



**République Algérienne Démocratique et Populaire**  
**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la**  
**Recherche Scientifique**  
**Centre Universitaire El-Wancharissi de Tissemsilt**



**Institut de Sciences et de la Technologie**  
**Département de Sciences et de la Technologie**

Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme  
de Master académique en

**Filière : Génie civil**

**Spécialité : Structures**

Présentée par : **TRARI Houda**

**DOUMER Amel**

*Thème*

---

## **Influence des paramètres sismiques sur la réponse d'une structure en béton armé**

---

Soutenu le 05/11/2020

**Devant le Jury :**

ADIM Belkacem	Président	M.C.B	CU-Tissemsilt
ABDELHAMID Abdelmalek	Encadreur	M.A.A.	CU-Tissemsilt
TABET Mohamed	Examineur	M.C.B.	CU-Tissemsilt

**Année universitaire : 2019-2020**

## **Remerciements**

Premièrement, je remercie mon Dieu le tout puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail. Nous tenons à remercier aussi nos parentes pour leurs soutiens et leurs sacrifices.

Et je présente mon sincère remerciement à Monsieur Abd El Hamid Abd El Malek notre encadreur d'avoir accepté de nous encadrer pour notre projet de fin d'études, ainsi que pour leur soutien et leurs remarques.

Ainsi j'exprime ma reconnaissance à tous les membres de jury d'avoir accepté de lire ce manuscrit et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de cet ouvrage.

Ainsi que pour tous les enseignements de l'institut de GENIE CIVIL sans exception.

D'autre part je remercie tous les personnes qui nous ont encouragés mes afin d'achever nos études.

## **Dédicace**

Je dédie ce modeste travail à ma chère famille : mes chers parents, frères et mes chères sœurs.

Je le dédie à toute personne qui m'avait soutenue et m'encouragée.

Sans oublier la meilleure personne pour moi qui avait le rôle principal de me soutenir et m'encourager tout le temps, à la personne qui était toujours à mes cotés et n'avait jamais lâché la main, et toujours me pousse vers l'avant et me donne l'espoir pour ne pas quitter :

je le dédie à moi-même.

Enfin, je le dédie à mon amie et mon binôme Amel qui a fait son possible pour réaliser ce travail.

**TRARI HOUDA**

# Dédicace

Je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères au monde, ma mère et mon père, que Dieu me les garde.

❖ A mon Père :

Merci mon père de m'avoir donné le soutien tout le temps où j'ai besoin.

❖ A ma mère :

Merci de m'avoir soutenu et souffert pour que je puisse réaliser mes rêves et mes espérances et de m'avoir donné toute l'affection pour que je puisse continuer.

❖ A mes très chers frères Hassane et surtout le petit frère Mohamed Djaouad.

❖ A mes très chères sœurs Linda et Wassila.

◆ Comme je dédie à mon fiancé Mohamed Gaid.

❖ A toute ma famille sans exception.

❖ A tous mes amis Hana, Hafidha, Fatiha, Samira, Hadja, Souad et Hanane, et mon collègue de Génie Civil à la promotion 2020.

En fin, je remercie mon amie mon binôme Houda qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

**DOUMER AMEL**

## Résumé

Ce projet consiste à concevoir et à étudier un bâtiment (RDC+5) en béton armé, à usage d'habitation qui est implanté à wilaya de Tissemsilt. Cette région classée dans une zone de moyenne sismicité (Zone IIa). En premier lieu une revue bibliographique a été présentée sur l'influence des paramètres sismiques sur la réponse d'une structure en BA. La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système de contreventement : voiles porteurs. Le dimensionnement et le calcul du ferrailage de tous les éléments résistants ont été établis conformément au Règlement Algérien en vigueur (RPA 99 version 2003) et le document technique CBA93. L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel (ETABS V 9.7. 2). En dernier lieu, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

**Mot Clés :** Bâtiment, séisme, Analyse dynamique, contreventement, infrastructure.

## المُلخَص

هذا المشروع كما يدل عليه موضوعه يهدف الى هيكلة ودراسة عمارة من الخرسانة المسلحة ذات استعمال سكني مكونة من (5 طوابق للسكن + طابق أرضي) والمقرر بناءها في ولاية تيسمسيلت المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية ذات نشاط زلزالي متوسط (منطقة IIa). قمنا في البداية بدراسة تأثير العوامل الزلزالية على استجابة هيكل خرسانة مسلحة، و بهذا الصدد قمنا بإنجاز بحث موجز حول الزلازل. مقاومة البنية لكل الحمولات العمودية والأفقية محققة بواسطة نظام العارضات والأعمدة والجدار المسلح. قياس الأبعاد والتسليح بالفولاذ لكل العناصر المقاومة تمت طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها بالجزائر قانون الخرسانة المسلحة، القواعد الجزائرية المضادة للزلازل. تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية باستعمال برنامج تحليل الهياكل ( ETABS V9.7. 2). وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبنية وهذا بحساب الأساسات.

