

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed khider –Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil et d'Hydraulique
Référence :/2020



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية و الري
المرجع/2020

Mémoire de Master

Filière : Génie civil

Spécialité : Structure

Thème

Étude d'un bâtiment à usage d'habitation (R+8)

Avec sous sol implanté à Annaba

Nom et Prénom de l'étudiant :
BOUBAKER SELMA

Encadreur : **BELARBI OUEJDI**

Année universitaire : 2019 - 2020

Résumé

Le but de cette étude est la conception d'une structure à usage d'habitation (R +8) avec sous sol qui sera implanté dans la wilaya de Annaba , classé en zone II a selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003), La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles, L'étude et l'analyse de ce structure ont été établies par le logiciel (ROBOT AUTODESK 2015).

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir le BAEL91 modifier 99 et RPA 9 version 2003.

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابع سكني تتألف من طابق ارضي 8 + طوابق مع

طابق تحتي , يتم انجازها بولاية عنابة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم 11a حسب القواعد

الجزائرية المضادة للزلازل

(RPA99 version 2003) .

مقاومة و استقرار البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة بواسطة العارضات , الأعمدة و

الجدران المشكلة من مادة الخرسانة المسلحة.

الدراسة الحركية تمت باستعمال طريقة برنامج *ROBOT AUTODESK 2015*

تحديد الأبعاد و التسليح كل العناصر المقاومة للبنائة صمم طبق المعايير و القوانين المعمول بها في

الجزائر (RPA 99 version 2003, BAEL 91modifiée 99)

Remerciements

A titre personnel, je remercie dieu le tout puissant

ET tous ceux qui nous tendu leurs bras d'aide pour réaliser ce modeste travail.

- Mr Belarbi Mohammed Ouejdi et Mr Yagoub Mohammed qui nous ont offert l'aide et le soutien moral.
- Tous les enseignants de l'institut de Génie Civil qui ont contribué à notre formation.

Je remercie tous ceux qui n'ont pas hésité à nous aider

BOUBAKER SELMA

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail :

- *À mon grand Amour , ma mère qui a sacrifié sa vie pour mon bonheur et ma réussite.*
- *À mon père, à qui je témoigne de l'affection et du respect.*
- *À Mes sœurs : **Monira , Sara , Kenza , Aicha et Manel.***
- *À ma chère tante **Akila** et mes oncles **Azzeddine , Slimen ,Kamel et Mohammed.***
- *À mes frères **Yazid , Abdelghani. Omar ,Chamso .Mammar** et a mes cousines **Djihenne , Farida , Nada , Farah, Rima , Samo , Chaima , Ala , Aya , Sabila Hana et Radia.***
- *À mes tantes maternelles.*
- *À Mes belles sœurs et leurs enfants.*
- *À mes amies à qui je porte les plus beaux souvenirs : **Noura , Hana, .Zineb Ferial , Amira , Sahra , yousra , Afef ,Djihen , Najah , Khawla et Fadia.***

SOMMAIRE

- Résumé.
- Remerciement.
- Dédicace.
- Sommaire
- Liste des figures.
- Liste des tableaux.
- Introduction générale.

Chapitre I - présentation du projet

I.1 - Introduction.....	02
I.2 - Présentation du l'ouvrage	02
I.3 - Données de l'ouvrage	02
I.4 - Règlement et normes utilisées	03
I.5 - Hypothèses de calcul.....	03
I.6 - Conception de la structure du bâtiment.....	03
I.7 - Contreventement de la structure	04

Chapitre II - pré dimensionnement des éléments porteurs

II.1 - Introduction.....	06
II.2 - Pré-dimension des éléments.....	06
II.2.1 - Pré dimensionnement des éléments principaux	06
II.2.1.1 - Poutre.....	06
II.2.1.2 - Poteau.....	07
II.2.1.3 - Les voiles.....	08
II.2.2 - Pré-dimensionnement des éléments secondaires.....	08
II.2.2.1- Les planchers.....	08
II.3 - Charges Permanentes Et Surcharges d'exploitation	11
II.4 - Conclusion.....	17

Chapitre III - étude des éléments secondaires

III.1 - Introduction	19
III.2 - L'escalier.....	19
III.3 - Poutre	27
III.4 - Étude de la dalle pleine	33
III.4.1 - Balcon.....	33
III.4.2 - Étage (niveau 1 et 3).....	37
III.5 - Plancher.....	39
III.6 - L'ascenseur.....	53

Chapitre IV - étude dynamique

IV.1 - Étude sismique	56
IV.1.1 -Introduction.....	56
IV.1.2 - Description de logiciel utilisé dans la modélisation	56
IV.1.3 - Méthode statique équivalente M.S.E	57
IV.1.4 - Méthode dynamique modale spectrale.....	61
IV.1.5 - 5Vérifications spécifiques pour l'ensemble de la structure	64
IV.1.6 - Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur.....	65
IV.1.7 - 7Vérification au renversement	68
IV.1.8 - Vérification des déplacements	69
IV.1.9 - Caractéristiques Géométriques et Massique de la Structure:.....	72
IV.1.10 - Conclusion.....	
IV.2 - Effet de vent	75
IV.2.1 - Introduction.....	75
IV.2.2 - Le calcul	75
IV.2.3 - Générer Les Charges De Vent Automatiquement. (Robot).....	76
IV.3 - Conclusion.....	77

Chapitre V- Ferrailage des éléments porteurs

V.1 - Introduction.....	72
V.2 - Étude des poteaux	72
V.3 - Étude des poutres	87
A. - Poutre principale :.....	88
B. - Poutre secondaire :	92
V.4 - Étude des voiles	98
V.5 - Conclusion	109

Chapitre VI - Étude de l'infrastructure

VI.1 - Introduction.....	111
VI.2 - Étude de voile périphérique.....	111
VI.3 - Étude de fondation.....	117
VI.3.1 - Introduction	117
VI.3.2 - Combinaison d'action	117
VI.3.3 - Calcul du radier général nervuré	117
VI.3.4 - Calcul des fondations.....	118
VI.3.5 - Calcul de radier.....	119
VI.3.6 - Étude du débord du radier.....	129
VI.3.7 - Étude des nervures	131
VI.3.8 - La dalle flottante.....	134
VI.4 - Conclusion.....	135

Conclusion général.

Liste des figures

Figure II.1 - Poutre principale	06
Figure II.2 - Poutre secondaire.....	07
Figure II.3 - Schéma du poteau.....	07
Figure II.4 - Schéma du plancher à Corps creux.....	08
Figure II.5 - Schéma des poutrelles.....	09
Figure II.6 - Schéma de dalle pleine.....	10
Figure II.7 - Les couches de plancher terrasse.....	11
Figure II.8 - Les couches de plancher étage.....	12
Figure II.9 - La surface afférente du poteau centrale.....	14
Figure III.1 - Constituant d'un escalier.....	19
Figure III.2 - Vue en plan d'une cage	19
Figure III.3 - Schémas statique	22
Figure III.4 - Diagramme de Met T.....	22
Figure III.5 - Schéma de ferrailage de l'escalier	27
Figure III.6 - Poutre palière.....	28
Figure III.6.1 - La flèche maximale d'une poutre bi-encasté sous chargement répartie.....	28
Figure III.7 - Schéma de la poutre à la torsion.....	31
Figure III.8 - Dessin de ferrailage de poutre palier (appuis et travée)...	33
Figure III.9 - Schéma statique.....	34
Figure III.10 - Croquis de ferrailage des balcons.....	37
Figure III.11 - Ferrailage de la dalle pleine.....	39
Figure III.12 - Diagrammes de Met T de type01.....	42
Figure III.13 - Diagrammes de M de type02.....	43
Figure III.13 - Diagramme de Met T de type 03.....	43
Figure III.18 - Ferrailage des plancher.....	52
Figure III.19 - Ascenseur préfabriquées.....	54
Figure IV.1 - L'interface du logiciel utilisée.....	56
Figure IV.2 - Spectre de calcul.....	61
Figure IV.3 - Disposition des voiles.....	62
Figure IV.4 -(Mode 1) translation suivant l'axe y-y.....	63
Figure IV.5 - (Mode 2) translation suivant l'axe x-x.....	63
Figure IV.6 - (Mode 3) torsion suivant l'axe z-z.....	63
Figure IV.7 - Distribution de l'effort sismique et l'effort tranchant en élévation	66

Figure IV.8 - Distribution de l'effort sismique et l'effort tranchant en élévation.....	67
Figure V.1 - Schéma de pourcentage des armatures longitudinal selon l'RPA.....	74
Figure V.2 - Section de poteau.....	83
Figure V.3 - Coupe de ferrailage du poteau (65×65).....	86
Figure V.4 - Schéma des armatures longitudinale selon RPA2003.....	87
Figure V.5 - Ferrailage de la poutre principale en travée.....	96
Figure V.6 - Ferrailage de la poutre principale sur appuis.....	97
Figure V.7 - Ferrailage de la poutre secondaire en travées	97
Figure V.8 - Ferrailage de la poutre secondaire sur appuis.....	97
Figure V.9 - Les sollicitations de calcul d'un voile.....	98
Figure V.10 - Disposition des armatures verticales (vue en plan).....	99
Figure V.11 - Disposition de voile à choisir.....	104
Figure V.12 - Diagramme des contraintes (SPC).....	106
Figure V.13 - Ferrailage de voile pleine.....	108
Figure VI.1 - Coupe géotechnique.....	111
Figure VI.2 - Schéma statique du voile périphérique.....	112
Figure VI.3 - Le diagramme des contraintes rectangulaire et trapézoïdal.....	113
Figure VI.4 - Bande de calcul.....	114
Figure VI.5 - Ferrailage du voile périphérique.....	116
Figure VI.6 - Dimension du radier générale.....	119
Figure VI.8 - Le plus grand panneau est le panneau du : 4.8 x 4.2.....	126
Figure VI.9 - Schéma de ferrailage du radier.....	130
Figure VI.10 - diagramme des moments fléchissant à l'ELU.....	131
Figure VI.11 - Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.....	131
Figure VI.12 -Ferrailage du nervures.....	133
Figure VI.14 - Schéma de la dalle flottante.....	135

Liste des tableaux

Tableau I.1 - Dimension de l'ouvrage	02
Tableau II.1 - Charge de Plancher terrasse.....	11
Tableau II.2 - Charge de Plancher terrasse.....	12
Tableau II.3 - Charge de Plancher étage courant.....	12
Tableau II.4 - Charge permanente et Surcharge de Murs intérieurs.....	13
Tableau II.5 - Charge permanente et Surcharge de Murs extérieurs.....	13
Tableau II.6 - Conclusion des résultats des charge.....	13
Tableau II.7 - Descente de charge.....	15
Tableau III.1 - Dimensions de l'escalier.....	20
Tableau III.2 - Nombre de marche dans chaque types.....	20
Tableau III.3 - Charge permanente et d'exploitation d'une pailasse.....	21
Tableau III.4 - Charge permanente et d'exploitation d'un palier	21
Tableau III.5 - calcul des combinaisons	21
Tableau III.6 - Tableau récapitulatif de type01	22
Tableau III.7 - les armatures longitudinales E.L.U.....	22
Tableau III.8 - vérification de σ_s	23
Tableau III.9 - les armatures longitudinales totales.....	23
Tableau III.10 - les armatures de répartition.....	23
Tableau III.11 - Calcul des armatures de la poutre palière à L' E.L.U.....	29
Tableau III.12 - Calcul des armatures de la poutre palière à L' E.L.S.....	29
Tableau III.13 - choix de ferrailage de la poutre palière	30
Tableau III.14 - Résultat de ferrailage ELS.....	35
Tableau III.15 - Récapitulatif	35
Tableau III.16 - de Met T dans les deux sens.....	37
Tableau III.17 - ferrailage sens x.....	38
Tableau III.18 - ferrailage sens y.....	38
Tableau III.19 - Vérification de l'effort tranchant.....	39
Tableau III.20 - Formules de moment en travées.	42
Tableau III.21 - résultats de calcul des Met T à E.L.U et E.L.S type 1.....	43
Tableau III.22 - Résultats de calcul des Met T à E.L.U et E.L.S type 2.....	44
Tableau III.23 - Résultats de calcul des Met T à E.L.U et E.L.S type 3.....	45
Tableau III.24 - Résultats de calcul des Met T à E.L.U et E.L.S type 1.....	46
Tableau III.25 - Résultats de calcul des Met T à E.L.U et E.L.S type 2.....	47
Tableau III.26 - Résultats de calcul des Met T à E.L.U et E.L.S type 3.....	47
Tableau III.27 - Résultats de calcul des Met T à E.L.S plancher terrasse.....	48

Tableau III.28 - Résultats de calcul des moments et des efforts tranchants à ELU.....	49
Tableau IV.1 - Valeurs des pénalités P_q	60
Tableau IV.2 - L'effort tranchant à la base donnée par la méthode statique équivalent.....	60
Tableau IV.3 - Périodes et factures de participation massique modaux.....	62
Tableau IV.4 - L'effort réduit sur les poteaux et les voiles.....	64
Tableau IV.5 - L'effort tranchant à la base donnée par la méthode dynamique spectrale.....	64
Tableau IV.6 - L'effort tranchant à la base donnée par la méthode dynamique spectrale.....	64
Tableau IV.7 - Schéma représentant la distribution de la force sismique et l'effort tranchant selon la hauteur dans le sens x	65
Tableau IV.8 - Schéma représentant la distribution de la force sismique et l'effort tranchant selon la hauteur dans le sens y	66
Tableau IV.9 - Moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens x.....	68
Tableau IV.10 - Moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens y.....	68
Tableau IV.11 - Les Déplacements Du aux Force Sismiques Au sens Longitudinal (XX).....	69
Tableau IV.12 - Les Déplacements Du aux Force Sismiques au sens Transversal (YY).....	70
Tableau IV.13 - Justification des joints sismiques.....	70
Tableau IV.14 - Vérification à l'effet (P- Δ) Suivant le sens x et le sens y	71
Tableau IV.15 - Caractéristiques Massique de la Structure.....	73
Tableau IV.16 - L'excentricité Accidentelle des Étages.....	73
Tableau V.1 - Contraintes caractéristiques du béton et de l'acier.....	72
Tableau V.2 - Combinaison de calcul.....	73
Tableau V.3 - Ferrailage minimal et maximal des poteaux selon le RPA99/Version 2003.....	74
Tableau V.4 - Les résultats des combinaisons des charges(Des sollicitations dans le poteau.....	76
Tableau V.5 - Les armatures longitudinales des poteaux à l'E.L.U	78
Tableau V.6 - Les armatures longitudinales des poteaux à « $G + Q \pm E$ ».....	79
Tableau V.7 - Les armatures longitudinales des poteaux à « $0.8G + E$ ».....	80
Tableau V.8 - Armatures longitudinales adoptée dans les poteaux.....	80
Tableau V.9 - Résultat des armatures transversale	82
Tableau V.10 - Vérification des armatures minimales selon RPA 2003.....	82
Tableau V.11 - Armatures des Poteaux.....	85
Tableau V.12 - Les combinaisons de calcul	87
Tableau V.13 - Tableau récapitulatif des résultats obtenus par le logiciel "Robot".....	88
Tableau V.14 - Tableau récapitulatif en travée à l'ELU.....	89
Tableau V.15 - Tableau récapitulatif en appuis à l'ELU.....	89
Tableau V.16 - Tableau récapitulatif poutre principale.....	90
Tableau V.17 - Vérification de la contrainte max du béton.....	90

Tableau V.18 - Tableau récapitulatif en Travée a G+Q+E.....	92
Tableau V.19 - Tableau récapitulatif en appuis a G+Q+E.....	93
Tableau V.20 - Tableau Récapitulatif poutre secondaire.....	94
Tableau V.21 - Vérification de la contrainte max du béton.....	94
Tableau V.22 - Les résultats des ferraillements des poutres	96
Tableau V.23 - Armatures des voiles.....	107
Tableau VI.1 - Calcul du ferraillement du voile périphérique.....	114
Tableau VI.2 - Vérification de voile périphérique pour le béton à L'ELS.....	116
Tableau VI.3 - Combinaison de calcul.....	117
Tableau VI.4 - Vérification de chevauchement du semelle.....	119
Tableau VI.5 - Les caractéristiques géométriques du radier	122
Tableau VI.6 - Résultats de calcul de la stabilité du radier.....	123
Tableau VI.7 - Les contraintes sens longitudinal et transversal. (G+Q+E).....	124
Tableau VI.8 - Les moments en travée et les moments sur appuis.....	124
Tableau VI.9 - La réaction du sol à L'ELS et L'ELS.....	126
Tableau VI.10 - Des résultats des moments sur appui et en travée(ELU).....	127
Tableau VI.11 - Des résultats des moments sur appui et en travée(ELS).....	127
Tableau VI.12 - Ferraillements du radier à L'ELU.....	128
Tableau VI.13 - Résumé de ferraillements (Radier).....	136
Tableau VI.14 - Résultat des moments et des efforts sur appuis.....	137
Tableau VI.18 - Les armatures de nervures.	140

A

B

C

D

E

F

G

H

I

3,00 m 4,20 m 3,40 m 1,40 m 1,40 m 3,40 m 4,20 m 3,00 m

1

1,50 m

2

2,00 m

3

2,20 m

4

4,20 m

5

2,80 m

6

2,80 m

7

1,30 m

8

3,40 m

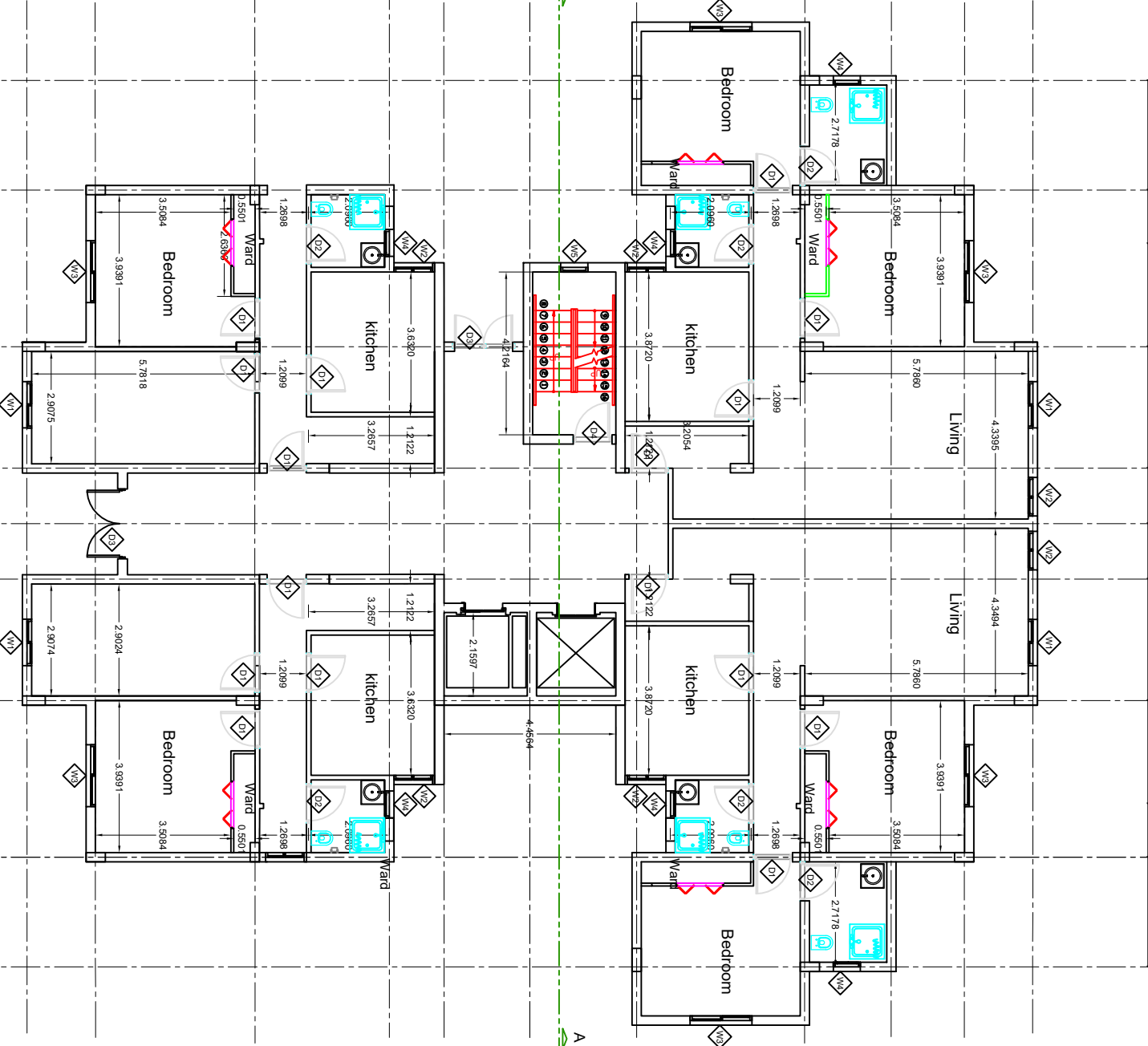
9

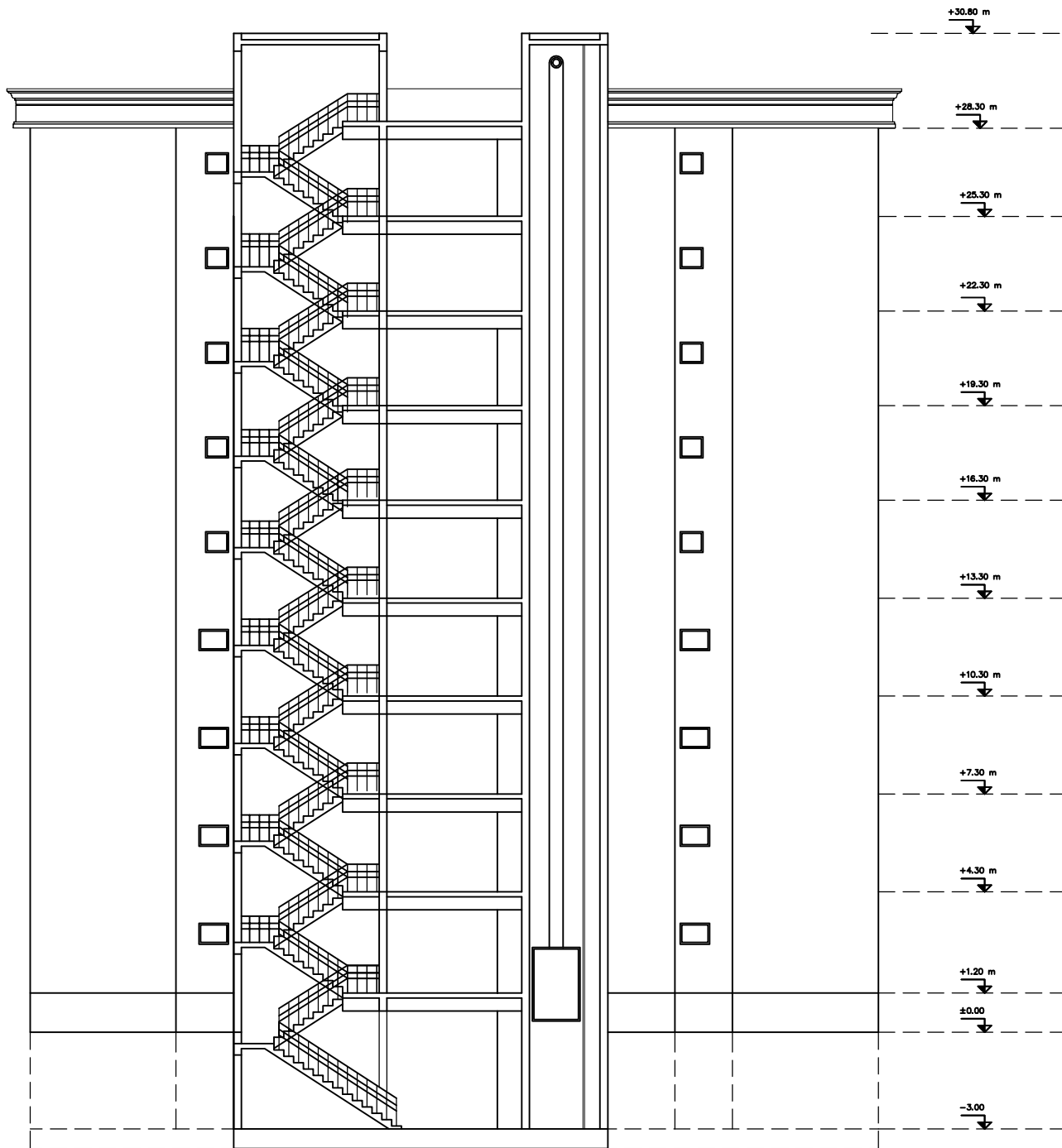
4,20 m

10

1,50 m

11





Le Génie Civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Les ingénieurs sont toujours confrontés au problème de la non connaissance exacte des lois de comportement des matériaux, ainsi que celles des sollicitations. Ceci a conduit les ingénieurs à établir des règlements de conception et de calcul des structures avec un compromis entre cout et niveau de sécurité à considérer.

En Algérie les expériences, vécues durant les derniers séismes, ont conduit les pouvoirs publics avec l'assistance des experts du domaine à revoir et à modifier le règlement parasismique Algérien en publiant le RPA99 version 2003, dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiés. Ce règlement vise à assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

Chapitre I

Présentation du projet

I.1 - Introduction

La conception d'un projet en génie civil s'élabore en tenant compte des aspects fonctionnels ; structuraux et formes, ce qui oblige l'ingénieur à tenir compte des données suivantes :

- L'usage.
- La résistance et la stabilité.
- Les exigences architecturales, fonctionnelles et esthétiques.
- Les conditions économiques.

On propose dans ce projet de fin d'étude, la conception et le calcul des éléments structuraux et non structuraux d'un bâtiment à usage d'habitation (**R+8**) avec sous sol. Se feront conformément aux règles parasismiques algériennes **RPA99 version 2003**, et les règles de calcul **CBA 93, BAEL91**.

I.2 - Présentation du l'ouvrage :

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment (**R+8**) avec sous sol, a usage d'habitation qui sera implanté à la wilaya de **Annaba**. Cette région est classée en (**zone IIa**), **groupe d'usage 2** parce que le bâtiment est considéré comme bâtiment d'usage d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas 48m Selon le règlement parasismique en vigueur en Algérie (**RPA 99/version 2003**).

I.2.1 - Dimensions de l'ouvrage :

Les caractéristiques géométriques :

Tableau I.1 : Dimensions de l'ouvrage

Longueur totale.	25.9 m
Largeur totale	27 m
Hauteur du niveau sous sol	3.00 m
Hauteur du RDC	3.23 m
Hauteur d'étage courant	3.06 m
Hauteur totale du bâtiment	27.71 m

I.3 - Données du site

- Implantation à ANNABA
- La zone IIa
- Le site s'est (02) S2 sol ferme.
- La contrainte admissible du sol $Q_{adm} = 2\text{bar}$

- Profondeur de l'ancrage : 3 m

I.4 - Règlements et normes utilisées :

Le calcul et la vérification de cet ouvrage s'appuie sur les règlements en vigueur suivants

- RPA 99/version 2003 (Règles Parasismiques Algériennes).
- DTR BC 2.2 CBA93 : Règles de conception et de calcul des structures sur Béton armé, désigné par CBA.
- DTR BC 2.331 (Règles de calcul des fondations superficielles).
- DTUP18.702 BAEL91 modifié 1999 : Règles de calcul de Béton armé aux états limites désigné par BAEL.

I.5 - Hypothèses de calcul:

Dans notre étude les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25$ MPa.
- La résistance à la traction du béton : $f_{t28} = 2.1$ MPa.
- Module d'élasticité longitudinal différé : $E_{vj} = 10818.865$ MPa.
- Module d'élasticité longitudinal instantané : $E_{ij} = 32164,195$ MPa.
- Limite élastique de l'acier : $f_e = 400$ MPa.

I.6 - Conception de la structure :

- **Plancher :**

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

Plancher à corps creux.

Le plancher terrasse est inaccessible.

- **Escaliers :**

Les escaliers sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et un palier.

- **Maçonnerie :**

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses, pour cet ouvrage nous avons deux types de murs :

- **Murs extérieurs:**

Le remplissage des façades est en maçonnerie elles sont composées d'une double cloison en briques creuses a 8 trous de (10cm et 15cm) d'épaisseurs séparées par une âme d'air de 5cm d'épaisseur.

- **Murs intérieurs:**

Cloison de séparation (seule paroi de brique) de 10cm d'épaisseur

- **Revêtement :**

- Le revêtement du bâtiment est constitué par :
- Un marbre de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- Un carrelage de 2 cm dans le plancher terrasse accessible.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

- **L'ascenseur :**

L'ascenseur est un appareil élévateur, permettant de faciliter le déplacement vertical aux différents niveaux du bâtiment.

I.7 - Contreventement de Structure :

La classification des systèmes structuraux est faite en tenant compte de leur fiabilité et de leur capacité dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique .parmi les types de contreventement on a :

- Portique auto stable en béton armé.
- Système de contreventement mixte (portique+voile) .
- Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé .

Chapitre II
Prédimensionnement des
éléments porteurs

II.1. Introduction:

Le prédimensionnement a pour but « le pré calcul » des sections des différents éléments résistants de la structure, il sera fait selon le **CBA93** et le **RPA 99/ version 2003**. Il a pour but de trouver le meilleur compromis entre coût et sécurité.

Après la détermination des différentes épaisseurs, et surfaces revenant à chaque élément porteur on pourra évaluer les charges (poids propres) et surcharges (application de la règle de dégression). Une fois les sollicitations dans les sections dangereuses déterminées on fera les calculs exacts.

La transmission des charges se fait comme suit :

Charges et surcharges → poutrelles → planchers → poutres → poteaux → fondations → sol.

II.2. Predimensionnement des éléments

II.2.1. Pré dimensionnement des éléments principaux:

En construction, les poutres doivent avoir des sections régulières soit rectangulaires ou carrées. Ces sections sont obtenues en satisfaisant aux conditions suivantes:

- ❖ Condition du BAEL 91.
- ❖ Condition du RPA99/V2003.

1) Les Poutres :

A. Poutre principale [p.p]:

Règle empirique :

$$h = \left[\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right] L_{max}$$

L_{max} : la plus grande portée $L_{max} = 4.80m$

$$h = \left[\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right] 480$$

$$h = (32 \div 48) cm$$

- On prend: $h = 45 cm$

La largeur de la poutre suivant cette condition: $b = (0.3 \div 0.6)h$

$$b = (0.3 \div 0.6) 45 = (12 \div 24) cm$$

On prend: $b = 30 cm$

- ✓ **Condition du RPA 99: Zone sismique IIa**

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après:

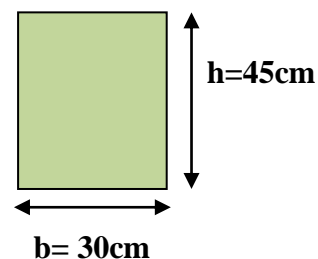


Fig II.1: poutre principale

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} & c. v \\ h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} & c. v \\ \frac{h}{b} \leq 4.0 \text{ cm} \Rightarrow \frac{45}{30} = 1.5 < 4.0 \text{ cm} & c. v \end{cases}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors les poutres principales [longitudinales] auront la section est: $(b \times h) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$

B. Poutres secondaires [P.S]:

☒ Règle empirique

$$h = \left[\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right] L_{max}$$

L_{max} : la plus grande portée $L_{max} = 4.20 \text{ m}$

$$h = \left[\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right] 4.20$$

$$h = (28 \div 42) \text{ cm}$$

- On prend: $h = 40 \text{ cm}$

La largeur de la poutre suivant cette condition: $b = (0.30 \div 0.60)h$

$$b = (0.30 \div 0.6) 40 = (9 \div 18) \text{ cm}$$

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

✓ Condition du RPA 99: Zone sismique IIa

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4.0 \text{ cm} \Rightarrow \frac{40}{30} = 1.33 < 4.0 \text{ cm} & c. v \end{cases}$$

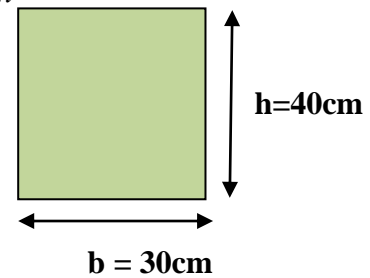


Fig II.2: poutre secondaire

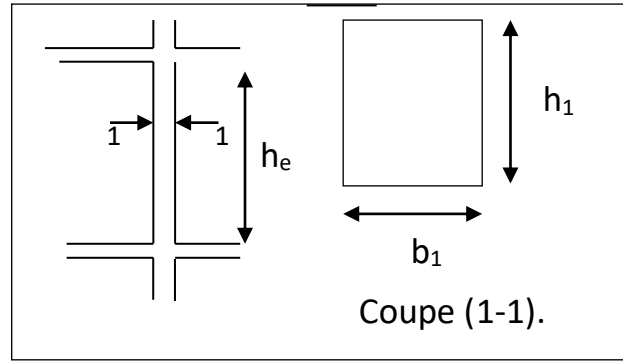
Donc la section adoptée pour les poutres secondaires (P.S) [transversales] auront la section $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$.

2) - Pré-dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, il ressort ainsi que la vérification vis-à-vis du flambement sera la plus déterminante.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le **RPA99** (version 2003), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone sismique IIa :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4. \end{array} \right.$$



FigII.3. Schéma de poteau

Tel que :

h_e : Hauteur libre d'étage, on prend la hauteur la plus grande (3.23m), elle est égale à :

$$h_{\text{etage}} - h_{\text{poutre}} \Rightarrow 3.23 - 0.40 = 2.83 \text{ m}$$

Selon la R.P.A.99 :

$$- \min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow 55 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \quad (c.v.)$$

$$- \min(b_1, h_1) \geq h_e / 20 \Rightarrow 55 \text{ cm} > 266 / 20 = 14.15 \text{ cm} \quad (c.v.)$$

$$- 1/4 < b_1 / h_1 < 4 \Rightarrow 0.25 < 1 < 4 \quad (c.v.)$$

Alors on prend notre poteaux de section ($b \cdot h$) (55*55)cm²

3) Les voiles:

L'épaisseur du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des Conditions de rigidité. Dans notre cas :

Selon le RPA99 V2003 l'épaisseur minimale d'un voile est de 15cm.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

$$a \geq h_e / 20$$

$$h_e = 3.23 - 0.40 = 2.83 \text{ m.}$$

$$h \geq \max \left[\frac{h}{20}; 15 \right]$$

$$h \geq \max \left[\frac{283}{20}; 15 \right]$$

$$h \geq \max[14,15 ; 15] \Rightarrow \text{Soit } a = 20 \text{ cm}$$

2. Pré-dimensionnement des éléments secondaires:

1) - Les planchers:

1.1. Planchers à Corps Creux :

Le dimensionnement d'un plancher en corps creux se résume en le dimensionnement d'une poutrelle.

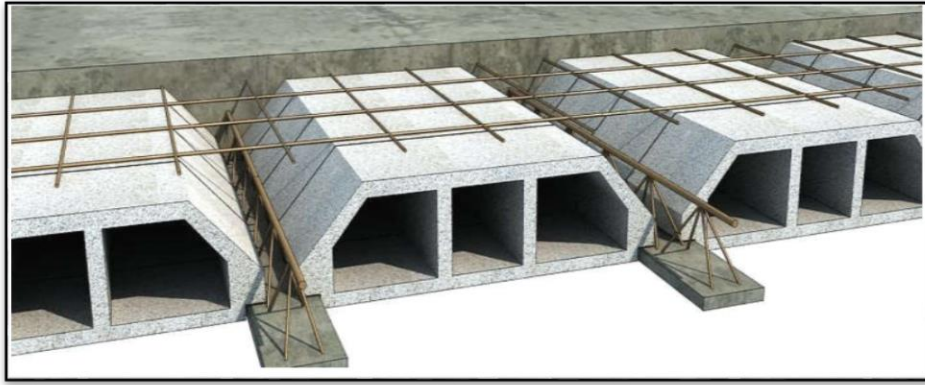


Fig II.4 Schéma du plancher à corps creux

Les hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, selon le BAEL 91 (art B.6.8)

- Condition de flèche : BAEL91 (Art B.6.8, 424page 191).

La rigidité n'est valable que pour des poutrelles pour les quelles le rapport $\frac{h_t}{L}$ est au moins égal à $\frac{1}{22,5}$.

Sachant que h_t : l'épaisseur de plancher .

L : portée max entre nu d'appuis dans la direction de poutrelles .

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5} = 18.67 \text{ cm.}$$

Alors on adopte une épaisseur de 20 cm (16+4)

$$\begin{cases} 16\text{cm} \Rightarrow \text{corp creux} \\ 4\text{cm} \Rightarrow \text{table de compression} \end{cases}$$

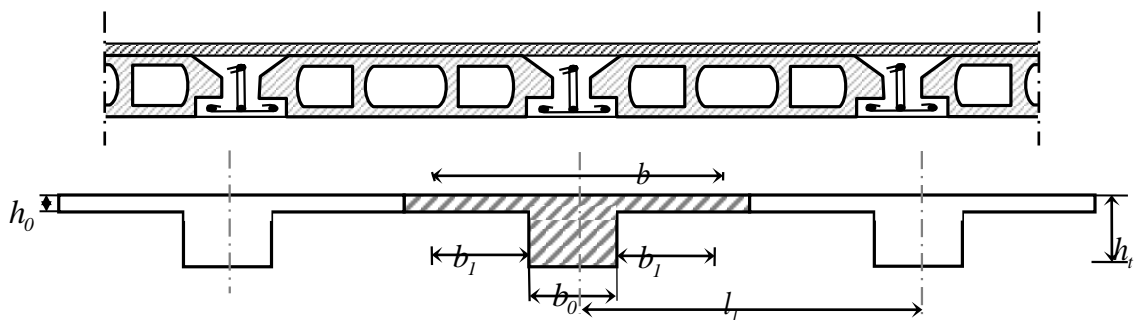


Fig II.5. Schéma des poutrelles.

Les poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales

Les caractéristiques géométriques des poutrelles :

- $0.3ht \leq b_0 \leq 0.6ht$ donc $6\text{cm} < b_0 < 12\text{cm}$

Soit $b_0 = 10\text{cm}$.

-Le hourdis choisis est normalisé de hauteur 16 cm et de longueur 55 cm.

-La section en travée à considérer est une section en T.

*Tel que la largeur de la table est donnée par les conditions suivantes :

$$b_1 = \min \left\{ \frac{L_n}{2} ; \frac{L}{10} \right\}$$

$$b_1 = \min \left\{ \frac{L_n}{2} = \frac{55}{2} = 27.5\text{ cm} ; \frac{480}{10} = 48\text{ cm} \right\}$$

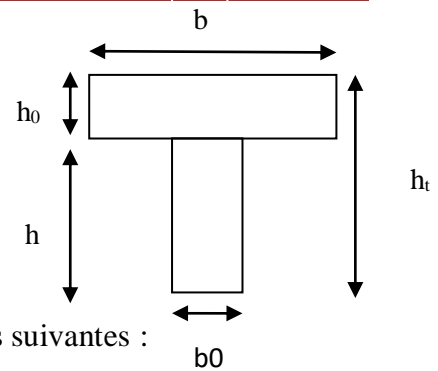
L_n : la distance entre nus de deux nervures consécutives.

