un bon ferrailage.

Le calcul se fait par une méthode simplifiée, basée sur les contraintes.

Nota: Les contraintes maximale σ_{max} et minimale σ_{min} du voile peuvent être déterminées à l'aide de M et N qui sont lues à partir du fichier résultat de ROBOT.

1er cas : Section Entièrement Comprimée

Si : $(\sigma_{max} \text{ et } \sigma_{min}) > 0$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99 version 2003 Art (7.7.4.1).

$(A_1, A'_1) \geq 0.0015 \times b \times h$ (0.15%).

2ème cas : Section Entièrement tendue

Si : $(\sigma_{max} \text{ et } \sigma_{min}) < 0$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcul

e le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales

Etage /type	N max	M corr	Effort T
Rdc 1 ^{er} /2eme	515.19	944.638	98.94
3eme/4eme/5eme	336.29	403.502	64.27
6eme /7eme/8eme	216.1	158.457	44.13
9eme/10eme	515.19	935.985	96.94

Cas 1:

- $N_{max} = 5151.9 \text{ KN}$ (compression)
- $M_{corr} = 11.8 \text{ KN.m}$

• Les Caractéristiques géométriques du voile :

- $I = (0.20 \times 6.2) / 12 = 0.103 \text{ m}^4$ (I : inertie du voile)
- $S = 0.20 \times 6.20 = 1.24 \text{ m}^2$
- $V = 6.2 / 2 = 3.1 \text{ m}$
- $s_1 = \frac{N}{S} \pm M \frac{V}{I} = 4154.75 + 29.5 = 4184.25 \text{ kn/m}^2$
- $s_1 = \frac{N}{S} - M \frac{V}{I} = 4154.75 - 29.5 = 4125.25 \text{ kn/m}^2$
- σ_1 et $\sigma_2 > 0 \Rightarrow \text{S.E.C.}$

• Calcul longueur tendue L_t :**- Armature minimale :**

- $ARPA = 0.20\% \times b \times L_t$ (Amin en zone comprimé).
- $ARPA = 0.002 \times 20 \times 620 = 24.8 \text{ cm}^2$
- $A_{min} = 0.15\% \times b \times L$ (Amin en zone globale du voile).
- $A_{min} = 0.0015 \times 20 \times 620 = 18.6 \text{ cm}^2$
- $A = \max (ARPA ; A_{min}) = 18.6 \text{ cm}^2$.

Cas 2 :

- $N_{corr} = 3362.9 \text{ KN}$ (traction)
- $M_{max} = 13.2 \text{ KN.m}$
- $s_1 = \frac{N}{S} \pm M \frac{V}{I} = 2712.016 + 397.28 = 3109.29 \text{ kn/m}^2$
- $s_1 = \frac{N}{S} - M \frac{V}{I} = 2712.016 - 397.28 = 2314.736 \text{ kn/m}^2$
- σ_1 et $\sigma_2 > 0 \Rightarrow \text{S.E.C.}$

Cas 3 :

- $N_{min} = 2161 \text{ KN}$
- $M_{corr} = 21.13 \text{ KN.m}$
- $s_1 = \frac{N}{S} \pm M \frac{V}{I} = 1742.74 + 205.145 = 1947.88 \text{ kn/m}$
- $s_1 = \frac{N}{S} - M \frac{V}{I} = 1742.74 - 205.145 = 1537.595 \text{ kn/m}^2$
- σ_1 et $\sigma_2 > 0 \Rightarrow \text{S.E.C}$

Donc :

- $A = 18.6 \text{ cm}^2$
- $A = 2.0 \text{ cm}^2/\text{ml}/\text{face}$

Choix des armatures :

$$210 + 2 \times 3T14$$

Espacement minimale des barres verticales et horizontales :

- -Dans la zone courante :
- $St \leq \min (1.5a; 30\text{cm})$ [RPA]
- $St \leq \min (1.5 \times 20; 30\text{cm})$
- $St \leq \min (30; 30\text{cm})$
 $\Rightarrow St \leq 30 \text{ cm}$
- $St \leq \min (2a; 33\text{cm})$ [BAEL]
 $\Rightarrow St \leq \min (2 \times 20; 33\text{cm})$
- $St \leq \min (40; 33\text{cm}) \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm}$
- $St \leq \min (St_{RPA} ; St_{BAEL})$
 $\Rightarrow St \leq 30 \text{ cm}$, alors l'espacement se prend en fonction du nombre de barre à condition que
- $St \leq 30 \text{ cm}$

Donc on adopte un espacement : $St = 20\text{cm}$.

- Dans la zone nodale :

- Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\tau_w < \bar{\tau}_w$$

$$\tau_w = \frac{\bar{V}}{e \cdot d} \Rightarrow \bar{V} = 1.4 * V$$

$$\bar{\tau}_w = 0.2 f_{t28} = 0.2 * 25 = 5 \text{ Mpa}$$

Avec :

- e : épaisseur du voile
- d : hauteur utile = 0.9h
- h : hauteur totale de la section brute

On vérifie avec l'effort tranchant maximum Donné par ETABS.