**الكلمات المفتاحية :** عمارة، زلازل تحليل ديناميكي الجدار المسلح، البنية التحتية.

## Abstract

The purpose of This Project is a conception and study of à bloc (ground for dealing+ 5 stories for living, for realized in the city of Tissemsilt, placed in the area of Medium seismicity (Zone IIa).The resistance of the structure elements to the horizontal and vertical loads assured by à system (frame Wall). The measurements and the design of reinforcement of all elements were prepared in accordance with regulatory and technical documents CBA93 RPA99 Version 2003. The seismic analysis has been realized by the numerical method through the analysis software « ETABS V9.7.2». Finally, we have studied the infrastructure by calculating the foundations.

**Key words:** conception, system frame, shear walls, the numerical method.

**Sommaire :**

Remerciements .....	I
Dédicace .....	II
Résumé .....	IV
Sommaire .....	V
Liste des tableaux .....	IX
Liste des figures .....	XI
Symboles et abréviations .....	XIV
Introduction générale.....	02

**Partie I**

1.Introduction .....	04
2.La tectonique des plaques.....	04
3.Séismes .....	05
3.1.Définition d'un séisme.....	05
3.2.Caractéristiques d'un séisme .....	05
4.Les ondes sismiques .....	07
4.1.Définition des ondes sismiques .....	07
4.2.Les types des ondes sismiques.....	07
5.Mesure des séismes .....	08
5.1.La magnitude d'un séisme .....	08
5.2.L'intensité d'un séisme.....	10
5.3.Distinction entre magnitude et intensité d'un séisme .....	12
5.4.Le sismographe .....	12
6.Enregistrement du mouvement sismique (spectre de réponse et accélogramme) .....	13
6.1.Enregistrement du signal sismique .....	13
6.2.Les spectres de réponse .....	13
6.2.1.Spectre de réponse élastique.....	13
6.2.1.1.Spectre lissé .....	14
6.2.1.2.Spectre normalisé .....	15
6.2.2.Spectre inélastique .....	15
6.3.Les accélogrammes .....	16
7.Classes de sols .....	17
8.Zones sismiques .....	18
9.L'aléa sismique en Algérie.....	19
10.Conclusion.....	21

## Partie II

## Chapitre I : présentation du projet

I.1.Introduction.....	24
I.2.Présentation de l'ouvrage.....	24
2.1.Caractéristiques géométriques.....	24
2.2.Conception de la structure.....	26
2.3.Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	29
I.3.Hypothèses de calcul.....	35

## Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

II.1.Introduction.....	39
II.2.Prédimensionnement Des Planchers.....	39
2.1.Plancher à Dalle Pleine.....	39
2.2.Planchers à corps creux.....	40
II.3.Evaluation Des Charges.....	41
3.1.Charges Permanentes.....	41
II.4.Prédimensionnement des poutres et des poteaux.....	43
4.1.Prédimensionnement des poutres.....	43
4.2.Prédimensionnement des poteaux.....	44
II.5.Les poutrelles.....	50
II.6.Prédimensionnement des voiles.....	51

## Chapitre III : Calcul des planchers

III.1.Introduction.....	54
III.2.Dimensionnement des poutrelles.....	54
III.3.Méthode de calcul des poutrelles.....	55
3.1.Méthode forfaitaire.....	55
3.2.La méthode des trois moments.....	57
3.3.Vérification des conditions de la méthode forfaitaire.....	58
3.4.Méthode de Caquot.....	58
III.4.Etude des poutrelles.....	60
4.1.Les types des poutrelles.....	60
4.2.Calcul du ferrailage.....	60
4.2.1.Calcul du ferrailage des poutrelles (E.L.U).....	60
4.2.2.Calcul le ferrailage de la dalle de compression.....	77