L : la longueur de la nervure.

Donc on prend $b_1 = 27.5\text{m}$

$$b = 2.b_1 + b_0 = 2 \times 27.5 + 10 \Rightarrow b = 65\text{ cm.}$$

Soit : $b = 65\text{cm}$.



1.2. Les dalles pleines (niveau 1 et 3)

La dalle pleine en béton armé a une épaisseur comprise entre 16 cm et 25 cm.

Cette dalle est armée afin d'**augmenter la résistance mécanique de la structure**. Ce type de dalle facilite l'incorporation des câbles en offrant une bonne isolation phonique

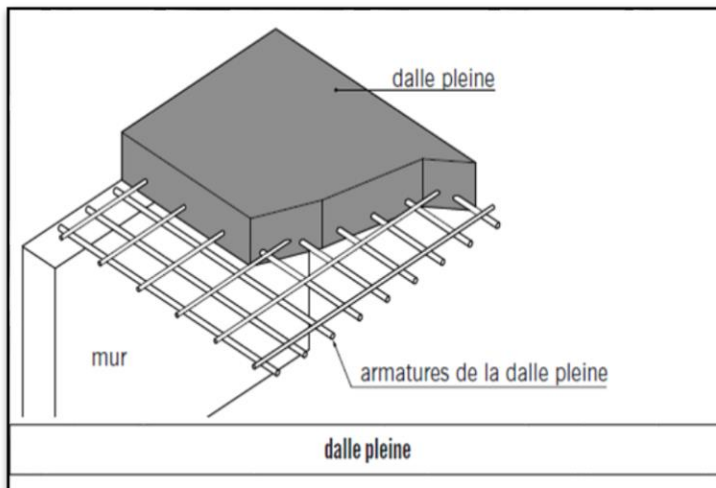


Fig II.6. schéma de la dalle.

L' épaisseur de la dalle pleine dépend des conditions suivantes :

- Condition de résistance

$$1) \text{ Pour } \alpha = \frac{l_x}{l_y} > 0.40 . \text{ alors } \left\{ \begin{array}{l} e < \frac{l_x l_x}{3040} < \\ \\ \end{array} \right.$$

$$2) - \text{ Pour } 0.40 \leq \alpha = \frac{l_x}{l_y} \leq 1 . \text{ alors } \left\{ \begin{array}{l} e < \frac{l_x l_x}{4050} < \\ \\ \end{array} \right.$$

On a $\frac{l_x}{l_y} = \frac{480}{420} = 1.1$ donc on applique la 2^{ème} condition :

pour une dalle pleine appuyée sur trois ou quatre cotés l'épaisseur est :

$$\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$$

L_x : la plus petite portée des panneaux les plus sollicités

$$\frac{480}{50} \leq e \leq \frac{480}{40} \implies 9.6 \leq e \leq 12 \text{ on prend l'épaisseur } e = 12 \text{ cm}$$

II.3. Charges Permanentes Et Surcharges d'exploitation :

II.3.1 : Rôle de descente de charge :

- Evaluation des charges (G et Q) revenant aux fondations.
- Vérification de la section des éléments porteurs (poteaux).

☒ Evaluation des charges appliquées :

Suivant le DTR B.C.2.2 les charges permanentes (G) pour les planchers à corps creux sont définies comme suit.

II.3.2 : Les charges :

1) .Plancher

A. Plancher terrasse accessible:

- Charge permanente: D'après DTR BC 2.2.

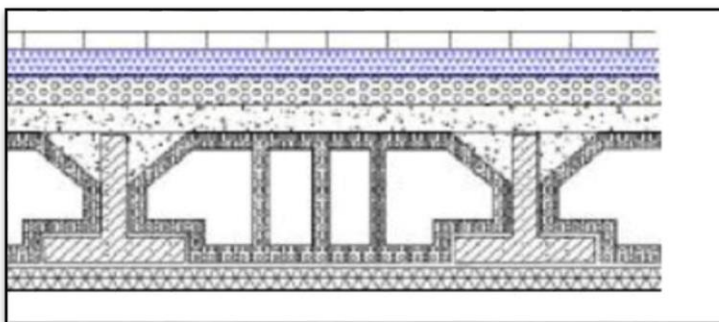


Figure.II.7. Les couches de plancher terrasse

Tableau.II.1 . Charge de Plancher terrasse

N°	Désignations	e (m)	Poids (kn/m ³)	Charges (kn/m ²)
1	Carrelage	0.02	0.20	0.004
2	Etanchéité multicouches	0,02	6	0.12
3	Isolation thermique	0,04	4	0.16
4	Form de pente	0,05	22	2.2
5	Dito avec entrevous en terre cuite Montage avec table de compression	0,20	-	2.55
6	Enduit en plâtre	0,01	10	0.10
Charge permanente G				5.13
Charges exploitation Q selon art.7.5 DTR BC2.2				1.5

B. Plancher courant à usage d'habitation :

- Charge permanente: D'après DTR BC 2.2

Tableau.II.2: Charge de Plancher étage courant.

N°	Désignations	e (m)	Poids(KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Revêtement (marbre)	0.02	28	0.56
2	Mortier de pose	0,02	20	0.40
3	Dito avec entrevous en terre cuite Montage avec table de compression	0.20	-	2.55
4	Enduit en plâtre	0.02	10	0.10
5	Cloison intérieur	0,10	10	1
Charge permanente			G	4,61 (KN/m²)
Surcharge d'exploitation			Q	1.5 (KN/m²)

C. Dalle pleine

Tableau .II.3.Charge de la dalle pleine.

N°	Désignations	e (m)	Poids(kN/m ³)	Charges (kN/m ²)
1	Revêtement (marbre)	0.02	28	0.56
2	Mortier de pose	0,02	20	0.40
3	Dalle en béton armé	0.12	25	3.00
4	Enduit en plâtre	0.02	10	0.10
5	Cloison intérieur	0,10	10	1

Charge permanente	G	5.06 (KN/m²)
Surcharge d'exploitation	Q	1.5 (KN/m²)

2) Les murs :

A) - Murs intérieurs :

Tableau.II.4: Charge permanente et Surcharge de Murs intérieurs .

N°	Composants	Épaisseur (m)	γ (KN/m ³)
1	Enduit en plâtre	0.02	0.18
2	Brique creuse	0.10	0.90
3	Enduit en plâtre	0.02	0.18
Charge permanente G			1.26 (KN/m²)

B) Murs extérieurs :

Tableau.II.5: Charge permanente et Surcharge de Murs extérieurs

N°	Composants	Épaisseur (m)	γ (KN/m ³)
1	Enduit intérieur en ciment	0.02	0.36
2	Brique creuse	0.10	0.90
3	Brique creuse	0.15	1.30
4	Enduit extérieur en ciment	0.02	0.36
Charge permanente G			2.92(KN/m²)

5) - Conclusion :

Tableau.II.6 : Conclusion des résultats des charges

Elements	Charges G (KN/m ²)	Charges Q (KN/m ²)
Plancher terrasse accessible	5.13	1.5
Plancher courant	4.61	1.5
Dalle pleine sous sol	5.06	1.5
Murs intérieur	1.26	-
Murs extérieurs	2.92	-

II.3.3. descente des charges:

1) Sur Les Poteaux (poteau centrale)

On choisit pour la descente des charges le poteau le plus sollicité. (F 3)

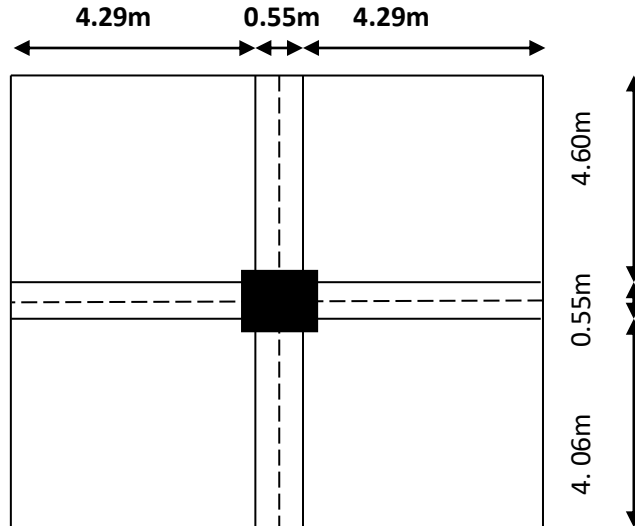
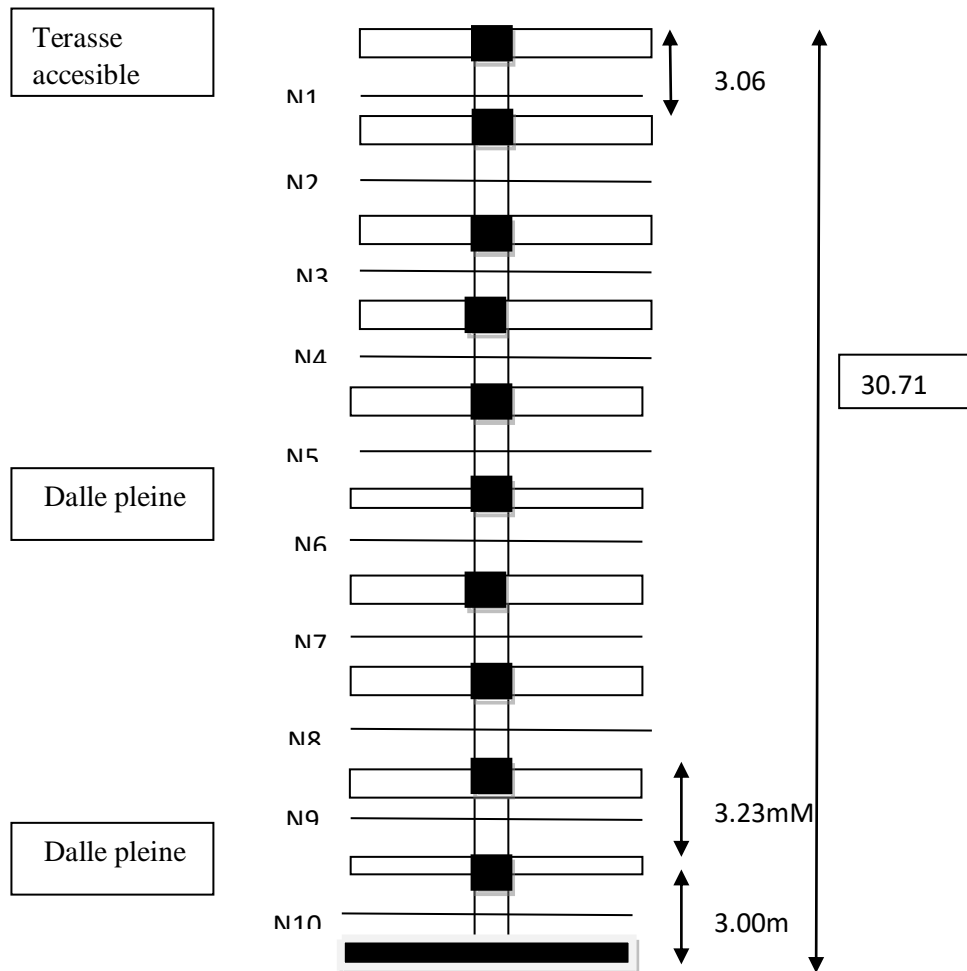


Figure II.9. La surface afférente du poteau centrale



- **La surface afférente pour la charge permanente:**

$$S_g = \left(\frac{4.29}{2} + \frac{4.29}{2}\right) \times \left(\frac{4.06}{2} + \frac{4.60}{2}\right) = 18.58 \text{m}^2$$

- **La surface afférente pour la charge d'exploitation:**

$$S_{q0} = \left(\frac{4.29}{2} + \frac{4.29}{2} + 0.30\right) \times \left(\frac{4.06}{2} + \frac{4.60}{2} + 0.30\right) = 21.25 \text{m}^2$$

- $S_{\text{poteau}} = 21.25 - (0.55 \times 0.55) = 25.95 \text{m}^2$

niveau x	Éléments	G(KN)	Q(KN)
1-1	Plancher Terrasse : $5.13 \times 18.58 = 95.32$ $P_S : (0.3 \times 0.40) \times \left(\frac{4.29}{2} + \frac{4.29}{2}\right) \times 25 = 12.87$ $P_P : (0.3 \times 0.45) \times \left(\frac{4.06}{2} + \frac{4.60}{2}\right) \times 25 = 14.61$ $Q_b = 1.5 \times 21.25 = 31.88$	95.32 12.87 14.61	31.88
	Venant 1-1	122.8	31.88
2-2	Venant 1-1 $P_{\text{Poteau}} = 25 \times (0.55 \times 0.55 \times 3.06) = 23.14$	122.8 23.14	31.88
	Venant 2-2	145.94	31.88
3-3	Venant 2-2 Plancher étage courant : $4.61 \times 18.58 = 85.65$ $P_S : (0.3 \times 0.40) \times \left(\frac{4.29}{2} + \frac{4.29}{2}\right) \times 25 = 12.87$ $P_P : (0.3 \times 0.45) \times \left(\frac{4.06}{2} + \frac{4.60}{2}\right) \times 25 = 14.61$ $Q_b = 1.5 \times 21.25 = 31.88$	145.94 85.65 12.87 14.61	31.88 31.88
	Venant 3-3	259.07	63.75
4-4	Venant 3-3 $P_{\text{Poteau}} = 25 \times (0.55 \times 0.55 \times 3.06) = 23.14$	259.07 23.14	63.75

	Venant 4-4	282.21	63.75
5-5	Venant 4-4 Plancher étage courant : $4.61 \times 18.58 = 85.65$ $P_s : (0.3 \times 0.40) \times \left(\frac{4.29}{2} + \frac{4.29}{2} \right) \times 25 = 12.87$ $P_p : (0.3 \times 0.45) \times \left(\frac{4.06}{2} + \frac{4.60}{2} \right) \times 25 = 14.61$ $Q_b = 1.5 \times 21.25 \times 0.9 = 28.69$	282.21 113.13	63.75 28.69
	Venant 5-5	395.34	92.44
6-6	Venant 5-5 $P_{\text{Poteau}} = 25 \times (0.55 \times 0.55 \times 3.06) = 23.14$	395.34 23.14	92.44
	Venant 6-6	418.48	
7-7	Venant 6-6 Plancher étage courant : $4.61 \times 18.58 = 85.65$ $P_s : (0.3 \times 0.40) \times \left(\frac{4.29}{2} + \frac{4.29}{2} \right) \times 25 = 12.87$ $P_p : (0.3 \times 0.45) \times \left(\frac{4.06}{2} + \frac{4.60}{2} \right) \times 25 = 14.61$ $Q_b = 1.5 \times 21.25 \times 0.8 = 25.5$	418.48 113.13	92.44 25.5
	Venant 7-7	531.61	117.94
8-8	Venant 7-7 $P_{\text{Poteau}} = 25 \times (0.55 \times 0.55 \times 3.06) = 23.14$	531.61 23.14	117.94
	Venant 8-8	554.75	117.94
9-9	Venant 8-8 Plancher étage courant : $4.61 \times 18.58 = 85.65$ $P_s : (0.3 \times 0.40) \times \left(\frac{4.29}{2} + \frac{4.29}{2} \right) \times 25 = 12.87$	554.75 113.13	117.94 22.31

	$P_p : (0.3 \times 0.45) \times \left(\frac{4.06}{2} + \frac{4.60}{2} \right) \times 25 = 14.61$ $Q_b = 1.5 \times 21.25 \times 0.7 = 22.31$		
	Venant 9-9	667.88	140.25
10-10	Venant 9-9 $P_{\text{Poteau}} = 25 \times (0.55 \times 0.55 \times 3.06) = 23.14$	667.88 23.14	140.25
	Venant 10-10	691.02	140.25
11-11	Venant 10-10 Plancher étage courant : $4.61 \times 18.58 = 85.65$ $P_s : (0.3 \times 0.40) \times \left(\frac{4.29}{2} + \frac{4.29}{2} \right) \times 25 = 12.87$ $P_p : (0.3 \times 0.45) \times \left(\frac{4.06}{2} + \frac{4.60}{2} \right) \times 25 = 14.61$ $Q_b = 1.5 \times 21.25 \times 0.6 = 19.13$	691.02 113.13	140.25 19.13
	Venant 11-11	804.15	159.38
12-12	Venant 11-11 $P_{\text{Poteau}} = 25 \times (0.55 \times 0.55 \times 3.06) = 23.14$	804.15 23.14	159.38
	Venant 12-12	827.29	159.38
13-13	Venant 12-12 Plancher étage courant : $4.61 \times 18.58 = 85.65$ $P_s : (0.3 \times 0.40) \times \left(\frac{4.29}{2} + \frac{4.29}{2} \right) \times 25 = 12.87$ $P_p : (0.3 \times 0.45) \times \left(\frac{4.06}{2} + \frac{4.60}{2} \right) \times 25 = 14.61$ $Q_b = 1.5 \times 21.25 \times 0.5 = 15.94$	827.29 113.13	159.38 15.94
	Venant 13-13	940.42	175.32
14-14	Venant 13-13	940.42	175.32

	$P_{\text{Poteau}} = 25 \times (0.55 \times 0.55 \times 3.06) = 23.14$	23.14	
	Venant 14-14	963.56	175.32
15-15	Venant 14-14 Plancher étage courant : $4.61 \times 18.58 = 85.65$ $P_S : (0.3 \times 0.40) \times \left(\frac{4.29}{2} + \frac{4.29}{2} \right) \times 25 = 12.87$ $P_P : (0.3 \times 0.45) \times \left(\frac{4.06}{2} + \frac{4.60}{2} \right) \times 25 = 14.61$ $Q_b = 1.5 \times 21.25 \times 0.5 = 15.94$	963.56 113.13	175.32 15.94
	Venant 15-15	1076.69	191.26
16-16	Venant 15-15 $P_{\text{Poteau}} = 25 \times (0.55 \times 0.55 \times 3.06) = 23.14$	1076.69 23.14	191.26
	Venant 16-16	1099.83	191.26
17-17	Venant 16-16 Plancher étage courant : $4.61 \times 18.58 = 85.65$ $P_S : (0.3 \times 0.40) \times \left(\frac{4.29}{2} + \frac{4.29}{2} \right) \times 25 = 12.87$ $P_P : (0.3 \times 0.45) \times \left(\frac{4.06}{2} + \frac{4.60}{2} \right) \times 25 = 14.61$ $Q_b = 1.5 \times 21.25 \times 0.5 = 15.94$	1099.83 113.13	191.26 15.94
	Venant 17-17	1212.96	207.2
18-18	Venant 17-17 $P_{\text{Poteau}} = 25 \times (0.55 \times 0.55 \times 3.23) = 13.77$	1212.96 24.43	207.2
	Venant 18-18	1237.39	207.2
19-19	Venant 18-18 Dalle plain : $5.06 \times 18.58 = 94.01$ $P_S : (0.3 \times 0.40) \times \left(\frac{4.29}{2} + \frac{4.29}{2} \right) \times 25 = 12.87$ $P_P : (0.3 \times 0.45) \times \left(\frac{4.06}{2} + \frac{4.60}{2} \right) \times 25 = 14.61$ $Q_b = 1.5 \times 21.25 \times 0.5 = 15.94$	1237.39 121.49	207.2 15.94

	Venant 19-19	1358.88	223.14
20-20	Venant 19-19 $P_{\text{Poteau}} = 25 \times (0.55 \times 0.55 \times 3) = 18.36$	1358.88 22.69	223.14
Venant total	Venant 20-20	1381.57	223.14

- La charge permanente $G = 1381.57 \text{ KN}$
- La charge d'exploitation $Q = 223.14 \text{ KN}$
- N_u (effort normale)
- $N_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q \rightarrow = 1.35 \times 1381.57 + 1.5 \times 223.14 = 2199.83 \text{ KN}$
- $N_s = G + Q = 1604.71 \text{ KN}$

II.3.4 : Dimensionnement des poteaux : RPA 99 (ART 7.4.3.1)

- Pour le but d'éviter ou limité le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton

$$N_d = N_{\text{ser}} = G + Q = 1604710 \text{ N}$$

$$\frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad \frac{1604710}{550 \times 550 \times 25} = 0.21 \leq 0.3 \quad \text{CV}$$

II.4 :Conclusion :

Après que nous avons fini la pré dimensionnement des élément structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté la section (55×55) cm.

Chapitre III
Étude des éléments
secondaire

III.1 - Introduction.

Dans toute structure, on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement ;
- Les éléments secondaires qui ne participent pas au contreventement de la structure.

L'ensemble des éléments secondaires est constitué par des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement qu'on peut énumérer comme suit :

- Escaliers
- dalle pleine (a) balcon .(b) niveau s sol.et 03) .
- Planchers

III.2 - Les escaliers.

III.2.1 - définition:

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins. Ils permettent le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment. Les escaliers utilisés dans cet ouvrage sont en béton armé coulés sur place.

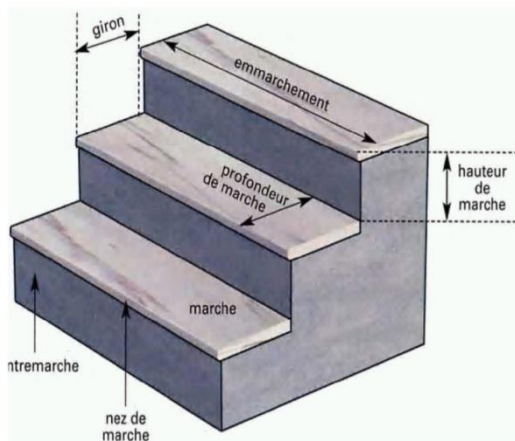


Fig.III.1- Constituant d'un escalier.

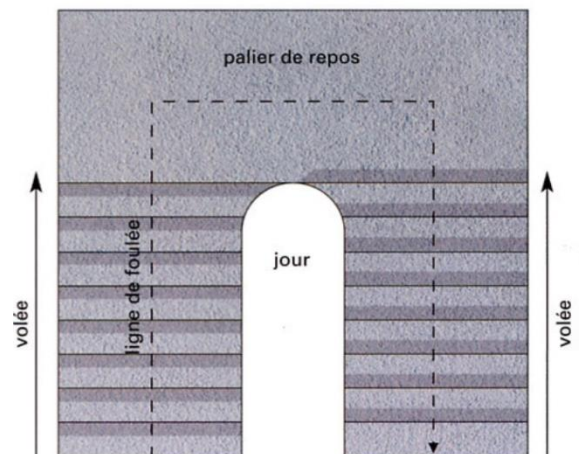


Fig.III.2- Vue en plan d'une cage.

Les constituants d'un escalier :

- **Emmarchement (E)** : la largeur de la volée.
- **Giron(g)** : la largeur d'une marche.
- **Contre marche (h)** : partie verticale de la Marche.
- **Pailasse (volée)** : la dalle inclinée qui soutient les gradins.
- **Palier de repos** : partie de plancher située aux deux extrémités d'une volée.

III.2.2 : Pré-dimensionnement :

Pour le dimensionnement des marches (g) et des contres marches (H) on utilise généralement la formule de BLONDEL : $60 \leq g+2h \leq 66$. Avec :

h : Hauteur de la contre marche varie entre:

$$14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}.$$

g : Largeur de marche (giron) varie entre : $24\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm}$

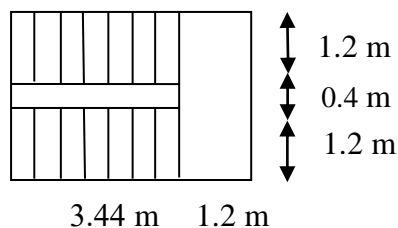
- On a 3 types des escalier dans le bâtiment

Tableau III.1- dimensions de l'escalier

Le type	Hauteur et nature de niveau m	h (hauteur) $14 \leq h \leq 18$ cm	g (giron) $24 \leq g \leq 32$ cm	Formule de blondel $60 \leq g+2h \leq 66$ cm
Type 01	Sous sol H=3m	15	30	60 condition verifier
Type 02	R.D.C H = 3.23 m	17	30	64 C.V
Type03	étages courante H=3.06	17	30	64 C.V

Tableau III.2 - nombre de marche dans chaque type.

	La formule	Type 01	Type02	Type03
Nombre de Marché	$N = \frac{H}{h}$	20	19	18



- **Épaisseur de la paillasse**

Pour faciliter l'exécution on prend pour les deux éléments la même épaisseur :

L' = Longueur de palier de repos + Longueur du volée

$$e_p = \left(\frac{L'}{30} \text{ à } \frac{L'}{20} \right) = \frac{(344+120)}{30} < e < \frac{(344+120)}{20} \Rightarrow 15.46 < e < 23.2$$

On prend **e = 18 cm.**

III.2.3 - Les charges appliquées.

Paillasse :

Tableau. III.3 - Charge permanente et d'exploitation d'une paillasse.

N	Désignations	Épaisseur (m)	Poids (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Revêtement de carrelage	0.02	0.20	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	la marché	$0.17/2 = 0.085$	22	1.87
4	Paillasse	0.15	25	3.75
5	Enduit en plâtre ciment	0.02	10	0.2
Charge Permanente G				6.66(KN/m²)
Surcharge d'exploitation Q				2.5 (KN/m²)

• **Palier :**

Tableau. III.4 : Charge permanente et d'exploitation d'un palier.

N	Designations	Épaisseur	Poids (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Revetment de carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Palier	0.17	25	4.25
4	Enduit en plâtre ciment	0.02	10	0.2
Charge Permanente G				5.29(KN/m²)
Charge d'exploitation Q				2.5 (KN/m²)

➤ **Combinaison d'action.**

- E.L.U : $P_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1m$
- E.L.S : $P_{ser} = (G + Q) \times 1m$

Tableau. III.5 : calcul des combinaisons:

	Paillasse (KN/ml)	Palier (KN/ml)
E.L.U	12.7	10.9
E.L.S	9.2	7.8

III.2.4 : Détermination des sollicitations

I) . Type 01 :

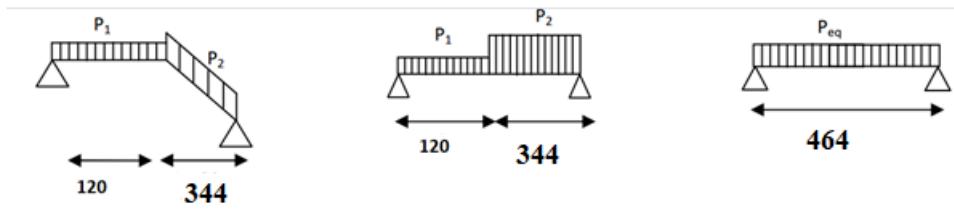


Figure.III.3 : Schémas statiques

$$p_{eq} = \frac{\sum_{i=1}^2 p_i \cdot l_i}{\sum_{i=1}^2 l_i} \quad M = \frac{p_{eq} \cdot l^2}{8} \quad T = \frac{p_{eq} \cdot l}{2}$$

Tableau récapitulatif:

Tableau III.6 : Tableau récapitulatif de type 1.

	P _{eq} (KN/ml)	M ₀ (KN.m)	M _a (KN.m)	M _t (KN.m)	T(KN)
E.L.U	12.23	32.9	9.9	27.9	28.4
E.L.S	8.84	23.79	7.2	20.2	20.5

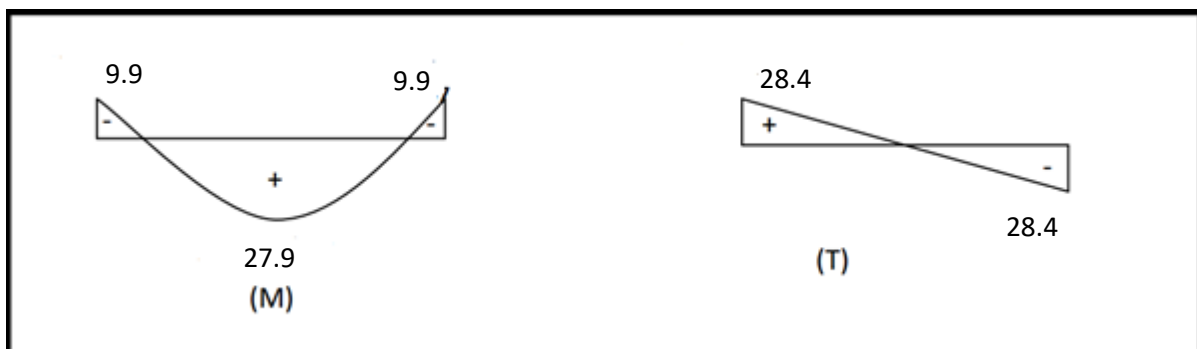


Fig.III.4 : Diagramme de M et T

I.1 - Calcul du ferrailage.

I.1.1 - Les armatures longitudinales.

A) - E.L.U

$$\mu = \frac{Mu}{b \cdot d \cdot \sigma_b}, \quad \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}), \quad \beta = 1 - 0,4\alpha, \quad Au = \frac{Mt}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}$$

$$F_e = 400 \text{ MPa}, \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}, \quad \bar{\sigma}_b = 14,2 \text{ MPa}, \quad d = h - 2 = 16\text{cm}$$

Tableau.III.7 : Les armatures longitudinales E.L.U

Designations	Mu (N.m)	μ	μl	Condition	A'	α	β	A _u (cm ²)
Travée	22900	0.076	0.392	μ < μl	0	0.09	0.96	5.23
Appuis	8070	0.027	0.392	μ < μl	0	0.034	0.98	1.81

B)- E.L.S:

La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Tableau.III.8 : Vérification de σ_s .

	M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	γ	f_{c28} (MPa)	α	$\bar{\alpha}$	Condition
En travée	27.97	20.22	1,38	25	0,09	0,44	vérifié
Sur appuis	9.87	7.2	1,37	25	0,034	0,44	vérifié

- **Condition de non-fragilité: BAEL91 (A.4.2.1) .**

$$A_s \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 100 \times 16 \times \frac{2.1}{400} = 1,93 \rightarrow A_s \geq 1,93 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage Minimal : BAEL91 (B.6.4) .**

$$A_{\min}^1 \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 18 = 1.8 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = \max (A_u ; A_{\min}^1 ; A_s)$.

Tableau.III.9 : Les armatures longitudinales totales.

	A_u (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{\min}^1	A_{\max} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Travée	5,23	1,93	1,8	5,23	6T12=6.78cm²
Appuis	1,81	1,93	1,8	1,93	6T12=6.78cm²

- Armature de répartition

$$A_r = \frac{A}{4}$$

Tableau.III.10 : les armatures de répartition.

Désignation	A_s (cm ²)	A_r (cm ²)	A_r
Travée	6.78	1.69	4HA10=2.26(cm ²)
Appui	6.78	1.69	4HA10=2.26(cm ²)

I.2. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{28400}{1000 \times 160} = 0,18 \text{MPa} \quad , \text{CBA93 article (A.5.1.1)}$$

Les armatures d'âme sont droites, la fissuration est préjudiciable, **CBA93 article (A.5.1.2.1.1)**

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{MPa} \right) \rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,18 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

I.3: Vérification de la flèche : CBA93 (article B.6.5.1)

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow M_t = 0,85M_0; \frac{18}{464} = 0,038; \frac{0,85}{10} = 0,085 \dots \text{Condition non vérifiée}$$

$$2) \frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4,2}{Fe} \Rightarrow \frac{5,23}{100 \times 16} = 0,0032 \leq \frac{4,2}{400} = 0,01 \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$3) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{18}{464} = 0,038; \frac{1}{16} = 0,062 \dots \text{Condition non vérifiée}$$

✓ Comme les conditions (1) et (3) ne sont pas vérifiées, donc il faut évaluer la flèche .

I.4 - Évaluation des flèches : CBA93 article (B.6.5.2)

La part de la flèche totale Δf_t qui doit être comparée aux limites admissibles a pour valeur :

$$\Delta f_t = (f_v - f_j) + (f_p - f_g) < f_{adm}$$

Pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L au plus égale à 5m

Selon **CBA93 article (B.6.5. 3)**.

1) - La pailleasse :

- Position du centre de gravité de la section homogène:

$$Y_G = \frac{b.h \cdot \frac{h}{2} + \eta.A.d}{b.h + \eta.A} = \frac{100 \times 18 \times \frac{18}{2} + 15 \times 5,53 \times 16}{100 \times 18 + 15 \times 5,53} = 9,30 \text{cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b.y^3}{12} + 15A(d - y)^2 = \frac{100 \times 9,30^3}{12} + 15 \times 5,53 \times (16 - 9,30)^2 = 10426,6 \text{cm}^4$$

Calcul du moment d'inertie rendue homogène :

$$I_0 = \left[\frac{b.h^3}{12} + b.h \left(\frac{h}{2} - y_G \right)^2 \right] + \eta.A(d - y_G)^2$$

$$I_0 = \left[\frac{100 \times 18^3}{12} + 100 \times 18 \left(\frac{18}{2} - 9,30 \right)^2 \right] + 15 \times 5,53 \times (16 - 9,30)^2 = 52485,6 \text{cm}^4$$

- **Déformations instantanées:**

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{100}{100}\right) \times 0.0034} = 6.2$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{5,53}{100 \times 16} = 0.0034$$

- **Déformations de longue durée:**

$$\lambda_v = \frac{0.02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + 3 \times 1) \times 0.0034} = 2.5$$

I.5 - Calcul des moments fléchissant a E.L.S :

g : L'ensemble des charges permanentes.

J : Les charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des revêtements.

P : Ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré.

- **Charge avant mise du revêtement (J):**

$$J_{eq} = \frac{(G_{dalle,plaine} \times L_{palier}) + (poide.de.la.paillasse + poide.de.march) \times L_{paillasse}}{L_{palier} + L_{paillasse}}$$

$$J_{eq} = \frac{(4250 \times 1,2) + (3750 + 1870) \times 3.44}{1.2 + 3.44} = 5265,68 N / ml$$

- **Charge après mise du revêtement (g):**

$$g_{eq} = \frac{(G_{plaine} \times L_{palier}) + (G_{paillasse} \times L_{paillasse})}{L_{palier} + L_{paillasse}} = \frac{(5290 \times 1,2) + (6660 \times 3.44)}{1,2 + 3.44} = 6305,68 N / ml$$

Charge à l'ELS \longrightarrow P = geq + Q = 6305.68 + 2500 = 8805.68N/ml

- **Les moments correspondants:**

$$M_j = \frac{J_{eq} \times L^2}{8} = \frac{5265,68 \times (4,64)^2}{8} = 14170,9 N.ml$$

$$M_g = \frac{g_{eq} \times L^2}{8} = \frac{6305,68 \times (4,64)^2}{8} = 16969,8 N.ml$$

$$M_p = \frac{P \times L^2}{8} = \frac{8805,68 \times (4,64)^2}{8} = 23697,8 N.ml$$

- **Calcul des contraintes effective**

$$\rho_1 = \rho \times 100 = 0.003 \times 100 = 0.3$$

$$\sigma_j = \frac{(d-y)}{I} \times 15M_j = \frac{(16-9.3)}{10426.6} \times 15 \times 14170.9 = 136.6$$

$$\sigma_g = \frac{(d-y)}{I} \times 15Mg = \frac{(16-9.3)}{10426.6} \times 15 \times 16969.8 = 163.6$$

$$\sigma_p = \frac{(d-y)}{I} \times 15Mp = \frac{(16-9.3)}{10426.6} \times 15 \times 23697.8 = 228.4$$

- **Calcul du coefficient μ :**

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{T28}}{4 \times \rho \times \sigma_j + f_{T28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.003 \times 136.6 + 2.1} = 0.017$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{T28}}{4 \times \rho \times \sigma_g + f_{T28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.003 \times 163.57 + 2.1} = 0.095$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{T28}}{4 \times \rho \times \sigma_p + f_{T28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.003 \times 228.4 + 2.1} = 0.24$$

Module de déformation longitudinale instantané :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa}$$

Module de déformation longitudinale différée :

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.9 \text{ MPa}$$

- **Calcul des inerties:**

$$I_0 = 52485.6 \text{ cm}^4$$

$$I_j = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 52485.6}{1 + 6.2 \times 0.017} = 52229.2 \text{ cm}^4$$

$$I_g = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 52485.6}{1 + 6.2 \times 0.095} = 36333.6 \text{ cm}^4$$

$$I_p = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 52485.6}{1 + 6.2 \times 0.24} = 23205.04 \text{ cm}^4$$

$$I_v = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 52485.6}{1 + 2.5 \times 0.095} = 46653.86 \text{ cm}^4$$

- **Flèche correspondante:**

$$F_j = \frac{M_j \times L^2}{10 \times E_i \times I_j} = \frac{14170.9 \times 464^2}{10 \times 32164.2 \times 52229.2} = 0.18 \text{ cm}$$

$$F_g = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_g} = \frac{16969.8 \times 464^2}{10 \times 32164.2 \times 36333.6} = 0.31 \text{ cm}$$

$$F_p = \frac{M_p \times L^2}{10 \times E_i \times I_p} = \frac{23697.8 \times 464^2}{10 \times 32164.2 \times 23205.04} = 0.68 \text{ cm}$$

$$F_v = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_v} = \frac{16969.8 \times 464^2}{10 \times 32164.2 \times 46653.86} = 0.24 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = (f_v - f_j) + (f_p - f_g) = (0.24 - 0.18) + (0.68 - 0.31) = 0.43 \text{ cm}$$

Selon BAEL 91 Chapitre 11

$$\Delta F_{tot} \leq F_{adm} = \frac{L}{500} ; \text{ Si } L \leq 5 \text{ m} ; L = 464 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{464}{500} = 0.92 \text{ cm}$$

$\Delta F_{tot} = 0.43 \text{ cm} < F_{adm} = 0.92 \text{ cm} \dots \text{ condition vérifiée.}$

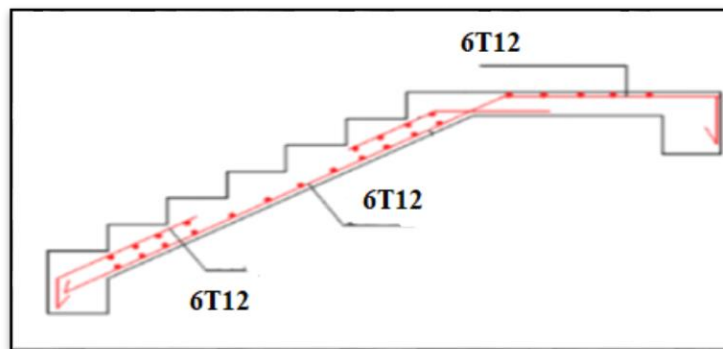


Figure.III.5 : Schéma de ferrailage de l'escalier.

III.3 - Poutre palière :

La poutre palière est un élément qui est soumis à la torsion droite peuvent être réduite à un couple situé sur la section lorsque les forces agissent sur elle y compris la réaction D'appuis sont située à gauche d'une section.