$t_u \leq t_u \text{ CV}$

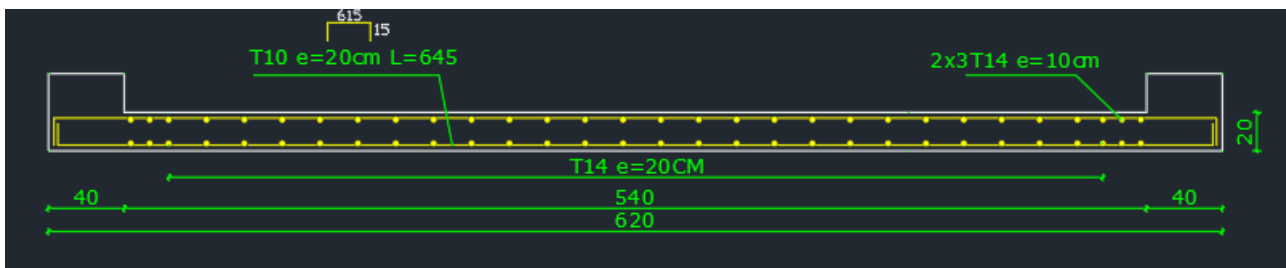


Figure VII.1-6:dispositions du ferrailage longitudinal du voile.

Chapitre 08

ETUDE DES Fondations

VIII.1 Introduction :

L'infrastructure est la partie au-dessous du niveau 0.00, elle a pour objectif la transmittance des différentes charges venues de la superstructure vers sol, cette transmission peut se faire par un contact direct (semelles posées directement sur le sol → fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux → fondations profondes).

Une bonne conception de l'infrastructure en termes de stabilité et résistance peut assurer :

- Un bon encastrement de la structure dans le sol.
- Une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.
- Une bonne limitation des tassements différentiels.

VIII.1.1 Etude des fondations :

Le D.T.U 13-12 définit les différents types de fondation en fonction du rapport D/B et qui sont :

- $D/B \leq 6$: fondation superficielle
 - a. Semelles isolées : placées sous un poteau ;
 - b. Semelles filantes : placées sous un mur ou plusieurs poteaux rapprochées ;
 - c. Radier général
- $6 < D/B < 10$: fondation semi profonde (puits)
- $D/B \geq 10$: fondation profonde (pieu).

VIII.1.2 Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La nature du sol.
- La profondeur du sol résistant.

VIII.1.3 Les combinaisons d'action :

D'après le RPA 99 v2003 de l'article 10.1.4.1 les fondations superficielles sont Dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$\{ G + Q \pm E/0.8G \pm E$$

[RPA99/2003/A. 10.1.4.1]

D'après le DTR de l'article 2.3.3.1

$$1.35G + 1.5Q/G + Q$$

[DTR/A. 2.3.3.1]

VIII .2. calcul des semelles :

VIII.2.1 Dimensionnement :

Pour le dimensionnement des semelles, il faut que:

- La semelle soit assez rigide pour que la réaction du sol puisse être considérée comme uniforme ;
- La résistance à l'effort tranchant soit assurée: il est nécessaire de prévoir des aciers verticaux ;
- La contrainte sur le sol soit compatible avec la résistance de celui-ci et
- Les tassements n'entraînent pas de désordres dans la superstructure ou soient compatibles avec les conditions d'utilisation.

Pré dimensionnement :

Semelle de centre :

$$N = 2021.2 \text{ KN}$$

Avec : $\sigma_{sol} = 2.5 \text{ MPa}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = \frac{N}{AB} \leq \bar{\sigma}_{sol} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} AB \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right.$$

$$A = \left(\frac{a}{b}\right) \times B$$

$$\text{Avec : } a = 60 \text{ cm } \quad b = 60 \text{ cm}$$

$$A = (60/60) \cdot B$$

$$\Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{60}{60} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{60}{60} \times \frac{202120}{2.5}} = 284.33 \text{ cm}$$

$$A = (60 \times 60) \times B \quad A = B$$

$$A = 300 \text{ cm } ; B = 300 \text{ cm}$$

• Semelle de rive :

$$Nu = 2341.3 \text{ KN}$$

$$B \geq cm$$

$$\text{On prend : } B = 306.026 \text{ cm } \rightarrow A = 306.026 \text{ cm}$$

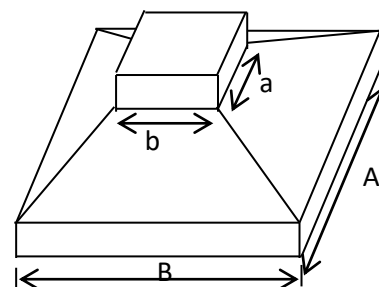


Figure VIII -1 : semelle isolée

• **Semelle d'angle :**

$$Nu = 1935.7 \text{ KN}$$

$$B \geq 278.25 \text{ cm}$$

On prend : $B = 300 \text{ cm} \rightarrow A = 300 \text{ cm}$

Vu la grandeur des efforts acheminés par la structure au sol, ainsi le type de ce dernier (sol de moyenne résistance σ_{sol} et aussi notre structure comporte des voiles de contreventement ce qu'implique l'existence des semelles filantes, et après projection des dimensions des semelles isolées, elles se chevauchent suivant les deux directions ; pour cela le choix d'un radier général serait évident.