## Chapitre IV : Calcul des éléments secondaires

IV.1.Acrotère.....	80
1.1.Introduction.....	80

1.2.Calcul des sollicitations .....	81
1.2.1.Calcul des efforts .....	81
1.2.1.Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section .....	82
1.3.Calcul du ferrailage (E.L.U) .....	82
1.4.Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme .....	83
1.5.Vérification a l'E.L.S.....	84
IV.2.Etude des balcons .....	85
2.1.Introduction .....	85
2.2.Calcul des charges réparties et ponctuelles .....	86
2.3.Ferrailage du balcon .....	86
2.4.Vérifications .....	87
IV.3.Etude des escaliers .....	88
3.1.Terminologie .....	88
3.2.Prédimensionnement .....	90
3.3.Calcul du chargement des escaliers .....	91
3.4.Ferrailage des escaliers .....	95
3.5.Vérification de la contrainte du béton .....	97
<b>Chapitre V : Etude de séisme</b>	
V.1.Introduction .....	99
1.1.La méthode statique équivalente [RPA 2003 1.5.11 .....	99
1.2.La méthode d'analyse modale spectrale [RPA 2003 4.3.1.a].....	99
1.3.La méthode d'analyse dynamique par accélérographes [RPA 2003 4.3.1.b].....	99
V.2.Vérification de la régularité en plan et en élévation du bâtiment.....	100
V.3.Modélisation de la structure .....	100
V.4.Disposition des voiles.....	100
V.5.Calcul par la méthode modale spectrale .....	101
5.1.Calcul de la force sismique.....	101
5.2.L'analyse modale spectrale .....	104
V.6.Combinaisons d'action .....	108
V.7.Caractéristiques géométriques.....	108
V.8.Vérification.....	109
8.1.Vérification de la période et l'effort sismique.....	109
8.2.Coefficients de participation modale.....	129
8.3.Vérification du coefficient de comportement R .....	110
8.4.Vérification de l'effet P_Δ.....	110

**Chapitre VI : Etude des voiles**



VI.1.Introduction .....	114
VI.2.Principe de calcul des voiles .....	114
2.1.La méthode de calcul des voiles .....	115
2.2.Les recommandations du R.P.A99/version 2003 .....	115
VI.3.Calcul du ferrailage des voiles .....	116
VI.4.Vérification de la contrainte de cisaillement $\tau_b$ .....	118
<b>Chapitre VII : Ferrailage des portiques</b>	
VII.1.Introduction.....	120
VII.2.Hypothèses.....	120
VII.3.Diamètre des barres .....	120
VII.4.Ferrailage des poteaux .....	120
VII.5.Ferrailage des poutres .....	126
<b>Chapitre VIII : Calcul des fondations</b>	
VIII.1.Introduction .....	136
VIII.2.Choix du type de fondations.....	136
2.1.Vérification des semelles isolées.....	136
2.2.Vérification des semelles filantes .....	137
2.3.Vérification des radier général .....	139
VIII.3.Définition du radier .....	139
3.1.Calcul du radier.....	140
3.2.Ferrailage du radier .....	144
3.3.Ferrailage des poutres de libages .....	146
Conclusion générale .....	152
Références Bibliographiques.....	153

Liste des tableaux

❖ Part I :

**Tableau I.1** : l'échelle ouverte de Richter..... 09  
**Tableau I.2** : échelle d'intensité de **MSK** ..... 10  
**Tableau I.3** : échelle d'intensité **EMS98**. ..... 11  
**Tableau I.4** : classification des sites..... 18  
**Tableau I.5** : les principaux importants séismes touchés l'Algérie de 1365-2010. .... 20

❖ Part II :

**Tableau I.1** : Caractéristiques géométriques..... 25  
**Tableau I.2** : Dosage et composition du béton..... 30  
**Tableau I.3** : Caractéristiques des aciers utilisés. .... 33  
**Tableau I.4** : Règle des trois pivots..... 35  
**Tableau II.1** : charge permanente d'étage terrasse inaccessible. .... 41  
**Tableau II.2** : charge permanente d'étage courant..... 42  
**Tableau II.3**: Charge permanente des dalles pleines. .... 42  
**Tableau II.4**: charge permanente des murs extérieurs. .... 43  
**Tableau II.5**: charge permanente des murs intérieurs..... 43  
**Tableau II.6**: Dégression des charges d'exploitations..... 46  
**Tableau II.7**: charges permanentes agissants sur le poteau. .... 47  
**Tableau II.8** : Dimensions des éléments principaux de la structure. .... 52  
**Tableau III.1** : les efforts dans les poutrelles..... 61  
**Tableau III.2** : résultats des moments et effort tranchants à ELU..... 62  
**Tableau III.3** : résultats des moments et effort tranchants à ELS..... 62  
**Tableau III.4** : le ferrailage des poutrelles dans les travées et les appuis..... 69  
**Tableau III.5** : résultats des moments et effort tranchants à ELU. .... 69  
**Tableau III.6** : le ferrailage des poutrelles dans la travée et les appuis..... 77  
**Tableau IV.1**: Charge permanente due à la paillasse..... 91  
**Tableau IV.2**: Charge permanente due à la paillasse..... 92  
**Tableau IV. 3**: Charge permanente due au palier. .... 92  
**Tableau V.1** : facteur de qualité Q. .... 102  
**Tableau V.2** : poids propre de la structure. .... 104  
**Tableau V.3** : modes et périodes. .... 107  
**Tableau V.4** : centre de rigidité et centre de masse de la structure..... 108  
**Tableau V.5** : participation massique modale de la structure. .... 109  
**Tableau V.6** : déplacements relatifs de chaque niveau de la structure..... 111