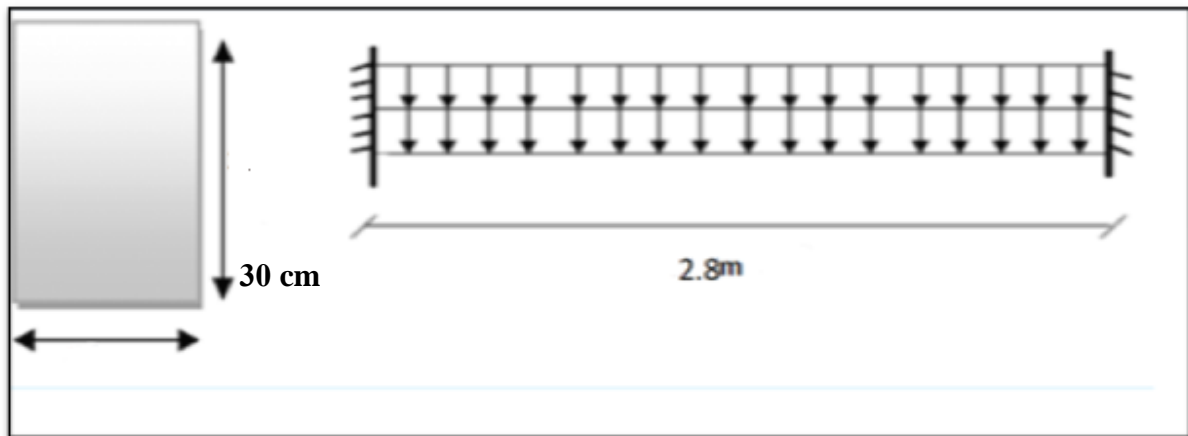
III.3.1 - Dimensionnement :

Selon RPA 99, les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 > 20 \dots \text{ Condition vérifier}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 30 = 30 \dots \text{ Condition vérifier.}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{30}{30} = 1 \dots \text{ condition vérifier.}$$



30 cm

Fig.III.6 - poutre palière.

Donc on fixe les dimensions de la poutre palière (30×30) cm² .

III.3.2 - Évaluations des charges :

- Poids propre de la poutre : $0.30 \times 0.30 \times 25 = 2.25$ KN/ml
- poids du mur : $1.25 \times 2.92 = 3.65$ KN/ml
- Poids de palier : $G = 5.29$ KN/m²
- Poids de la paillasse : $G_p = 6.66$ KN/m²

On prend une largeur d'escalier qui est : $b = 1$ m donc les charges sont

$$q_{\text{palier}} = 5.29 \times 1 = 5.29 \text{ KN / ml}$$

$$q_{\text{paillasse}} = 6.66 \times 1 = 6.66 \text{ KN / ml}$$

$$\text{Donc : } q_{\text{éq}} = \frac{(5.29 \times 1.2) + (6.66 \times 3.44)}{2} + 3.65 + 2.25 = 20.53 \text{ KN / ml}$$

III.3.3 : Combinaison d'action :

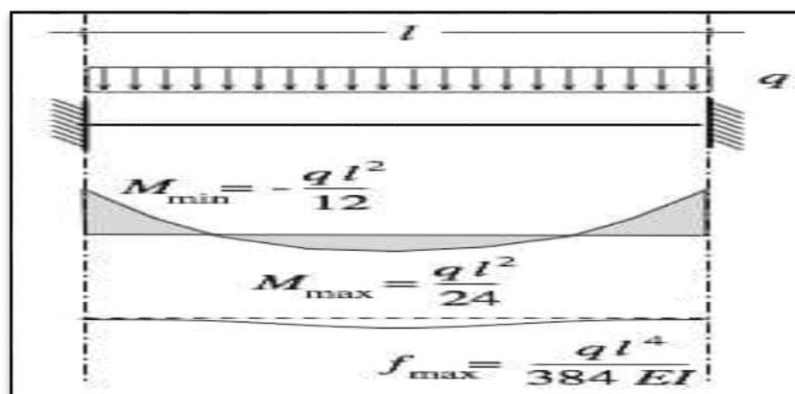


Figure III.6.1 : La flèche maximale d'une poutre bi-encasté sous chargement répartie

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{- À l'ELU : } pu = 1.35 \times 20.53 + 1.5 \times 2.5 = 31.5 \text{ KN/ml}$$

- À PELS : $p_{ser} = 20.53 + 2.5 = 23.03 \text{ KN/ml}$

III.3.4 - Ferrailage :

- ELU:

$$\text{En travée : } M_T = \frac{pL^2}{24} = \frac{31.5 \times 2.8^2}{24} = 10.3 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_A = \frac{pL^2}{12} = \frac{31.5 \times 2.8^2}{12} = 20.6 \text{ KN.m}$$

$$T = \frac{PL}{2} = \frac{31.5 \times 2.8}{2} = 44.1 \text{ KN}$$

$$\mu = \frac{Mu}{b.d.\sigma_b}, \quad \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}), \quad \beta = 1 - 0,4\alpha, \quad Au = \frac{Mt}{\sigma_s.d.\beta}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}, \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}, \quad \bar{\sigma}_b = 14,2 \text{ MPa}, \quad d = h - 2 = 28 \text{ cm}$$

Tableau III.11 - Calcul des armatures de la poutre palière à L' E.L.U.

Designations	M (kn.m)	μ	μl	Condition	A'	α	β	$A_u(\text{cm}^2)$
Travée	10.3	0.009	0.392	$\mu < \mu l$	0	0.011	0.99	1.06
Appuis	20.6	0.018	0.392	$\mu < \mu l$	0	0.02	0.99	2.14

- ELS:

la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Tableau III.12 - Calcul des armatures de la poutre palière à L' E.L.S.

	M_u (kN.m)	M_{ser} (kN.m)	γ	f_{c28} (MPa)	α	$\bar{\alpha}$	condition
En travée	10.3	7.52	1,36	25	0,011	0,43	vérifié
Sur appuis	20.6	15.05	1,39	25	0,02	0,43	vérifié

Condition de non-fragilité : CBA93 article (A.4.2)

$$A_{\min} \geq 0.23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 28 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} \geq 1.01 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimale : CBA93 article (B.6.4)

$$A'_{\min} \geq 0.001.b.h = 0.001 \times 30 \times 30 \Rightarrow A'_{\min} \geq 0.9 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimale: RPA99

$$A_{\min}^{rpa} \geq 0.5\%.b.h = 0.005 \times 30 \times 30 \Rightarrow A_{\min}^{rpa} \geq 4.5 \text{ cm}^2$$

Choix de ferrailage:**Tableau III.13 :** Choix de ferrailage de la poutre palière .

Section	A_{cal} (cm ²)	A'_{min} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A^{rpa} (cm ²)	A_{adp} (cm ²) Barres
Travée	1.06	1.01	0.9	4.5	6HA12=6.79
Appuis	2.14	1.01	0.9	4.5	6HA12=6.79

III.3.5 : Les vérifications :**III.3.5.1 : Vérification de l'effort tranchant : CBA93 article (5.1.1)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{44.1}{0.30 \times 0.28} = 525 \text{ kN/m}^2 = 0.525 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa} > \tau_u = 0.525 \text{ MPa}$$

III.3.5.2 - Armatures transversales:

D'après le RPA (art.7.5.2.2) : $A_t = 0.003 b.S$

$$S = \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_l \right\} = \min \left\{ \frac{30}{4}; 12\phi_l \right\} \Rightarrow S = 7.5 \text{ cm}$$

La zone nodale:

$A_t = 0.003 \times 30 \times 7.5 = 0.68 \text{ cm}^2$; on adopte $4\phi 8$ (2.01 cm^2)

La zone courante:

$$S \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm}$$

$A_t = 0.003 \times 30 \times 15 = 1.35 \text{ cm}^2$; on adopte $5\phi 8$ (2.51 cm^2)

III.5.4 : Vérification de torsion**Vérification du béton :****:BAEL (art A.5.4.21)**

Torsion de la poutre palier est provoquée par la flexion de l'escalier.

M_t : moment de torsion = $M_a(\text{escalier}) = 9870 \text{ N.m}$

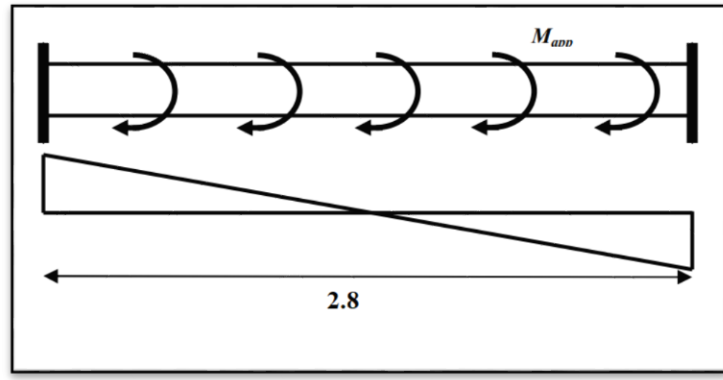


Figure III.7 :Schéma de la poutre à la torsion

$$T_{uv} = \frac{T_u}{2 \cdot \Omega \cdot b_0}$$

$$b_0 = b_t = \frac{b}{6} = 5cm$$

Ω : Aire du contour à mi- épaisseur.

$$\Omega = (h - b_t) \times (b - b_t) = 625cm^2$$

$$T_{uv} = \frac{9870}{2 \times 625 \times 5} = 1.58MPa$$

• **Résistance en torsion et flexion :**

$$\tau_u^2 + \tau_{uv}^2 \leq (\tau_{ultim})^2 \quad (\text{Section pleine})$$

$$\tau_u^2 + \tau_{uv}^2 = (1.58)^2 + (0.52)^2 = 2.76MPa$$

$$(\tau_{ultim})^2 = (3.33)^2 = 11.09 MPa$$

$$2.76 \leq 11.09 \dots \dots \dots CV$$

• **Les armatures longitudinales:**

$$A_l = \frac{U \times M_{TOR}}{2 \times \Omega \times \sigma_s}$$

$$U = 2[(b - bt) + (h - bt)] = 2[(30 - 5) + (30 - 5)] = 100cm$$

$$A_{\ell} = \frac{100 \times 9870}{2 \times 625 \times \frac{400}{1.15}} = 2.27cm^2 \quad A = 3HA10 = 2.36 cm^2$$

• **Armatures transversales:**

$$A_t = \frac{T_u \cdot S_t}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{9870 \times 15}{2 \times 625 \times 348} = 0.022cm^2$$

A_t : Section d'armature transversale.

S_t : L'espacement d'armature.

- **Section minimale des armatures :**

$$\frac{\sum A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot \mu} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{2.27 \times 400}{5 \times 100} = 1.82 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_t \cdot S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{0.34 \times 400}{5 \times 15} = 1.81 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa}$$

III.3.5.3 -Vérification de la flèche : CBA93 article (B.6.5.2)

- **Condition de la flèche :**

Pour une poutre encadrée de ses extrémités, la flèche est $f = \frac{pl^4}{384EI}$

$$I = \frac{bh^3}{12} = 0.30 \times 0.40^3 / 12 = 0.0016 \text{ m}^4$$

- I : l'inertie de la poutre
- E : module de YOUNG $E = 3.2 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$
- L : longueur de la poutre $L = 2.8\text{m}$
- P : 31500N/m

$$f = \frac{pl^4}{384EI} = \frac{31500 \times 280^4}{384 \times 320000} = 0.15$$

On doit vérifier que $f < \bar{f} = \frac{l}{1000} + 0.5\text{cm}$

$$f < \bar{f} = 0.78 \text{ cm} \quad \text{condition vérifié}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{30}{280} = 0.107 \geq \frac{10.3}{10 \times 20.6} = 0.05 \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{28 \times 30} = 0.005 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{280} = 0.1 \geq \frac{1}{16} = 0.06 \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc la flèche est vérifiée.

On prend un espacement de 15cm Soit : $4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

❖ Les armatures totales :

$$\hookrightarrow \text{Armatures longitudinales: } A_{\lambda}^{\text{tot}} = A_{\lambda}^{\text{fl}} + A_{\lambda}^{\text{tor}}$$

Travée:

- **Nappe inférieure :**

$$A_{\lambda}^{\text{tot}} = A_{\lambda}^{\text{fl}} + A_{\lambda}^{\text{tor}} / 2 = 4.5 + (2.27 / 2) = 5.63 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{\lambda}^{\text{tot}} = 2\text{HA14} + 2\text{HA14} = 6.16 \text{ cm}^2$$

Appui:

- **Nappe supérieure :**

$$A_{\lambda}^{\text{tot}} = A_{\lambda}^{\text{fl}} + A_{\lambda}^{\text{tor}} / 2 = 4.5 + (0.002 / 2) = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{\lambda}^{\text{tot}} = A_{\lambda}^{\text{tot}} = 3\text{HA12} + 3\text{HA12} = 6.78 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Armatures transversals: } A_t^{\text{tot}} = A_t^{\text{fl}} + A_t^{\text{tor}}$$

$$A_t^{\text{tot}} = 1.35 + 0.51 = 1.86 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc soit : } A_t = 4 \text{ } \varnothing 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

III.3.6 : Ferrailage de la poutre palière:

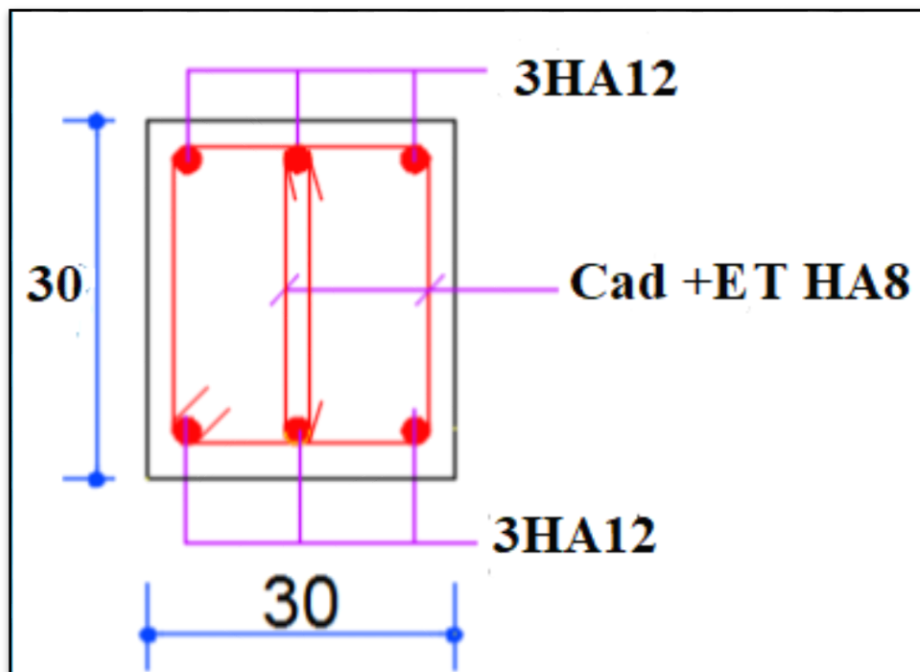


Figure.III.8: Dessin de ferrailage de poutre palière (appuis et travée)

III.4 - Études de la dalle pleine :

III.4.1 - balcon :

Le balcon est une dalle pleine en béton armée, encastree dans une poutre de rive.

Le calcul se fait sur une bande de 1 m de largeur d'une section rectangulaire travaillant à la Flexion simple dû à :

- G : Poids propre de la console.
- Q: Surcharge d'exploitation.
- P : charge concentrée due au poids des murs extérieurs.

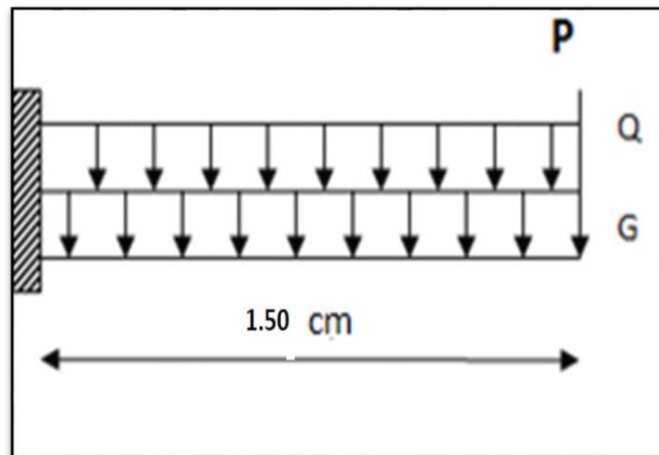


Fig.III. 9 - Schéma statique.

$$\frac{L}{15} \leq e \leq \frac{L}{20} + 7 \Rightarrow \frac{150}{15} = 10 < e < \frac{150}{20} + 7 = 14.5$$

On prend une épaisseur de : 12 cm.

III.4.1.1 - Les combinaisons d'action :

Le calcul se fait comme une console d'une bande de 1 ml.

- $G = 5060 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ ml} \Rightarrow G = 5060 \text{ kg/ml}$
- $Q = 3500 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ ml} \Rightarrow Q = 3500 \text{ kg/ml}$
- La hauteur du mur : $h = 3.23 - 0,12 = 3.11 \text{ m}$.
- Charge du mur extérieure : $G = 292 \text{ Kg/m}$

Donc La charge $P = 292 \times 3.11 = 908.12 \text{ kg}$

- $M_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times \frac{L^2}{2} + 1.35 \times P \times L$
- $M_u = (1.35 \times 5060 + 1.5 \times 3500) \times \frac{1.5^2}{2} + 1.35 \times 908.12 \times 1.5 = 15430.06 \text{ N.m}$
- $T_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times L + 1.35 \times P = (1.35 \times 5060 + 1.5 \times 3500) \times 1.5 + 1.35 \times 908.12 = 19347.5$
- $M_{ser} = (G + Q) \times \frac{L^2}{2} + P \times L = 10992.2 \text{ N.m}$

III.4.1.2 - Détermination du ferrailage :

On va calculer le balcon plus sollicité ; celui d'étage courant et on adopte le même ferrailage Pour les autres Balcons.

-fissuration peu nuisible

On prend:

$$C = 2 \text{ cm} ; d = h - C = 12 - 2 = 10 \text{ cm.}$$

❖ **ELU :**

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{15430.06}{14.2 \times 100 \times 10^2} = 0.11 \leq \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée

$$\mu = 0.11 \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.15 \Rightarrow \beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.94$$

$$A_{cal} = \frac{Mu}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{15430.06}{348 \times 0.94 \times 10} = 4.71 \text{ cm}^2$$

❖ **ELS :** D'après le BAEL83

- La fissuration est peut nuisible → Il n'y a aucune vérification concernant σ_s
- La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Tableau III.14 : Résultats de ferrailage du balcon à ELS.

A	M _u (N.m)	M _{ser} (N.m)	γ	f _{c28}	ᾱ	Condition
4.71	15430.06	10992.2	1.40	25	0.45	C.V

III.4.1.3 - Vérification :

III.4.1.3.1 - Vérification à l'E.L.U :

- **Condition de non-fragilité: BAEL 91(ART-A.4.2)**

$$A_{\min} \geq 0.23.b.d \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 10 \times \frac{2.1}{400} = 1.21 \text{ cm}^2$$

- **Percentage minimal: BAEL91 (ART-B.5.3, 1)**

$$A'_m \geq 0.001.b.h \Rightarrow A_{\min} \geq 0.001 \times 100 \times 12 = 1.2 \text{ cm}^2$$

Tableau III.15 : Tableau Récapitulatif A = max

A _u (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A' _m (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
4.71	1.21	1.2	4.71	6HA10=4.71

- **Contrainte de cisaillement: BAEL 91 (Art: A.5.1)**

$$T_u = 19347.5 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{19347.5}{1000 \times 100} = 0.19 \text{ MPa}$$

Comme la fissuration est peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \geq \tau_u = 0.19 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Armature de réparation:**

$$A_r = \frac{A_{adp}}{5} = \frac{4.71}{5} = 0.942 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 4\text{HA}6 = 1.13 \text{ cm}^2$

- **Espacement des armatures:**

A) - Armature longitudinal :

$$S_L \leq \min (3h ; 33 \text{ cm}) = \min (36 ; 33) = 33 \text{ cm.}$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

Soit : **St = 20 cm**

B) - armature de répartition :

$$S_r \leq \min (4.h ; 45 \text{ cm}) = \min (48 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$\therefore S_{rl} = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm} \text{ . donc Soit : } \mathbf{S_r = 33 \text{ cm}}$$

III.4.1.3.2 - Calcul de la flèche : BAEL 91(ART : B.6.5.1)

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.08 \geq 0.026 \dots \text{condition vérifié}$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \Rightarrow 0.08 \geq 0.02 \dots \text{C.V}$$

$$3) \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{F_e} \rightarrow 0.00471 \leq 0.0105 \dots \text{C.V}$$

Alors les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'impose pas

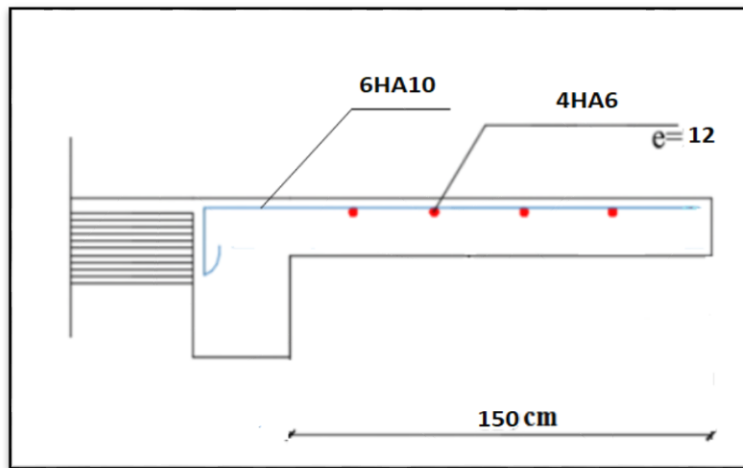


Fig III.10 - Croquis de ferrailage des balcons.

III.4.2 - étage (niveau 1 et 3)

Les dalles appuyées sur 4 cotés, on utilise la méthode proposée par le B.A.E.L 91. Cette méthode consiste à déterminer les moments isostatiques M_{0x} , M_{0y} en considérons les dalles simplement appuyées et les moments de continuité.

III.4.2.1 - Combinaison des charges :

Le calcul se fera à l'E.L.U car la fissuration est peu préjudiciable

• ELU :

$$1.35G+1.5Q=1.35 \times 5.06+1.5 \times 1.5=9.08 \text{Kn/m}^2$$

$$0.4 < \rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{420}{480} = 0.87 < 1 \longrightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

L_x :petit porté ; L_y :grand porté

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 ; M_y = M_x \cdot \mu_y$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot P \cdot l_x^2 ; M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

$$M_{tx} = 0.85M_{0x} ; M_{ty} = 0.85M_{0y}$$

$$M_{ax} = 0.3M_{0x} ; M_{ay} = 0.3M_{0y} ; T_{max} = \frac{p_u \cdot l_x \cdot l_y}{2 \cdot l_x + l_y}$$

Tableau III.16 : Valeurs de M et T dans les deux sens :

		μ	M_0	M_a	M_t	T
ELU	Sens x	0.051	8.17	2.45	6.95	13.87
	Sens y	0.685	5.59	1.67	4.75	

Le ferrailage se fait à l'ELU, en flexion simple sur une bande de 1m en fissuration peu préjudiciable. Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple :

$$b = 1,00\text{m} ; h = 0,12\text{m} ; \sigma_{st} = 348 \text{MPa} ; f_{bu} = 14,17\text{MPa} ; f_{c28} = 25 \text{MPa}$$

$$d = h - c - (\phi/2) = 0.12 - 0.01 - (0.0012/2) = 0.11\text{m.}$$

III.4.2.2 :Moments ultime réduit :• **En travée :**

Ax :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6.95 \times 10^3 \times 10^3}{100 \times 10^3 \times 11^2 \times 14.2} = 0.040 ; \alpha = 1,25. (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) ; \alpha = 0.05$$

, Zu = d - (1 - 0,4α) ; Zu = 0.11 donc pivot A

$$A_u = \frac{M_u \times 10000}{\sigma_s \cdot Z_u} = 1.82 \text{ cm}^2.$$

Les sections d'armature des dalles doivent être supérieures aux section minimales calculées comme suit selon le (a B-7-4 BEAL91)

$$A_{ymin} = 8h = 8 \times 0.12 = 0.96 \text{ cm}^2$$

$$A_x \geq 1.28 \times \frac{3 - (lx + ly)}{2} ; A_x = 1.36 \text{ cm}^2$$

$$e < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm (a7.2.4.2CBA93)}$$

On adopte : 10HA5 (As=1.96cm²)

. Avec un espacement de 33cm.

III.4.2.3 :Ferrailage sens x :**Tableau III.17 - Ferrailage sens x :**

		Mu	Au	Amin	Aadop	Ferrailage	Esp
Panneau Plus sollicité	Travé	4.75	1.24	0.96	1.24	10HA5 = 1.96cm ²	33
	Appuis	1.67	0.43	0.96	1.24	10HA5 = 1.96cm ²	33

III.4.2.4 :Ferrailage sens y**Tableau III.18 -Ferrailage sens y :**

		Mu	Au	Amin	Aadop	Ferrailage	Esp
Panneau Plus sollicité	Travé	4.75	1.24	0.96	1.24	10HA5 = 1.96cm ²	33
	Appuis	1.67	0.43	0.96	1.24	10HA5 = 1.96cm ²	33

III.4.2.5 :Vérification de l'effort tranchant :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \begin{cases} V_x = \frac{p \cdot l_x \cdot l_y}{2l_y + l_x} \\ V_y = \frac{p \cdot l_x}{3} \end{cases}$$

$$FPP \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{ Mpa}.$$

Tableau III.19 - Vérification de l'effort tranchant

Panneaux	Lx	Ly	Vx(Kn)	Vy	τ_x	τ_y
Plus sollicité	4.2	4.8	13.26	12.71	0.12	0.11

$$\tau_u \leq 0.07 \frac{f_{28}}{\gamma_b} = 1.16$$

Les efforts tranchants sont inférieurs aux efforts admissibles donc on n'a pas besoin d'armatures transversales.

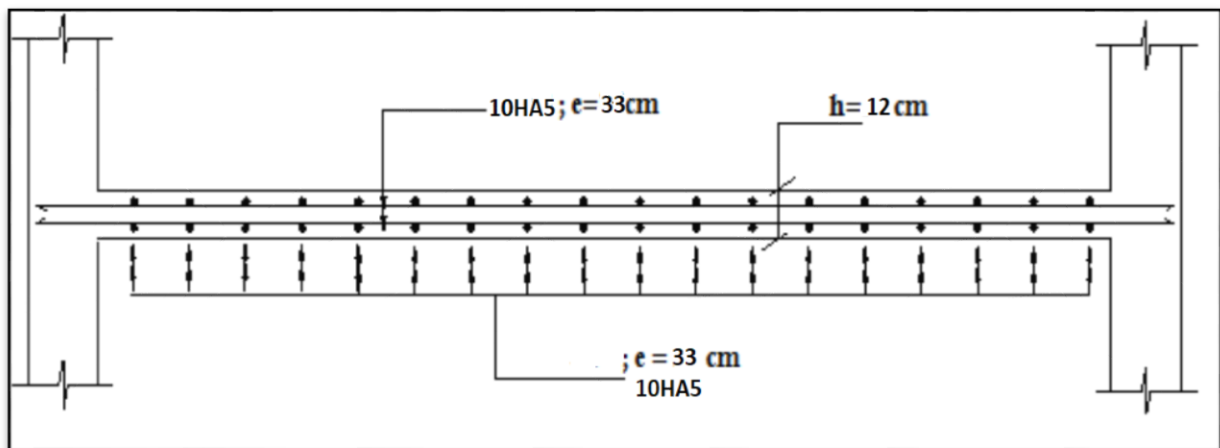


Fig.III. 11- Ferrailage de la dalle pleine.

III.4.2.6 - Vérification de flèche (art B.7.5)

Dans le cas des dalles appuyées sur (04) cotés on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de procéder aux calculs des flèches si les conditions suivantes sont réalisées :

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \dots \dots \dots 0.0825 \geq 0.0425 \dots \dots \dots C.V$$

$$\frac{Ax}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \dots \dots \dots 0.0016 \leq 0.005 \dots \dots \dots C.V$$

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.5 : Plancher aux corps creux :

Introduction :

Le plancher est une aire horizontale séparant deux niveaux, il assure les fonctions suivantes :

- Porte les charges et les surcharges des bâtiments.
- Assure l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- Participe à la résistance des ossatures aux efforts horizontaux.
- Dans notre étude, le plancher est composé par des corps creux et une dalle de compression y'a compris les nervures (poutrelles).

III.5.1 - méthode de calcul

Plusieurs méthodes peuvent être utilisées dans le calcul des éléments secondaires d'un bâtiment, nous citerons comme exemple la méthode forfaitaire et la méthode exacte et de Caquot.

Le bon choix de la méthode de calcul permet d'aboutir de bons résultats c'est-à-dire la détermination de la section nécessaire d'armature pour chaque élément secondaire.

On va utiliser la méthode forfaitaire si les conditions d'application sont remplies. Si non on prend la méthode de Caquot.

Domaine d'application BAEL91 (Art B.6.2)

1. Méthode forfaitaire

Pour déterminer les moments en appui et en travée, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si la condition suivante à vérifier :

- Plancher à charge d'exploitation modérée : $(Q \leq 2G)$.
- les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité : $(I_1, I_2, I_3, I_4 \dots = \text{Constante})$.
- les portées successives sont dans un rapport compris entre : $(0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25)$
- La fissuration est peu nuisible (F.P.N).

2. Méthode de Caquot :

Condition d'application :

- $Q > 2G$ et $Q > 500 \text{ Kg/m}^2$
- Les charges permanentes et d'exploitation sont élevées.
- Les moments d'inertie de la section des poutres ne sont pas constants

Types des nervures :

Un type de poutrelle à calculer :

III.5.1.1 - Caractéristiques des poutrelles.

- L'épaisseur du corps creux : $e = 16 \text{ cm}$
- L'épaisseur de la dalle de compression : $h_0 = 4 \text{ cm}$
- La largeur de la poutrelle : $b = b_0 + 2b_1 = 10 + 2(27.5) = 65 \text{ cm}$
- Le corps creux utilisé pour le plancher est de : $L_0 = 55 \text{ cm}$

III.5.2 - Évaluation des charges et surcharges

- **Plancher étage courant :**

E.L.U	$P_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65$	$(1.35 \times 4,61 + 1.5 \times 1,5) \times 0.65$	$P_u = 5,51 \text{ KN/ml}$
E.L.S	$P_s = (G + Q) \times 0.65$	$(4,61 + 1,5) \times 0.65$	$P_s = 3,97 \text{ KN/ml}$

• **Plancher terrasse**

E.L.U	$P_u=(1.35G+1.5Q)\times 0.65$	$(1.35\times 5130+1.5\times 1500)\times 0.65$	$P_u=5964.07\text{N/ml}$
E.L.S	$PS=(G+Q)\times 0.65$	$(5130+1500)\times 0.65$	$P_s=4309.5\text{N/ml}$

• **Tableau récapitulatif.**

Type de plancher	G(N/ml)	Q(N/ml)	$q_u(\text{N/m}^2)$	$q_s(\text{N/m}^2)$
Terrasse	3334.5	975	5964.07	4309.5
Étage courant	2996.5	975	5,51	3,97

III.5.3 - Différents type de poutrelle à étudier

III.5.3.1 - Domaine de validité de la méthode de forfaitaire.

1) - La charge d'exploitation $Q \leq \begin{cases} 2G \\ 5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \dots\dots\dots(\text{C.V})$

2) - Le moment d'inertie est constant dans toutes les travées (C.V)

3) - Le rapport entre les travées successives est compris entre :

$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25 \dots\dots\dots(\text{C.V})$

4) - Fissuration peu nuisible (C.V)

• **Effort tranchant.**

$$T_g = T_0 + \frac{M_g - M_d}{L} = \frac{qL}{2} + \frac{M_g - M_d}{L}$$

$$T_d = -T_0 + \frac{M_g - M_d}{L} = -\frac{qL}{2} + \frac{M_g - M_d}{L}$$

Avec :

M_g	Le moment sur appui gauche.
M_d	Le moment sur appui droite.
T_g	Effort tranchant à gauche de travée.
T_d	Effort tranchant à droite de travée.

III.5.4 - Détermination des sollicitations.

A) - Plancher R.D.C et étage courant.

Calcul α rapport des charges

$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+4.61} = 0.245 \implies \boxed{\alpha=0.245}$

• $1+0.3\alpha=1.0735$

- $\frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.537$
- $\frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.637$

Calcul des moments .

M_0 : Moment isostatique d'une travée.

M_t : Moment d'une travée. $M_0 = \frac{P_u L^2}{8}$

Tableau.III.20 : Formules de moment en travées.

	Travée de rive	Travée intermédiaire
M_t	Max : $\begin{cases} \max[1.05 M_0 ; (1 + 0.3\alpha)M_0] - \frac{M_g+M_d}{2} \\ \frac{1.2 + 0.3 \alpha}{2} M_0 \end{cases}$	Max : $\begin{cases} \max[1.05 M_0 ; (1 + 0.3\alpha)M_0] - \frac{M_g-M_d}{2} \\ \frac{1 + 0.3 \alpha}{2} M_0 \end{cases}$

1) - **Type 01.**

Les conditions de la méthode forfaitaire :

1	$Q=975 \leq 2G=2 \times 2996.5=5993$	Condition vérifiée
2	Le moment d'inertie est constant dans toutes les travées	Condition vérifiée
3	$0.8 \leq \frac{4.8}{4.8} = 1 \leq 1.25$	Condition vérifiée
4	Fissuration peu nuisible	Condition vérifiée

Toutes les conditions de la méthode est applicable donc on utilise la méthode forfaitaire.

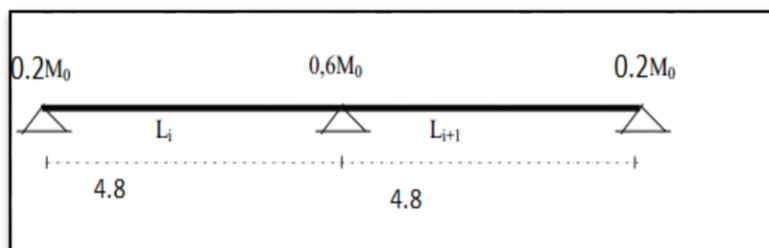


Figure III.12 : placher repose sur 03 appuis type 01.

• **E.L.U**

$$M_0 = \frac{p_u \times l^2}{8} = \frac{5.51 \times 4.8^2}{8} = 15.86 \text{ kn.m}$$

$$\begin{array}{l}
 \text{Travées A-B} \\
 \left\{ \begin{array}{l} M_g = 0.2 \times 15.86 = 3.17 \text{ Kn.m} \\ M_d = 0.6 \times 15.86 = 9.5 \text{ Kn.m} \end{array} \right. \\
 \text{Travées B-C} \\
 \left\{ \begin{array}{l} M_g = 0.6 \times 15.86 = 9.5 \text{ Kn.m} \\ M_d = 0.2 \times 15.86 = 3.17 \text{ Kn.m} \end{array} \right.
 \end{array}$$

Tableau.III.21 - résultats de calcul des Met T à E.L.U et E.L.S type1 :

Travée	L(m)	M ₀ (KN.m)	T ₀	M _g	M _d	M _t	T _g	T _d
A-B	4.8	15.86	13.2	3.17	9.5	10.67	14.54	-11.9
B-C	4.8	15.86	13.2	9.5	3.17	10.67	11.9	-14.54

• **E.L.S**

Travée	L(m)	M ₀ (KN.m)	T ₀	M _g	M _d	M _t	T _g	T _d
A-B	4.8	11.43	9.5	2.29	6.86	7.7	10.45	-8.55
B-C	4.8	11.43	9.5	6.86	2.29	7.7	8.55	-10.45

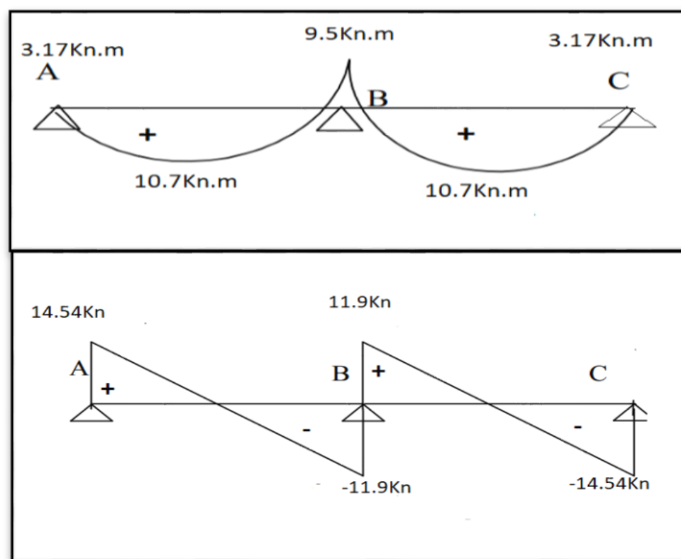


Fig.III.13 - diagrammes de M et T de type01

2) **Type 02** (les conditions de la méthode forfaitaire est applicable).

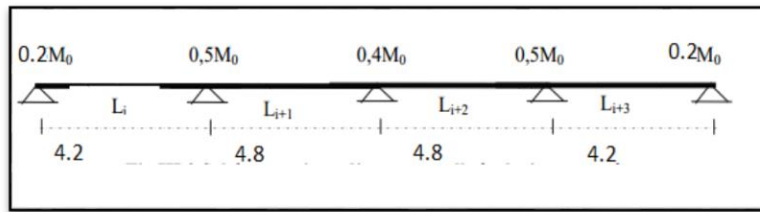


Figure III.14 :Plancher repose sur 05 appuis type02

Tableau.III.22 :Résultats de calcul des M et T à E.L.U et E.L.S type2.

• **E.L.U**

Travée	L(m)	M ₀ (KN.m)	T ₀	M _g	M _d	M _t	T _g	T _d
A-B	4.2	12.15	11.57	2.43	6.08	8.74	12.44	-10.70
B-C	4.8	15.86	13.22	7.93	6.34	9.84	12.9	-13.5
C-D	4.8	15.86	13.22	6.34	7.93	9.84	13.5	-12.9
D-E	4.2	12.15	11.57	6.08	2.43	8.74	10.70	-12.44

• **E.L.S**

Travée	L(m)	M ₀ (KN.m)	T ₀	M _g	M _d	M _t	T _g	T _d
A-B	4.2	8.7	8.3	1.7	4.4	6.3	8.9	-7.7
B-C	4.8	11.4	9.5	5.7	4.6	7.08	9.3	-9.7
C-D	4.8	11.4	9.5	4.6	5.7	7.08	9.7	-9.3
D-E	4.2	8.7	8.3	4.4	1.7	6.3	7.7	-8.9

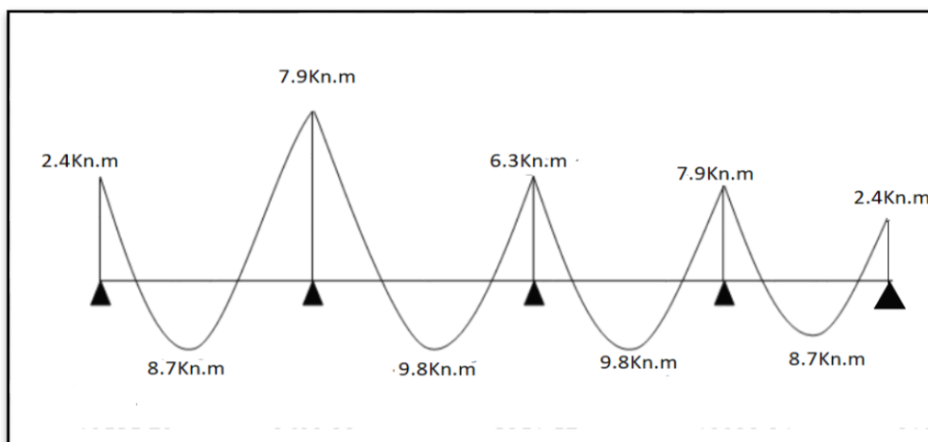


Figure .III.15 - Diagramme de M de type02

3) - **Type 03** (les conditions de la méthode forfaitaire est applicable).