VIII.3 Etude du radier :

Le radier est considéré comme une dalle pleine renversée reposant sur des nervures, il est constitué d'une semelle généralisée couvrant tout la surface du sol, et parfois il déborde en console

Le radier est justifié :

- Faible portance du sol
- Charge élevée des bâtiments rapprochement des poteaux
- Difficulté de réaliser des pieux

Le calcul suivant est présenté pour le panneau le plus sollicité.

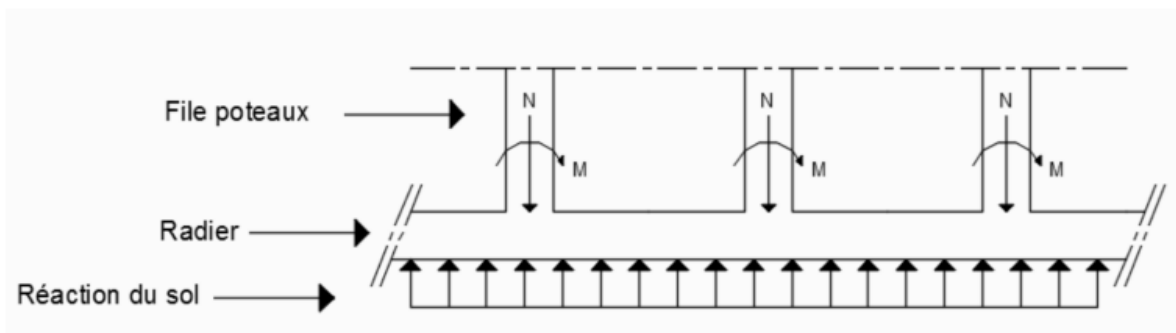


Figure VIII.3-1: Schéma statique du radier général.

VIII.3.1 Prédimensionnement du radier :

Hauteur du radier :

Le pré- dimensionnement de ce dernier consiste à déterminer sa hauteur pour qu’il résiste aux efforts apportés par la superstructure et ceux apportées par l’effet de sous- pression, cette hauteur doit satisfaire les quatre conditions suivantes conditions suivantes :

- Condition forfaitaire (fléché) ;
- Condition de rigidité ;
- Condition de non cisaillement et
- Condition de non poinçonnement.

défavorabl

Dans le calcul suivant, on choisit le panneau le plus défavorable

• Condition forfaitaire (fléché) :

$$\frac{1}{8} \leq h \leq \frac{1}{5}$$

L : la plus grande portée du panneau de dalle entre axes des poteaux

***L*max = 5.80 cm**

$$\frac{5.80}{8} \leq h \leq \frac{5.80}{5} \quad \text{=====> } 0.72 \leq h \leq 1.16$$

• Condition de rigidité :λ

On adopte un radier rigide : $L \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \dots (1)$

Le : longueur élastique donnée par : $L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}}$

Avec :

K = coefficient de raideur du sol, K= 40 MN/m³

I : inertie du radier : $I = \frac{b \times h^3}{12}$

b : largeur du radier

L : la plus grande portée du panneau.

(1) $h^3 \geq \sqrt{\frac{3 \times K}{E}} \times \left(\frac{2 \times L}{\pi}\right)^4$

Application numérique :

K = 40 MN /m³ , E = 3 x 10⁴ MPa ; L = 5,80 m On obtient : h³ 0.905 m \Rightarrow h³ 90.5 cm

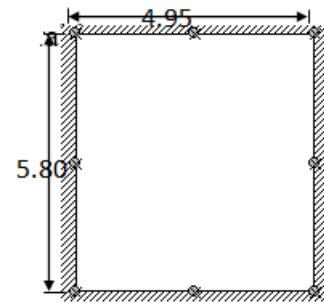


Figure VIII.3-2:panneau le plus défavorabl

• **Condition de non cisaillement :**

Fissuration préjudiciable $\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min (0,15 \times f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \rightarrow \overline{\tau_u} = 1.17 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{T}{0,9 \times b \times h} \leq \overline{\tau_u} \Rightarrow h \geq \frac{T}{0,9 \times \overline{\tau_u} \times b}$$

Avec :

τ_u : Contrainte tangentielle ;

$\overline{\tau_u}$: Contrainte tangentielle admissible

T_{max} : Effort tranchant max.

$\rho = \frac{4.95}{5.80} = 0.85 \rightarrow$ le panneau de la dalle travail selon deux sen

$$T_x^u = \frac{\overline{qu} \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4}$$

$$T_y^u = \frac{\overline{qu} \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

- Calcul qu :

$Sr = Sb + S_{débordement} \rightarrow Sr = 372.39 \text{ m}^2$

- **Le poids de superstructure :**

$G = 12549.06 \text{ KN}$; $Q = 5 \text{ KN/m}$

$\overline{Qu} = 1.35 \times \frac{G}{Sr} + 1.5q = 45.49 + 7.5 = 52.9 \text{ kn/m}^2$

Pour une bande de 1 mètre de largeur :

$$qu = qu \times 1.00 = 52.9 \text{ KN/m}$$

$T = \max (T_x ; T_y) = 153.41 \text{ KN}$ $h^3 = 14.56 \text{ cm}$

• **Condition de non poinçonnement : [CBA 93/ A.5.2.4.2]**

$$Nu \leq 0.045 \times uc \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Nu : Charge maximale appliquée par les poteaux sur le radier, calculée à l'E.L.U.R ;

uc : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen et

h : Epaisseur totale du radier.