<b>Tableau V.7:</b> effet $P_{\Delta}$ pour chaque niveau selon x-x.....	111
<b>Tableau V.8 :</b> effet $P_{\Delta}$ pour chaque niveau selon y-y.....	112
<b>Tableau VII.1:</b> les sections min et max. imposée par le R.P.A 99(version 2003) pour les poteaux .....	121
<b>Tableau VII.2 :</b> valeur de combinaison de calcul maximum. ....	122
<b>Tableau VII.3 :</b> ferrailage des poteaux. ....	124
<b>Tableau VII.4 :</b> les sections min et max. imposée par le R.P.A 99(version 2003)(poutres secondaires).....	127
<b>Tableau VII.5 :</b> les sections min et max. imposée par le R.P.A 99(version 2003) (poutres principales).....	127
<b>Tableau VII. 6:</b> Moments max des Poutres principales et secondaire.....	128
<b>Tableau VII.7:</b> Récapitulations du ferrailage des poutres des poutres principales et secondaires intermédiaire.....	130
<b>Tableau VII.8 :</b> ferrailage des sections des poutres principales (40*30).....	133
<b>Tableau VII.9 :</b> ferrailage des sections des poutres secondaire (30*30).....	134
<b>Tableau VIII.1:</b> Section des semelles filantes dans le sens longitudinal.....	138
<b>Tableau VIII.2:</b> Section des semelles filantes dans le sens transversal.....	139
<b>Tableau VIII.3:</b> Vérification la stabilité du radier en situation accidentelle. ....	143
<b>Tableau VIII.4:</b> les moments fléchissant suivant les deux sens.....	145
<b>Tableau VIII.5 :</b> Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens longitudinal.....	147
<b>Tableau VIII.6 :</b> Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens transversal.....	148

Liste des figures

❖ **Partie I**

**Figure I-1** : Types des frontières dues à la tectonique des plaques..... 04

**Figure I-2**: Les plaques terrestres..... 05

**Figure I.3** : caractéristiques d'un séisme..... 06

**Figure I.4** : type des failles..... 06

**Figure I.5**: type d'ondes sismiques..... 08

**Figure I.6** : Schéma illustrant le principe de fonctionnement d'un sismomètre. En bas, on distingue l'enregistrement d'ondes P (ondes primaires), S (ondes secondaires) et L (ondes de Love). © SVT4VR, DR ..... 13

**Figure I.7** : Spectre élastique correspondant à un PGA de 0.5g et 5% d'amortissement (Newmark-Hall 1982). ..... 14

**Figure I.8** : Spectre lissé..... 14

**Figure I.9**: Exemple des spectres de réponse élastiques normalisés pour les différents sites de sols (à 5 % d'amortissement). ..... 15

**Figure I.10**: Spectres inélastiques en utilisant : (a) R constant, (b) R variable, (c) Détermination directe à travers un système élastoplastique (Méthode de NEWMARK et HALL). ..... 16

**Figure I.11** : Exemple d'accélérogramme (en  $\text{cm/s}^2$ )..... 17

**Figure I.12**: carte de zonage sismique en Algérie ..... 19

❖ **Partie II**

**Figure I.1** : plan de masse de la structure..... 24

**Figure I.2** : vue en plan du RDC..... 25

**Figure I.3** : vue en plan d'étage courant..... 26

**Figure I.4** : coupe du bâtiment..... 26

**Figure I.5**: Plancher à corps creux..... 27

**Figure I.6** : Plancher à dalle pleine ..... 28

**Figure I.7** : Brique creuse..... 28

**Figure I.8**: Evolution de la résistance du béton à la traction  $f_{ij}$  en fonction de celle à la compression  $f_{cj}$ ..... 31