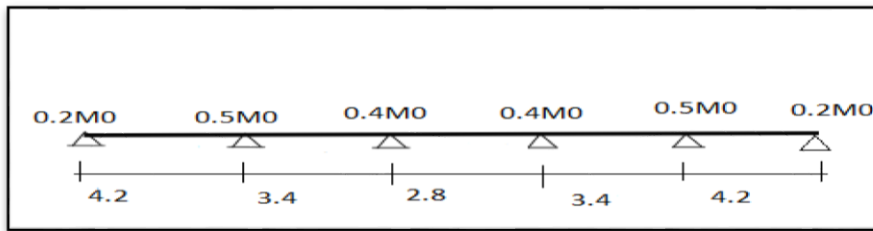


Figure III.16 :plancher repose sur 06 appuis type03.

Tableau.III.23 :Résultats de calcul des Met T à E.L.U et E.L.S type4.

• **E.L.U**

Travée	L(m)	M ₀ (KN.m)	T ₀	M _g	M _d	M _t	T _g	T _d
A-B	4.2	12.14	11.6	2.4	6.07	8.79	12.47	-10.72
B-C	3.4	7.9	9.4	3.9	3.2	4.93	9.2	-9.60
C-D	2.8	5.4	7.7	2.3	2.3	3.49	7.7	-7.7
D-E	3.4	7.9	9.4	3.2	3.9	4.93	9.6	-9.2
E-F	4.2	12.14	11.6	6.07	2.4	8.79	10.72	-12.47

• **E.L.S**

Travée	L(m)	M ₀ (KN.m)	T ₀	M _g	M _d	M _t	T _g	T _d
A-B	4.2	8.8	8.3	1.8	4.4	6.4	8.9	-7.7
B-C	3.4	5.7	6.7	2.9	2.3	3.5	6.5	- 6.9
C-D	2.8	3.9	5.5	1.6	1.6	2.6	5.5	-5.5
D-E	3.4	5.7	6.7	2.3	2.9	3.5	6.9	- 6.5
E-F	4.2	8.8	8.3	4.4	1.8	6.4	7.7	- 8.9

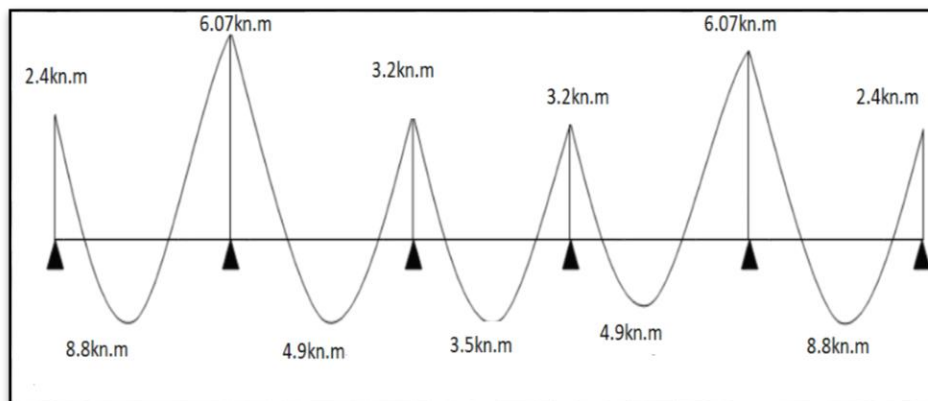


Figure.III.17 : Diagramme de Met t de type 04

B) - Plancher terrasse.

Calcul α rapport des charges

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.13} = 0.226 \quad \Rightarrow \quad \boxed{\alpha=0.226}$$

- $1+0.3\alpha=1.0678$
- $\frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.034$
- $\frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.634$

Calcul des moments $M_0 = \frac{P_u L^2}{8}$

	La travée de rive	La travée intermédiaire
Mt	Max : $\begin{cases} \max[1.05 M_0 ; (1 + 0.3\alpha)M_0] - \frac{M_g+M_d}{2} \\ \frac{1.2 + 0.3 \alpha}{2} M_0 \end{cases}$	Max : $\begin{cases} \max[1.05 M_0 ; (1 + 0.3\alpha)M_0] - \frac{M_g-M_d}{2} \\ \frac{1 + 0.3 \alpha}{2} M_0 \end{cases}$

Type 01 :

$$M_0 = \frac{pu \times l^2}{8} = \frac{5.51 \times 4.8^2}{8} = 15.86 \text{ kn.m}$$

Tableau.III.24 : résultats de calcul des Met T à E.L.U et E.L.S type1

• **E.L.U**

Travée	L(m)	M ₀ (KN.m)	T ₀	M _g	M _d	M _t	T _g	T _d
A-B	4.8	17.2	14.3	3.44	10.32	11.5	15.7	-12.7
B-C	4.8	17.2	14.3	10.32	3.44	11.5	12.7	-15.7

• **E.L.S**

Travée	L(m)	M ₀ (KN.m)	T ₀	M _g	M _d	M _t	T _g	T _d
A-B	4.8	12.4	10.32	2.5	7.5	8.2	11.3	-9.25
B-C	4.8	12.4	10.32	7.5	2.5	8.2	9.25	-11.3

Type 02 :**Tableau.III.25** : :résultats de calcul des Met T à E.L.U et E.L.S type2• **E.L.U**

Travée	L(m)	M ₀ (KN.m)	T ₀	M _g	M _d	M _t	T _g	T _d
A-B	4.2	13.2	12.5	2.6	6.6	9.5	13.5	-11.5
B-C	4.8	17.2	14.3	8.6	6.9	10.6	13.9	-14.7
C-D	4.8	17.2	14.3	6.9	8.6	10.6	14.7	-13.9
D-E	4.2	13.2	12.5	6.6	2.6	9.5	11.5	-13.5

• **E.L.S**

Travée	L(m)	M ₀ (KN.m)	T ₀	M _g	M _d	M _t	T _g	T _d
A-B	4.2	9.5	9.03	1.9	4.8	6.8	9.7	-8.3
B-C	4.8	12.4	10.3	6.2	4.9	7.8	10.02	-10.6
C-D	4.8	12.4	10.3	4.9	6.2	7.8	10.6	-10.02
D-E	4.2	9.5	9.03	4.8	1.9	6.8	8.3	-9.7

Type 03 :**Tableau.III.26** : :résultats de calcul des Met T à E.L.U et E.L.S type3**E.L.U**

Travée	L(m)	M ₀ (KN.m)	T ₀	M _g	M _d	M _t	T _g	T _d
A-B	4.2	13.2	12.5	2.6	6.6	9.5	13.5	-11.5
B-C	3.4	8.6	10.1	4.3	3.4	5.3	9.8	-10.4
C-D	2.8	5.8	8.4	2.3	2.3	3.9	8.4	-8.4
D-E	3.4	8.6	10.1	3.4	4.3	5.3	10.4	-9.8
E-F	4.2	13.2	12.5	6.6	2.6	9.5	11.5	-13.5

• **E.L.S**

Travée	L(m)	M ₀ (KN.m)	T ₀	M _g	M _d	M _t	T _g	T _d
A-B	4.2	9.5	9.03	1.9	4.8	6.7		
B-C	3.4	6.2	7.3	3.1	2.5	3.8		-
C-D	2.8	4.2	6.02	1.7	1.7	2.8	6.02	-6.02
D-E	3.4	6.2	7.3	2.5	3.1	3.8		-
E-F	4.2	9.5	9.03	4.8	1.9	6.7		-

III.5.4 : Calcul du ferrailage :

$$b = 65\text{cm} ; b_0 = 10\text{cm}$$

$$h = 16\text{cm} ; h_0 = 4\text{cm}$$

III.5.4.1 : L'enrobage :

$$C \geq C_0 + \frac{\phi}{2}$$

$$C_0 = 1\text{cm} \text{ (fissuration peu préjudiciable). (BAEL91.A.7.1)}$$

$$\phi = \frac{h}{10} = \frac{20}{10} = 2.0\text{cm} \text{ (BAEL91.A.7.2.1)}$$

$$C \geq 1 + \frac{2}{2} = 2\text{cm}$$

Donc on adopte : $C = 2.5\text{cm} \rightarrow d = h - c = 20 - 2.5 = 17.5$

Tableau.III.27 : Résultats de calcul des Met T à E.L.S plancher terrasse

	M max (appui)	M max (travée)	Tmax
E.L.U	10.32	11.5	14.7
E.L.S	7.5	8.2	11.3

III.2.7 - Les armatures longitudinales :**E.L.U :**• **En Travée:**

Le moment fléchissant M_0 équilibré par la table est :

$$M_0 = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.2 \times 65 \times 4 \times \left(17.5 - \frac{4}{2} \right) = 57226\text{N.m}$$

$$M_t^{\max} = 11500\text{N.m} \leq M_0 = 57226\text{N.m}$$

Donc une partie seulement de la table est comprimée, et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65\text{cm}$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{11500 \times 10^3}{14.2 \times 650 \times 175^2} = 0.040 \leq \mu_l = 0.392$$

Alors Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0.040 \Rightarrow \alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.05 \Rightarrow \beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.98$$

$$A_u = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{11500 \times 10^3}{348 \times 0.98 \times 175} = 1.92\text{cm}^2$$

Tableau.III.28 : Résultats de calcul des moments et des efforts tranchants à ELU :

Ma (N.m)	μ	μ_l	α	β	A (cm ²)
11500	0.040	0.392	0.05	0.98	1.92

- **Sur Appuis:**

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur $b_0 = 10$ cm.

Ma (N.m)	μ	μ_l	α	β	A (cm ²)
10320	0.036	0.392	0.045	0.98	1.72

ELS :

D'après le BAEL83

* La fissuration est peut nuisible donc Il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

Suivante est vérifiée: $\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$, avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

	α	Mu (N.m)	Mser (N.m)	γ	f_{c28}	$\bar{\alpha}$	Conditions
Travée	0.05	11500	8200	1.40	25	0.45	c.v
Appuis	0.045	10320	7500	1.38	25	0.44	c.v

- **Condition de non-fragilité: CBA93 article (A.4.2.1)**

$$A_{t_{\min}} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{En Travée : } A_{t_{\min}} \geq 0.23 \times 65 \times 17.5 \times \frac{2.10}{400} = 1.37 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sur Appuis : } A_{t_{\min}} \geq 0.23 \times 10 \times 17.5 \times \frac{2.10}{400} = 0.21 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage minimal: BAEL91 (art B.6.4)**

$$A_{\min} \geq 0.001 \times b \times h$$

$$\text{En Travée : } A_{\min} \geq 0.001 \times 65 \times 20 = 1.3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sur Appuis : } A_{\min} \geq 0.001 \times 10 \times 20 = 0.2 \text{ cm}^2$$

- **Tableau Récapitulatif:** $A = \max (A_{cal}; A_{min}; A_{min}')$

Elements	A cal (cm ²)	A min (cm ²)	A min' (cm ²)	A max (cm ²)	A adop(cm ²)
Travée	1.92	1.37	1.3	1.92	2HA12=2.26
Appuis	1.72	0.21	0.2	1.72	2HA12=2.26

III.5.5 : Vérification de l'effort tranchant : CBA93 article (A.5.1)

La contrainte tangente : $\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d}$..CBA93 article (A.5.1.1)

-**T_u** : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis d'E.L.U.

-**b₀** : Désigne la largeur de l'âme.

-**d** : La hauteur utile de la nervure.

-**T_u**=14700N

$$\tau_u = \frac{14700}{100 \times 175} = 0.84 MPa$$

Les armatures d'âme sont droites (c'est-à-dire perpendiculaires à la fibre moyenne), donc τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa \right) = \min \left(0.20 \frac{25}{1.5}; 5MPa \right) = \min (3.33; 5MPa) = 3.33MPa$$

Fissuration peu nuisible (BAEL91 (A.5.1, 211).

$$\tau_u = 0.84 \leq \bar{\tau}_u = 3.33MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

- **Diamètre minimale t : CBA93 article (A.7.2.2)**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h_t}{35}, \phi_t, \frac{b_0}{10} \right)$$

ϕ_t : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{200}{35}, 10, \frac{100}{10} \right) = \phi_t \leq \min (5.71; 10; 10)$$

Soit : $\phi_t = 6mm$ FeE235 (BAEL (A.6.1, 252))

$$A_t = 2\phi_6 = 0.57cm^2$$

- **Espacement des cadres St : CBA93 article (A.5.1, 22)**

$$S_t(1) \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) = (15.75; 40)\text{cm} \Rightarrow S_t(1) = 15.75\text{cm}$$

$$S_t(2) \leq \left(\frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \right) = \left(\frac{2.26 \times 400}{0.4 \times 10} \right) = 226\text{cm}$$

$$S_t(3) \leq \frac{[0.9 \times f_e \times A_t]}{[10 \times \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28} \times k)]} = \frac{[0.9 \times 400 \times 2.26]}{[10 \times 1.15] (0.84 - 0.3 \times 2.10 \times 1)} = 336.89\text{cm}$$

$k = 1 \rightarrow$ flexion simples

$$St \leq \min(St1; St2; St3)$$

$$St \leq \min(15.75 ; 226 ; 336.89) \rightarrow \mathbf{St = 15.75cm}$$

On dispose nos armatures transversales avec un espacement de 15cm avec un premier espacement auprès de l'appui de 10 cm.

III.5.6 : Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis:

D'après **CBA93 article (A.5.1.31)**

- Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que l'on a:

$$T_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Au maximum $a = 0.9.d = 15.75 \text{ cm}$.

$$T_u = 14700\text{N}$$

$$14700\text{N} \leq 0.267 \times 15.75 \times 10 \times 100 \times 25 = 105131.25\text{N} \dots \mathbf{\text{Condition vérifié}}$$

- Au droit d'un appui simple, La section A armatures longitudinales inférieure doit être telle que l'on ait

$$A \geq \gamma_s \frac{T_u}{f_e} \quad A = 3T12 = 3.39\text{cm}^2 = 339\text{mm}^2$$

$$339 \geq 1.15 \frac{14700}{400} = 42.26\text{mm}^2 \dots \mathbf{\text{Condition vérifié}}$$

- **Vérification de la flèche: CBA93 (article B.6.5.1)**

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{20}{420} = 0.0476 \geq 0.0444 \dots \mathbf{\text{condition vérifié}}$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15.M_0} \Rightarrow \frac{20}{420} = 0.0476 \geq \frac{27930}{15 \times 10320} = 0.01 \dots \mathbf{\text{condition vérifié}}$$

$$3) \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.60}{f_e} \Rightarrow \frac{2.26}{65 \times 17.5} = 0.002 \leq \frac{360}{400} = 0.009 \dots \mathbf{\text{condition vérifié}}$$

Les 3 conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

- **La dalle mince (Table de compression): BAEI91 (B.6.8, 423)**

Le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 5 cm.

Il est armé d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas

Dépasser :

- ✓ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ✓ 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

L'écartement L entre axes des nervures égal à 65cm donc :

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot L_n}{f_e} \Rightarrow A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2, \text{ soit : } 5\text{Ø}5 = 0.98 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte un treillis soude $T_s\text{Ø}5$ (200×200) mm²

- **Espacement :**

$$S_t = \frac{100}{n} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \dots \text{ Soit : } S_t = 20 \text{ cm}$$

- **Pour les armatures parallèles aux nervures :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2 \dots \text{ On adopte } 3\text{Ø}5 = 0.59 \text{ cm}^2$$

- **Espacement :**

$$S_t = \frac{100}{n} = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm} \dots \text{ Soit : } S_t = 30 \text{ cm}$$

Donc on choisit un quadrillage dont la maille est de dimension (20×30) cm²

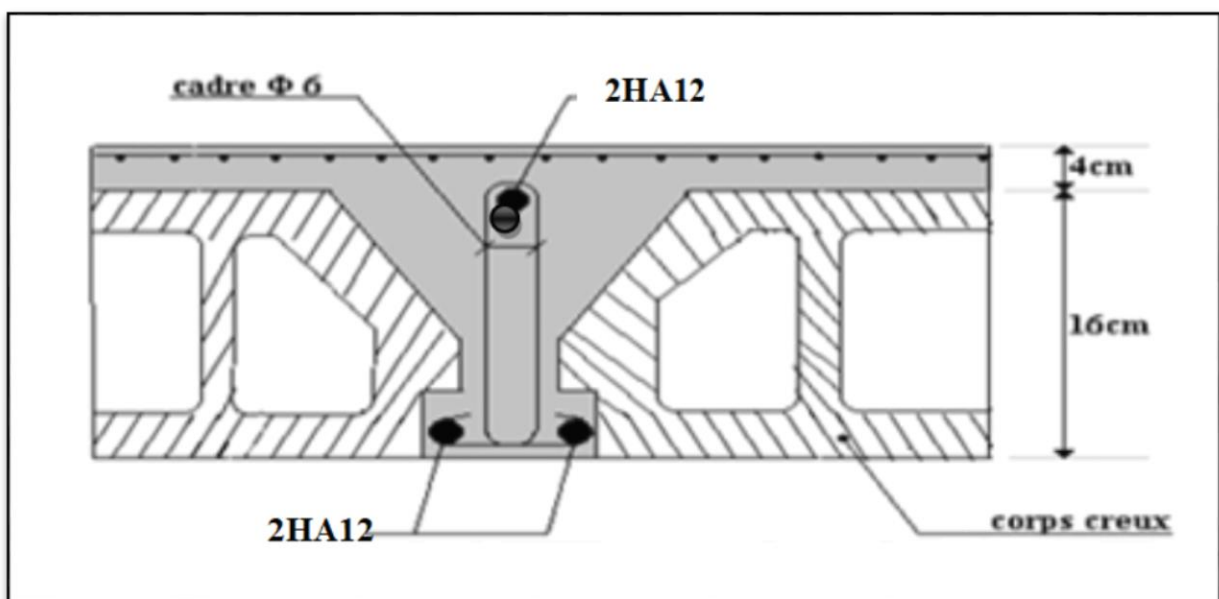


Figure.III.18 : Ferrailage des plancher

III.6 :L'ascenseur.

Les bâtiments à plusieurs étages doivent être équipés par des installations mécaniques de transport des personnes et des marchandises. L'une de ces installations est l'ascenseur. L'ascenseur est un appareil élévateur, permettant le déplacement vertical aux différents niveaux du bâtiment.

III.6.1 :Caractéristique des cages d'ascenseur préfabriquées.

les cages d'ascenseur sont réalisées à l'aide de parois en béton coulé sur place ou de parois en maçonnerie .généralement composées de blocs de béton. Toutefois, ces cages peuvent être réalisées à partir d'éléments en béton préfabriqué ,qui offrent à l'entrepreneur l'avantage d'un processus de construction plus efficace, doublé d'une garantie de qualité.

III.6.2 :Caractéristiques des cages d'ascenseur

Les cages d'ascenseur se composent d'éléments préfabriqués en forme de gaine empilés les uns sur les autres. Ils donnent naissance à une cage préfabriquée qui peut accueillir l'ascenseur.

La forme et les dimensions de l'ascenseur font toujours l'objet d'un approfondie et détaillée. Bien que notre cage préfabriquée soit toujours réalisée sur mesure, il existe toujours des limites pour les cages d'ascenseur :

- Minimum 1,6 x 1,6 m ;
- Maximum 3,4 x 6,4 m ;
- Dimensions ajustables par pas de 20 cm ;
- Hauteur maximale de 3,45 m.

III.6.3 :Avantage des 'ascenseur préfabriqués

Les 'ascenseur en éléments de béton préfabriqué présentent plusieurs avantages par rapport à une cage coulée sur place :

- **temps de montage réduit** : la rapidité du montage qui offre des économies en heures de main-d'œuvre .
- Ce type d'ascenseur et n'a pas besoin de la salle des moteur et machines ou de base privé, il est **léger** et installer facilement.

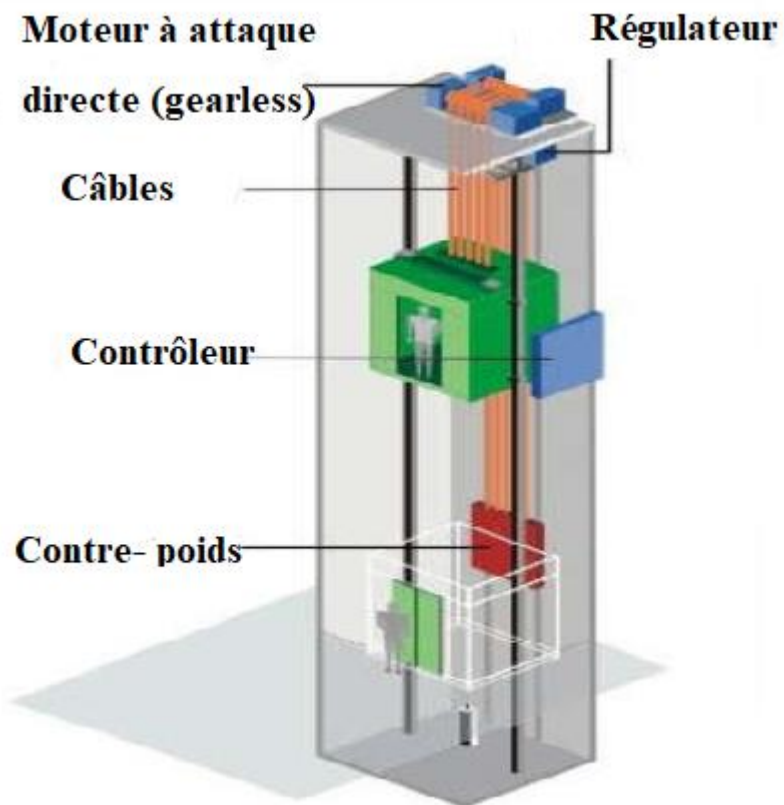


Figure III.19- Ascenseur préfabriqué

Chapitre IV

Étude dynamique

IV.1. Étude sismique

V.1.1 Introduction :

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action séismique sur notre structure. Pour cela, plusieurs méthodes approchées ont été proposées a fin d'évaluer les efforts internes engendrés a l'intérieur de la structure sollicitée ; le calcul de ces efforts sismiques peut être menée par trois manières :

- Méthode statique équivalente.
- La méthode de l'analyse modale spectrale.
- La méthode de l'analyse dynamique par accélérogramme.

Les deux méthodes de calcul utilisées dans notre étude sont la méthode statique équivalente et la méthode dynamique modale spectrale.

IV.1.2. Description de logiciel utilisé dans la modélisation :

Le système « Robot Structural Analyses 2015 » est un logiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Robot Structural analysis permet de modéliser les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure, Saisie graphique 2D et 3D ,Calcul de structure (RDM) ,Neige et vent, combinaisons automatique ; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

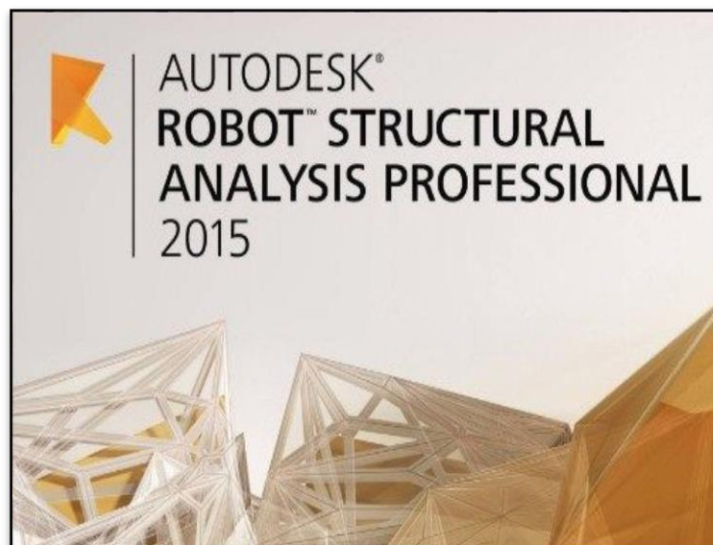


Figure IV.1. L'interface du logiciel utilisée.

IV.1.3. Méthode statique équivalente M.S.E :

3.1 principe (art 4.2.1RPA99/version2003):

Les forces réelles dynamique qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalent à ceux de l'action sismique .l'utilisation de cette méthode ne peut être dissocié de l'application rigoureuse des disposition constructives garantissant à la structure

Une ductilité suffisante .

La capacité de dissipé l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures .

3.2 : Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule 4.1 des RPA99/Version 2003 :

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

avec

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) des RPA99/Version 2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

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

R : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le tableau (4.3) des RPA99/Version 2003 en fonction du système de contreventement.

Q : facteur de qualité de la structure, est fonction de la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent, de la régularité en plan et en élévation et de la qualité du contrôle de la construction.

- **2.1 : Coefficient d'accélération de zone (A)**

Le coefficient d'accélération de zone **A** est donne par le tableau (4.1) du RPA en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. Dans notre cas nous avons d'après les RPA :

Pour une structure située en Zone (**IIa**) avec un groupe d'usage **2** on a **A = 0.15**.

• **2.2 : Facteur d'amplification dynamique moyen (D)**

Le Facteur d'amplification dynamique moyen D est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) selon formule suivante :

$$D = \left\{ \begin{array}{ll} 2.5\eta & ; \quad 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (T_2 / T)^{2/3} & ; \quad T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta (T_2 / 3)^{2/3} \times (3 / T)^{5/3} & ; \quad T \geq 3s \end{array} \right\}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

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

Nous avons un contreventement par voiles donc on prend $\xi = 7\%$.

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} = 0.8819 = 0.88 \geq 0.7$$

• **2.3 : Calcul de la période T :**

↳ **A. Par la formule 4-6 Des RPA99/Version 2003**

$$T = C_T \cdot h_n^{3/4}$$

avec :

- h_n : hauteur mesurée en m a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$$h_n = 27.71\text{m}$$

- C_T : coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage. Il est donné par le Tableau (4.6) des RPA99/Version2003.

Notre structure est contreventée par des voiles en béton armé, ce qui donne $C_T = 0.05$ (Tableau (4.6) des RPA99/Version 2003)

$$\text{Donc : } T = 0.05 \times (27.71)^{3/4} = 0.60\text{s} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{T = 0.60s}$$

↳ **B. Par la formule 4-7 des RPA99/Version2003**

$$T = (h_N \times 0.09) / \sqrt{D}$$

Où

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

Sens X :

$$D_x = 25.9\text{m} \Rightarrow T_x = (h_N \times 0,09) / \sqrt{D_x} = (27.71 \times 0,09) / \sqrt{25.9} = 0.49\text{s}$$

Sens Y :

$$D_y = 27\text{m} \Rightarrow T_y = (h_N \times 0,09) / \sqrt{D_y} = (27.71 \times 0,09) / \sqrt{27} = 0.48\text{s}$$

La valeur de la période **T** retenue dans chaque direction est la plus petite des deux valeurs données par les deux formules citées au-dessus.

$$\text{Sens X} \quad T_x = \text{Min} (0.49\text{s}; 0.60\text{s}) \Rightarrow \mathbf{T_x = 0.49\text{s}}$$

$$\text{Sens Y} \quad T_y = \text{Min} (0.48\text{s}; 0.60\text{s}) \Rightarrow \mathbf{T_y = 0.48\text{s}}$$

- **2.4. Calcul de la période caractéristique T_2 du site :**

La période caractéristique T_2 est associée à la catégorie du site donnée par le tableau (4.7) des RPA99/Version2003

$$\text{Catégorie de site S2} \Rightarrow \mathbf{T_2 = 0.40}$$

On aura alors :

$$\text{Sens X : } D = 1.78$$

$$\text{Sens Y : } D = 1.85$$

- **2.5. Coefficient de comportement (R) :**
- **Le coefficient de comportement de la structure R est donné par le tableau (4.3) des RPA99/Version 2003 en fonction du système de contreventement.**

On propose : **R = 3.5**

- **2.6. Facteur de qualité (Q) :**

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

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non. Sa valeur est donnée au tableau (4.4) des RPA99/Version 2003.

Le tableau suivant résume les pénalités appliquées à la structure.

Tableau. IV.1. Valeurs des pénalités P_q

Critère q	Pqx	Pqy
Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05	0.05
Redondance en plan	0.05	0.05
Régularité en plan	0.05	0.05
Régularité en élévation	0	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
ΣPq	0.20	0.20

On a alors pour les deux sens $Q = 1+0.2$ d'où $Q = 1.2$

• **2.7. Poids total de la structure (W) :**

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i).

$$W = \Sigma W_i$$

Avec : $W_i = W_{G_i} + \beta W_{Q_i}$

- W_{G_i} : poids dus aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.
- W_{Q_i} : charge d'exploitation.
- β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, donné par le tableau (4.5) des RPA99/Version2003.

Pour un bâtiment à usage d'habitation : $\beta = 0.20$ (Tab. 4.5 des RPA99/Version 2003)

Donc à tous les niveaux on a : $W_t = W_{G_t} + 0.20 W_{Q_t} = 52333.83 + 0.2 \times 6291.47$

Alors la valeur de la masse donnée par logiciel Robot Auto desk est : 53592.12 kN

Tableau. IV.2. L'effort tranchant à la base donnée par la méthode statique équivalente

	A	D	Q	R	W(KN)	$V_s(\text{kn})$	$0.8V_s(\text{kn})$
Direction x	0.15	1.85	1.2	3.5	53592.12	5101.65	4081.32
Direction y	0.15	1.78	1.2	3.5	53592.12	4903,73	3922.98

IV.1.4. Méthode dynamique modale spectrale :

L'étude dynamique consiste à déterminer les caractéristiques de vibration, qui peuvent se développer dans une construction donnée, en vue de l'estimation de la charge sismique de calcul la plus défavorable.

- **4.1.Principe :**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

- **4.2. Spectre de calcul :**

Cette analyse compte essentiellement à représenter l'action sismique par un spectre de calcul comme il est indiqué dans **L'article 4.3.3 du RPA 99 / version 2003.**

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

S_a/g : Accélération spectrale

g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone.

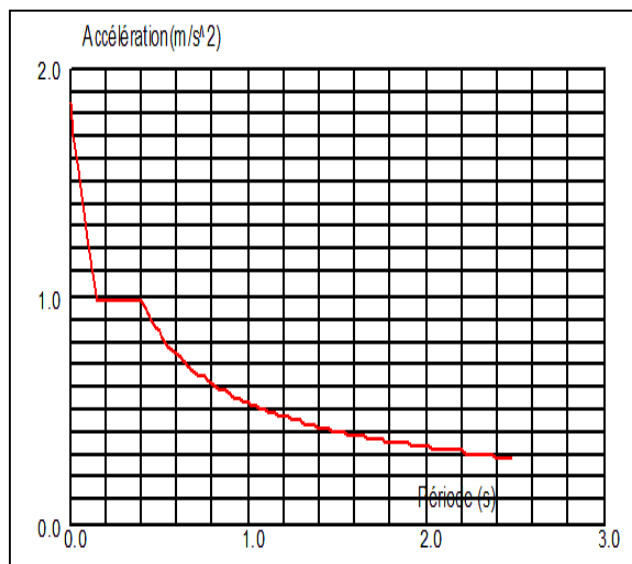


Figure. IV.2. Spectre de calcul.

- **4.3. Analyse de la structure :**

Après la modélisation de la structure , on a fait plusieurs essais pour bien disposer les voiles, nous retenons la disposition de la figure suivante :

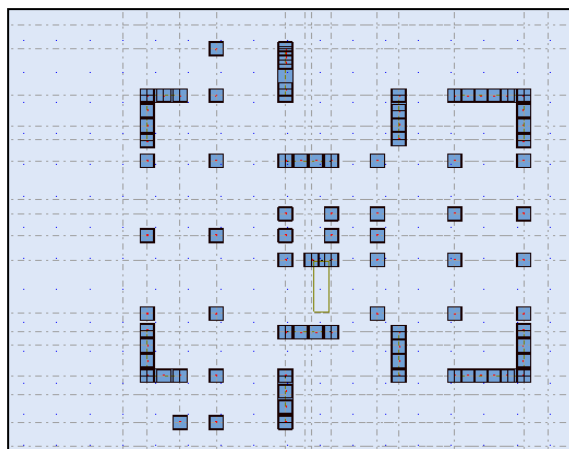


Figure. IV. 3. Disposition des voiles

- **Périodes et factures de participation massique modale :**

Tableau IV. 3: Périodes et factures da participation massique modaux.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot. mas UX [kg]	Tot. mas UY [kg]
12/ 1	1,80	0,55	0,71	69,43	0,71	69,43	5400581,46	5400581,47
12/ 2	1,91	0,52	71,23	70,12	70,52	0,70	5400581,46	5400581,47
12/ 3	2,31	0,43	71,24	71,03	0,01	0,90	5400581,46	5400581,47
12/ 4	6,98	0,14	71,28	87,18	0,04	16,15	5400581,46	5400581,47
12/ 5	7,34	0,14	88,22	87,20	16,94	0,03	5400581,46	5400581,47
12/ 6	8,79	0,11	88,23	87,50	0,01	0,29	5400581,46	5400581,47
12/ 7	15,12	0,07	88,23	93,35	0,00	5,85	5400581,46	5400581,47
12/ 8	15,49	0,06	93,99	93,35	5,76	0,00	5400581,46	5400581,47
12/ 9	18,27	0,05	94,00	93,46	0,01	0,11	5400581,46	5400581,47
12/ 10	24,01	0,04	96,31	93,46	2,32	0,01	5400581,46	5400581,47
12/ 11	24,55	0,04	96,32	96,26	0,01	2,80	5400581,46	5400581,47
13/ 1	1,80	0,55	0,71	69,43	0,71	69,43	5400581,46	5400581,47
13/ 2	1,91	0,52	71,23	70,12	70,52	0,70	5400581,46	5400581,47
13/ 3	2,31	0,43	71,24	71,03	0,01	0,90	5400581,46	5400581,47
13/ 4	6,98	0,14	71,28	87,18	0,04	16,15	5400581,46	5400581,47
13/ 5	7,34	0,14	88,22	87,20	16,94	0,03	5400581,46	5400581,47
13/ 6	8,79	0,11	88,23	87,50	0,01	0,29	5400581,46	5400581,47
13/ 7	15,12	0,07	88,23	93,35	0,00	5,85	5400581,46	5400581,47
13/ 8	15,49	0,06	93,99	93,35	5,76	0,00	5400581,46	5400581,47
13/ 9	18,27	0,05	94,00	93,46	0,01	0,11	5400581,46	5400581,47

- **Interprétation des résultats**

On constate qu’il faut 08modes pour atteindre 90% de participation des masses modales exigée Par le **RPA99version 2003 art 4.3.4.a** :

- ✓ Le 1^{er} mode est un mode translation pure selon l’axe Y avec 69.43%.
- ✓ Le 2^{ème} mode est un mode translation pure selon l’axe X avec 70.52%.
- ✓ Le 3^{ème} mode est un mode torsion
- La période fondamentale

$T_{xdynamique} = 0.52s.$

$T_{ydynamique} = 0.55 s.$

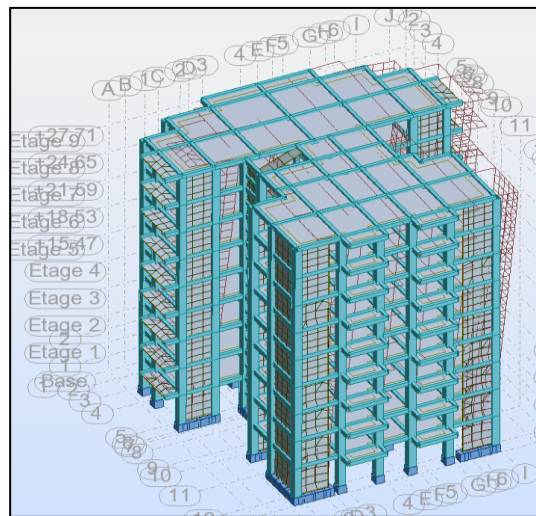


Figure IV.4. (Mode 1) Translation suivant l'axe y-y

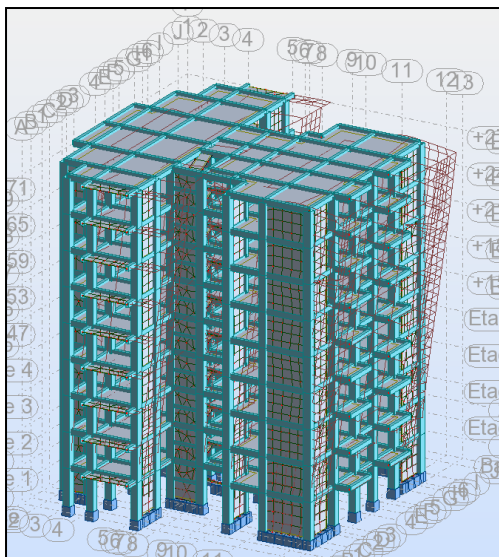


Figure IV.5. (Mode 2) Translation s x-x .

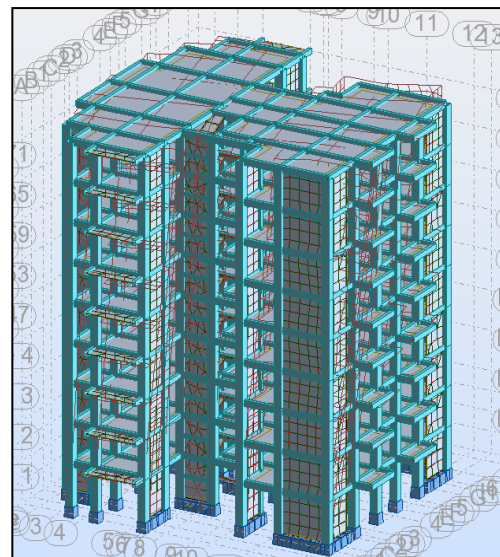


Figure IV.6. (Mode 3) Torsion (z-z) .

IV.1.4.3. Justification selon RPA 99-v2003 (Art : 3.4.2) :

Dues aux charges verticales (.de logiciel ROBOT).

Tableau.VI.4. L'effort réduit sur les poteaux et les voiles.

Cas/Etage	G (x,y,z) [m]	MZ [kNm]	FZ [kN]	FZ sur les poteaux [kN]	FZ sur les voiles [kN]
16 (C/)	12,70 13,32 2,42	-0,00	-58625,30	-42289,39	-16335,91

$$\frac{F_z \text{Voile}}{F_z \text{Totale}} = \frac{-16335,91}{-58625,30} = 27\% \geq 20\% \longrightarrow \text{Condition vérifié.}$$

- ✓ Que les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

Donc : La Structure est à système de voiles porteurs.