Pour notre structure ;

Nu_{Max} = (Appliquée par un poteau de section carré $(60 \times 60) \text{ cm}^2$)

$$uc = 2 \times (a1 + b1)$$

$$a1 = (a + h)$$

$$b1 = (b + h)$$

$$uc = 2 \times (a1 + b1 + 2h)$$

a : section du poteau le plus sollicité

L'équation (1) deviendra :

- $Nu \leq 0.045 \times 2 \times (0.60 + 0.60 + 2h)h \times \frac{25}{1.5}$
- $Nu \leq 0.045 \times 2 \times (0.60 + 0.60 + 2h)h \times 16.67$
- $2.88h^2 + 1.79h - Nu \geq 0$
- $Nu = 2480KN = 2.480MN$

On aura : $h \geq 0.63 \text{ m} \rightarrow h = 63 \text{ cm}$

Remarque :

Pour satisfaire les quatre conditions citées précédemment ; on prend la hauteur du radier

égale $h = 110 \text{ cm}$

- **la hauteur des nervures :**

$$h \geq \frac{L}{10} = \frac{580}{10} = 58 \text{ cm}$$

On prend $h = 70 \text{ cm}$

- **Epaisseur de la dalle :**

$$e \geq \frac{L}{20} = \frac{580}{20} = 29 \text{ cm}$$

On adopte : $e = 40 \text{ cm}$

VIII.3.2 Pré dimensionnement des poutres :

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions

suivantes :

- $0.3h \leq h_0 \leq 0.4h$
- $b1 \leq \min (Ly - b_0 / 2 ; Lx / 10)$
 $Lx = 4.95 \text{ cm} ; Ly = 5.80 \text{ cm}$
- $\{ b1 \leq Lx / 10 = 495 / 10 = 49.5 \text{ cm}$
- $b1 \leq (Ly - b_0) / 2 = (495 - 30) / 2 = 232,5 \text{ cm}$
- $b1 \leq 49.5 \text{ cm}$ on prendra $b1 = 40 \text{ cm}$
- $b = b_0 + 2b1 = 30 + 2 \times 40 = 110 \text{ cm}$

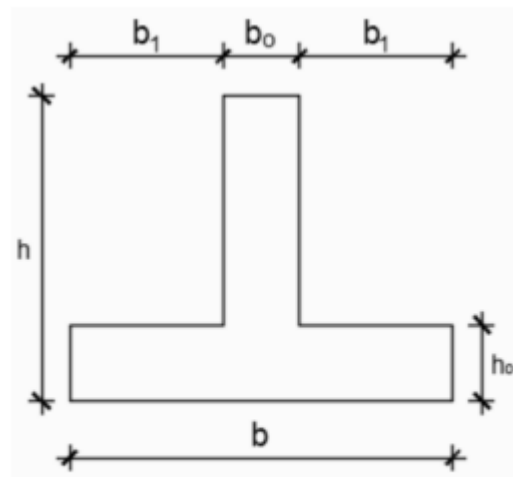


Figure VIII.3-3: dimension de la poutre

Type des poutres	H (cm)	h_0 (cm)	b_0 (cm)	b_1 (cm)	b (cm)
Poutre principale	110	40	40	35	110
Poutre Secondaire	110	40	40	35	110

Tableau VIII.3-1 : Tableau récapitulatif des dimensions des poutres des redressements

VIII.3.3 Détermination des sollicitations :

• Caractéristiques du radier :

- $H = 110 \text{ cm}$, $h_0 = 40 \text{ cm}$ $h_n = 70 \text{ cm}$

Surface du radier $S_r = 211.15 \text{ m}^2$

Inerties du radier :

- $I_{xx} = 23183.75 \text{ m}^4$
- $I_{yy} = 14520.85 \text{ m}^4$

Abscisses du centre de gravité du radier

- $V_x = 10.18 \text{ m}$
- $V_y = 11.25 \text{ m}$

• Calcul du poids propre du radier P_r :

Poids du radier sans poutres $P_1 = S_r \times h_0 \times \gamma_b$

Avec :

h_0 : Épaisseur du radier sans poutres ;

γ_b : Masse volumique du béton.

Poids des poutres principales : $PP = L(h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b$

Poids des poutres secondaires : $PS = L'(h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b$

L : Somme des longueurs de toutes les poutres principales ;

L' : Somme des longueurs de toutes les poutres secondaires.