**Figure I.9** : Diagramme parabole rectangle des Contraintes Déformations du béton..... 31

**Figure I.10** : Diagrammes déformations –contraintes de béton. .... 32

**Figure I.11** Diagramme déformations – contraintes..... 33

**Figure I.12**: Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots. .... 35

**Figure II.1** : Flèche de la dalle. .... 40

**Figure II.2**: Dalle à corps creux ..... 40

<b>Figure II.3:</b> Corps Creux. ....	41
<b>Figure II.4:</b> La surface afférente du poteau.....	46
<b>Figure II.5:</b> Dimensions de la nervure. ....	52
<b>Figure II.7:</b> Coupe de voile en élévation.....	52
<b>Figure III.1 :</b> Dimensionnement des poutrelles. ....	54
<b>Figure III.2:</b> Diagrammes des moments corrigés. ....	55
<b>Figure III.3:</b> Les valeurs absolues des moments sur appuis sont évaluées selon le nombre des travée. ....	56
<b>Figure III.4:</b> Diagramme de l'effort tranchant.....	56
<b>Figure III.5.a :</b> Principe de la méthode des trois moments.....	57
<b>Figure III.5.b :</b> Principe de la méthode des trois moments.....	57
<b>Figure III.5.c :</b> Principe de la méthode des trois moments. ....	57
<b>Figure III.6 :</b> Les types des poutrelles. ....	60
<b>Figure III.7 :</b> Position de l'axe neutre. ....	61
<b>Figure III.8:</b> Type de poutrelle plus sollicité.....	61
<b>Figure III.9:</b> Compression de la bille d'about.....	68
<b>Figure III.10:</b> Type de poutrelle plus sollicité.....	69
<b>Figure III.11:</b> Compression de la bille d'about.....	75
<b>Figure III.12 :</b> Ferrailage de la dalle de compression. ....	77
<b>Figure III.8:</b> Dessin de ferrailage des poutrelles du plancher terrasse.....	78
<b>Figure IV.1:</b> schéma statique de l'acrotère. ....	80
<b>Figure IV.2 :</b> Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	85
<b>Figure IV.3 :</b> type de balcon à étudier.....	85
<b>Figure IV.4 :</b> Schéma de ferrailage de balcon.....	88
<b>Figure IV.5 :</b> constituants d'un escalier. ....	88
<b>Figure IV.6 :</b> Schéma d'une cage d'escalier. ....	89
<b>Figure IV.7 :</b> escalier droits à deux volées parallèles et un palier intermédiaire ..... 90	90
<b>Figure IV.8 :</b> Schéma statique de la 1 <sup>ère</sup> volée d'escaliers. ....	93
<b>Figure IV.9 :</b> schéma statique de la 2 <sup>ème</sup> volée.....	94
<b>Figure IV.10 :</b> Schéma de ferrailage des escaliers.....	97
<b>Figure V.1 :</b> vue en 3D donnée par ETABS.....	100
<b>Figure V.2:</b> disposition des voiles de contreventement.....	101
<b>Figure V.3:</b> Spectre de réponse de calcul de la structure ..... 105	105
<b>Figure V.4:</b> Mode 1. ....	106
<b>Figure V.5:</b> Mode 2. ....	106
<b>Figure V.6:</b> Mode 3. ....	107

<b>Figure VI.1:</b> schéma du voile à calculer. ....	117
<b>Figure VI.2:</b> schéma de ferrailage d'un voile. ....	118
<b>Figure VII.1:</b> Dessin descriptif du ferrailage des poteaux. ....	126
<b>Figure VIII.1:</b> Schéma d'une semelle isolée.....	137
<b>Figure VIII.2:</b> Schéma d'une Semelle filante. ....	138
<b>Figure VIII.3:</b> Radier général. ....	140
<b>Figure VIII.4:</b> Schéma du panneau le plus défavorable. ....	144
<b>Figure VIII.5:</b> Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture. ....	146
<b>Figure VIII.6:</b> Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture. ....	148
<b>Figure VIII.7:</b> Ferrailage de la poutre de libage suivant le sens longitudinale.....	150
<b>Figure VIII.8:</b> Ferrailage de la poutre de libage suivant le sens transversale.....	150

## Symboles et abréviations

## ❖ Part I

symboles	Signification
$\Delta u$	Déplacement au moyen sur la faille.
<b>EMS 98</b>	L'échelle macrosismique européenne
<b>I</b>	Intensité de séisme
<b>L</b>	Ondes de surface de Love
<b>M<sub>0</sub></b>	Magnitude de durée
<b>m<sub>0</sub></b>	Moment sismique
<b>M<sub>B</sub></b>	Magnitude des ondes de volumes
<b>M<sub>l</sub></b>	Magnitude locale
<b>M<sub>S</sub></b>	Magnitude des ondes des surfaces
<b>MSK</b>	L'échelle
<b>M<sub>w</sub></b>	Magnitude de moment ou de Kanamori
<b>P</b>	Ondes de volume primaires
<b>PGA</b>	Accélération maximale du sol (Pic Ground Acceleration)
<b>R</b>	Ondes de surface de Rayleigh
<b>RF</b>	L'échelle Rossi-Forel
<b>RPA</b>	Règlement parasismique algérien
<b>S</b>	La surface de la faille.
<b>S</b>	Ondes de volume secondaires
<b>S</b>	Site d'implantation de structure
<b>S<sub>1</sub></b>	Site rocheux
<b>S<sub>2</sub></b>	Sites fermes