- **Effort tranchant de la base :**

Tableau. IV.5: L'effort tranchant à la base donnée par la méthode dynamique spectrale :

Sens longitudinal	$V_x = 4694.48 \text{ kn}$
Sens transversal	$V_y = 4476.91 \text{ kn}$

IV.1.5 Vérifications spécifiques pour l'ensemble de la structure :

- ✓ **Résultante des forces sismiques à la base V_t**

Cette dernière est obtenue par la combinaison des valeurs modales et elle ne doit pas être inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V , soit : $V_t > 0.8 V$ Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure. Selon l'article **4.3.6 Rpa99 version 2003**, les résultats sont Comme suit :

Tableau IV.6. L'effort tranchant à la base donnée par la méthode dynamique spectrale :

	Vt (kn)	V_{stat} (kn)	80% V_{stat} (kn)	0.8 V_{stat} < Vt
Sens- X	4694.48	5101.65	4081.32	<i>Vérifie</i>
Sens-Y	4476.91	4903,73	3922.98	<i>Vérifie</i>

IV.1.6. Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques a' la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes : (**art.4.2.5.RPA99_V2003**)

$$V = F_t + \sum F_i$$

F_t : Force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivant :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Si } T > 0.7 \text{ sec} & F_t = 0.07 \times T \times V \\ \text{Si } T \leq 0.7 \text{ sec} & F_t = 0 \end{array} \right.$$

F_i : Les forces sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivant :

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum(W_j \times h_j)}$$

Avec :

- F_i : Effort horizontal revenant au niveau i.
- h_i : Niveau du plancher où s'exerce la force i.
- h_j : Niveau du plancher quelconque i.
- W_i, W_j : Poids revenant
 - ↳ $V_x = 5101.65 \text{ KN}$
 - ↳ $F_t = 0$

Tableau. IV.7: Schéma représentant la distribution de la force sismique et l'effort tranchant selon la hauteur dans le sens y .

Niveau	Wi (kN.m)	Hi (m)	Hi (m)	Wi×hi (kN.m²)	Fix (kN)	Vx (kN)
8	5388.10	3.06	27.71	149304.14	931,01	126,45
7	5984.68	3.06	24.65	147522.46	919,90	1057,46
6	5997.28	3.06	21.59	129481.23	807,40	1977,36
5	5987.53	3.06	18.53	110948.97	691,84	2784,76
4	5985.87	3.06	15.47	92601.35	577,43	3476,61
3	5986.91	3.06	12.41	74297.58	463,30	4054,04
2	5989.72	3.06	9.35	56003.92	349,22	4517,33
1	5993.96	3.06	6.29	37702.02	235,10	4866,56
RDC	6278.07	3.23	3.23	20278.17	126,45	5101,65
Σ	53592,12	27,71		818139,83	5101,65	

$$\text{↳ } V_y = 4903.73 \text{ kn.}$$

$$\text{↳ } F_t = 0$$

Tableau. IV.8 : Schéma représentant la distribution de la force sismique et l'effort tranchant selon la hauteur dans le sens y .

Niveau	Wi (kN.m)	Hi (m)	Hi (m)	Wi×hi (kN.m ²)	Fix (kN)	Vx (kN)
8	5388.10	3.06	27.71	149304.14	894,89	121,54
7	5984.68	3.06	24.65	147522.46	884,21	1016,43
6	5997.28	3.06	21.59	129481.23	776,08	1900,65
5	5987.53	3.06	18.53	110948.97	665,00	2676,73
4	5985.87	3.06	15.47	92601.35	555,03	3341,73
3	5986.91	3.06	12.41	74297.58	445,32	3896,76
2	5989.72	3.06	9.35	56003.92	335,67	4342,08
1	5993.96	3.06	6.29	37702.02	225,98	4677,75
RDC	6278.07	3.23	3.23	20278.17	121,54	4903,73
Σ	53592,12	27,71		818139,83	4903,73	

Sens X :

Forces sismique par niveau

Effort tranchant par niveau

F(kn)

V(kn)

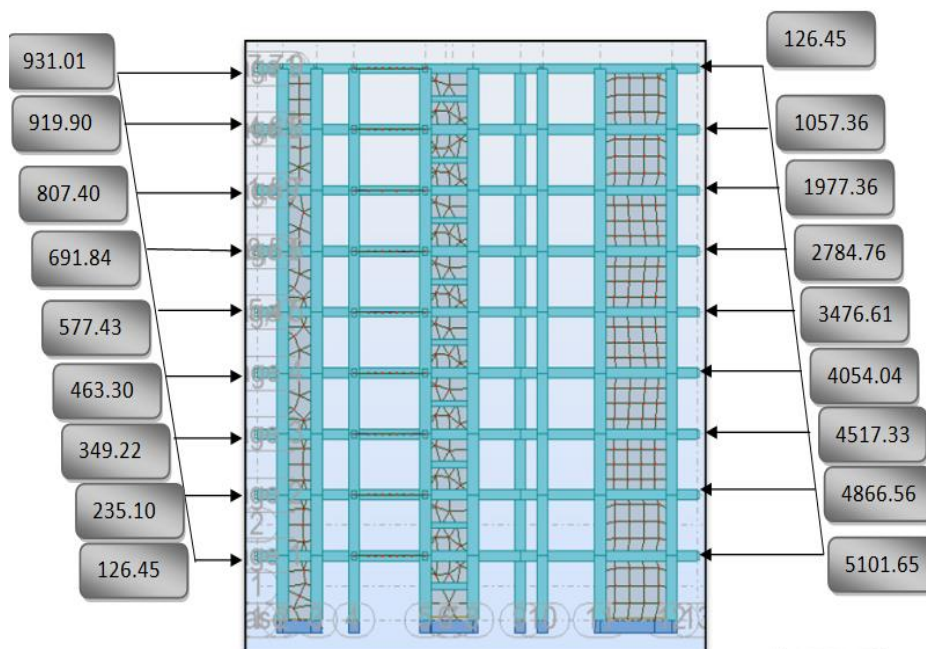


Figure IV.7 : Distribution de l'effort sismique et l'effort tranchant en élévation .

Sens Y

Forces sismique par niveau

F(kn)

Effort tranchant par niveau

V(kn)

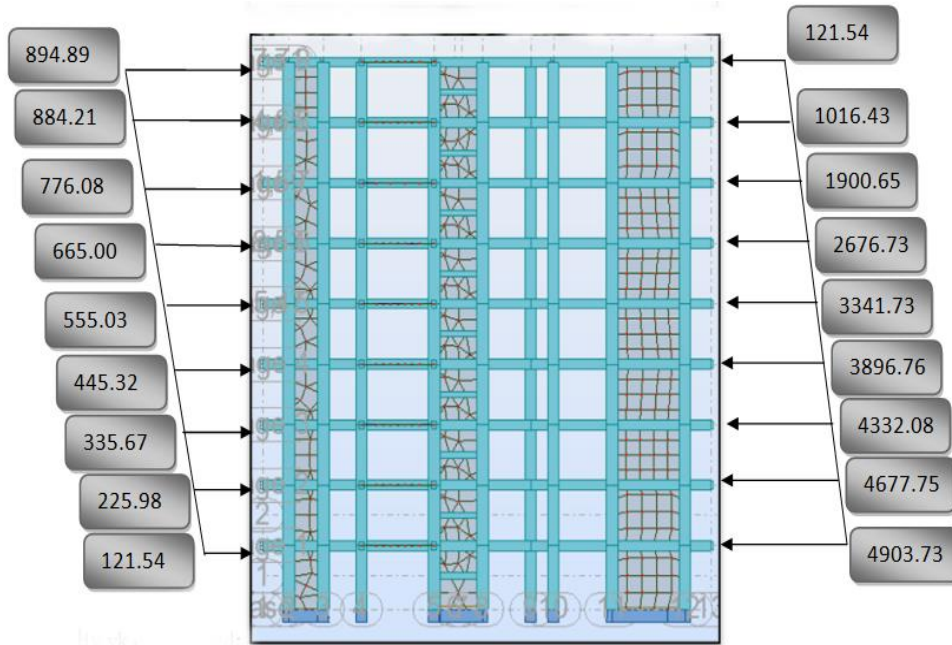


Figure IV.8 : Distribution de l'effort sismique et l'effort tranchant en élévation .

V.1.7 vérification au renversement

Pour que le bâtiment soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

avec :

- ✓ M_s : Moment stabilisant t, $M_s = W \times \frac{L}{2}$
- ✓ M_r : Moment renversant , $M_r = \sum F_i \times h_i$
- ✓ W : Poids du bâtiment

✚ **Sens longitudinale :**

Tableau IV.9 : Moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens x.

Niveau	F _x (kn)	H _i (m)	Mr (x) (kn.m)
8	931,01	27.71	25798.29
7	919,90	24.65	22675.54
6	807,40	21.59	17431.76
5	691,84	18.53	12819.79
4	577,43	15.47	8932.84
3	463,30	12.41	5749.55
2	349,22	9.35	3265.2
1	235,10	6.29	1478.78
R.D.C	126,45	3.23	408.43
		Σ	98560.18

$$M_{sx} = 53592.12 \times (25.9/2) = 694017.95 \text{ Kn.m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{694017.95}{98560.18} = 7.04 > 1.5 \text{ condition vérifiée .}$$

✚ **Sens transversale**

$$M_{sy} = 53592.12 \times (27/2) = 723493.62$$

Tableau IV.10 : Moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens y

Niveau	F _x (kn)	H _i (m)	Mr (x) (kn.m)
8	894,89	27.71	24797.4
7	884,21	24.65	21795.77
6	776,08	21.59	16755.56
5	665,00	18.53	12322.45
4	555,03	15.47	8586.31
3	445,32	12.41	5526.42
2	335,67	9.35	3138.51
1	225,98	6.29	1421.41
R.D.C	121,54	3.23	392.57
		Σ	94736.4

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{723493.62}{94736.4} = 7.63 > 1.5 \text{ condition vérifiée .}$$

IV.1.8.Vérification des déplacements :

• 1.8.1déplacement horizontal

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_k : \quad \delta_k = R \cdot \delta_{ck}$$

δ_k : Déplacement Horizontal a chaque niveau < k > de la structure.

δ_{ck} : Déplacement dû aux forces sismique Fi.

R : coefficient de comportement (R= 3.5).

Δ_k : Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

L'article 5.10 du RPA99/version2003 :

Préconise que les déplacements relatifs inter étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage considéré, il faut vérifier alors que : $\Delta_k \leq 0.01 \times h_e$.

Avec : **he**: étant la hauteur de l'étage considéré.

$$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$$

Δ_{adm} :Diplacement admissible(égale à (1%he= 0,01 he).

✚ Sens Longitudinal:

Tableau. IV. 11 :Les Déplacements Du aux Force Sismiques Au sens Longitudinal (XX).

Nv	hK (Cm)	δ_{ek} X (Cm)	δ_k X (Cm)	Δ_k X (Cm)	1% h(m)	Résultats
1	323	0,2	0,70	0,70	3,23	Condition Vérifier
2	306	0,6	2,10	1,40	3,06	Condition Vérifier
3	306	1	3,50	1,40	3,06	Condition Vérifier
4	306	1,6	5,60	2,10	3,06	Condition Vérifier
5	306	2,1	7,35	1,75	3,06	Condition Vérifier
6	306	2,6	9,10	1,75	3,06	Condition Vérifier
7	306	3,2	11,20	2,10	3,06	Condition Vérifier
8	306	3,7	12,95	1,75	3,06	Condition Vérifier
9	306	4,1	14,35	1,40	3,06	Condition Vérifier
Ht	27,71m					

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{RDC :} \\ \text{Étage courant :} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \Delta_{\text{adm}} = 0.01 \times 3.23 = 0.0323\text{m} = 3.23 \text{ cm} \\ \Delta_{\text{adm}} = 0.01 \times 3.06 = 0.0306\text{m} = 3.06 \text{ cm} \end{array} \right.$$

✚ **Sens Transversal:**

Tableau. IV. 12 : Les Déplacements Du aux Force Sismiques au sens Transversal (YY).

Nv	hK (Cm)	$\delta_{ek} Y$ (Cm)	$\delta_k Y$ (Cm)	$\Delta k Y$ (Cm)	1% h(m)	Résultats
1	323	0,2	0,70	0,70	3,23	Condition Vérifier
2	306	0,6	2,10	1,40	3,06	Condition Vérifier
3	306	1,2	4,20	2,10	3,06	Condition Vérifier
4	306	1,8	6,30	2,10	3,06	Condition Vérifier
5	306	2,5	8,75	2,45	3,06	Condition Vérifier
6	306	3,1	10,85	2,10	3,06	Condition Vérifier
7	306	3,7	12,95	2,10	3,06	Condition Vérifier
8	306	4,3	15,05	2,10	3,06	Condition Vérifier
9	306	4,8	16,80	1,75	3,06	Condition Vérifier
Ht	27,71m					

Donc : Les Dépassements Relatifs inter-étages sont Vérifiés et par conséquent le critère de justification de la Sécurité de (Article : 5.10) (Page 63) du RPA99-v2003 et Vérifier.

- **1.8.2 Justification de la largeur des joints sismiques**

Tableau IV.13. Justification des joints sismiques :

	Sens x	Sens y
δ_1 (mm)	143,50	168,00
δ_2 (mm)	143,50	168,00
dmin (mm)	302,00	351,00

$$d_{\text{min}} = 15 \text{ mm} + (\delta_1 + \delta_2) \text{ mm} \geq 40 \text{ mm}$$

δ_1 et δ_2 : déplacement maximaux des deux blocs, calculés calculé selon 4.43 au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations

• **1.8.3. Vérification VIS-A-VIS De L'effet P-Δ :**

RPA99-v2003 (Art:5.9) (Page : 40).

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la Condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\Theta = \frac{Pk \times \Delta k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

Avec :

- **P_k**: Poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au dessus de niveau k.
- **Δ_k**: Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.
- **V_k**: Effort tranchant d'étage au niveau k.
- **h_k**: Hauteur de l'étage k

✚ **Sens Longitudinal :**

✚ **Tableau. IV. 14:** Vérification a L'effet (P-Δ) Suivant le sen x et le sens y .

Niveau	Pk (kN)	VKx (kN)	Vky (kN)	θx	θy	Résultat	
						Selon x	Selon y
1	6278,07	121,54	126,45	0,01168	0,01123	C.V	C.V
2	5993,96	225,98	235,10	0,01136	0,01092	C.V	C.V
3	5989,72	335,67	349,22	0,00764	0,01102	C.V	C.V
4	5986,91	445,32	463,30	0,00864	0,00830	C.V	C.V
5	5985,87	555,03	577,43	0,00578	0,00777	C.V	C.V
6	5987,53	665,00	691,84	0,00482	0,00556	C.V	C.V
7	5997,28	776,08	807,40	0,00497	0,00477	C.V	C.V
8	5984,68	884,21	919,90	0,00362	0,00418	C.V	C.V
9	5388,10	894,89	931,01	0,00258	0,00310	C.V	C.V

Alors : $\Theta_k \leq 0.1$

Donc : L'effet (P-Δ) est négligeable pour les deux directions.

IV.1.9. Caractéristiques Géométriques et Massique de la Structure:

Détermination de centre de gravité des masses et le centre des rigidités.

1.9.1. Centre de gravité des masses :

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul des centres des masses de chaque élément de la structure (Acrotère, Balcon, plancher, poteaux, poutres, voiles, ...etc.).

Les coordonnées du centre de gravité des masses et données par :

$$\mathbf{X}_G = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i} \quad ; \quad \mathbf{Y}_G = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

- M_i : la masse de l'élément i .
- X_i, Y_i : les coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport à un repère global

1.9.2. Centre de gravité des rigidités:

Les coordonnées du centre des rigidités peut être déterminé par les formules ci-après Avec :

$$e_{cj} = \sum I_{jy} \frac{X_j}{I_{jy}} \quad ; \quad e_{cj} = \sum I_{jx} \frac{Y_j}{I_{jx}}$$

- I_{yi} : Inertie de l'élément i dans le sens y .
- X_i : Abscisse de l'élément I_{yi} .
- I_{xi} : Inertie de l'élément i dans le sens x .
- Y_i : Ordonnée de l'élément I_{xi} .

1.9.3.1. L'excentricité:

L'excentricité est la distance entre le **Centre de Gravité des Masses** et le **Centre de Torsion**, donnée par les formules suivant :

$$e_x = X_{cm} - X_{cr}$$

$$e_y = Y_{cm} - Y_{cr}$$

1.9.3. 2. L'excentricité Théorique:

$$e_y = |y_{cm} - y_{ct}|$$

$$e_x = |X_{cm} - X_{ct}|$$

- e_x : Excentricité théorique suivent x .
- e_y : Excentricité théorique suivent y .

1.9.3.3. L'excentricité Accidentelle : RPA99-v2003 (Art :4.3.7) (Page59).

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$, (L 'étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Donc:

- Sens-X : $e_{Acc}=0.05 \times L_x = 0.05 \times 25.9 \Rightarrow e_{Acc}= 1.29m$
- Sens-Y : $e_{Acc}=0.05 \times L_y = 0.05 \times 27 \Rightarrow e_{Acc}= 1.35m$.

Toutes ces caractéristiques géométriques et massique sont calculer par logiciel **ROBOT** et nous avons résumé dans les tableaux suivant : **RPA99-v2003** (Art : 4.3.7) (Page : 59).

- Le tableau ci-après résumé les résultats des différents Centre de Gravité, de Rigidité et L'excentricité théorique :

Tableau. IV. 15 : Caractéristiques Massique de la Structure

Étage	Centre de Masse	Centre de Rigidité	Excentricité Théor.	
	G (x, y, z) [m]	R (x, y, z) [m]	ex [m]	ey [m]
RDC	12,68 13,35 2,60	12,93 13,33 2,09	0,26	0,01
1	12,36 13,40 5,51	12,93 13,33 5,15	0,57	0,06
2	12,36 13,40 8,57	13,08 13,33 8,21	0,73	0,06
3	12,39 13,41 11,63	12,93 13,57 11,27	0,54	0,17
4	12,33 13,39 14,69	12,93 13,33 14,33	0,61	0,05
5	12,39 13,41 17,75	12,93 13,57 17,39	0,54	0,17
6	12,34 13,40 20,81	13,01 13,33 20,45	0,67	0,07
7	12,36 13,40 23,87	13,13 13,33 23,51	0,77	0,06
8	12,39 13,39 26,89	12,85 13,33 26,57	0,46	0,06

.Le tableau ci-après résumé les valeur de L'excentricité Accidentelle de chaque niveau de la Structure :

Tableau. IV. 16 : L'excentricité Accidentelle des Étages.

Étage	Lx[m]	Ly [m]	ex [m]	ey[m]
RDC	25,90	27,00	1,30	1,35
Étage 1	25,90	27,00	1,30	1,35
Étage 2	25,90	27,00	1,30	1,35
Étage 3	25,90	27,00	1,30	1,35
Étage 4	25,90	27,00	1,30	1,35
Étage 5	25,90	27,00	1,30	1,35
Étage 6	25,90	27,00	1,30	1,35
Étage 7	25,90	27,00	1,30	1,35
Étage 8	25,90	27,00	1,30	1,35

IV.1.10. Conclusion :

Par suite , des résultats calculés obtenus dans cette étude sismique, sachant que on a changé les démentions de poteau qui ont a été données dans le chapitre de pré dimensionnement . On peut dire que notre structure est une structure parasismique bien dimensionnée et peut résister aux différents chocs extérieurs.

Donc on peut passer à l'étape de ferrailage.

IV.2 : Effet du vent :**IV.2.1.Introduction:**

Le vent est un phénomène de mouvement de l'aire qui se déplace d'une zone de haute pression vers une zone de basse pression dans le domaine de génie civil les action climatiques ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage, pour cela il faut tenir compte des actions dues au vent sur les différentes parois d'une construction. Le vent est assimilé à des forces statiques appliquées à la construction supposées horizontales, ces forces peuvent engendrer des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques aérodynamiques de la structure, ces forces dépendent aussi de plusieurs paramètres ; la région, le site, l'altitude, les dimensions de l'ouvrage, la majoration dynamique, coefficient de traînée et l'effet de masque.

IV.2.2. Application de R N V 2013 :

- **La vérification de la stabilité d'ensemble:**

Les RNV 99 impose un calcul dans les deux directions du vent lorsque le bâtiment présente une géométrie rectangulaire. Notre construction appartient à la catégorie I (art 1.1.3 RNV99)

- Largeur : (l).... 25.9 m.
- Longueur : (b)27m.
- Hauteur totale (H)....27.71m

Données

Zone de vent III ($V_{réf}$) =29m/s, (cf ,tableauA1)

$V_{réf}$ =500N/m² (cf ,chapitre2 §2.4.1)

IV.2.3.Catégorie de terrain (cf ,chapitre2 2.4.3)

Catégorie de terrain	K_T	Z_0	Z_{min}	ϵ
(IV) Zone dont au moins 15% de la surface est occupé par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m	0.234	1	10	0.67

Tableau IV.2.1. paramètre de calcul

- **Coefficient de rugosité**

traduit l'influence de la rugosité sur la vitesse moyenne du vent; Sa valeur est défini par la loi logarithmique.

$$\begin{cases} Cr(Z) = K_t \times \ln \frac{Z_{min}}{z_0} & \text{pour } Z \leq Z_{min} \\ Cr(Z) = K_t \times \ln \frac{z}{z_0} & \text{pour } Z_{min} \leq Z \leq 200m \end{cases}$$

- **Intensité de turbulence**

Définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse de vent et est donné par l'équation :

$$\begin{cases} I(z) = \frac{1}{Ct(z) \times \ln \left(\frac{z}{z_0} \right)} & \text{pour } z > z_{min} \\ I(z) = \frac{1}{Ct(z) \times \ln \left(\frac{z_{min}}{z_0} \right)} & \text{pour } z \leq z_{min} \end{cases}$$

- **Coefficient topographique Ct**

On va considérer $Ct=1$

- **Coefficient d'exposition**

$$C_e = Ct^2(z) \times Cr^2(z) \times [1 + 7Iv(z)]$$

- **Pression dynamique de pointe**

$$q_p = q_{réf} \times C_e(z)$$

les résultats données dans le tableau suivante

La hauteur de référence est :

- Pour les murs au vent : On définit deux bandes (voir la figure) :

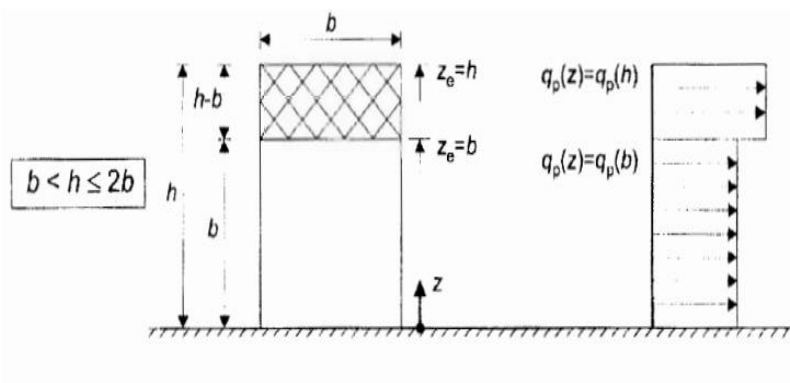


Figure IV.2.1 subdivision du bâtiment pour la définition de la hauteur de référence

- bande 1 : $Z_e = b = 25.9\text{m}$
- bande 2 : $Z_e = h = 27.71\text{ m.}$

Z_e	C_r	C_t	I_v	q_{ref} (N/m^2)	C_e	q_{dyn} (N/m^2)
25.9 m	0.761	1	0.307	500	1.823	911.5
27.71 m	0.777	1	0.301	500	1.875	937.5

Tableau IV.2.2 détermination de q_{dyn}

IV.2.4. Détermination le coefficient dynamique C_d

paramètre	Forme analytique	Référence	résultat
$Li(z_{eq})$	$Li(z) = 300 \times \left(\frac{z}{200}\right)^\epsilon$	cf. § 3.3.1 formule 3.3a	79.8
Q^2	$Q^2 = \frac{1}{1 + 0.9 \times \left(\frac{b+h}{Li(z_{eq})}\right)^{0.63}}$	cf. § 3.3.1 formule 3.2	0.585
$n_{1,x}(\text{Hz})$	$n_{1,x} = 46/h$	cf. § 3.3.4.2 formule 3.14	1.66
δ	$\delta = \delta_s + \delta_a$ avec $\delta_a = 0$	cf. § 3.3.2 formule S.9 tableau 3.1	0.1
$V_m(z_{eq})$	$V_m(z) = C_t(z) \times C_r(z) \times V_{réf}$	cf. annexe 2	21.72
N_x	$N_x = \frac{n_{1,x} Li(z_{eq})}{V_m(z_{eq})}$	cf. § 3.3.2 formule 3.6	6.09
R_N	$R_N = \frac{6.8 \times N_x \times h}{(1 + 10.2 \times N_x)^{5/3}}$	cf. § 3.3.2 formule 3.5	0.04
η	$\eta h = \frac{4.6 \times N_x \times h}{Li(z_{eq})}$	cf. § 3.3.2 formule 3.8a Pour $h = 27.71\text{ m}$	9.73
	$\eta b = \frac{4.6 \times N_x \times b}{Li(z_{eq})}$	cf. § 3.3.2 formule 3.8b Pour $b = 27\text{ m}$	9.47
R_h	$R_h = \left(\frac{1}{\eta h}\right) - \left(\frac{1}{2\eta h^2}\right) \times (1 - e^{-2\eta h})$	cf. § 3.3.2 formule 3.7a	0.0974
R_b	$R_b = \left(\frac{1}{\eta b}\right) - \left(\frac{1}{2\eta b^2}\right) \times (1 - e^{-2\eta b})$	cf. § 3.3.2 formule 3.7b	0.1
R^2	$R^2 = \frac{\pi^2}{2\delta} \times R_N \times R_h \times R_b$	cf. § 3.3.2 formule 3.4	0.0192

V	$V = n_{1,x} \times \sqrt{\left(\frac{Rz}{Qz + Rz}\right)} \geq 0.08$	cf. § 3.3.3 formule 3.12	0.295
g	$g = \sqrt{2} \times \ln(600 \times V) + \frac{0.6}{\sqrt{2} \times \ln(600 \times V)} \geq 3$	cf. § 3.3.3 formule 3.11	3.4
Iv	$I(z) = \frac{1}{Ct(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)}$ pour $z > z_{min}$	Cf. § 2.4.6 formule 2.5a	0.366
Cd	$Cd = \frac{1 + 2 \times g \times Iv(z_{eq}) \times \sqrt{Qz + Rz}}{1 + 7Iv}$	cf. §.3.3 formule 3.1	0.824

Tableau IV.2.3. les étapes de détermination la valeur de Cd

IV.2.5.Coefficient de pression

Coefficient de pression extérieur

Cas de vent perpendiculaire à la largeur de bâtiment

$Cpe = cpe,10$ pour $S \geq 10m^2$ (chapitre5 eq 5.1)

Paroi vertical $cpe,10$

Il convient de diviser les parois comme l'indique la figure 5.1 du RNV2013

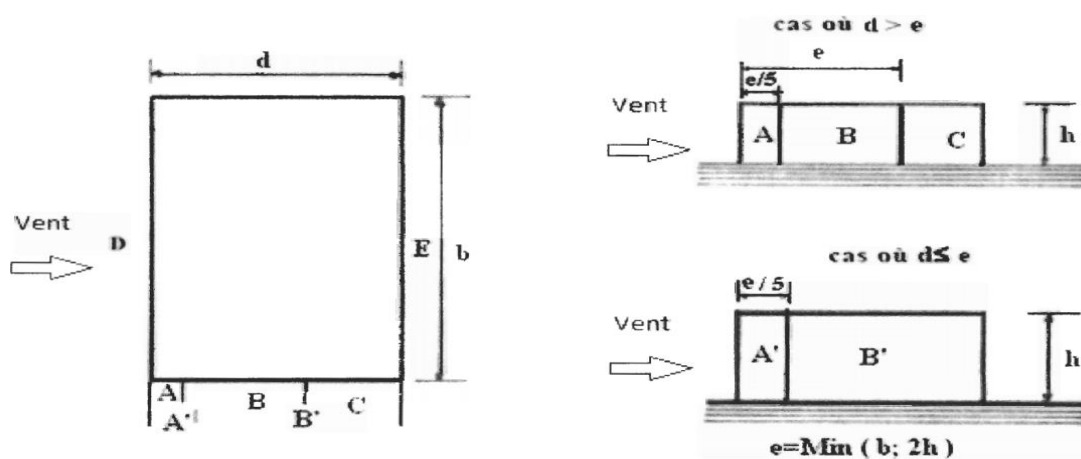


Figure IV.2.2. légende pour les parois verticales

$e = \min(b, 2h) = 27m$

$$\text{aire de la zone A} = A_A = \frac{e}{5} \times 27.71 = 149$$

$$\text{aire de la zone B} = A_B = (e - \frac{e}{5}) \times 27.71 = 598.54$$

$$\text{aire de la zone C} = A_C = (d - e) \times 27.71 = 30.48$$

$$\text{aire de la zone D} = A_D = 25.9 \times 27.71 = 717.68$$

$$\text{aire de la zone E} = A_E = 25.9 \times 27.71 = 717.68$$

zone	Aire	Cpe,10
A	149	-1.0
B	598.54	-0.8
C	30.48	-0.5
D	717.68	+0.8
E	717.68	-0.3

Tableau IV.2.4. valeurs des coefficient cpe

IV.2.6. Coefficient de pression intérieur

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures ou } C_{pe} < 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

Les ouvertures ou Cpe est négatif ou nul sont situées au niveau des zones A, B, C et E.

La figure se dessus montre les ouvertures de la structure

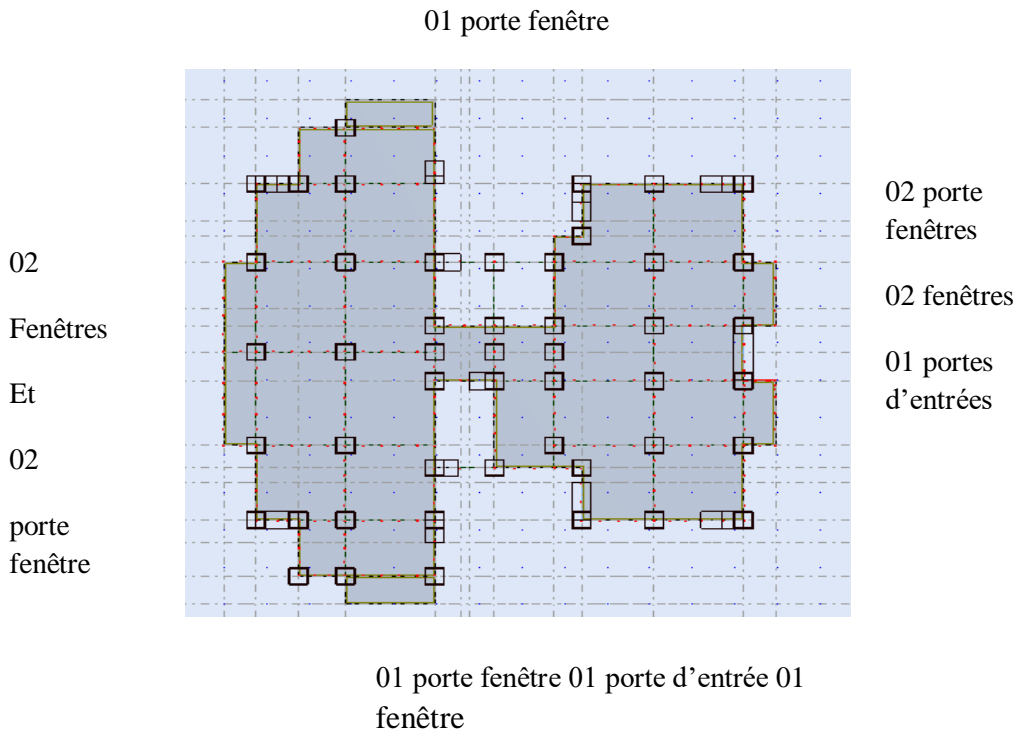


Figure IV.2.3.distribution des ouvertures dans le bâtiment

	Dimension
Fenêtre	1.15×1 m
Porte fenêtre	2.15×1 m
Porte d'entrée	1.8× 2.5 m

Tableau IV.2.5.Dimensions des ouvertures

Surface de toutes les ouvertures : $(2 \times 1.8 \times 2.5) + (9 \times (5 \times 1.15 \times 1) + (6 \times 2.15 \times 1)) = 157.5 \text{ m}^2$

Surface des ouvertures ou $c_{pe} \leq 0$: $(2 \times 1.8 \times 2.5) + ((3 \times 2.15 \times 1) + (3 \times 1.15 \times 1) \times 9) = 98.1 \text{ m}^2$

$\mu_p = 98.1 / 157.5 \implies \mu_p = 0.62$

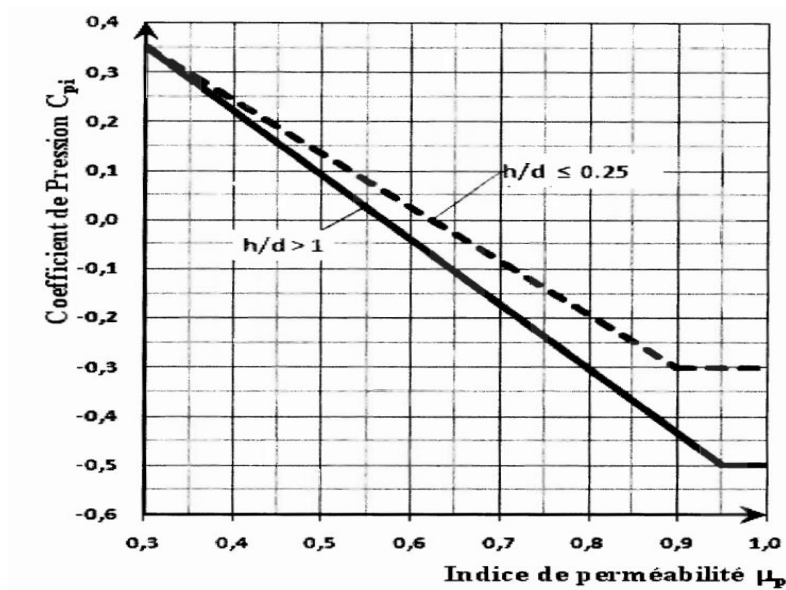


Figure IV.2.4. coefficient de pression c_{pi} en fonction de l'indice de perméabilité μ_p

Pour $\mu_p = 0.62$ et $h/d = 27.71/27 = 1.02 > 1$ $c_{pi} = -0.1$

IV.2.7. Calcul des forces à l'aide des pressions de surfaces

La force exercées par le vent F_w agissant sur une construction ou un élément de construction peut être déterminée par

Forces extérieures : $F_w = C_d \times \sum W_e \times A_{ref}$

W_e : est la pression exercée sur la surface élémentaire à la hauteur z_{eq} données par l'expression .

$W_e = a_p(z_e) \times C_{pe}$

A_{ref} : est l'aire de référence de la surface extérieur parallèle au vent

- **Pression sur les parois au vent : (zoneD)**

La hauteur de référence (c[. § 5.2.2.3) est prise égale a la hauteur de référence considérée pour la détermination des pressions extérieures soit :

$Z_e = h = 27.71\text{m}$ pour les murs parallèles au vent et sous le vent

$Z_e = b = 25.9\text{ m}$ et $Z_e = h = 27.71\text{ m}$ pour les parois au vent

Zeq	qt(z) [N/m ²]	Forces extérieures en kN				
		Aire A _{ref}	C _{pe}	c _{pi}	W (ze) [N/m ²]	Force totale [kN]
25.9	911.5	699.3	+0.8	-0.1	729.2	600.8
27.71	937.5	748.17	+0.8	-0.1	750	618

Tableau IV.2.6. Forces

extérieures sur les parois au vent

- **Pression sur les parois parallèles au vent et sous le vent : (zone A ,B,CetE)**

zeq	qp (Ze) [N/m ²]	Zone	Forces extérieures en kN				
			aire A	C _{pe}	C _{pi}	W (ze) [N/m ²]	Force totale [kN]
Zeq=27.71	937.5	A	149	-1.0	-0.1	-937.5	-772.5
		B	598.5	-0.8	-0.1	-750	-618
		C	30.48	-0.5	-0.1	-468.8	-368.3
		E	717.68	-0.3	-0.1	-281.3	-231.8

Tableau IV.2.7. Forces extérieures sur les parois parallèles au vent et sous le vent

IV.2.Conclusion

Après calcul nous avons constaté que les effets engendrés par l'action de vent sur notre bâtiment sont faibles par rapport à ceux engendrés par le séisme.

Par une comparaison des actions du vent à celle du séisme, on remarque que ces derniers sont plus importants. Et la probabilité d'avoir les deux actions simultanément est faible .et pour cela on peut négliger l'effet du vent au ferrailage.

Chapitre V
Ferraillage des éléments
porteurs

V.1.Introduction

Les objectifs du ferrailage sont la détermination des sections d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la résistance, La ductilité. Et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

Les éléments structuraux sont : poteau, poutre et voile

V.2. Étude des poteaux :

Les poteaux sont calculés en flexion composée. Chaque poteau est soumis à un effort normal (N) et à un moment fléchissant (M). Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (ELU) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants:

Tableau .V.1 : Contraintes caractéristiques du béton et de l'acier.

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeE400)		
	γ_b	F_{c28} (Mpa)	σ_b (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable et transitoire	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.5	1	400	400

2.1 :Vérification spécifique sous sollicitations normales :

Le calcul de ferrailage doit être mené d'une vérification prescrite par le [RPA 2003], dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. L'effort normal de compression est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{Nd}{Bc \times f_{cj}} \leq 0.30$$

Ou :

Nd: désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

Bc: est l'aire (section brute) de cette dernière

f_{cj}: est la résistance caractéristique du béton

$$V = \frac{Nd}{Bc \times f_{cj}} \leq 0.30 = \frac{1425.21 \times 10^3}{650 \times 650 \times 25} = 0.13 \leq 0.30 \rightarrow \dots\dots\dots CV$$

2.2 : Combinaisons d'actions :

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont notées :

- **G** : Charges permanentes;
- **Q** : Charges d'exploitations et
- **E** : Efforts sismiques.
- Combinaison des charges :

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

Tableau V.2 combinaison de calcul

Selon BAEL91	Selon RPA99/version 2003
ELU : $1,35G+1,5Q$.	ACC: $G+Q\pm E$.
ELS : $G+Q$.	ACC : $0,8G\pm E$.