- $P_1 = S_r \times h_0 \times \gamma_b = 211.15 \times 0.40 \times 25 = 2111.5 \text{ KN}$
- $PP = L(h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b = 66.9(1.1 - 0.4) \times 0.4 \times 25 = 468.3 \text{ KN}$

- $PS = L'(h - h_0) \times b_0 \times \gamma b = 61.5(1.1 - 0.4) \times 0.4 \times 25 = 430.5 \text{ KN}$
- $Pr = P1 + PP + PS$
- $Pr = 3010.3 \text{ KN}$
- Surcharges d'exploitation Qr :
 - $Qr = 5 \times Sr$
 - $Qr = 5 \times 211.15 = 1055.75 \text{ KN}$
 - Poids du bâtiment : 1425.2 t
 - Profondeur d'ancrage du bâtiments (m) :5.44m
 - Charges d'exploitation du radier :0.5 t/m²
 - Epaisseur du radier :58cm
 - Pression du radier :0.87 bars
 - Surface du radier : 211.15 m²

Moments	Dans le radier (t*m)	Dans la nervure (t*m)
Sur appui sens xx	5.4	41.3
Sur travée sens yy	8.1	24.8
Sur appui sens xx	38	48.3
Sur travée sens yy	5.7	29

Tableau VIII.3-1 les moments dans le radier le nervuers

VIII.4 Ferrailage du radier :

VIII.4.1 Ferrailage de la dalle :

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

La fissuration est considérée comme préjudiciable

- Détermination des efforts :

Pour une bande de 1m

$$q = \sigma m \times 1m$$

Le panneau le plus sollicité :

$$Lx = 4.95 \text{ m}$$

$$Ly = 5.80 \text{ m}$$

$$\rho = 0.85$$

- Calcul des sollicitations à l'ELU

$$M_x = \mu_x \times Q_{ult} \times l_x$$

2 → Suivant la direction l_x ;

$$M_y = \mu_y \times M_x \rightarrow \text{Suivant la direction } l_y$$

$$q = \sigma_m \times 1m = 172.3 \times 1m = 172.3 \text{ KN/m} \rho = 0.85 \rightarrow \{ \mu_x = 0.046 \mu_y = 0.782$$

Tableau VIII.4-1: Tableau récapitulatif des sollicitations maximales en appuis et en travées

		$M_u \text{ T}$	$M_{ser} \text{ T}$
Sens XX	Travée	10.54	7.56
	Appuis	-79.01	-58.27
Sens yy	Travée	25.25	10.99
	Appuis	-3.94	-2.44

- **Calcul des armatures :**

- Enrobage :

La fissuration est considérée comme préjudiciable → $a = 4 \text{ cm}$

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle.

(B.A.E.L 91).

$$\emptyset \max \leq h_0/10$$

$$\text{avec } h_0 = 40 \text{ cm} \rightarrow \emptyset \max \leq 40 \text{ mm} \rightarrow \emptyset \max = 20 \text{ mm}$$

- Calcul de l'enrobage :

$$\begin{cases} c_x = a + \frac{\emptyset}{2} \\ c_y = a + \emptyset + \frac{\emptyset}{2} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} c_x = 4 + \frac{2}{2} = 5 \text{ cm} \\ c_y = 4 + 2 + \frac{2}{2} = 7 \text{ cm} \end{cases}$$

$$d_x = h_0 - c_x = 40 - 5 = 35 \text{ cm}$$

$$d_y = h_0 - c_y = 40 - 7 = 33 \text{ cm}$$

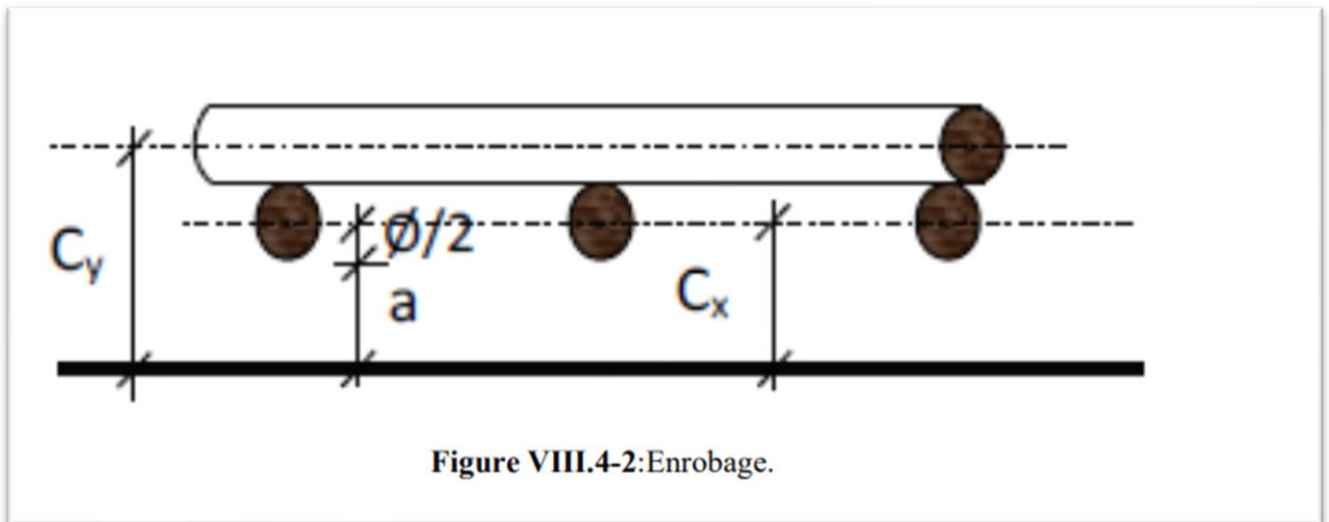
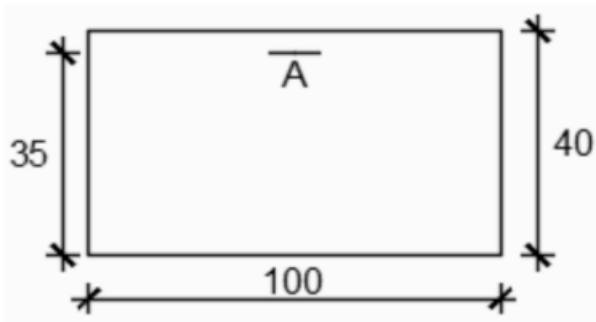