<b>S<sub>3</sub></b>	Sites meubles
<b>S<sub>4</sub></b>	Sites très meuble
<b>Sa</b>	Pseudos accélération
<b>SDOF</b>	La réponse élastique d'un système à un seul degré de liberté
<b>T</b>	Période fondamentale de la structure
<b>T1</b>	période caractéristiques du site
<b>V<sub>s</sub></b>	vitesse moyenne d'onde de cisaillements
<b>μ</b>	La rigidité du milieu.

**❖ Part II**

**Symboles    Signification**

$\overline{\sigma}_{st}$	contrainte de l'acier à l'ELS
$\overline{\tau}_u$	Contrainte de cisaillement admissible
$\Phi_t$	Diamètre minimal d'armatures transversales
$\Phi_L$	Diamètre minimal d'armatures longitudinales
$\overline{\alpha}_i$	Coefficient de participation modale
$\overline{\sigma}_{sol}$	Contrainte admissible du sol
$\overline{\tau}_u$	Contrainte de cisaillement de béton admissible
<b>F<sub>p</sub></b>	Force horizontale pour les éléments secondaires des structures
<b>W<sub>p</sub></b>	Poids propre de l'acrotère
$\overline{F}$	La flèche admissible
$\overline{T}$	l'effort tranchant de calcul majoré de 40%
$\Delta_k$	Déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1
<b>a</b>	Plus petite dimension d'une section transversale



---

<b>A</b>	Coefficient d'accélération de zone
<b>A</b>	L'aire de section du voile
<b>a-b</b>	Dimensions en plans d'un poteau
<b>A<sub>min</sub></b>	Section d'armatures minimale
<b>A<sub>r</sub></b>	Armatures de répartition
<b>A<sub>s</sub></b>	Section d'armature longitudinale
<b>A<sub>s</sub></b>	La section d'armatures tendue
<b>A<sub>s</sub>'</b>	La section d'armatures comprimée
<b>A<sub>t</sub></b>	Armatures transversales
<b>A<sub>v</sub></b>	Armature verticale
<b>A<sub>vj</sub></b>	Armatures de couture
<b>b</b>	Largeur de la table de compression
<b>b<sub>0</sub></b>	Épaisseur de la nervure.
<b>BAEL</b>	Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites
<b>B<sub>r</sub></b>	Section réduite du poteau
<b>c</b>	Enrobage de la section tendue
<b>c'</b>	Enrobage de la section comprimée
<b>CBA 93</b>	Règles de conception et de calcul des structures en béton armé
<b>C<sub>p</sub></b>	Facteur de force horizontale
<b>D</b>	facteur d'amplification dynamique moyen
<b>d</b>	Hauteur utile d'une section donnée
<b>DTR</b>	Document technique réglementaire
<b>E</b>	Effort de séisme

<b>e</b>	Epaisseur de la dalle pleine/dalle de compression/voile de contreventement/ acrotère
<b>e<sub>2</sub></b>	L'excentricité due aux efforts du second ordre.
<b>e<sub>a</sub></b>	l'excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.
<b>e<sub>accidentelle</sub></b>	Excentricité accidentelle
<b>E<sub>ij</sub></b>	Module de déformation instantanée
<b>ELS</b>	L'Etat Limite Service
<b>ELU</b>	L'Etat Limite Ultime
<b>e<sub>théorique</sub></b>	Excentricité théorique
<b>E<sub>vj</sub></b>	Module de déformation différée
<b>f<sub>bc</sub> (σ<sub>bc</sub>)</b>	Contrainte de calcul pour 2 ‰ < ε <sub>bc</sub> < 3,5 ‰
<b>f<sub>c28</sub></b>	Résistance à la compression du béton à 28 jours
<b>f<sub>cj</sub></b>	Résistance à la compression du béton à 'j' jours
<b>F<sub>e</sub></b>	Limite d'élasticité
<b>F<sub>max</sub></b>	La flèche maximale
<b>f<sub>t28</sub></b>	Résistance à la traction du béton à 28 jours
<b>f<sub>tj</sub></b>	Résistance à la traction du béton à 'j' jours
<b>G</b>	Charge permanente
<b>g</b>	giron « distance entre les deux contres marches ».
<b>g</b>	Accélération gravitaire
<b>G<sub>n</sub>, G<sub>n+1</sub></b>	les centres d'inertie des aires de diagramme des moments.
<b>h</b>	Epaisseur de la dalle de compression + corps creux.
<b>H</b>	Hauteur de l'acrotère/ hauteur de la marche.
<b>H A</b>	Aciers haute adhérence