Les armatures seront calculées suivant les combinaisons les plus défavorables dans les deux sens et en tenant compte de trois types de sollicitations :

$$\begin{aligned}
 N_{\max} & \longleftrightarrow M_{\text{correspondant}} \\
 N_{\min} & \longleftrightarrow M_{\text{correspondant}} \\
 M_{\max} & \longleftrightarrow N_{\text{correspondant}}
 \end{aligned}$$

2.3 : Armatures longitudinales : (RPA99/V2003) article 7.4.2.1. page 48)

Une section soumise à la flexion composée est dite partiellement comprimée si:

- N est un effort de compression et le centre pression (c) se trouve à l'extérieur de la section.
- N est un effort de compression et le centre (c) se trouve à l'intérieur de la section, et la condition suivante est remplie

$$\underbrace{N(d-c')}_{(A)} < \underbrace{\left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b \times h^2 \bar{\sigma}_b}_{(B)}$$

- **Le moment fictif :**

$$M_a = Mg + N \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$A = A^f \rightarrow A = A^f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s}$$

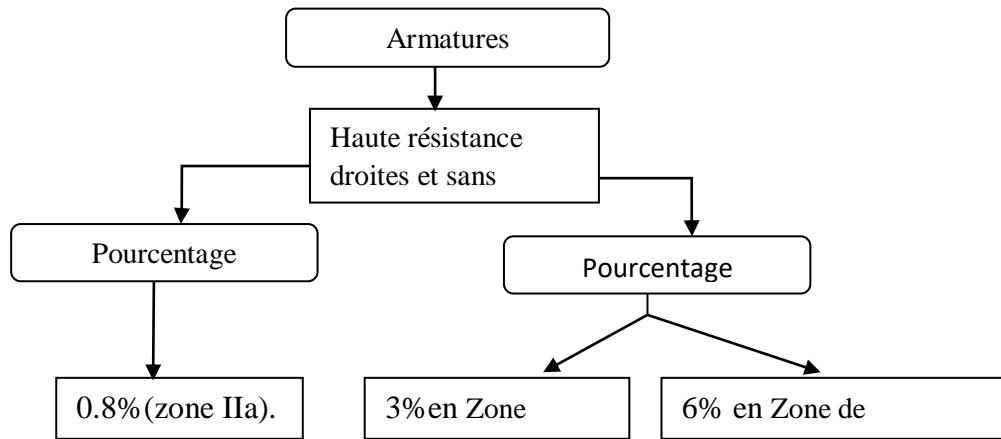


Figure. V.1 :schéma de pourcentage des armatures longitudinal selon l’RPA

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone IIa).
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si à possible à l’extérieur des zones nodales (zones critiques)

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/2003 sont illustrées dans le tableau ci-dessous

Tableau. V.3 Ferrailage minimal et maximal des poteaux selon le RPA99/Version 2003.

Niveau	Section du poteau	A ^{min} RPA (cm ²)	A ^{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC	65×65	33.8	169	253.5

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/2003 sont illustrées dans le tableau ci-dessous

2.4 : Armatures transversales : (article 7.4.2.2. page 48)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l’aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

v_u : Effort tranchant de calcul

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l’acier des armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

$\rho_a=2.5$ Si l'élanement géométrique $\lambda_g \geq 5$.

$\rho_a=3.75$ Si l'élanement géométrique $\lambda_g < 5$.

$f_c= 400$ Mpa.

t : Espacement des armatures transversales :

$t \leq \text{Min} (10\Phi, 15 \text{ cm})$ en zone nodale.

$t \leq \text{Min} 15\Phi$ en zone de courante.

Avec Φ diamètre longitudinal du poteau.

- La quantité d'armatures minimale $\frac{A_r}{t \times b_1}$ en % est donnée par :

0.3% si $\lambda_g \geq 5$

0.8 % si $\lambda_g \leq 3$ Par interpolation si $3 < \lambda_g < 5$

Avec : $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$ avec a et b, les dimensions de la section du poteau.

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7 L$)

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum. selon **BAEL91 [(article A.8.1.3)]** :

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$

2/ leur espacement : $St \leq \text{min} (15 \phi_\ell ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

2.5: Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ROBOT, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Avec : $N < 0$: effort de traction.

$N > 0$: effort de compression

2.6: Exemple de calcul ferrailage:

Soit le poteau du RDC (dimension 65×65) :

$s = 65 \times 65 = 4225 (\text{cm}^2)$, Acier Fe E400, $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

$f_{bu} = 0.85 f_{c28} / \sigma_b = 14.2 \text{ MPa}$; $L = 3.23 \text{ m}$: hauteur totale du poteau.

• **L'enrobage :**

$$c \geq c_0 + \frac{\phi}{2}$$

$c_0 \geq 1 \text{ cm}$ (fissuration peu préjudiciable). BAEL9 1.A.7.1

$$\phi \geq \frac{h}{10} \Rightarrow \frac{65}{10} = 6.5 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow c_0 = 1 \text{ cm.} \Rightarrow c \geq 1 + \frac{65}{2} = 4.25 \text{ cm}$$

Donc on adopte : $C = 4 \text{ cm}$

$$d = h - c = 65 - 4 = 61 \text{ cm.} \quad d = 61 \text{ cm}$$

A) Ferrailage longitudinal

Tableau. V.4. Les résultats des combinaisons des charges (Des sollicitations dans le poteau)

ELU		G + Q -Ex		0.8G - Ey		ELS	
Nmax (KN)	Mcor (KN.m)	Mmax (KN)	Ncor (KN.m)	Nmin (KN)	Mcor (KN.m)	Nmax (KN)	Mcor (KN.m)
2608,09	17.31	173.25	1425.21	30.55	3.54	1906.47	12.9

✓ **1^{ère} Cas: E.L.U:**

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de l'ELU de stabilité de forme conformément à l'article **A.4.3.5 du C.B.A 93** en adoptant une excentricité totale de calcul : $e = e_1 + e_2$

$$e_1 = \frac{M_1}{N} + e_a = e_0 + e_a$$

- e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.
- e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après l'exécution).
- e_2 : excentricité due aux effets du second ordre.

$$e_0 = \frac{M_{COR}}{N_{MAX}} = \frac{17.31}{2608.09} = 0.0066 \text{ m}$$

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{L}{250}\right) = \max\left(2cm; \frac{323}{250}\right) = \max(2cm; 1.29) \rightarrow e_a = 2cm = 0.02m$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.0066 + 0.02 = 0.026m$$

- Excentricité due aux effets du second ordre e_2 :

$$S_i = \frac{L_f}{h} \leq \max\left(15; \frac{20 \cdot e_1}{h}\right) = \max\left(15; \frac{20 \times 0.026}{0.65}\right) = \max(15, 0.8)$$

L_f : la longueur de flambement du poteau.

$$l_f = 0.7 \times 3.23 = 2.26 \text{ m.}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{2.26}{0.65} = 3.48 \leq \max(15; 1.78) \rightarrow 3.48 \leq 15 \dots \dots \dots CV$$

Donc les efforts du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire

$$e_2 = \frac{3 \cdot L_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \phi) \quad \Phi : \text{généralement on prend } \phi = 2$$

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{h} = 12.03$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.83$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.26^2}{10^4 \times 0.65} (2 + 2 \times 0.83) = 0.0086m = 0.86cm$$

Φ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$e = e_1 + e_2 = 0.026 + 0.0086 = 0.035m$$

$$M_{\text{corregé}} = N_{\text{max}} \times e = 2608.09 \times 0.035 = 91.28 \text{ KN.m}$$

- **Les efforts corrigés :**

$$N_{\text{max}} = 2608.09 \text{ (KN)} ; \quad M_{\text{corr}} = 91.28 \text{ (KN.m)}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 65 - 4 \times 0.81) 65 \times 65 \times 14.2 = 1119806.7 \text{ N.m}$$

$$B = N (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_{corr} + N \left(d - \frac{h}{2} \right) = 91.28 + 2608.09 \times \left(0.61 - \frac{0.65}{2} \right) = 834.58 \text{ KN.m}$$

$$B = 2608.09 (0.61 - 0.04) - 834.58 = 652.03 \text{ KN.m}$$

$$\text{Alors : } A = 1119806.7 \text{ KN.m} > B = 652.03 \text{ KN.m}$$

Donc : la section est partiellement comprimée

6.1 Détermination des armatures à la flexion simple et à la flexion composée

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} ; \alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) ; \beta = (1 - 0.4 \alpha) ; A_f = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} ; A = A_f - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s}$$

$$A_{cal} = 45.71 - \frac{2608090}{100 \times 348} = -29.23 \text{ Alors } A_{cal} = 0.$$

Tableau V.5 : Les armatures longitudinales des poteaux à l'E.L.U

M_a (N.m)	μ	μ_l	α	β	A_f	A_{cal} (cm ²)
834580	0.243	0.392	0.35	0.86	45.71	0

2^{ème} Cas G+Q-Ex :

- **Les efforts sont :**

$$N_{corr} = 1425.21 \text{ (KN)} ; M_{max} = 173.25 \text{ (KN.m)}$$

$$e_0 = \frac{M_{max}}{N_{corr}} = \frac{173.25}{1425.21} = 0.12$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.12 + 0.02 = 0.14 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0.14 + 0.0086 = 0.15 \text{ m}$$

$$M_{corrigé} = N \times e = 1425.21 \times 0.15 = 213.78 \text{ KN.m}$$

- **Les efforts corrigés**

- $N_{corr} = 1425.21 \text{ (KN)} ; M_{corrigés} = 213.78 \text{ (KN.m)}$

- $A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b \iff A = 1458903.06 \text{ N.m}$

$$\blacksquare B = N (d-c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_{corr} + N \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right) = 213.78 + 1425.21 \times \left(0.61 - \frac{0.65}{2} \right) = 619.96 \text{ KN.m}$$

$$B = 1425.21 (0.61 - 0.04) - 619.96 = 192.4 \text{ KN.m} = 192400 \text{ N.m}$$

$$\text{Alors : } A = 1458903.06 \text{ N.m} > B = 192400 \text{ N.m}$$

Donc : la section est partiellement comprimée.

$$A_{cal} = 27.61 - \frac{1425210}{100 \times 400} = -8.02 \text{ Alors } A_{cal} = 0.$$

Tableau V.6 : Les armatures longitudinales des poteaux à « G + Q± E »

M_a (N.m)	μ	μ_l	α	β	A_f	A_{cal} (cm ²)
619960	0.138	0.392	0.19	0.92	27.61	0

3^{ème} Cas : 0.8G+E :

- **Les efforts sont :**

$$N_{min} = 30.55 \text{ (KN)}; \quad M_{corr} = 3.54 \text{ (KN.m)}$$

$$e_0 = \frac{M_{COR}}{N_{min}} = \frac{3.54}{30.55} = 0.11$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.11 + 0.02 = 0.13 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0.13 + 0.0086 = 0.14 \text{ m}$$

$$M_{corregé} = N \times e = 30.55 \times 0.14 = 4.27 \text{ KN.m}$$

- **Les efforts corrigés :**

$$N_{min} = 30.55 \text{ (KN)}; \quad M_{corr} = 4.27 \text{ (KN.m)}$$

$$* A = 1458903.06 \text{ N.m}$$

$$* B = N (d-c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_{corr} + N \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right) = 4.27 + 30.55 \times \left(0.61 - \frac{0.65}{2} \right) = 12.97 \text{ KN.m}$$

$$B = 30.55 (0.61 - 0.04) - 12.97 = 4.44 \text{ KN.m}$$

Alors : $A=1458903.06\text{KN.m} > B= 4.44\text{KN.m}$

Donc : la section est partiellement comprimée

$$A_{\text{cal}} = 0.53 - \frac{30550}{100 \times 400} = -0.23 \text{ cm}^2$$

Tableau .V.7 : Les armatures longitudinales des poteaux à « 0.8G + E »

M_a (N.m)	μ	μ_l	α	β	A_f	A_{cal} (cm ²)
12970	0.0028	0.392	0.003	0.99	0.53	0.

6.2 : Vérification des sections :

D'après (**RPA2003 Art 7.4.2.1. P48**) on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales.

Le RPA99/version 2003 exige une section minimale : $A_{s \text{ min}} = 0,8\% (b \cdot h)$ (zone IIa).

$$A_{s \text{ min}} = 0,8\% (b \cdot h) = 0.008 \times 65 \times 65 = 33.8 \text{ cm}^2$$

6.3 : Condition de non fragilité :

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.787 \text{ cm}^2 ; \text{BAEL91 (art A.4.2)}$$

Tableau V.8: Armatures longitudinales adoptée dans les poteaux

	A_{cal} (cm ²)	$A_{\text{min BAEL}}$ (cm ²)	A_{RPA} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)
ELU	0	4.787	33.8	10HA20+4HA16= 39.44cm²
G+Q+Ex	0			
0,8G-Ey	0			

B) Calcul d'armature transversale:

Selon (**RPA99 version 2003**) **ART 7.4.2.2** les armatures transversales des poteaux sont

Calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \times f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ($f_e = 400 \text{ MPa}$).

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants.

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5$$

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{Si } \lambda_g > 5$$

λ_g : L'élançement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7 L = 0.7 \times 3.23 = 2.26$)

Dans notre cas

$$\lambda_g = \left(\frac{2.26}{0.65} \right) = 3.48 < 5 \rightarrow \rho_a = 3.75$$

t : c'est l'espacement des armatures transversales

- **RPA99/ver2003_:** [Art.7.4.2.2]

La zone nodale : $S_t \leq \min(10\phi_l, 15\text{cm})$. en prend $t = 10 \text{ cm}$ **Art 7.4.2.2 RPA**

La zone courante : $S_t \leq 15 \phi_l$

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales

On prend : $S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale et $S_t = 15 \text{ cm}$ dans la zone courante.

Alors :

Tableau V. 9 résultat des armatures transversale

En zone nodale	$A_t = \frac{\rho_a \times vu}{h \times f_e} \times st$	$A_t = \frac{3.75 \times 73310}{650 \times 400} \times 100$	At=1.05 cm
En zone courante		$A_t = \frac{3.75 \times 73710}{650 \times 400} \times 150$	At=1.58cm

$A_t = 2.70 \text{ cm}^2$ soit : (2 cadreHA10 +2 cadre HA10) ; $A_t = 1.57 \text{ cm}^2 = 4\text{HA10}$ / $A_t = 3.14 \text{ cm}^2$

6.4 :Vérification des armatures minimales: RPA99version2003 (7.4.2.2)

Soit la quantité d'armature minimale (Zone II)

$$\frac{A_t}{S_t \cdot b} \% = \begin{cases} 0.3\% \Rightarrow Si \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \Rightarrow Si \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

Tableau.10 vérification des armatures minimales selon RPA 2003.

La zone	St (cm)	La condition	Application	
Zone nodale	10	$\frac{A_t}{S_t \cdot b} \% \geq 0.5\%$	$0.005 \times 10 \times 65 = 3.25 \text{ cm}^2$	c.v
Zone courant	15		$0.005 \times 15 \times 65 = 4.87 \text{ cm}^2$	c.v

$A_t = 4.87 \text{ cm}^2$ soit : (8cadreHA5 +8cadre HA5) ; $A_t = 2.51 \text{ cm}^2 = 16\text{T5}$ / $A_t = 5.02 \text{ cm}^2$

- BAEL91 : (Art A.8.1. 3) :**

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_T \geq \frac{\phi_L}{3}$

$$\phi_T \geq \frac{\phi_L}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm}$$

Le diamètre des armatures transversales : $\phi_T \geq \frac{\phi_L}{3}$ **Condition Vérifiée.**

2/ leur espacement : $St \leq \min (15 \phi_l ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

$St \leq \min (30 \text{ cm}; 40 \text{ cm}; 75 \text{ cm})$ **Condition Vérifier.**

6.5 :Vérification à L'ELS :

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

- Les contraintes sont calculées à l'E LS sous les sollicitations de $(N_{ser}; M_{ser})$
- La fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.
- La contrainte du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa$
- La contrainte d'acier est limitée par : $\sigma_s = 400 MPa$

Les poteaux sont calculés en flexion composée

$$M_{corr} = 12.9KN.m \quad , \quad N_{max} = 1906.47KN$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0.0067m \implies e_0 = 0.0067m \leq \frac{h}{2} = 0.33m$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que $\sigma_b < 0.6f_{c28} = 15MPa$

Nous avons les notions suivantes :

$$B = b \times h + 15(A_1 + A_2)$$

$$= 56 \times 65 + 15(34.16) = 4737.4cm^2$$

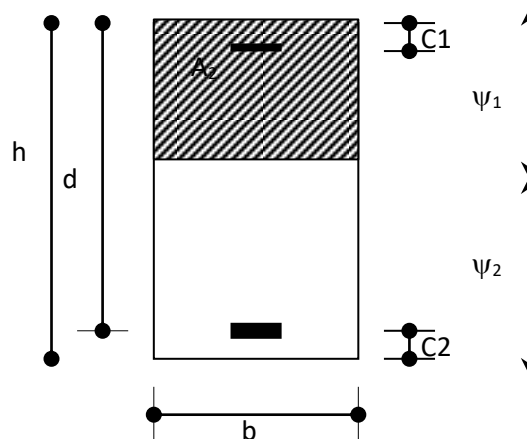


Figure V. 2 :section de poteau

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right] = \frac{1}{4737.4} \left[\frac{65 \times 65^2}{2} + 15(12.57 \times 4.71 + 25.45 \times 61) \right] = 33.95cm$$

$$v_2 = h - v_1 = 65 - 33.95 = 31.05cm$$

$$I_{xx} = \frac{b}{3}(v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1 \times (v_1 - c_1)^2 + A_2 \times (v_2 - c_2)^2)$$

$$I_{xx} = \frac{65}{3}(33.95^3 + 31.05^3) + 15 \times (4.71 \times (4.71 - 4)^2 + 25.45 \times (31.05 - 4)^2) = 1839135.8cm^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène.

$$K = \frac{3767}{1839135.8} = 0.002$$

$$\sigma_0 = \frac{N}{100 \times B_0} = \frac{1906.47 \times 10^3}{100 \times 4737.4} = 4.02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1 = 4.02 + 0.002 \times 33.95 = 4.09 \text{ MPa}$$

$\sigma_b = 4.09 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$ condition vérifiée

Donc les armatures déterminées pour L' E.L.U de résistance conviennent. La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de σ_s à L'E.L.S est :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 15[4.02 + 0.002(33.95 - 4)] = 61.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 - K(d - v_1)] = 15[4.02 - 0.002(61 - 33.95)] = 59.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^1 = 61.2 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$$

$$\sigma_s^2 = 59.5 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$$

6.6 :Vérification du poteau à l'effort tranchant : BAEL91 (A.5.1.212)

On prend l'effort tranchant max et on généralise la section d'armatures pour tous les poteaux. La combinaison (G + Q ± E) donne l'effort tranchant max :

$$V_{\max} = 1425.21 \text{ KN}$$

6.7 :Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{v}{b.d} = \frac{1425210}{650 \times 610} = 3.59 \text{ MPa}$$

Type de fissuration est peu préjudiciable.

$$\bar{\tau} = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau = 3.59 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition non vérifié.}$$

Dans ce cas on applique la condition de l'article A.5.1.23BAEL

$$\frac{At}{b_0 \times st} > \frac{\delta s \times (\zeta u - 0.3ftj)}{0.9 \times fe}$$

$$\frac{4.78}{650 \times 15} > \frac{1 \times (3.59 - 0.3 \times 2.1)}{0.9 \times 400}$$

$$\Rightarrow 4.9 > 0.008 \dots \text{condition vérifié.}$$

- **Selon le RPA99 :** (article 7.4.3.2)

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d * f_{c28} ; \quad \tau_u = \frac{V}{b_0 d} \quad \text{Contrainte de cisaillement.}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

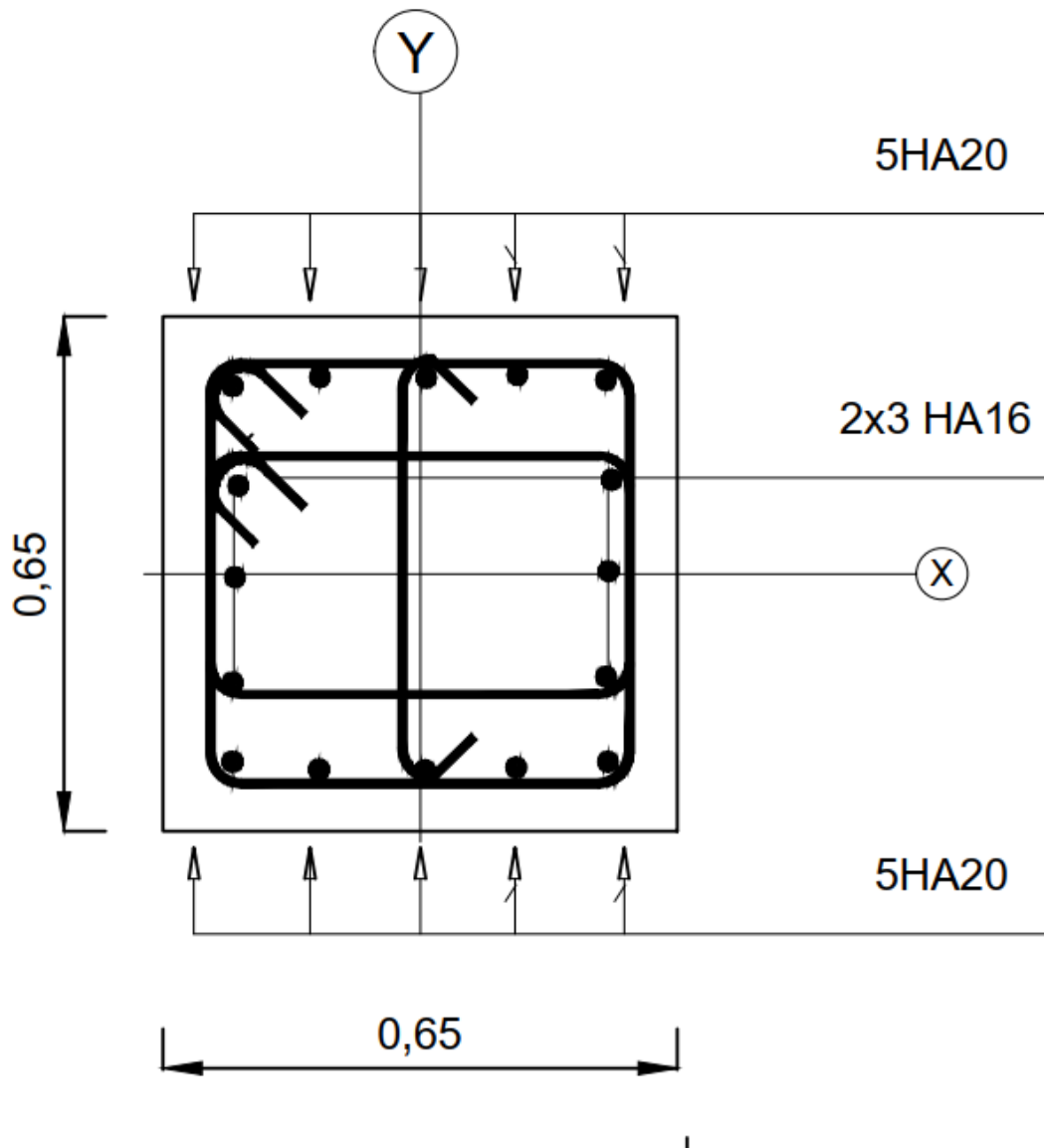
$$\rho_a = 2.5 \quad \text{Si } \lambda_g > 5$$

$$\tau_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.88 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 3.33 \text{ MPa}$$

Tableau. V.11. Armatures des Poteaux

S poteau (cm ²)	A ^{RPA} _{min} (cm ²)	N ^{mbr} des barres	A adapté (cm ²)
65×65	33.8	6HA20+6HA20	37.7cm

6.8 : Schéma de ferrailage des poteaux :

**Figure V. 3:** coupe de ferrailage du poteau (65×65).

V.3. Études des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux. Elles sont sollicitées à la flexion simple. Le ferrailage est calculé à l'état limite ultime sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations de le RPA 99/version 2003

3.1. Combinaison de calcul :

Après la détermination des sollicitations M et T, on procède au ferrailage avec les combinaisons les plus défavorables à savoir

Tableau. V.12 : les combinaison de calcul

Selon BAEL91	Selon RPA99/version 2003
ELU : $1.35G+1.5Q$ en travée ELS : $G+Q$	ACC: $G+Q\pm E$ sur appui ACC : $0.8G\pm E$ sur appui

3.2. Les armatures longitudinales :

Recommandation du L'RPA99 (version 2003) **article 7.5.2.1:**

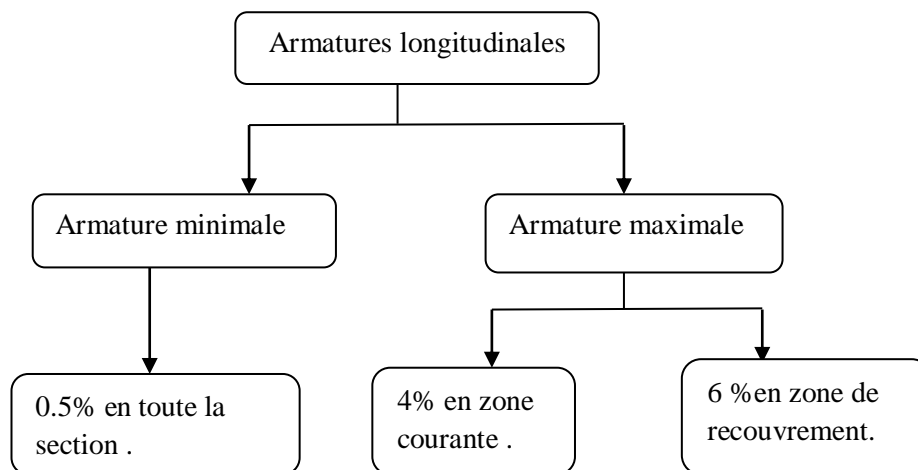


Figure.V.4 schéma des armatures longitudinale selon RPA2003

Avec **B** : Section de la poutre.

La longueur de recouvrement est de : $40\varnothing$ en zone IIa.

3.3. Les armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{t\min} = 0.003 \times S \times b$$

Avec

- b** : Largeur de la section
- S** : L'espacement des armatures transversales.

- L'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 - Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires, le RPA exige un minimum de « $h/4, 12\phi$ » ;
 - En dehors de la zone nodale l'espacement doit être de « $s \leq h/2$ ».
 - Règlement BAEL91 :**

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d \Rightarrow \text{Pour les armatures tendues.}$$

3. 4.Sollicitation du calcul :

A l'aide du fichier des résultats donné par le logiciel "Robot", on obtient les résultats suivants:

Tableau V.13: Tableau récapitulatif des résultats obtenus par le logiciel "Robot".

Poutre	ELU		ELS		G + Q + Ex		0.8G - Ey	
	En travée (KN.m)	En appuis (KN .m)	En travée (KN.m)	En appuis (KN .m)	En travée (KN.m)	En appuis (KN .m)	En travée (KN.m)	En appuis (KN .m)
Principale (30× 45)	47.10	-160.69	34.13	-118.17	134.01	-156.67	131.32	-149.9
secondaire (30× 40)	63.88	-76.42	46.41	-55.28	179.89	-143.81	167.89	-133.97

A. Poutre principal

A.1 :Armatures Longitudinales :

$$b = 30\text{cm} , h = 45\text{cm} , d = 42\text{cm}$$

❖ En Travée

➤ G + Q + Ex :

$$\mu = \frac{M_{\max}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} ; \alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) ; \beta = (1 - 0.4 \alpha) ; A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

Tableau V.14: Tableau récapitulatif en travée a l'ELU

	M (N,m)	μ	μl	α	B	A (cm ²)
Travée	134010	0.130	0.392	0.17	0.93	8.37

❖ En Appuis

➤ ELU :

Tableau V.15: Tableau récapitulatif en appuis a l'ELU

	M (N,m)	μ	μl	α	B	A (cm ²)
Appuis	160690	0.204	0.392	0.28	0.89	12.06

A.2 : Vérifications nécessaires pour les poutres :

✚ BAEL91 :

- Condition de non fragilité (art A.4.2) :

$$* A^{BAEL} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A > \frac{0.23 \times 30 \times 43 \times 2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage minimal d'armature (art B.6.4) :

$$* A_{\min}^{RPA} = 0.1\% b \times h$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.001 \times 30 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{pour la poutre principale}$$

✚ RPA99/version 2003 :

Pourcentage d'acier exigé par le RPA99/version 2003 :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la section de la poutre :

D'après le RPA est 0,5% en tout section :

$$A_{\min}^{RPa} = 0.005 \times h \times b = 0,005 \times 45 \times 30 = 6.75 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est :

4 % en zone courante.

6 % en zone de recouvrement.

$$4\% \times b \times h = 0.04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{en zone courante}$$

$$6\% \times b \times h = 0.06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{en zone de recouvrement}$$

◆ **Tableau Récapitulatif :**

Tableau. V.16: Tableau récapitulatif poutre principale.

	A _{cal} (cm ²)	A _{min} ^{BAEL} (cm ²)	A _{min} ^{RPa} (cm ²)	A _{min} ^{RPa} (cm ²)	A _{max}	A _{adopt} (cm ²)
Travée	8.37	1.56	1.35	6.75	8.37	3HA14+3HA14=9.24
Appuis	12.06	1.56	1.35	6.75	12.06	3HA12+3HA14+3HA14

➤ **ELS :**

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'ya aucune vérification concernant σ_s .

- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est

$$\text{vérifier : } \alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad , \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

	Elements	α	M _u (N.m)	M _{ser} (N.m)	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
P.P	Travée	0.17	134010	34130	3.92	1.71	Vérifier
	Appuis	0.28	160690	118170	1.35	0.4	Vérifier

Tableau .V.17 : Vérification de la contrainte max du béton

A.3 :Vérification de la flèche : BAEL91 (art B.6.5.1)

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$$M_{max}^t = 34.13 \text{ KN.m}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{0.45}{4.8} = 0.09 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{0.45}{4.8} = 0.09 \geq \frac{0.85M_0}{10M_0} = 0.085 \rightarrow \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d} \Rightarrow \frac{8.37}{30 \times 42} = 0.0066 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \rightarrow \dots\dots\dots CV$$

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

A.4 : Armatures transversales :

Choix de ϕ_T :

$$\phi_T \leq \min \left(\frac{h}{35}, \phi_L, \frac{b}{10} \right) = \min \left(\frac{50}{35}, 1.2, \frac{30}{10} \right) = 1.2 \text{ cm}$$

Soit : $t = 10 \text{ mm}$

Donc, on opte pour $A_t = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de T10 pour toutes les poutres

A.5 : Calcul des espacements des armatures transversales:

$S_t < \min (S_{t1}, S_{t2})$ avec :

* **D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22):**

$$S_t \leq \min (0.9 d ; 40 \text{ cm}) = 37.8 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \cdot b_0} \rightarrow S_t \leq 27.9 \text{ cm}$$

* **D'après RPA 99 (art 7.5.2, 2) :**

✓ **La Zone nodale :**

$$S_t \leq \min (h / 4 ; 12 \phi^{\min}) = 11.25 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

✓ **La Zone courante :**

$$S_t \leq h / 2 = 22.5 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

On prend: $S_t \leq \min (S_{t \text{ BAEL}}, S_{t \text{ RPA}})$

- Dans la Zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

- Dans la Zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$

Avec : $L' = 2h = 90 \text{ cm}$ (longueur de la zone nodale).

A.6 : Vérification des sections d'armatures transversales :

D'après **RPA 99** :

$$A_t \geq 0,003.S_t.b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.90 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$A_t \geq 0,003.S_t.b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{en dehors de la zone nodale}$$

Donc on prend :

$$3\text{HA}10 \text{ avec } A_t = 1,51 \text{ cm}^2 \geq A_{t\min} = 0.90 \text{ cm}^2 \text{ dans la zone nodale}$$

$$4\text{HA}10 \text{ avec } A_t = 3.14 \text{ cm}^2 \geq A_{t\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \text{ en dehors de la zone nodale.}$$

A.7 : Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u^{\max} = 167.30 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{167300}{300 \times 420} = 1.32 \text{ Mpa} < \text{Min} \{3.33 ; 5\} \dots \text{cv}$$

On étudie avec fissuration peu préjudiciable. : $\bar{\tau}_u = \min (0.2.f_{c28}/\gamma_b; 5 \text{ Mpa})$

$$\tau_u = 1.32 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \text{ (c.v.)}$$

B. Poutre secondaire
B.1 : Armatures Longitudinales :

$$b = 30 \text{ cm} , h = 40 \text{ cm} , d = 0.9h = 36 \text{ cm}$$

❖ **En Travée**➤ **G+Q+E**

$$\mu = \frac{M_{\max}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} ; \alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) ; \beta = (1 - 0.4 \alpha) ; A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

Tableau V.18 : Tableau récapitulatif en Travée a G+Q+E

	M (N.m)	μ	μl	α	β	A (cm ²)
Travée	179890	0.250	0.392	0.36	0.86	14.52

❖ **En Appuis :**➤ **Accidentelle : G+Q+E :**

Tableau V.19 : Tableau récapitulatif en appuis a G+Q+E

	M (N.m)	μ	μl	α	β	A (cm ²)
Appuis	143810	0.199	0.392	0.28	0.88	11.34

B.2 : Vérifications nécessaires pour les poutres :**✚ BAEL :**

- **Condition de non fragilité : (art A.4.2) :**

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A > \frac{0.23 \times 30 \times 36 \times 2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2$$

- **Le pourcentage minimal d'armature :** (art B.6.4) :

$$* A_{\min}^{RPA} = 0.1\% b \times h$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.001 \times 30 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{pour la poutre secondaire}$$

✚ RPA99/version 2003 :**Pourcentage d'acier exigé par le RPA99/version 2003 :**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la section de la poutre :

D'après le RPA est 0,5% en tout section :

$$A_{\min}^{RPa} = 0.005 \times h \times b = 0,005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est :

5 % en zone courante.

6 % en zone de recouvrement.

$$4\% \times b \times h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{en zone courante.}$$

$$6\% \times b \times h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{en zone de recouvrement.}$$

◆ Tableau Récapitulatif :

Tableau. V.20 :.Tableau Récapitulatif poutre secondaire

	A _{cal} (cm ²)	A _{min} ^{BAEL} (cm ²)	A _{min} ^{RPa} (cm ²)	A _{min} ^{RPa} (cm ²)	A _{max}	A _{adopt} (cm ²)
Travée	14.52	1.30	1.20	6	13.55	3HA14+3HA14+3HA16 =
Appuis	11.34	1.30	1.20	6	11.34	3HA14+3HA14+3HA14

➤ **ELS:**

- La fissuration est peu nuisible, donc il n’ya aucune vérification concernant σ_s .
- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n’est pas nécessaire si l’inégalité suivante est

$$\text{vérifier : } \alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad , \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Tableau V.21 :vérification de la contrainte max du béton

	Elements	α	M _u (kn.m)	M _{ser} (kn.m)	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
P.S	Travée	0.36	179.89	46.41	3.87	1.68	Vérifier
	Appuis	0.28	143.8	55.28	2.6	1.05	Vérifier

B.3 :Vérification de la flèche : BAEL91 (art B.6.5.1)

On peut admettre qu’il n’est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur le travée le plus chargée.

$$M_{\max}^t = 321.96 \text{ K n.m}$$

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{0.40}{4.8} = 0.08 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \dots\dots\dots CV$
- $\frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d} \Rightarrow \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{11.50}{30 \times 36} = 0.0100 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \rightarrow \dots\dots\dots CV$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.08 \geq \frac{0.85M_0}{10M_0} = 0.085 \rightarrow \dots\dots\dots CV$

Les conditions précédentes sont vérifiées donc le calcul de flèche n’est pas nécessaire.

B.4 :Armatures transversales :

Choix de ϕ_T :

$$\phi_T \leq \min \left(\frac{h}{35}, \phi_L, \frac{b}{10} \right) = \min \left(\frac{40}{35}, 1.2, \frac{30}{10} \right) = 1.2 \text{ cm}$$

Soit : $\phi_t = 10 \text{ mm}$

Donc, on opte pour $A_t = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$

Soit : 1cadre + 1 étrier de T10 pour toutes les poutres

B.5 : Calcul des espacements des armatures transversales:

$S_t < \min (S_{t1}, S_{t2})$ avec :

* **D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22):**

$$S_t \leq \min (0.9 d ; 40 \text{ cm}) = 36.9 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \cdot b_0} \rightarrow S_t \leq 451.67 \text{ cm}$$

D'après RPA 99 (art 7.5.2, 2) :

✓ **La Zone nodale :**

$$S_t \leq \min (h / 4 ; 12 \phi^{\min}) = 10 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

✓ **La Zone courante :**

$$S_t \leq h / 2 = 20 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

On prend: $S_t \leq \min (S_{t \text{BAEL}}, S_{t \text{RPA}})$

- Dans la Zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

- Dans la Zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$

Avec : $L' = 2h = 80 \text{ cm}$ (longueur de la zone nodale).

B.6 : Vérification des sections d'armatures transversales :

D'après **RPA 99 :**

$$A_t \geq 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.90 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$A_t \geq 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{en dehors de la zone nodale}$$

Donc on prend :

$$3\text{HA8 avec } A_t = 1,51 \text{ cm}^2 \geq A_{t \min} = 0.90 \text{ cm}^2 \text{ dans la zone nodale}$$

$$4\text{HA8 avec } A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq A_{t \min} = 1.35 \text{ cm}^2 \text{ en dehors de la zone nodale.}$$

3.5 :Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u^{\max} = 321.96 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{321960}{300 \times 360} = 2.96 \text{ Mpa} < \text{Min} \{3.33 ; 5\} \dots \text{c.v}$$

On étudie avec fissuration peu préjudiciable. : $\bar{\tau}_u = \text{min} (0.2.f_{c28}/\gamma_b = 3.33; 5 \text{ Mpa})$

$$\tau_u = 1.80 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \text{ (c.v)}$$

3.6 :Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau .V.22 Les résultats des ferrailages des poutres

Poutre	Position	N ^{mbr} des barres	A _{adopt} (cm ²)
P.S (30×40)	Travée	3HA14+3HA14+3HA16	15.27cm ²
	Appui	3HA14+3HA14+3HA14	13.86cm ²
P.P (30×50)	Travée	3HA14+3HA14	9.24cm ²
	Appui	3HA12+3HA14+3HA14	12.63cm ²

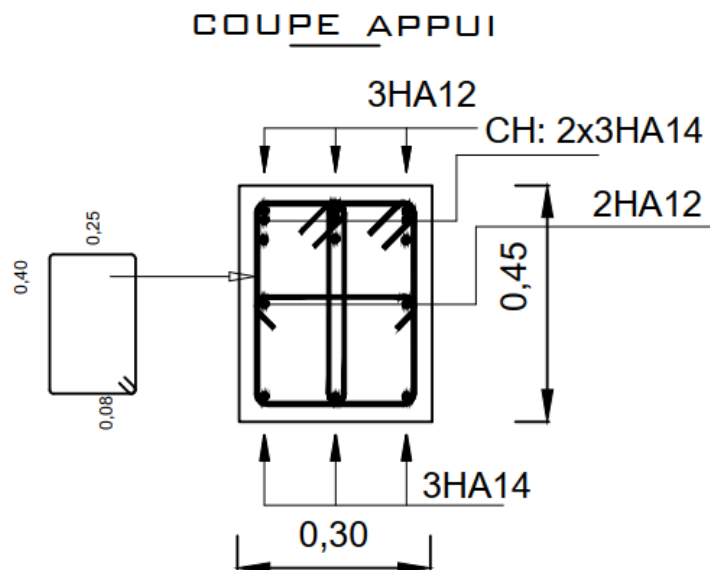


Figure. V.5: Ferrailage des poutres principales sur appuis..