Figure VIII.4-2: Enrobage.

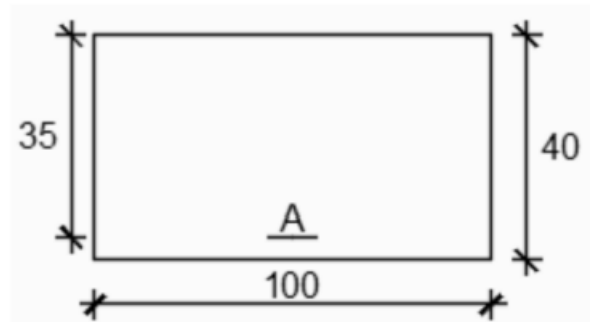
• Section de Calcul

Sens X-X :

En travée

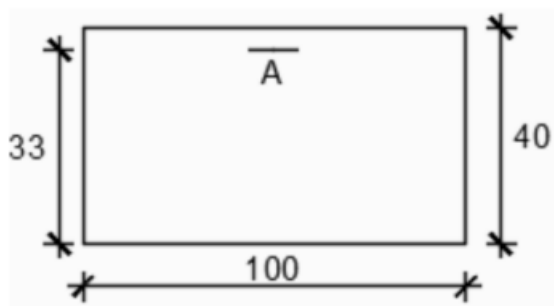


En appuis



Sens Y-Y :

En travée



En appuis

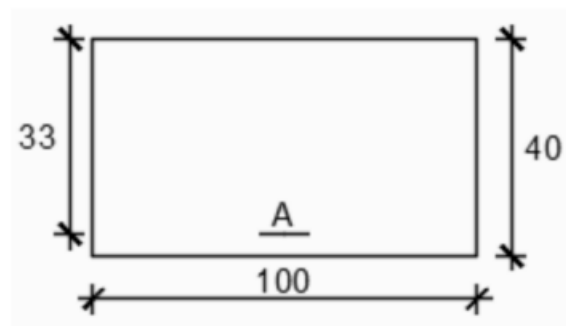


Figure VIII.4-3: Section de calcul dans le sens yy.

VIII.4.2 Calcul du ferrailage de la dalle pleine :

• Sens X-X :

En travées :

Selon L_x :

$$M_{Txu} = 10.54 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$u_x = \frac{m_{tx}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{1054000}{14.2 \cdot 35^2 \cdot 100} = 0.060 < u_l = 0.392 \text{ (Acier FeE400) } A' \neq \text{ et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L$$

$$\diamond \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.077$$

$$\diamond \beta = 1 - 0,4\alpha = 0.969$$

$$A_{cal} = M_t / \beta d \sigma_s = 1054000 / 0.969 \times 35 \times 348 = 8.93 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$\text{Acier FeE400: } A_{min} = 0.0008 \times b \times h = 3.2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Conditions exigées par le RPA99/V2003 :

$$A_{minRPA} = 0.1\% \times b \times h = 0.4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}; A_{minRPA}) \rightarrow A = 8.93 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Choix des armatures :

$$6HA 14 \rightarrow 9.24 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$HA 14 \rightarrow e = 16.5 \text{ cm}$$

Etat limite de service (E. L.S.) :

$$M_{Tx/ser} = 75.6 \text{ KN.m} \quad D = 15 \times A/b = 15 \times 9.24/100 = 1.386 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 35 \times 1.386 = 97.02 \text{ cm}$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1.386 + \sqrt{(1.386)^2 + 97.02} = 8.56 \text{ cm}$$

$$I = 99334.0543 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{m_{ts}}{i} = 0.76$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 0.76 \times 8.56 = 6,51 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1) = 15 \times 0.76 \times (35 - 8.56) = 301.416 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_{e}; 110 \sqrt{f_{t28}}) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s > \bar{\sigma}_s \rightarrow \text{le ferrailage doit être recalculé à l'E. L.S}$$

• Détermination des armatures à l'Etat limite de service :

$$u_1 = \frac{m_{tx}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{75600}{14.2 \cdot 35^2 \cdot 100} = 0.003$$

$$\mu_1 \rightarrow 0.003 \rightarrow \{\beta_1 = 0.907 \quad K_1 = 38.67\}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_b}{K_1} = 201.63/38.67 = 5.20 < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad 6400.744$$

$$A_s = \frac{M T_{xser}}{\sigma_s \beta_1 d} = 73207/201.63 \times 0.907 \times 35 = 11.81 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$6 \text{ HA } 16 \rightarrow 12.06 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{HA } 14 \rightarrow e = 16.5 \text{ cm}$$