<b>h, b</b>	Dimension d'une section d'une poutre
$h_0$	La hauteur de la nervure.
$h_e$	la hauteur libre d'étage
$h_N$	hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
$i$	Rayon de giration de la section droite du béton seule.
<b>I</b>	Moment d'inertie d'une section donnée
<b>k</b>	Coefficient fissuration non préjudiciable
<b>K</b>	Le nombre minimal de modes
$L$	La portée maximale de la poutrelle/poutre/ voile de contreventement
$l'$	Portées fictives
$L_0$	Hauteur libre de poteau.
<b>Lc/t</b>	Longueur comprimée et tendue
$L_f$	Longueur de flambement
$L_n$	La distance entre axes de nervures
$L_x$	est la petite portée du panneau de la dalle pleine le plus sollicité (cas défavorable)
$M_0$	Le moment maximal dans la travée indépendante
$M_{app}$	Moment sur appuis
$M_e$	Le moment sur l'appui droit de la travée
$M_n, M_{n-1}, M_{n+1}$	les moments de flexion sur appuis (n), (n-1), (n+1)
$M_t$	Moment au niveau de travée étudié
$M_w$	Le moment sur l'appui gauche de la travée
<b>N</b>	Nombre de niveau au-dessus du sol

<b>N<sub>G</sub></b>	Effort normal du à la charge permanente
<b>N<sub>Q</sub></b>	Effort normal du à la charge d'exploitation
<b>N<sub>t</sub></b>	Effort normal de traction
<b>N<sub>u</sub></b>	Effort normal ultime
<b>P<sub>K</sub></b>	Poids propre de niveau K
<b>P<sub>u</sub></b>	Chargement ultime des poutrelles
<b>Q</b>	Charge d'exploitation
<b>Q</b>	facteur de qualité
<b>R</b>	coefficient de comportement de la structure
<b>R L</b>	Aciers ronds lisses
<b>RDC</b>	Rez de chaussée
<b>RPA</b>	Règlements parasismique algérien
<b>S<sub>a</sub></b>	Accélération du site
<b>S<sub>aff</sub></b>	La surface afférente du poteau.
<b>SEC</b>	Section entièrement comprimée
<b>SET</b>	Section entièrement tendue
<b>SPC</b>	Section partiellement comprimée
<b>SPT</b>	Section partiellement tendue
<b>S<sub>t</sub>/ E</b>	Espacement entre les barres d'armatures
<b>T S</b>	Treillis soudés
<b>T<sub>1</sub>/ T<sub>2</sub></b>	Période caractéristiques du site
<b>T<sub>dyn</sub></b>	Période dynamique de la structure
<b>T<sub>K</sub></b>	La période du mode K.
<b>T<sub>u</sub></b>	Effort tranchant max

$V$	effort tranchant à la base de la structure
$V$	Distance entre le centre de gravité et la fibre plus sollicitée
$V_{dyn}$	Effort tranchant à la base dynamique
$V_K$	Effort tranchant dans chaque niveau K
$V_w / V_e$	Effort tranchant sur appui gauche / droit du travée étudiée
$W$	Poids propre de la structure
$y$	la distance entre le centre de gravité de la section homogène «S» et la fibre la plus comprimée.
$\alpha$	Facteur réducteur de Nu  Le rapport de la charge d'exploitation a la somme des charges permanentes et d'exploitations.
$\gamma_b$	Coefficient de sécurité
$\gamma_s$	Coefficient de sécurité de l'acier
$\epsilon_{bc}$	Déformation du béton en compression
$\eta$	Coefficient de fissuration
$\mu$	Coefficient de frottement acier /béton
$\nu$	Le coefficient de poisson
$\xi$ (%)	pourcentage d'amortissement critique
$\sigma_s$	contrainte de l'acier à l'ELU
$\tau_u$	Contrainte de cisaillement de béton
$\phi$	Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantané
$\psi$	Coefficient de scellement
$\psi_s$	Coefficient de cisaillement
$\delta_{ek}$	Déplacement du aux forces sismiques

$\delta_k$	Déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure
$\eta$	Facteur de correction d'amortissement
$\theta$	Effet de 2 <sup>ème</sup> ordre ou effet P_Δ
$\lambda$	Élancement mécanique d'une pièce comprimée.
$\sigma_{1/2}$	Contrainte max et min du voile
$\sigma_t$	Contrainte tendue

# Introduction générale

### INTRODUCTION

Parmi les défis que les ingénieurs se trouvent en face de, c'est de réaliser des constructions parasismiques avec moins de coûts.