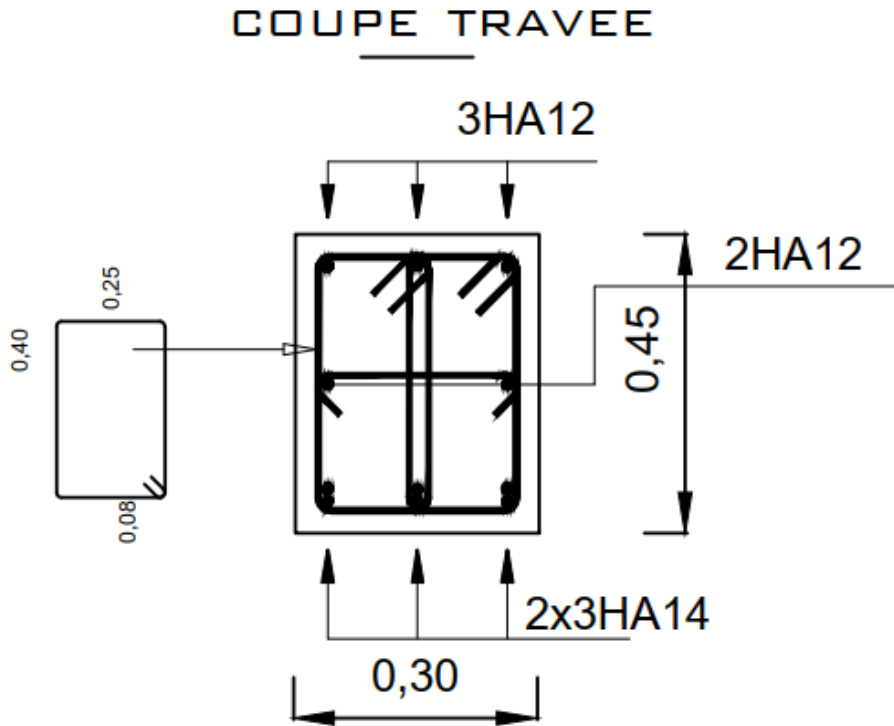


Figure. V.6: Ferraillage des poutres principales en travées.

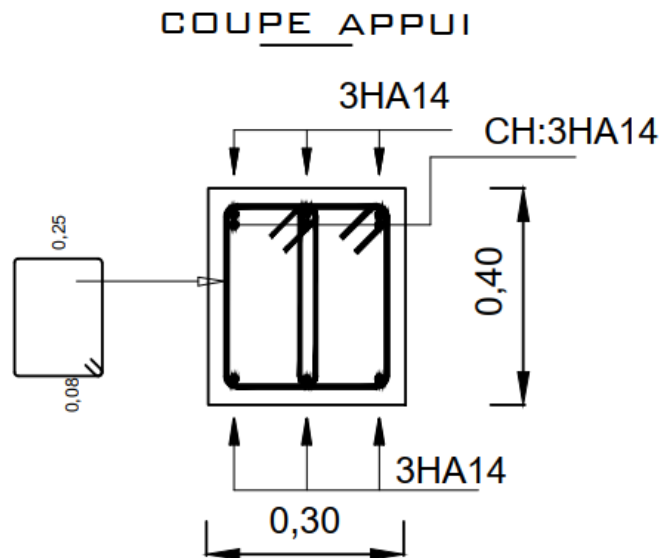


Figure. V.7: Ferraillage de la poutre secondaire sur appuis

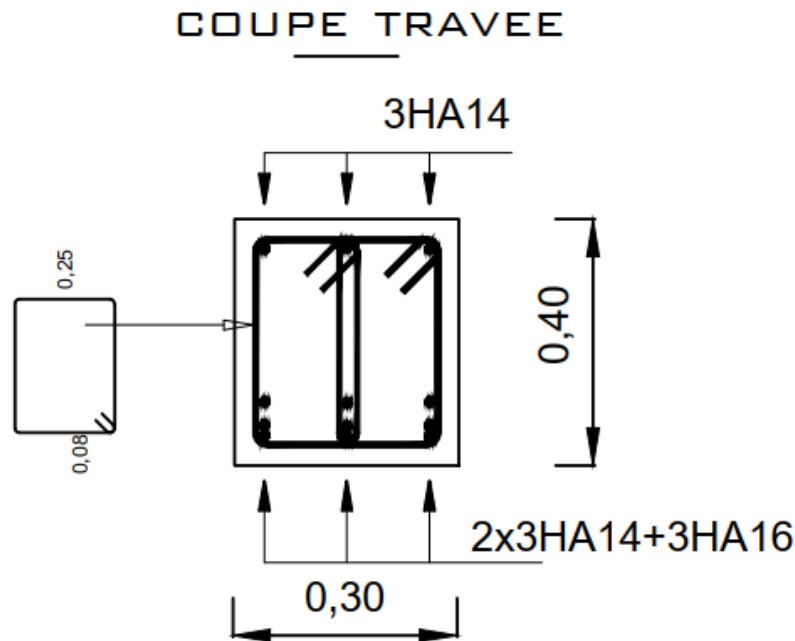


Figure V.8 : Ferrailage des poutres secondaire en travée

V.4. Étude des voiles :

4.1 : Introduction :

Le **RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a)**, exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa ou zone de moyenne sismicité (cas de wilaya ou le projet en question sera implanté).

Les voiles sont considérés comme des consoles encastées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- $1.35G+1.5Q$

- $G+Q\pm E$
- $0.8G\pm E$

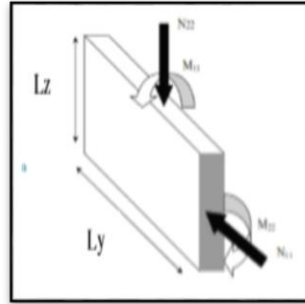


Figure. V.9: les sollicitations de calcul d'un voile.

4.2 :Vérification spécifique sous sollicitations normales :

Le calcul de ferrailage doit être mené d'une vérification prescrite par le [RPA 2003], dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. L'effort normal de compression est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{Nd}{Bc \times fcj} \leq 0.30$$

Ou :

Nd: désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

Bc: est l'aire (section brute) de cette dernière

fcj: est la résistance caractéristique du béton

$$V = \frac{Nd}{Bc \times fcj} \leq 0.30 = \frac{711.30 \times 10^3}{200 \times 1000 \times 25} = 0.14 \leq 0.30 \rightarrow \dots\dots\dots CV$$

4.3. Recommandation du RPA :

- **.43.1.Armatures verticales : Article 7.7.4.1 p61**

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- a. L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{\min} = 0.20 \% \times L_t \times e$

L_t : longueur de la zone tendue. ; e : épaisseur du voile

- b. Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux, dont l'espacement $S_t < e$ (e : épaisseur du voile).
- c. A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur ($l/10$) de la largeur du voile.
- d. Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure

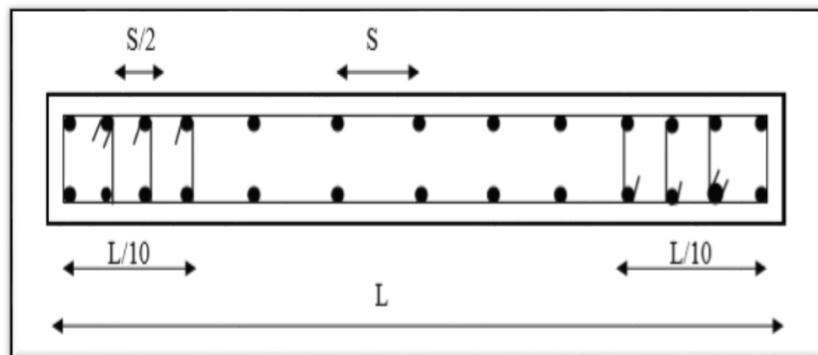


Figure. V.10 : Disposition des armatures verticales (vue en plan)

4.3.2 : Les armatures horizontales : Article 7.7.4.2

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales pour empêcher le flambement et elles doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur $(10\Phi_1)$.

4.3.3 : Armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement, à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de quatre épingles par 1m^2 au moins.

4.3.4 : Armatures de coutures : Article 7.7.4.3

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$V_{J_u} = 1.1 \times \frac{V}{fe} \quad \text{avec :} \quad V = 1.4 V_u$$

4.5 : Règles communes (armatures verticales et horizontales)

a. Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) des trumeaux est donné comme suit :

0.15% A_{\min} de la section du voile, dans la section globale du voile

0.10% A_{\min} de la section du voile, dans la zone courante

$$\Phi_1 \leq \frac{1}{10} \times e \quad (\text{Exception faite pour les zones d'about})$$

b. L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes.

$$S \leq 1.5.e$$

$$S \leq 30cm$$

Article 7.7.4.3 RPA

e : épaisseur du voile

• **C. Longueurs de recouvrement :**

- 40 Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20 Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

4.6 : Calcul de la section d'armature (Ferrailage vertical) :

6.1 : Ferrailage vertical :

Type de section qu'on peut avoir :

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- ✚ Entièrement tendu (S. E. T).
- ✚ Entièrement comprimée (S. E. C).
- ✚ partiellement comprimée (S. P. C).

6.1.2 : Étapes de calcul :

a. Détermination de la nature de la section :

- Calcul des dimensions du noyau central (pour les sections rectangulaires c'est : $\frac{h}{6}$)
- Calcul de l'excentricité « e » qui égale au rapport du moment à l'effort normal

$$(e = \frac{M}{N}).$$

b. Calcul des sections suivant leurs natures :

Section entièrement tendue : on peut dire qu'une section est entièrement tendue si :

- N : L'effort normal appliqué est un effort de traction.
- C : Le centre de pression se trouve entre les deux nappes d'armatures :

$$a_1 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' + e$$

Les équations d'équilibres écrivent alors :

$$N_U = A' \sigma_s + A \sigma_{s10\%}$$

$$M_a = A' \sigma_s (d - c')$$

Donc les sections d'armatures seront :

$$A' = \frac{N_U a_2}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}} \quad ; \quad A = \frac{N_U a_1}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}}$$

Remarque : Vu que l'effort sismique est réversible ; la section d'armature à prendre pour les deux nappes est le maximum entre A et A'.

6.1.3 :Section entièrement comprimée : La section est entièrement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de compression.
- C : Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81d') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Où : M_A : Moment par rapport aux aciers inférieurs.

-Si $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$ Les sections d'armatures sont

données par :

$$A' = \frac{[M_A - (d - 0,5h) \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}]}{(d + c') \cdot \sigma_2} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_2 \rightarrow \varepsilon = 2\%$$

$$A = \frac{N_U \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}}{\sigma_2} - A'$$

-Si: $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$ Les sections d'armatures sont

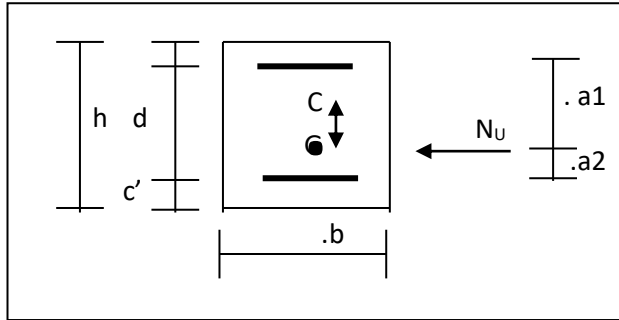
données par : $A=0$; $A' = \frac{N - (\Psi \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc})}{\sigma_s'}$

$$\text{Avec :} \quad \Psi = \frac{0,37 + \frac{n \cdot (d - c') - M_A}{b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}}}{0,875 - \frac{d^{-1}}{h}}$$

6.1.4 :section partiellement comprimée : la section est partiellement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de traction, le centre de pression « C » se trouve en dehors de la zone comprimée entre les armatures.

- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'extérieur de la section.



- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A \leq (0,33h - 0,81 c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

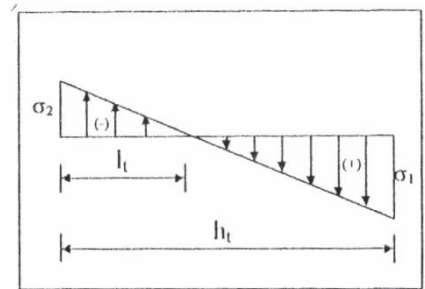
Ou : M_A : moment par rapport aux aciers inférieurs.

$$M_a = M_g + N \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$A = A'_f \quad A = A'_f - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s}$$

Il faut déterminer la section tendue pour cela nous appliquons la formule suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{N}{a \cdot h} + \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2} \\ \text{Pour les voiles pleins.} \\ \sigma_2 = \frac{N}{a \cdot h} - \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2} \end{array} \right.$$



- 1^{ere} cas (S.P.C) : $\sigma_1 \geq 0$; $\sigma_2 \leq 0$; $l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$

- 2^{eme} cas (S.E.T) : $\sigma_1 \leq 0$; $\sigma_2 \leq 0$; $l_t = h$.

- 3^{eme} cas (S.E.C) : $\sigma_1 \geq 0$; $\sigma_2 \geq 0$; $l_t = 0$

✓ $A_{min}^{R.P.A} = 0,002 \cdot a \cdot l_t$

$$\checkmark A_{\min 2}^{R.P.A} = 0,0015.a.h$$

$$\checkmark A_{\min 3}^{R.P.A} = 0,001.a.h \quad (\text{en zone courante})$$

• **Choix de combinaisons d'action pour les armatures verticales :**

Les combinaisons	
$N = 0,8 N_G \pm N_E$ $M = 0,8 M_G \pm M_E$	Pour le ferrailage en flexion composées.
$N = N_G + N_Q \pm N_E$ $M = M_G + M_Q \pm M_E$	Vérification de la contrainte de compression à la base.

4.7 : Choix de combinaison d'action (pour les armatures verticales) :

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous N et M ; N provenant de combinaison de charge verticale

Le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

$$* N_{\min} = 0,8N_g + N_e. (N_e = 0 \text{ cas des voiles pleins})$$

$$* M = 0,8M_g + M_e$$

On choisit cette combinaison pour situer le cas le plus défavorable de l'excentricité e à d pour pousser le centre de pression à l'extérieur de la section (cas d'une section partiellement comprimée) puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison :

$$N_{\text{corr}} = N_g + N_q + N_e$$

$$M_{\text{max}} = M_g + M_q + M_e$$

Remarque :

Notre voile est un voile sans ouvertures.

Calcul de la section d'armature : selon les règles [BAEL 91]

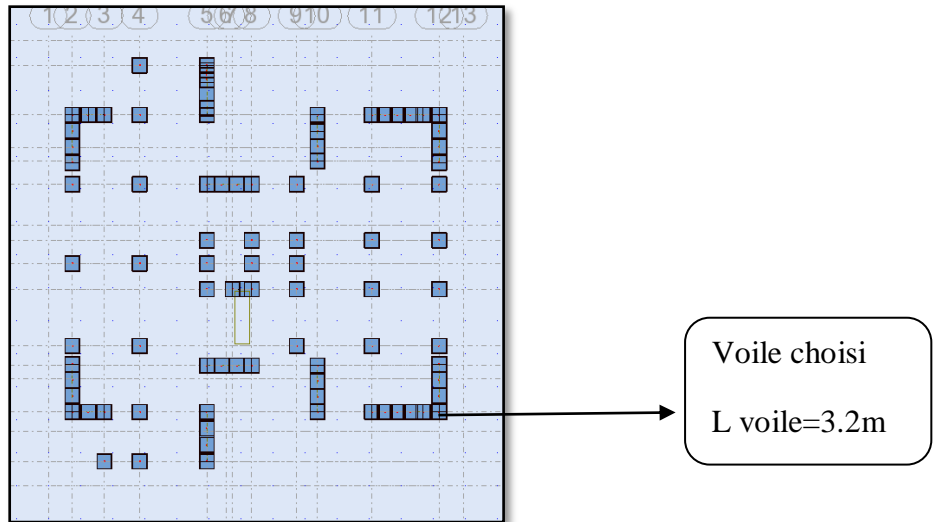


Figure V.11: Disposition de voile à choisir.

4.8 : Armatures verticales :

niveau RDC :

ELU		G+Q+E		0.8G+E	
Nmax (kn)	Mcorr (KN.m)	Mmax (KN.m)	Ncor (kn)	Nmin (kn)	Mcor (KN.m)
45.21	24.18	2438.26	-711.30	2315.22	-75.09

* Le cas le plus défavorable est donné par la combinaison : (G+Q+Ex).

G+Q± E: $M_{max} \iff N_{corr}$

Panneau/Coupe/Cas	NRx [kN]	MRz [kNm]	TRy [kN]	sRo [MPa]	sRe [MPa]	iR [MPa]	TRz [kN]	MRy [kNm]
935/ 141-0/ 17 (C)(CQC)	-711,30	2438,26	472,56	-4,99	3,30	0,58	1,74	0,26
935/ 141-0/ 18 (C)(CQC)	-1949,01	-2320,23	-462,53	1,63	-5,27	-0,56	0,03	-1,50
935/ 141-0/ 19 (C)(CQC)	-261,59	476,72	50,71	-1,12	0,50	0,06	5,77	12,85
935/ 141-0/ 20 (C)(CQC)	-2398,71	-358,69	-40,68	-2,25	-3,47	-0,05	-4,01	-14,09
936/ 0-166/ 17 (C)(CQC)								

- $M_{max} = 2438.26$ (KN.m)
- $N_{corr} = 711.30$ KN
- $T = 472.56$ KN

$H = 3.2 \text{ m}$; $c = \frac{h}{20} = 16 \text{ cm}$

$d = h - c = 3.04 \text{ m}$; $a = 0.20 \text{ m}$

- Détermination de l'excentricité e :

$$e = \frac{M_{\max}}{N_{\text{corr}}} = \frac{2438.26}{711.30} = 3.43\text{m}$$

$$\checkmark A = (0.337 h - 0.81 c'). \text{ b.h. } \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 320 - 0.81 \times 16) 20 \times 320 \times 18.5 = 11233.7 \text{KN.m}$$

$$\checkmark B = N_u (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$M_{\text{ua}} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 2438.26 + 711.30(3.04 - 1.6) = 3462.53 \text{N.m}$$

$$B = 711.30 \times (3.04 - 0.16) - 3462.53 = -1413.98 \text{KN.}$$

$A > B \Rightarrow$ donc la section est partiellement comprimé.

4.9 : Vérification de flambement :

$$\frac{l_f}{h} \leq \max(15; \frac{20e}{h})$$

$$\frac{20.e}{h} = \frac{20 \times 3.43}{3.23} = 21.23$$

$$\frac{l_f}{h} = 0.5$$

$$\frac{l_f}{h} = 0.5 < 88.11 \dots \dots \dots (c.v)$$

4.10 : Calcul de ferrailage :

10.1 : Calcul des armatures à la flexion simple :

$$M_A = M_u + N_u (d - \frac{h}{2}) = 3547.88 \text{KN.m}$$

$$\sigma_b = 18,5 \text{MPa cas accidentel}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{MPa } (\gamma_s = 1 ; \text{cas accidentel})$$

$$\mu = \frac{M_A}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} ; \alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) ; \beta = (1 - 0.4 \alpha) ; A_f = \frac{M_A}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

M_A (N.m)	μ	μ_ℓ	α	β	A_f (cm ²)
3462.53	0.101	0.392	0.13	0.95	29.97

10.2 : Calcul des armatures à la flexion composée :

$$A_{\text{cal}} = A_f - \frac{N}{100\sigma_s} \quad (\text{N effort de compression})$$

N (N)	A_f (cm ²)	A_{cal} (cm ²)
711300	29.97	12.19

10.3 : L'armature verticale minimale :

D'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de Navier Bernoulli

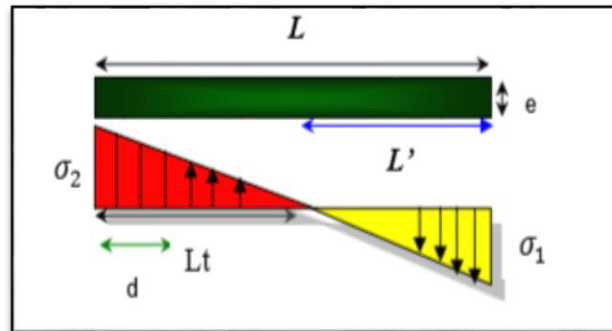


Figure V.12: Diagramme des contraintes (SPC).

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{711.30 \times 10^3}{200 \times 3200} + \frac{6 \times 2438.26 \times 10^6}{200 \times (3200)^2} = 8.25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{711.30 \times 10^3}{200 \times 3200} - \frac{6 \times 2438.26 \times 10^6}{200 \times (3200)^2} = -6.03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \leq 0 \quad ; \quad l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 1.35 \text{ m}$$

$$\text{Alors } A_{\min}^{RPA} = 0.002 \times L_t \times a = 0.002 \times 1.35 \times 0.20 = 5.4 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit :

- globalement dans la section du voile : 0,15 % (RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1)

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 20 \times 320 = 9.6 \text{ cm}^2$$

Résultats final :

$$\text{Dans la zone tendue : } A = \max(A_{cal}, A_{\min}^{RPA})$$

Alors on prend $A=12.19$

Dans la zone courante

$$h' = h - 2t > 0 \quad h' = 320 - 2(135) = 50$$

$$A_{\min 2} = 0.001 \cdot b \cdot h' = 0.001 \times 20 \times 50 = 1 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} = 2 A_{\text{tendu}} + A_c > A_{\min}^g = 9.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} = 2 \times 12.19 + 1 = 25.38 \text{ cm}^2 > A_{\min}^g = 9.6 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifié.}$$

Choix d'armature :**Tableau. V.23 :** Armatures des voiles.

Acal(cm ²)	A ^{RPA} _{min} (cm ²)	Amax (cm ²)	A _{adopt} (cm ²)
25.38	5.4	29.97	6HA25 =29.45

4.11 : Armatures horizontales :

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

- Globalement dans la section du voile : (RPA99 version 2003) 7.7.4.3

$$A_{\min}^g = 0,0015 \times a \times 1 \text{ m} = 0,0015 \times 20 \times 100 \Rightarrow A_{\min}^g = 3 \text{ cm}^2$$

- En zone courante :

$$A_{\min}^c = 0.001 \times b \times 1m = 0.001 \times 20 \times 100 = 2cm^2$$

Donc on prend : $A_{\text{hor}} = 4HA8 = 2.04 \text{ cm}^2/\text{ml}$

L'espaceur des armatures**a) D'après (RPA99 version 2003)**

$$S < \min (1.5 \times a; 30 \text{ cm}) = \min (1.5 \times 20; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

On prendre : $S = 20 \text{ cm}$

b) Dans la zone h/10 :

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{20}{2} = \min \left\{ \frac{1.5a}{2}; \frac{30}{2} \right\} = \min \{15; 15\} \Rightarrow D = 10 \text{ cm}$$

On prendre : $D = 10 \text{ cm}$

- Les espacements suivant le (BAEL) sont négligés par rapport ceux donnés par le RPA99

4.12 : Les Armatures Transversal : (armatures perpendiculaires aux faces du mur)

- D'après les RPA99, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

✓ Vérification des contraintes de cisaillement :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouve à la base du voile, majeure de 40% (Art 7.7.2 RPA99 version 2003)

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

V : Effort tranchant à la base du voile.

d : Hauteur utile = 0.9 h.

h : Hauteur totale de la section brute

$$\tau_b = \frac{1.4 \times V_{cal}}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 472560}{200 \times 3040 \times 0.9} = 1.20 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (\text{c.v})$$

Présentation du ferrailage des voiles :

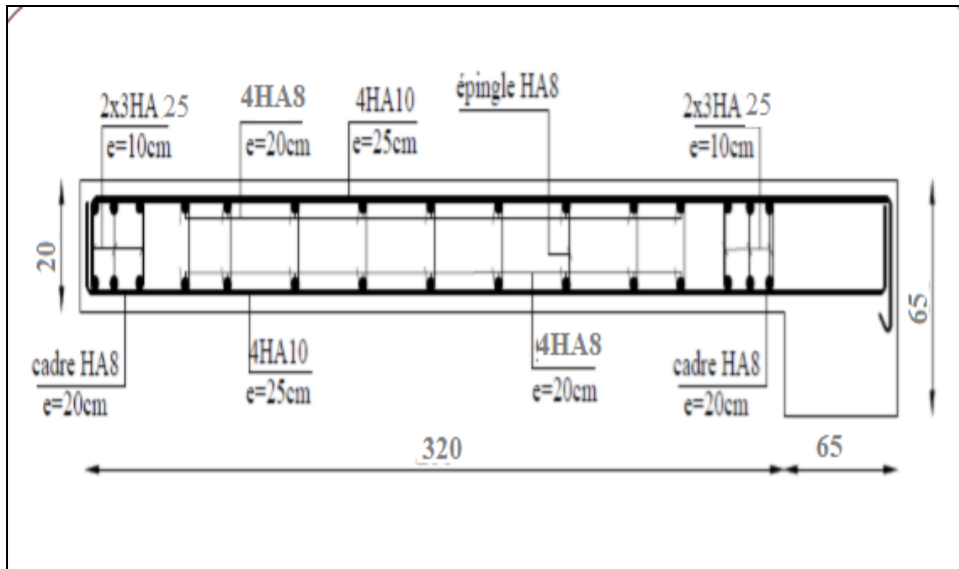


Figure V.13: Ferrailage de voile pleine.

V.5. Conclusion :

Au terme de ce chapitre, nous avons étudié les différents éléments principaux, après cette étude on conclut que :

Pour les poteaux, les poutres et les voiles, les sollicitations adoptées pour le calcul du ferrailage sont extraites du logiciel ROBOT.

Les différents ferrillages adoptés pour les éléments structuraux respectent les recommandations du RPA99/2003 et du BAEL.

Chapitre VI

Étude de l'infrastructure

VI.1 Introduction

L'infrastructure est un ensemble des ouvrages constituant la fondation et l'implantation sur le sol d'une construction ou d'un équipement nécessaire, dans notre immeuble on va étudier le voile périphérique et la fondation.

VI.2 : Étude de voile périphérique

VI.2.1 : Introduction

Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé, qui sert à ceinturer l'infrastructure. Il est pour objet de :

- Éviter les poteaux courts formés par les ossatures au-dessous de niveau de base (par exemple vide sanitaire).
- Retenir les remblais lorsque le niveau de base est surélevé par rapport à la au niveau du terrain naturel.

La structure comporte un sous-sol ce qui impose de prévoir un voile ayant pour rôle le soutien du sol, ce voile est soumis aux sollicitations dues aux charges suivantes :

- La poussée des terres « Pt » provenant de leur poids propre.
- La poussée des terres « Pq » provenant aux charges d'exploitation.

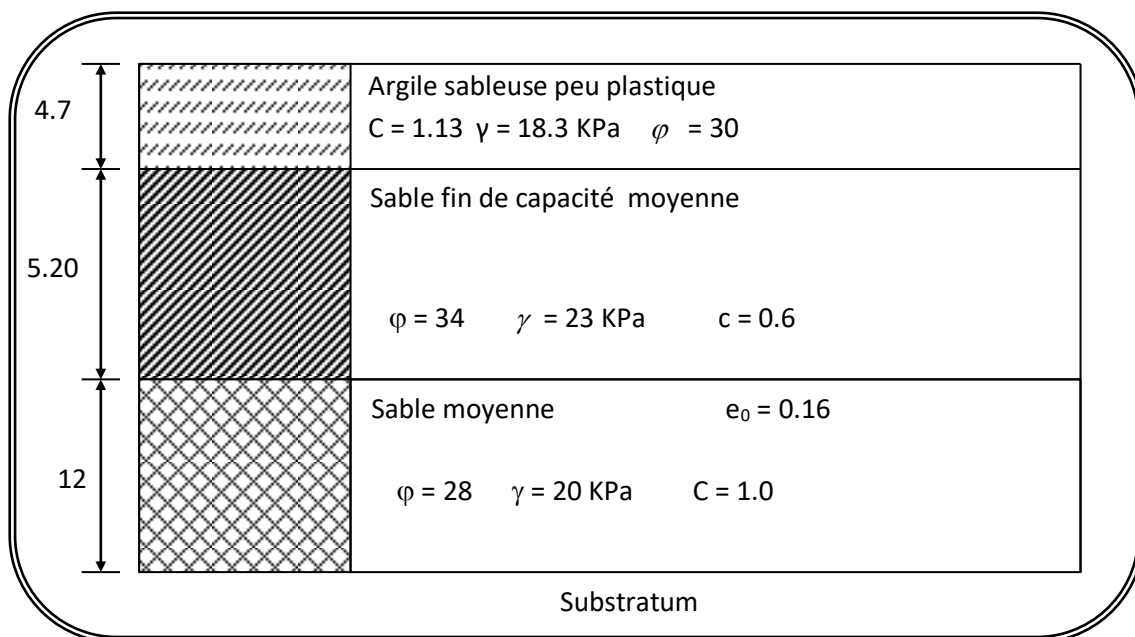


Figure VI.1 : Coupe géotechnique

D'après le RPA99 le voile périphérique doit avoir :

- 1- Une épaisseur minimale égale à 15 cm et une hauteur du sous-sol.
- 2- les armatures sont constituées en deux nappes.

3- un pourcentage minimal des armatures de 0.10% dans les deux sens (horizontale et vertical).

VI.2.2 : Dimensionnement du voile

- ✓ Hauteur $h=3.00$ m
- ✓ Épaisseur $e=20$ cm

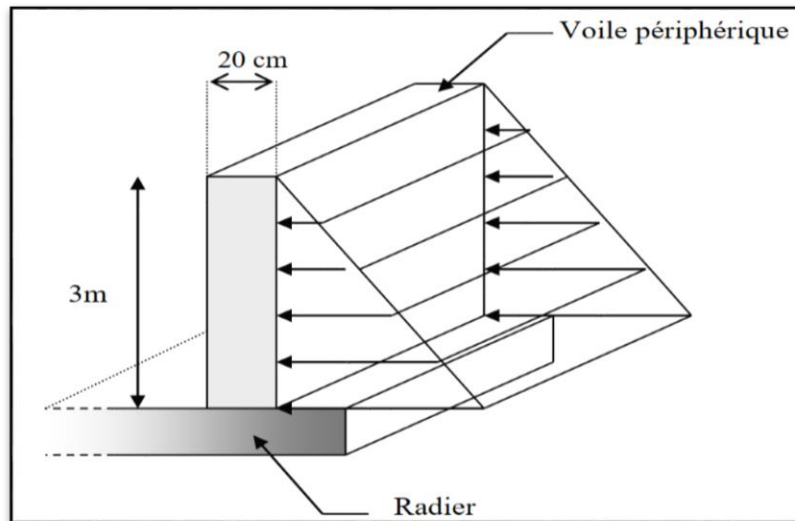


Figure.VI.2 : schéma statique du voile périphérique

VI.2.3 : Caractéristiques du sol :

A partir de rapport de sol on obtient les caractéristiques suivantes :

- ✓ Poids spécifique $\gamma_h=18.3$ KN/m³
- ✓ Cohésion $C = 1.13$ bar
- ✓ Angle de frottement = 30 degrés

VI.2.4 : Évaluation des charges et surcharges :

Le voile périphérique est soumis aux chargements suivants :

- **La poussée des terres :**

$$G = h \times \gamma_h \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{30}{2}\right)$$

$$G = 3.00 \times 18.3 \times \text{tg}^2\left(\frac{180}{4} - \frac{30}{2}\right) = 18.3 \text{ KN/m}^2$$

- **Surcharge accidentelle :**

On prend la surcharge 10 KN/m^2

$$Q = q \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{30}{2}\right) = 10 \times \text{tg}^2\left(\frac{180}{4} - \frac{30}{2}\right) = 3.33 \text{ KN/m}^2$$

VI.2.5: Ferrailage du voile :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations

$$\sigma_{\min} = 1.5 \times Q = 4.99 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{MAX}} = 1.35G + 1.5Q = 32.19 \text{ kN/m}^2$$

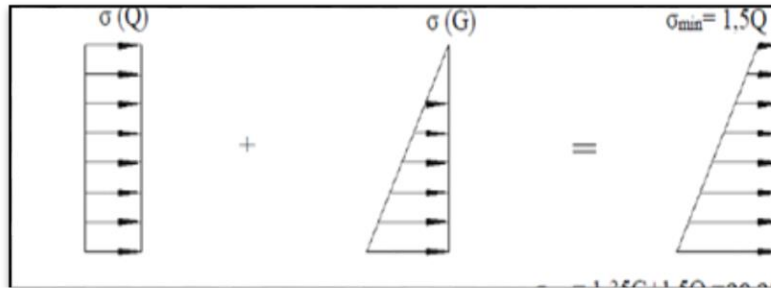


Figure VI.3 : Le diagramme des contraintes

$$\sigma_{\text{MOY}} = \frac{3\sigma_{\text{MAX}} + \sigma_{\min}}{4}$$

$$\sigma_{\text{MOY}} = \frac{3 \times 32.19 + 4.99}{4} = 25.39 \text{ kN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{MOY}} \times 1 \text{ ml} = 25.39 \text{ kN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 4.2 \text{ m} : b = 1 \text{ m}$$

$$L_y = 4.8 \text{ m} : e = 0.20 \text{ m}$$

A - L'ELU: $v = 0$; $q_u = 26.03 \text{ kN/mL}$

$\alpha = 4.2/4.8 = 0.87 > 0.4 \rightarrow$ alors le panneau travaille dans les deux sens.

- A- partir du tableau du BAEL annexe 3 :

$$\mu_x = 0.0488$$

$$\mu_y = 0.721$$

Donc les moments sont:

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0488 \times 25.39 \times 4.2^2 = 21.85 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0.721 \times 21.85 = 15.75 \text{ kN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 21.85 = 18.57 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 15.75 = 13.38 \text{ kN.m}$$

$$M_{\max} = M_{ay} = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 21.85 = 8.55 \text{ KN.m}$$

$$b=100 \text{ cm} ; h=20\text{cm} ; d=17\text{cm} ; f_{c28}=25\text{Mpa} ; f_e=400\text{Mpa}$$

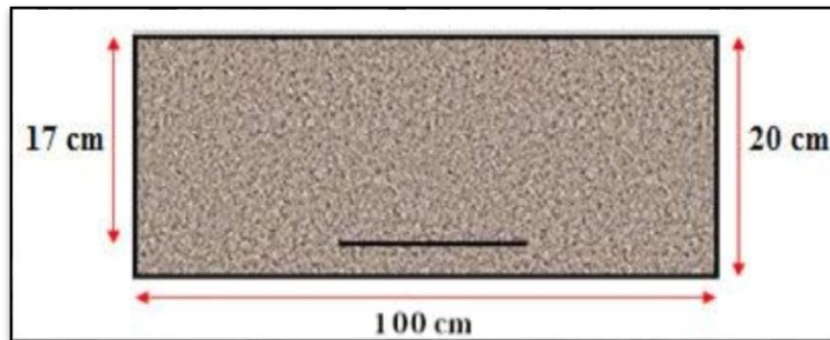


Figure VI.4: Bande de calcul

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

$$\text{Avec : } A_{\min} = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.1: calcul du ferrailage du voile périphérique

Localisation	M (KN.m)	μ_{bu}	α	β	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	$A_{\min} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	$A_{\min} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	
Travée	x-x	18.57	0.045	0.057	0.97	3.23	2	4HA12 = 4.52
	y-y	15.75	0.038	0.048	0.98	2.71	2	5HA10= 3.93
Appui	8.55	0.020	0.025	0.99	1.45	2	5HA10= 3.93	

VI .2.6 :Espacesments :

$$\text{sens: x - x: } st \leq \min(2e; 25\text{cm}) \quad st = 20 \text{ cm}$$

$$\text{sens: y - y: } st \leq \min(3e; 33\text{cm}) \quad st = 25\text{cm}$$

VI .2.7: Calcul de l'effort tranchant :

$$v_x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{33.52 \times 4.2}{2} \times \frac{4.8^4}{4.8^4 + 4.2^4} = 44.37 \text{ KN}$$

$$v_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{33.52 \times 4.8}{2} \times \frac{4.2^4}{4.8^4 + 4.2^4} = 40.22 \text{ KN}$$

VI .1.7 :Vérification de l'effort tranchant :

$$v_x = 44.37 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{44370}{1000 \times 170} = 0.26 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0.15 \times f_{c28} / y_b ; 5 \text{ MPA}) \dots\dots\dots \text{Fissuration nuisible .}$$

$$\bar{\tau}_u = (2.5 ; 5 \text{ MPA}) = 2.5 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.26 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA} \quad \text{conditions vérifiées}$$

$$v_y = 40.22 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{40220}{1000 \times 170} = 0.23 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0.15 \times f_{c28} / y_b ; 5 \text{ MPA}) \dots\dots\dots \text{Fissuration nuisible .}$$

$$\bar{\tau}_u = (2.5, 5 \text{ MPA}) = 2.5 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.23 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA} \quad \text{conditions vérifiées}$$

$$\mathbf{B - L'EL S: v = 0.2 ; q_s = 21.63 \text{ KN/mL}}$$

$$\sigma_{\min} = Q = 10$$

$$\sigma_{\text{MAX}} = G + Q = 21.63$$

$$\sigma_{\text{MOY}} = \frac{3 \times 21.63 + 3.33}{4} = 17.06 \text{ KN/m}^2$$

$$\alpha = 4.2/4.8 = 0.87 > 0.4 \rightarrow \text{alors le panneau travaille dans les deux sens.}$$

- A- partir du tableau:

$$\mu_x = 0.0559$$

$$\mu_y = 0.804$$

Donc les moments sont:

$$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0559 \times 17.06 \times 4.2^2 = 16.82 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0.804 \times 16.82 = 13.52 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 16.82 = 14.29 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 13.52 = 10.02 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 16.82 = 5.05 \text{ KN.m}$$

VI .2.8 : Vérification des contraintes :

Pour savoir si un calcul à L 'ELS est nécessaire ou non, on vérifie la condition en appui et en travée dans les deux sens :

$$\alpha \leq \frac{y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \qquad y = \frac{M_U}{M_S}$$

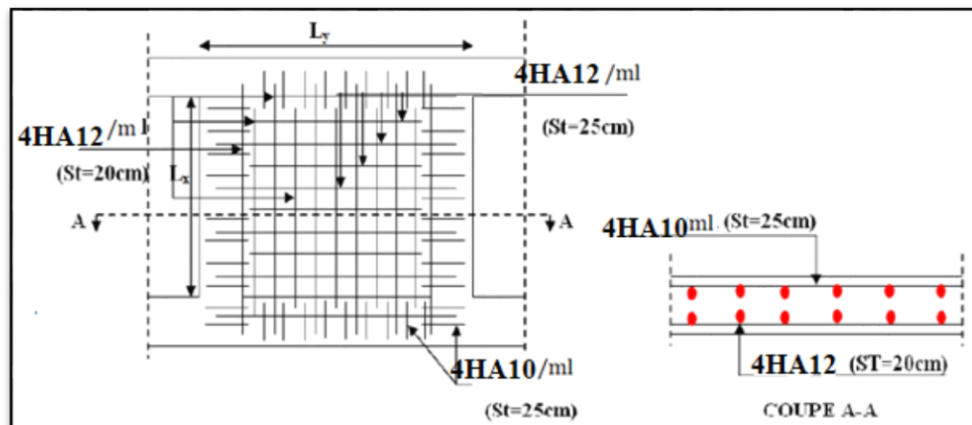
Tableau VI.2 : Vérification de voile périphérique pour le béton à L'ELS

Localisation		Mu(KN.m)	Ms(KN.m)	y	α	$\frac{y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	observation
x-x	Travée	18.57	14.29	1.29	0.057	0.39	C.V
	Appui	8.55	5.05	1.69	0.025	0.59	C.V
y-y	Travée	13.83	10.02	1.38	0.048	0.44	C.V
	Appui	8.55	5.05	1.69	0.025	0.59	C.V

DONC : il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\longrightarrow \sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

VI .2.9 : Schéma de ferrailage voile périphérique :

**Figure VI.5** : Ferrailage du voile périphérique

VI.3. Étude de fondation

VI.3.1. Introduction :

Une fondation est par définition, un organe de transmission de charges de la structure au sol, elle est constituée par la partie de l'ouvrage qui est en contact avec celui-ci constituant ainsi la partie essentielle de l'ouvrage puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble. Elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges d'une part, et les caractéristiques du sol d'autre part.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire des autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

L'Ingénieur doit se baser sur trois préoccupations essentielles pour l'étude des fondations :

- ❖ La forme et l'emplacement de la fondation.
- ❖ La contrainte admissible du sol ne doit en aucun cas être dépassée.
- ❖ Le tassement doit être limité pour éviter le basculement ou la ruine de l'ensemble

VI.3.2. Combinaisons d'actions :

D'après RPA 99 (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

Tableau VI.3 : combinaison de calcul

Combinaisons	L'utilisation
ELS ; (G + Q + E)	le dimensionnement
ELU ; (1.35G + 1.5Q+E)	le ferrailage
Acc : (0.8G ± E) et (G+Q±E)	les vérifications

VI.3.3. Calcul du radier général nervuré :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre du radier et des terres de remblais sur le radier

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal.
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation.