• Sens Y-Y :**En travées :**

$$M T_{yu} = 252.5 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$U_x = \frac{M T_{yu}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = 25250/14.2 \times 332 \times 100 = 0.016 < \mu L = 0.392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$A' \neq \text{et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L$$

$$\diamond \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.025$$

$$\diamond \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.99$$

$$A_{cal} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = 25250/0.973 \times 33 \times 348 = 2.22 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$\text{Acier FeE400 : } A_{min} = 0.0008 \times b \times h = 3.2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Conditions exigées par le RPA99/V2003 :

$$A_{minRPA} = 0.1\% \times b \times h = 0.4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A = \max(A_{cal} ; A_{min}; A_{minRPA}) \rightarrow A = 2.22 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Choix des armatures :

$$4 \text{ HA } 14 \rightarrow 8.04 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{HA } 14 \rightarrow e = 25 \text{ cm}$$

Etat limite de service (E. L.S.) :

$$M T_{y \text{ ser}} = 109.9 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = 15 \times 9.24/100 = 1.21 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 33 \times 1.21 = 79.86 \text{ cm}$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1.21 + \sqrt{(1.21)^2 + 79.86} = 7.81 \text{ cm}^2$$

$$I = 155590994 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{m t_s}{i} = 0.007$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 0.76 \times 8.56 = 6.51 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1) = 15 \times 0.76 \times (35 - 8.56) = 264.495 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min(2/3f_{e}; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \rightarrow$ le ferrailage est satisfait à l'E. L.S

En appuis :

$$\text{Maxu} = -79.01$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$u_x = \frac{m_{tx}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{79010}{14.2 \cdot 35^2 \cdot 100} = 0.045 < u_l = 0.392 \text{ (Acier FeE400) } A' \neq \text{ et } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_L$$

$$\diamond \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0625$$

$$\diamond \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.975$$

$$A_{cal} = M_t / \beta d \sigma_s = 79010 / 0.975 \times 35 \times 348 = 6.65 \text{ cm}$$

Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$\text{Acier FeE400: } A_{min} = 0.0008 \times b \times h = 3.2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Conditions exigées par le RPA99/V2003 :

$$A_{minRPA} = 0.1\% \times b \times h = 0.4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}; A_{minRPA}) \rightarrow A = 3.2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Choix des armatures :

$$4HA 10 \rightarrow 3.14 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$HA 10 \rightarrow e = 25 \text{ cm}$$

Etat limite de service (E. L.S.) :

$$\text{Maxser} = -58.27 \text{ KN.m} D = \frac{15 \times A}{b} = 15 \times 3.14 / 100 = 0.47 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 35 \times 0.47 = 32.9 \text{ cm} \quad y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.47 + \sqrt{(0.47)^2 + 32.9} = 2.22 \text{ cm}^2$$

$$k = \frac{M_t s}{I} = 58270 / 50774.5476 = 1.15$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 1.15 \times 2.22 = 2.553 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1) = 15 \times 1.15 \times (35 - 2.22) = 565.455 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min(2/3f_{e}; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_s > \bar{\sigma}_s \rightarrow$ le ferrailage doit être recalculé à l'E. L.S

• Détermination des armatures à l'Etat limite de service :

$$\mu_1 = \frac{M_{Tx \text{ ser}}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = 58270 / 201.63 \times 100 \times 352 = 0.001$$

$$\mu_1 \rightarrow 0.003 \rightarrow \{\beta_1 = 0.906 \text{ K1} = 38.19$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_b}{K_1} = 201.63 / 38.19 = 5.28 < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_{Tx \text{ ser}}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = 58270 / 201.63 \times 0.906 \times 35 = 9.11 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

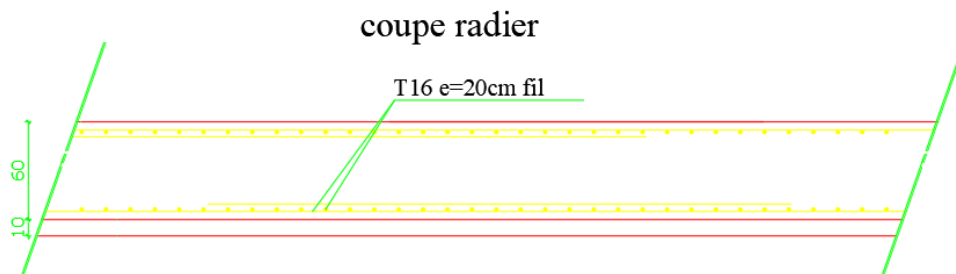


Fig.v.4.4 coupe radier

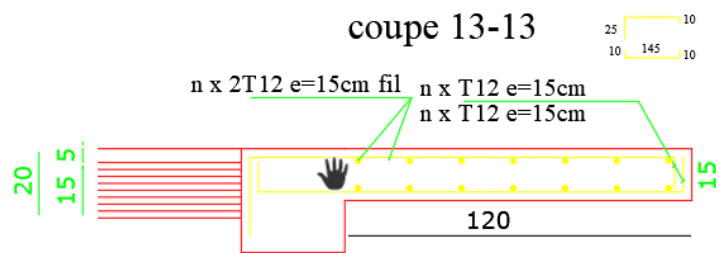


Fig.v.4.5. Ferrailage de la dalle

Commentaires et conclusions :

Ce projet de fin d'études, nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur afin d'analyser et d'étudier un projet de bâtiment réel.

Durant ce projet, nous avons pu faire l'analyse d'une structure existante et proposer une variante.

Suite à l'étude de ce projet, nous avons constaté combien qu'il est important qu'il y ait une concertation et une collaboration entre l'architecte et l'ingénieur dès le début du projet pour éviter une mauvaise conception.

Nous avons appris énormément de choses très pratiques pour l'ingénieur lors de ce projet de fin d'études. C'est une expérience qui nous mettra dans peu de temps dans le monde professionnel avec beaucoup de confiance. Cet apprentissage et cette confiance ne sont que le fruit des connaissances théoriques et pratiques acquises durant notre cursus à l'ENTP

Liste des tableaux

Chapitre I : Généralités

Tableau I. -1 : Valeurs de la limite d'élasticité f_e	23
---	----

Chapitre II : Prédimensionnements et descente des charges

Tableau II.2: descente des charges.....	33
---	----

Chapitre III : Etude des planchers

Tableau .3.calcul par la méthode forfaitaire poutrelle type.....	38
--	----

Tableau III.4. calcul des moments a l'EIU	38
---	----

Tableau III.5.calcul de l'effort tranchant a l'EIU.....	39
---	----

Tableau III.7. calcul de l'effort tranchant a l'EIU.....	39
--	----

Tableau 8: calcul par la méthode forfaitaire les moments a l'Els	43
--	----

Tableau III.9 : calcul par la méthode forfaitaire les moments a l'EIU.....	43
--	----

Tableau III.10 calcul des moments a l'EIU.....	44
--	----

Tableau III.13:etat limite ultime.....	45
--	----

Tableau III.14:etat limite ultime els.....	45
--	----

Tableau .15 .calcul par la méthode forfaitaire.....	46
---	----

Tableau III.4-2:Tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts et abscisse en ELu.....	49
---	----

Tableau III.4-10:Tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts et abscisse en ELs	50
---	----

Tableau III.4-11:Tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts et abscisse en ELS.....	51
--	----

Tableau III.4-12:tableau récapitulatif de ferrailage de poutrelles	51
--	----

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

Tableau IV.2-1:Charges permanentes du Palier	58
--	----

Tableau IV.2-2: Charges permanentes du Palier.....	59
--	----

Tableau IV.3-1: Combinaisons d'action de l'acrotère.....	68
--	----

Tableau IV.5-1:Ferrailage de la dalle d'ascenseur sous un chargement uniformément répartie.....	76
---	----

Chapitre V : Etude sismique

Tableau 34:coefficient d'accélération A.....	82
--	----

Tableau 35:Pénalité en fonction de critère de qualité : (RPA 99 Tab 4.4).....	85
---	----

Tableau 36:Récapitulation des paramètres sismiques de l'ouvrage.	85
---	----

Tableau 37: tableau de Période et facteur de participation modale.....	87
--	----

Tableau 38:Vérification de la résultante des forces sismiques.	88
---	----

Tableau V.8-3:Vérification des poteaux sous sollicitations d'effort normal.	89
--	----

Tableau V.8-4:Valeurs du déplacement sens (x,x').	90
--	----

Tableau V.8-5:Valeurs du déplacement sens (y,y').	90
--	----

Tableau V.8-6: Valeur l'effet P- Δ (Sens longitudinal).....	91
Tableau V.8-7: Valeur l'effet P- Δ (Sens longitudinal).....	91

Chapitre VI : Etude des portiques

Tableau VI.3-1: Tableau récapitulatif des moments fléchissant en [KN.m] et efforts.....	95
Tableau VI.3-2: Tableau récapitulatif de ferrailages des poutres principales et secondaires.....	103
Tableau VI.3-3: Tableau récapitulatif des sections des poteaux.....	119
Tableau VI.3-4: Tableau récapitulatif des moments fléchissant, efforts normaux et efforts	120
Tableau VI.3-5: Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux.....	127

Chapitre VII: Etude de fondation

Tableau VII.3-1: Tableau récapitulatif des dimensions des poutres des redressements.....	122
Tableau VIII.3-1 : Tableau récapitulatif des dimensions des poutres des redressements.....	123
Tableau VIII.4-1: Tableau récapitulatif des sollicitations maximales en appuis et en travées.....	146

Bibliographie

- Règle parasismiques algériennes (RPA99 /version2003).
- Document technique règlementaire D.T.R, charges et surcharges permanentes et d'exploitations, édition CGS, octobre 1988.
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites ultimes (BEAL 91) édition Eyrolles, Troisième édition 2000 et le révisées 99.
- Règle de conception et de calcul des structures en béton armé (code de béton armé CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- Règles pour le calcul des fondations superficielles unifié (DTU 13.12).
- Autres documents consultés
- Cahier de cours de cursus.
- Mémoires de fin d'étude.