- Facilité de coffrage.
- Rapidité d'exécution.
- prévenir mieux aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

VI.3.4. Calcul des fondations :

3.4.1. Étude géotechnique :

Le bâtiment est usage d'habitation et commercial dans la wilaya de ANNABA.

Les données géotechniques préliminaires de l'étude de sol du projet sont :

- ✓ contrainte admissible : à $\sigma_{sol} = 0.20$ bars pour l'ensemble du site.
- ✓ types de sol : classé dans la catégorie S2 (sol ferme)

3.4.2. Vérification du chevauchement (Ss / Sb) :

- $\frac{S_{semelle}}{S_{bâtiment}} < 50\%$ c'est-à-dire : il-ya des semelles isolées sous poteaux et filantes sous voile.
- $\frac{S_{semelle}}{S_{bâtiment}} > 50\%$ c'est-à-dire : il-ya radier général comme type de fondation.

Le poids de l'infrastructure :

Tableau VI Le poids de l'infrastructure

N	élément	La formule	Poids KN
1	Radier	$e_p \times \delta_b \times S = 0.50 \times 25 \times 391.52$	4894
2	Remblai	$e_p \times \delta_{remb} \times S = 0.20 \times 18 \times 391.52$	1409.74
3	Dalle flottante	$e_p \times \delta_b \times S = 0.10 \times 25 \times 391.52$	978.8
4	Voile périphérique	$Y \times Pr \times h \times e_p = 25 \times 106.4 \times 0.20 \times 3$	1596
5	Surcharge	$Q \times S = 3.5 \times 391.52$	1370.32
6	Poids du sous sol	W	6278.07
		Σ	16526.93

- N Totale c'est la somme de les efforts de l'infrastructure et les efforts de la superstructure.

Tableau VI. Les valeurs du l'effort N.

	$N_t = N_{supers} + N_{infr}$	
Nt(ultime)	$(16526.93 \times 1.35) + 58625.30 = 80936.65$	Nt(ultime) = 80936.65 KN
Nt(service)	$16526.93 + 58625.30 = 75152.23$	Nt(service) 75152.23 KN

Tableau VI.4 : vérification de chevauchement du semelle

	Surface totale des semelles (Ss)	Surface total du bâtiment (Sb)	La vérification
La formule	$S_{semelle} \geq \frac{P_{ser}}{\sigma_{sol}}$	S _{bâtiment} donner Par logiciel Robot	$\frac{S_{semelle}}{S_{bâtiment}} > 50 \%$
Application	$S_{semelle} \geq \frac{7515.2}{20}$ $= 375.76 m^2$	S _{bâtiment} $= 391.52 m^2$	$\frac{375.76}{391.52} = 0.95$ $95 > 50 \%$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment. D'après le résultat on remarque qu'il y aura un chevauchement entre les semelles ,pour cela le choix des semelles isolées dans ce cas est a exclure . Ceci qui nous amène à proposer d'un **Radier Général nervuré comme fondation**. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la Structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

VI.3.5 calcul de radier

3. 5. 1.Pré dimensionnement du radier :

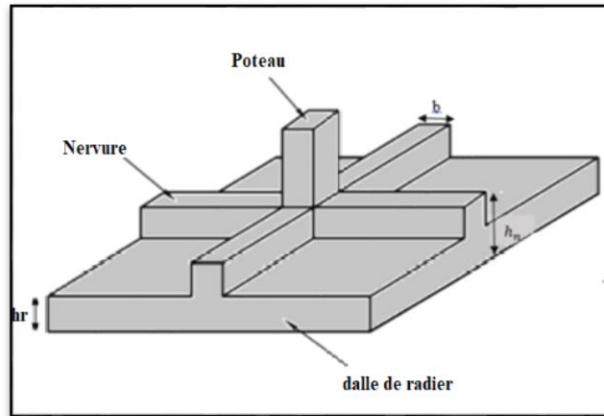


Figure VI.6. Dimension du radier générale.

En à choisit un Radier Rigide pour une transformation des contraintes uniforme et aussi pour évité le tassement différentiel.

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes

a) Condition forfaitaire :

▪ **La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h_t \geq L_{\max}/10.$$

avec : L_{\max} : la plus grande distance entre deux poteaux (distance entre axes)

h_t : épaisseur du radier.

D'où : $h_t \geq 480/10 = 48$ cm

▪ **La nervure (poutre libage) :**

b) Condition de la longueur élastique :

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi} \quad ; \quad \text{et} \quad L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K_b}}$$

L_e : longueur élastique ;

E : module d'élasticité ;

I : inertie d'une bande d'un mètre de radier ;

K_b : coefficient de raideur du sol ;

b : largeur du radier.

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi} \Rightarrow L_e \geq 3.05 \text{ m}$$

$$\text{Avec : } I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$L_{\max} = 4.8 \text{ m}, \quad E = 3.21 \times 10^6 \text{ t/m}^2, \quad K = 5000 \text{ t/m}^3$$

$$D'où: h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \cdot K \cdot L_{\max}^4}{E \pi^4}} = h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 5000 \times 4.80^4}{3.21 \times 10^6 \times 3.14^4}} = 0.74 \text{ m}$$

On prend: $h_t = 80 \text{ cm}$.

$$h_t = \max(48 ; 80) = 80 \text{ cm}$$

✓ **Le choix final :**

L'épaisseur qui satisfait aux trois(3) conditions citées ci avant nous amène à choisir les dimensions de Radier comme suite :

- 1) épaisseur du radier égale à $e = 50 \text{ cm}$.
- 2) hauteur totale du nervures égale à $h_t = 80 \text{ cm}$.
- 3) Choix de la Largeur du nervures : $(h_t / b) \leq 4$ donc en prend $b = 50 \text{ cm}$, soit une section de $(50 \times 80) \text{ cm}^2$.

3.5.2. Calcul de la surface du radier :

3.5.2.1 : Détermination des efforts :

Cas 15 (C)	ELU	Cas 16 (C)	ELS
Somme totale	80087,87	Somme totale	58625,30
Somme réactions	80087,87	Somme réactions	58625,30
Somme efforts	-80087,87	Somme efforts	-58625,30

Figure .VI.7 : Résultats des effort selon Robot auto desk .

ELU: $N_u = 80936.65 = \text{KN}$

ELS: $N_s = 75152.23 \text{ KN}$

3. 5.2.2 : Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{75152.23}{0.20} = 375.76 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment est supérieure à la surface de radier, à cet effet, nous avons prévu un débord minimum prescrit par le règlement pour des raisons techniques de réalisation.

L'emprise totale avec un débordement (D) sera:

$$S' = S + (D \times P_r)$$

S: surface du Bâtiment.

P_r : périmètre du Bâtiment.

3.5.3. Calcul de débordement D' :

$D' \geq \text{Max} (h_r / 2 ; 30 \text{ cm})$. Où: $h_r = 80 \text{ cm}$.

On prend $D' = 0.5 \text{ m}$ alors l'emprise totale avec D est:

$$S_r = S' = S + (D' \times P_r) = 391.52 + (0.5 \times 106.4) = 444.72 \text{ m}^2$$

3.5.4 : Vérification à l'effet de sous pression :

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la sous pression hydrostatique .On doit vérifier :

$$W \geq \alpha \gamma h S_r$$

Avec :

W : Poids total du bâtiment à la base du radier y compris remblais poids propre de radier et nervures et les amorces poteaux .

$$W = 16526.93 + 53592.12 = 70119.05 \text{ KN}$$

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1.5$).

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$) .

h : Profondeur de l'infrastructure ($h = 3.00 \text{ m}$).

S_r : Surface du radier ($S_r = 444.72 \text{ m}^2$).

$$\alpha \gamma h S_r = 1.5 \times 10 \times 3.00 \times 444.72 = 20012.4 \text{ KN} < 70119.05 \text{ KN} \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

✓ Donc il n'y a pas de risque de soulèvement.

3.5.5 : Caractéristiques géométriques du radier:

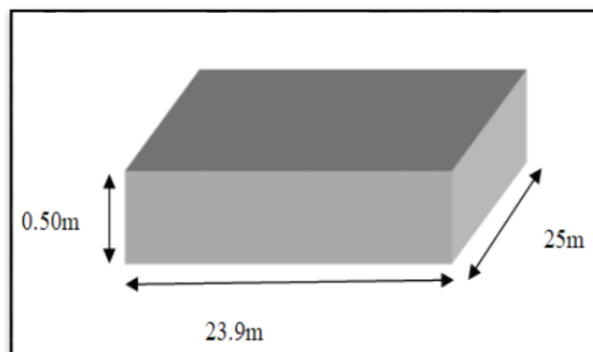


Figure V1.8 :Section équivalent au radier générale

Tableau VI.5 :Les caractéristiques géométriques du radier .

Centre de gravité	$X_g = 0.704 \text{ m}$
-------------------	-------------------------

	$Y_g=0.029m$
Moment d'inertie	$I_x=101400.05$ m^4
	$I_y=174788.21m^4$

VI.4. Vérification de la stabilité du radier:

4. 4.1: Vérification des contraintes du sol :

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

Donc il faut vérifier : $\sigma = \frac{N}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

N : effort normal total due aux charges verticales.

$$N = 92225.84KN$$

$$\sigma = \frac{92225.84}{444.72} = 0.20 MN /m^2 = 0.20 MPA \leq 0.20MPA \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

D'après le RPA99/2003 (art10.1.5) le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$$

Avec L : Dimension de radier

4.4.2 : Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G ± E) :

Moment de renversement du au séisme pour chaque sens (x, y)

- e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.
- M : moment dû au séisme.
- N : charge verticale.

D'après le RPA99/version2003(art10.1.5)le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$$

- e : l'excentricité de la résultante des charges verticales

Tableau VI.6: Résultats de calcul de la stabilité du radier.

	Sens (XX)	Sens (YY)
N (KN)	78168.31	78168.31
M (KN.m)	4462.28	4218.86
e (m)	0.057	0.053
L/4 (m)	5.97	6.25
Condition	Vérifier	Vérifier

4.4.3 : Évaluation et vérification des contraintes sous le radier

4.4.3.1 :Moment d'excentricité dus aux charges verticales :

$M=N \times e$ Avec $N=N_{NT}-N_{radier}$

Tableau VI.7 :Résultat des efforts et des moment d'excentricité

	$N_{ELU}^- = 80936.65 - 8894.4 = 72042.25 \text{KN}$
	$N_{ELS}^- = 75152.23 - 8894.4 = 66257.83 \text{KN}$
ELU	$M_{ux} = 72042.25 \times 1.30 = 93654.92 \text{ KN.m}$
	$M_{uy} = 72042.25 \times 1.35 = 97257.03 \text{ KN.m}$
ELS	$M_{sx} = 66257.83 \times 1.30 = 86135.18 \text{ KN.m}$
	$M_{sy} = 66257.83 \times 1.35 = 89448.07 \text{KN.m}$

La résultante des charges verticales ne coïncide pas avec le centre de gravité de l'aire du radier .Donc les réaction du sol ne sont pas uniformément répartie, leur diagrammes est triangulaire ou trapézoïdal .Quel que soit le diagramme, la valeur de la contrainte moyenneest données par la formule suivante :

$$\sigma_{MOY} = \frac{3\sigma_{MAX} + \sigma_{min}}{4}$$

σ_{MAX} et σ_{min} sont les contraintes de compression.

Tableau VI.8 : Contraintes maximales et minimales

ELU	$\sigma_{max} = \frac{NElu}{Sr} + \frac{Mux}{Ix} YGr + \frac{Muy}{Iy} XGr$ $\sigma_{min} = \frac{NElu}{Sr} - \frac{Mux}{Ix} YGr - \frac{Muy}{Iy} XGr$
------------	---

ELS	$\sigma_{\max} = \frac{NEls}{Sr} + \frac{Msx}{Ix} YGr + \frac{Msy}{Iy} XGr$ $\sigma_{\min} = \frac{NEls}{Sr} - \frac{Msx}{Ix} YGr - \frac{Msy}{Iy} XGr$
------------	---

Après le calcul on trouve les valeurs des contraintes suivant :

Tableau VI.9 : Valeur des contraintes

	σ_{\max} KN	σ_{\min} KN	σ_{moy} KN
ELU	162.55	161.43	162.27
ELS	149.59	148.37	149.28

4. 4.3.2: Vérification au poinçonnement: BAEL91 (Art.5.2.42)

Le poinçonnement se manifeste là où il y a une concentration des charges. Pour vérifier le non poinçonnement du radier (dalle) le BAEL 91 propose de vérifier la condition

suivante :
$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : N_u : charge revenant plus chargé.

μ_c : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen. $\mu_c = 2 \times (a+b+2h_r)$

a. Vérification pour les voiles:

Le voile le plus sollicité et avec $e = 20$ cm.

$$\mu_c = 2(0.20 + 3.20 + 2 \times 0.80) = 10\text{m}$$

$$N_u = 2315.22 \text{ KN} \leq \frac{0.045 \times 10 \times 0.80 \times 25000}{1.5} = 6000 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ (Condition vérifiée)}$$

b. Vérification pour les poteau :

Le poteau le plus sollicité est le poteau (65×65) cm².

$$\mu_c = 2(0.65 + 0.65 + 2 \times 0.80) = 5.8 \text{ m}$$

$$N_u = 2608.09 \text{ KN} \leq \frac{0.045 \times 5.80 \times 0.80 \times 25000}{1.5} = 34800 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ (Condition vérifiée)}$$

Donc :

- La condition est vérifiée pour la structure il n'y a pas de risque de rupture du radier par poinçonnement.

VI.5: Ferrailage du radier:

Le radier se calculera comme plancher renversé appuyé sur les voiles et les poteaux. Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux la méthode proposée par le CBA 93.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé, émergé en eau douce.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires μ_x , μ_y qui dépend du rapport ($\rho = L_x / L_y$) et du coefficient de POISSON (ν).

5.1.Méthodes de calcul :

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

Tel que : $\mu_x; \mu_y$: sont des coefficients en fonction de $\alpha = l_x / l_y$ et ν (prend 0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU)

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

En tenant compte des modes de fixation on effectue les ventilations des moments

Comme suit :

Tableau.VI.8: Les moments en travée et les moments sur appuis.

	Le panneau de rive	Le panneau intermédiaire
En travée	$M_{tx} = 0.85 M_x$ $M_{ty} = 0.85 M_y$	$M_{tx} = 0.75 M_x$ $M_{ty} = 0.75 M_y$
Sur appui	$M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x$

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL91. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

Calcul les réactions du sol

Tableau VI.9 : la réaction du sol à L'ELS et L'ELS.

ELU	ELS
$q_u = 162.27 \text{kn}$	$q_{ser} = 149.28 \text{kn}$

5.2 : Calcul des moments fléchissant

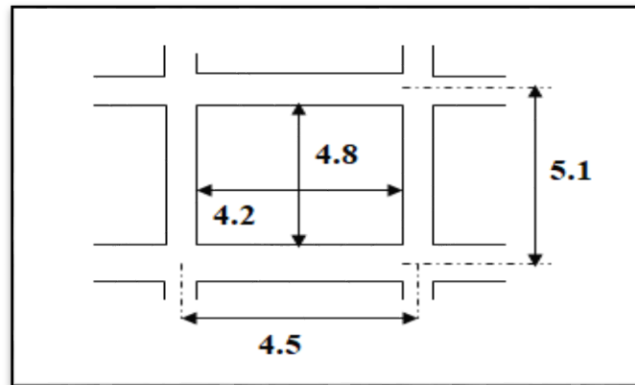


Figure VI.9 : Le plus grand panneau est le panneau du : 4.8 x 4.2

A) l'ELU : $v = 0$ **qu=180.4kn**

Pour : $\alpha = \frac{4.2}{4.8} = 0.88 > 0.4 \Rightarrow$ Le panneau travaille dans les deux sens.

A partir du tableau: de l'annexe E3 du BAEL

$$\mu_x = 0.0478 ; \mu_y = 0.740$$

Les moments sont:

$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2$	$M_x = 0.0478 \times 162.27 \times 4.2^2 = 136.82 \text{kn.m.}$
$M_y = \mu_y \times M_x$	$M_y = 0.740 \times 136.82 = 101.25 \text{KN.m}$
$M_{tx} = 0.85 M_x$	$M_{tx} = 0.85 \times 136.82 = 116.29 \text{ kN.m.}$
$M_{ty} = 0.85 M_y$	$M_{ty} = 0.85 \times 101.25 = 86.06 \text{KN .m}$
$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times 136.82 = 41.04$

Tableau.VI.10 : des résultats des moments sur appui et en travée(ELU).

Lx (m)	Ly (m)	Lx/Ly	sens X-X				sens Y-Y			
			Mx	Mx (KN.m)	Mtx (KN.m)	Max (KN.m)	μ_y	My (KN.m)	Mty (KN.m)	May (KN.m)
4.2	4.8	0.88	0.0478	136.82	116.29	41.04	0.740	116.29	86.06	41.04

B) l'ELS : $v = 0.2$ **q_{ser}=132.04kn**

Pour $\alpha = \frac{4.2}{4.8} = 0.88 > 0.4 \Rightarrow$ le panneau travaille dans les deux sens.

A partir du tableau:

$$\mu_x = 0,0549 ; \mu_y = 0,818$$

Les moments sont:

$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2$	$M_x = 0,0549 \times 149,28 \times 4,2^2 = 144,56 \text{ kN.m.}$
$M_y = \mu_y \times M_x$	$M_y = 0,818 \times 144,56 = 118,25 \text{ kN.m.}$
$M_{tx} = 0,85 M_x$	$M_{tx} = 0,85 \times 144,56 = 122,87 \text{ kN.m.}$
$M_{ty} = 0,85 M_y$	$M_{ty} = 0,85 \times 118,25 = 100,51 \text{ kN.m.}$
$M_{ax} = M_{ay} = 0,3 \times M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0,3 \times 144,56 = 43,36 \text{ kN.m.}$

Tableau VI.11 : des résultats des moments sur appui et en travée(ELS).

Lx (m)	Ly (m)	Lx/Ly	sens X-X				sens Y-Y			
			Mx	Mx (KN.m)	Mtx (KN.m)	Max (KN.m)	μ_y	My (KN.m)	Mty (KN.m)	May (KN.m)
4.2	4.8	0.88	0.0549	118.25	122.87	43.36	0.818	108.68	100.51	43.36

Ferraillage :

ELU :

$$b=100\text{cm} ; h=50\text{cm} ; \quad dx=h-c-\frac{\phi_x}{2}=44,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{Ms}{b \times d^2 \times \sigma_b} \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad \beta = (1 - 0,4\alpha)$$

$$A_s = \frac{Ms}{\beta \times d \times \sigma_s} \quad A_{s\min} = \frac{0,23bd f_{t28}}{f_e}$$

Tableau.VI.12 : Ferraillages du radier à L'ELU.

panneau	SENS X-X		SENS Y-Y	
	En travée	En appui	En travée	En appui
M _u (KN.m)	116.29	41.04	86.06	41.04
μ	0.057	0.0145	0.0306	0.0145
$\mu < \mu_L$	CV	CV	CV	CV
α	0.073	0.018	0.038	0.018
β	0.97	0.99	0.98	0.99
σ_s	348	348	348	348
As (cm ² /ml)	10.80	2.67	5.61	2.67

As _{min} (cm ² /ml)	5.4	5.4	5.4	5.4
As ^{BAEL}	5	5	5	5
Choix des barres/ml	7HA14	7HA14	7HA14	7HA14
As _{corres} (cm ² /ml)	10.87	10.87	10.87	10.87
Espacement (cm)	14	14	14	14

5.3 : Vérification de la contrainte de cisaillement : (fissurations préjudiciable)

$$\tau_u^- = \frac{V_u}{b.d} \leq \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa \right\} = 2.5$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$;

Sens Y-Y

$b = 100 \text{ cm}$; $d = 44.5 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \frac{L_{\max}}{2} = \frac{162.27 \times 1}{444.72} \cdot \frac{4.8}{2} = 0.87 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{870}{1000 \times 445} = 0.0019 \text{ MPa} \leq \tau_u = 2.5 \text{ MPa}$$

⇒ Condition vérifiée alors on n'a pas besoin d'armatures de cisaillement.

Sens X-X

$$T_u^{\max} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \frac{L_{\max}}{2} = \frac{162.27 \times 1}{444.72} \cdot \frac{4.2}{2} = 0.76 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{760}{1000 \times 445} = 0.0017 \text{ MPa} \leq \tau_u = 2.5 \text{ MPa}$$

⇒ Condition vérifiée alors on n'a pas besoin d'armatures de cisaillement.

5.4: Vérification des contraintes dans le béton et l'acier en L'ELS:

Partie le plus sollicité ⇒ **Travée de sens X-X**

$F_e E 400 \Rightarrow \eta = 1.6$

Béton : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.60 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Acier : $\sigma_s \leq f_e = 201.63 \text{ MPa}$ fissuration préjudiciable

$$M_{tx} = 122.87 \text{ KN.m}$$

$$A = 10.78 \text{ cm}^2 \quad ; \quad b = 100 \text{ cm} \quad ; \quad d = 44.5 \text{ cm}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 10.78}{100 \times 44.5} = 0.242$$

$$\mu_l' = 0.1002 \quad K_l = 54.44$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{\mu_l' \times b \times d^2} = \frac{122870}{0.242 \times 100 \times 44.5^2} = 2.56 \text{ MPA} < 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = K_l \times \sigma_b = 54.44 \times 2.56 = 139.36 \text{ MPA} < 201.63 \text{ MPA}$$

Résultat finale :

Tableau VI.13 : Résumé de ferrillages (Radier).

Sens X-X		Sens-Y-Y	
Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
7HA14	7HA14	7HA14	7HA14

VI. 6 : Étude du débord du radier :

6.1 : Définition :

Le débord du radier est assimilé à une console d'une longueur de 100 cm. Le calcul de ferrillage se fera pour une bande de largeur de un mètre.

b(cm)	h (cm)	d(cm)	L(cm)	qu KN/m²	qs KN/m²
100	50	44.5	100	180.4	132.04

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e} = 5.37 \text{ cm}^2$$

$$A^{BAEL} = 0,0025 \times b \times h = 11,12 \text{ cm}^2$$

l'ELU :

$$M_u = q_u \times l^2 / 2 = 90.2 \text{ KN.m}$$

Tableau VI.14 Ferrillage du débord de radier

Mu (N.m)	μ	α	β	A_{cal} (cm²)	A_{Smin} (cm²)	A_{BAEL}/2 (cm²)	A_{adopté} (cm²)	choix
90200	0,032	0,040	0,98	5.94	5.37	11.12	10.78	7HA14

✓ En a choisit le même ferrailage de Radier pour assuré la continuité de

6.2 : ferrailage :

Armature de Répartition:

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{10.78}{4} = 2.70 \text{ cm}^2$$

Donc on choisit $A=3,14 = 4\text{HA}10$ avec un espacement 20 cm.

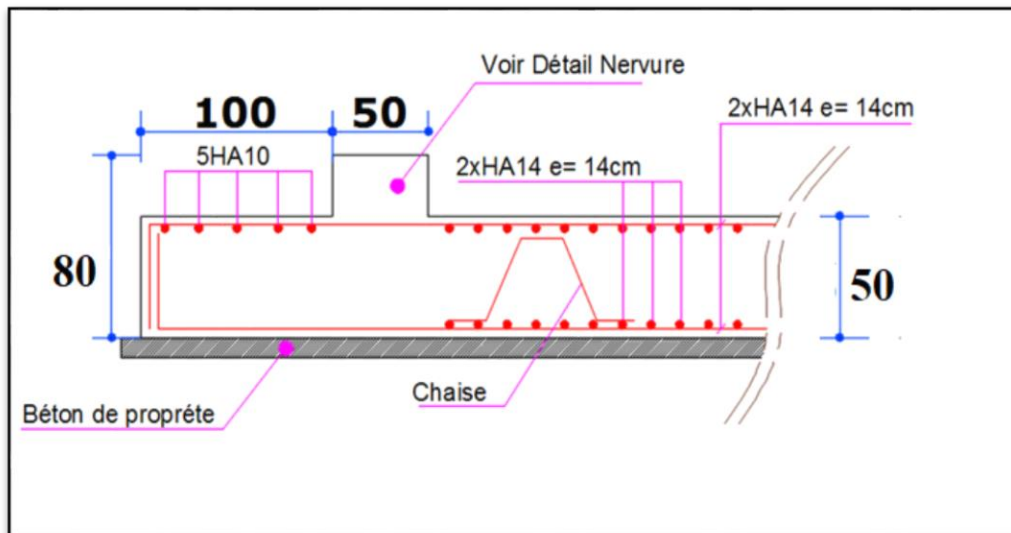


Figure.VI.10 : Schéma de ferrailage du radier.

VI. 7.Étude des nervures :

Le radier est considéré travaillant comme un plancher renversé qui est sollicité par la réaction du sol, il transmet cette réaction aux nervures.

La nervure est la poutre du radier soumise à la flexion simple

La hauteur de la nervure $h = 0.80 \text{ m}$

La largeur de la nervure $b = 0.50 \text{ m}$

7.1 : Les sollicitations sur les nervures :

Après l'utilisation du logiciel ROBOT on a opté les résultats suivant

Donc max :

ELU

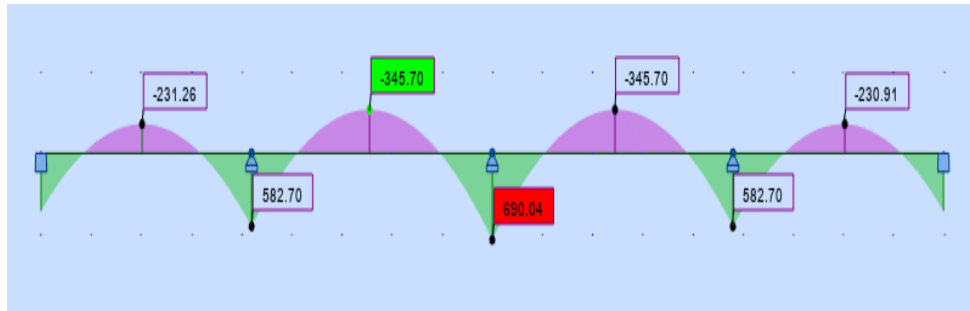


Figure.VI.10: diagramme des moments fléchissant a l'ELU

ELS

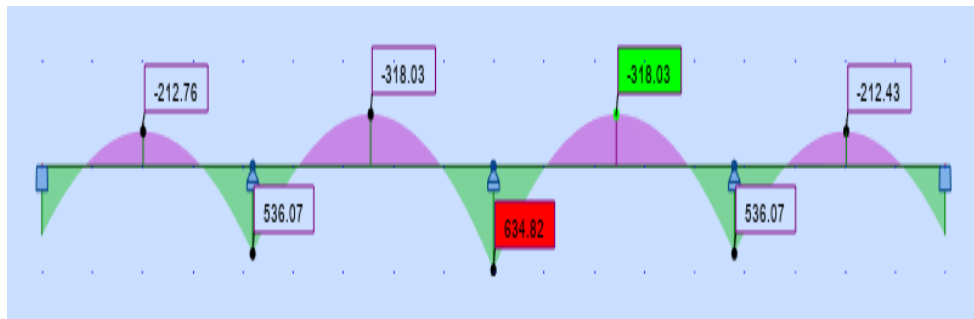


Figure.VI.11: diagramme des moments fléchissant a l'ELS

$$ELU \{ M_t = 328.60 \text{ KN.m} \quad , M_a = -164.62 \text{ KN.m}$$

$$ELS \{ M_t = 302.29 \text{ KN.m} \quad , M_a = -151.44 \text{ KN.m}$$

7.3 : Ferrailage de nervure a L'ELU et L'ELS

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times \sigma_b} \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_{cal} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$b=50\text{cm} \quad , h=80\text{cm} \quad , d=75\text{cm}$$

Tableau.VI.18 : Les armatures de nervures

Cas		M_u [KN.m]	μ_b	α	β	A_{cal} Cm ²	A_{min}^{RA} P_{min} Cm ²	A_{min} Cm ²	A_{adpt} Cm ²
ELU	Appuis	345.70	0.086	0.11	0.96	13.79	20	4.83	3HA20+ 3HA20+ 2HA10=20.41
	Travée	690.04	0.172	0.23 7	0.90	29.37	20	4.83	6HA16+ 6HA20 =30.91
ELS	Appuis	318.03	0.079	0.10 3	0.96	12.96	20	4.83	3HA20+ 3HA20+ 2HA10=20.41
	Travée	634.82	0.158	0.21 6	0.91	26.72	20	4.83	6HA16+ 6HA20 =30.91

7.4 : Vérification de la condition de non fragilité: B.A.E.L (1.4.2.1)

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 50 \times 80 \times \frac{2.1}{400} = 4.83 \text{ cm}^2$$

- Pourcentage minimale : B.A.E.L 91 (art B.6.4)

$$A'_m \geq 0.001 b h \quad ; \quad A'_m \geq 0.001 \times 50 \times 80 = 4.00 \text{ cm}^2$$

- Pourcentage minimale : R.P.A (99 mod 2003) (art 7.5.2.1)

$$A'_{RPA} \geq 0.005 b h \quad ; \quad A'_m \geq 0.005 \times 50 \times 80 = 20.00 \text{ cm}^2$$

7.5 : Les vérifications:

• Effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{470018}{500 \times 750} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable: } \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 3 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u$$

• Dispositions constructives :

St: l'espacement des cours d'armatures transversaux.

✓ En zone nodale

$$S_t \leq \min (h/4; 12\phi_t) = 15 \text{ cm}$$

✓ En zone courante

$$S_t \leq h/2 \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

h : la hauteur de la poutre.

$$S_t \leq \min (0.9d ; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \min (67.5 ; 40\text{cm}) \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

- **Condition exigée par les RPA99**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

$$A_t = 0.003 \times 20 \times 50 = 3.00 \text{ cm}^2$$

Soit deux (2) Cadre en T10 = (4HA10) = 3.14 cm²

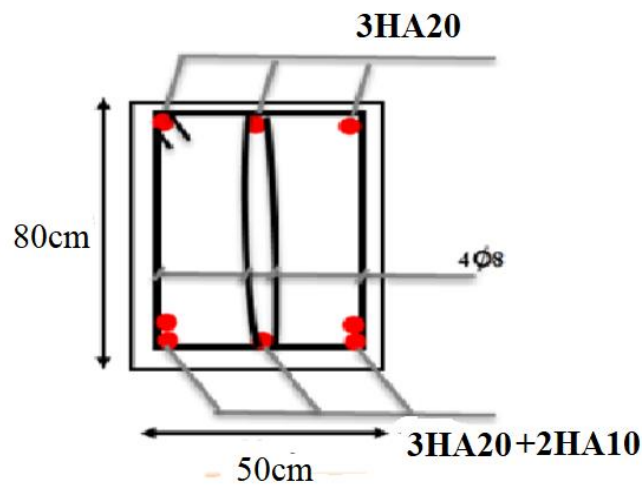


Figure VI.12 : Ferrailage des nervures sur appuis .

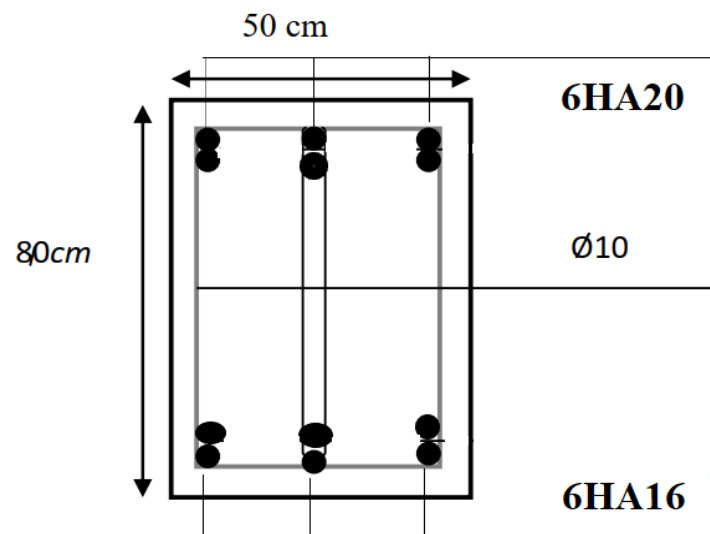


Figure VI.13 : Ferrailage des nervures en travée .

VI.8 : La dalle flottante :

8.1 : Introduction :

Une dalle flottante (ou dalle indépendante) est une large plaque de béton servant de plancher et qui repose sur une couche d'isolation thermique

8.2 : Mise en œuvre :

La mise en œuvre d'un dallage sur terre plein sans être très délicate doit se faire en respectant les trois étapes suivantes :

- La préparation du sol.
- La mise en place de terre pleine.
- L'exécution du dallage.

8.3 : Préparation du sol :

La préparation du sol qui doit comporter 4 étapes :

- Décapage.
- Nivellement.
- Compactage.
- Drainage.

8.4 : Mise en place de terre pleine :

La terre pleine est un rapport de matériaux disposé sur le sol en place qui va servir au dallage. Il peut être constitué par des cailloux, des graviers et des sables mélangés ou non, il ne doit comporter ni gravier ni matière organique. Le matériau est répandu et compacté par couches régulières de 20 cm d'épaisseur au plus.

Cette terre pleine va recevoir une couche d'isolation ou d'étanchéité. Il faut donc l'arranger pour éviter le poinçonnement. Dans ce but répandez un lit de sable de 5 cm d'épaisseur moyenne ou bien un lit de mortier maigre de 3 cm. On peut réaliser la couche d'étanchéité à l'aide de feuille de polyéthylène.

8.5 : Exécution de dallage:

L'épaisseur minimale de dallage doit être de 8 cm, pour notre projet, on choisit une épaisseur de 15 cm en béton armé. Pour un dallage non porteur c'est à dire indépendant de la structure à l'aide d'un joint de 2 cm au minimum. L'armature est constituée par une nappe de treillis soudés soit (forfaitairement) de $\Phi 6$, maille de (20×20) cm², ces armatures placées à la partie supérieure.

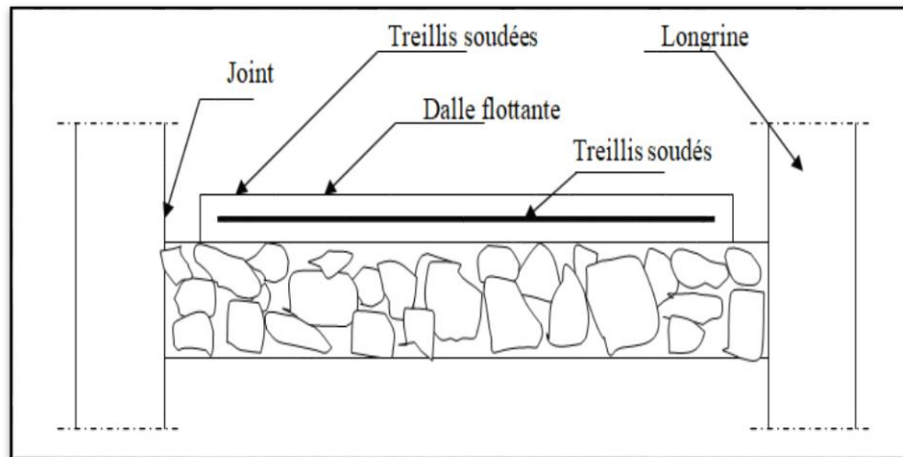


Figure.VI.13: schéma de la dalle flottante

VI.9 : conclusion

Nous sommes ensuite passé à un calcul de voile périphérique et l'étude de fondation sur radier général. Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé. Le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Et calcul nervure, et dalle flottante.

Le travail que nous avons effectué dans le cadre de notre sujet de fin d'études sous le thème «**Étude d'un bâtiment à usage d'habitation R+8 avec sous sol contreventement par voile** » nous a permis de conclure que ce projet d'étude nous à été très bénéfique sur le plan théorique et sur le plan pratique. Cette étude nous a permis d'enrichir les connaissances requises le long de notre cursus, et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit:

- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
- La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction «voiles-porteurs » .
- le choix du type de fondation dépend de la nature de sol et du volume des charges prévenant de la structure.

En fin, ce mémoire nous a donné la possibilité de récapituler nos connaissances acquises durant le cursus universitaire, de les améliorer et de les enrichir par des nouvelles tel que le logiciel Robot qui est très pratique pour le bâtiment.

Bibliographie

1- Les regalements :

- RPA99 Version 2003 : Règlement parasismique algérienne.
- CBA93 : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé.
- BAEL91 : Béton armé aux états limites
- Le DTR.B.C.2.2 : Charge permanente et charge d'exploitation.
- DTR :document technique réglementaire C 2-47
règlement neige et vent (version2013) .

2- Les Livres :

- Exercice de béton armé selon les règles BAEL83,troisième Edition 1987 PIERRE CHARON.
- Calcul des ouvrages en béton arméM.Belazougui
- Conception et calcul des structures de bâtiment..... Henry Thonier

3- Les Cours :

- Béton armé
- Dynamique des structures
- Mécanique de sol..... UNIVERSITE MOHAMED KHIDER – BISKRA
- Bâtiment
- Résistance des matériaux.

4- Les logiciels :

- ROBOT 2015 Analyse de la structure.
- AUTOCAD 2016 Dessin.
- WORD 2007 Traitement de texte
- EXEL 2007 Calcul.
- SOCOTEC Calcul de ferrailage