Le règlement parasismique algérien 99 version 2003 est évolué de telle façon que les coûts soient minimales le plus possible sans influencer le côté technique et parasismique.

Dans ce projet fin d'études, on cherche à étudier l'influence des paramètres sismiques sur la réponse d'une structure en béton armé. Dans ce contexte, le plan de travail est divisé en deux parties :

- La 1<sup>ère</sup> partie c'est une recherche documentaire portant les séismes, leur mécanisme et origines...etc.
- La 2<sup>ème</sup> partie, consiste à étudier une structure R+5 à usage d'habitation :
  - ◆ Chapitre I : présentation du projet.
  - ◆ Chapitre II : prédimensionnement des éléments.
  - ◆ Chapitre III : étude des poutrelles.
  - ◆ Chapitre IV : étude des éléments secondaires.
  - ◆ Chapitre V : étude sismique.
  - ◆ Chapitre VI : étude des voiles.
  - ◆ Chapitre VII : étude des portiques.
  - ◆ Chapitre VIII : étude des fondations.

Et à la fin, notre mémoire est achevé par une conclusion générale.



**Partie I:**  
**Etude bibliographique**

## 1.Introduction

Un séisme ou tremblement de terre, c'est l'une des catastrophes naturelles dévastatrices. C'est l'une des résultats de l'activité interne du globe terrestre. Il est du aux mouvements relatifs des plaques tectoniques.

Qu'est ce qu'un séisme ? Comment se produit-il ? De quoi est-il caractérisé ?

Et comment peut on le caractériser et l'évaluer dans une zone donnée ?

## 2.La tectonique des plaques

La tectonique des plaques est une théorie scientifique, utilisée en géologie pour justifier et étudier les phénomènes naturels tels que : les séismes, les volcans... etc. [1]

Comme un puzzle géant, la Terre est découpée en plaques tectoniques délimitées par des failles où les plaques glissent les unes par rapport aux autres, des zones de subductions où une plaque glisse sous une autre et des zones de divergence où deux plaques adjacentes s'éloignent. Il n'existe pas de consensus scientifique sur le nombre de plaques. Selon la manière de compter, on estime qu'il y en a entre douze et quinze principales, mais certains physiciens en dénombrent plus d'une centaine [2]

Ces plaques sont en mouvement sur l'asthénosphère les unes par rapport aux autres, définissant trois types de frontières : [1]

- **Frontières divergentes:** les plaques bougent en s'éloignant les unes des autres ce qui mène à la formation d'une croûte océanique.
- **Frontières convergentes :** les plaques bougent en se rapprochant les unes aux autres ce qui provoque une collision entre elles ce qui résulte les séismes, les volcans, formation des chaines de montagnes...etc.
- **Frontières transformâtes :** les plaques bougent latéralement les unes par rapports les autres, ce qui exprime la déférence entre les vitesses de déplacement des plaques.

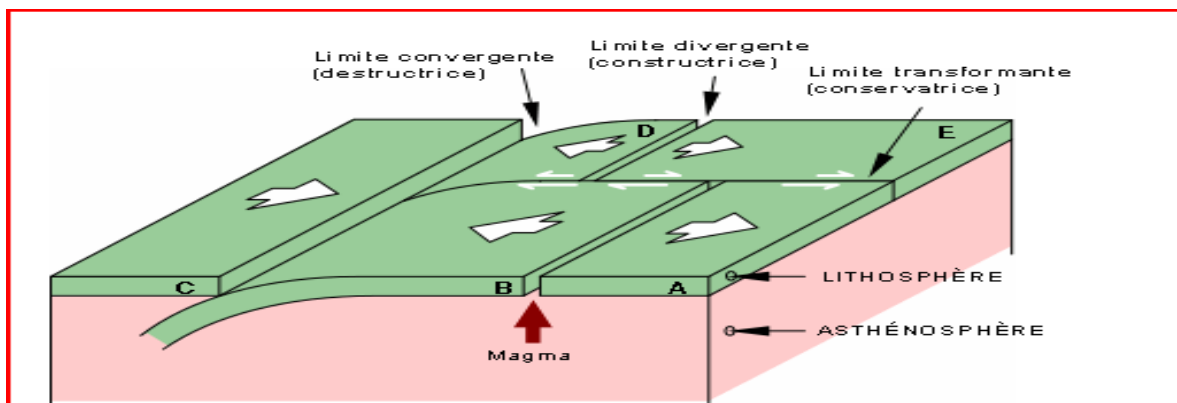


Figure I.1 : Types des frontières dues à la tectonique des plaques. [1]

La figure ci-dessous montre que l'Algérie appartient à la plaque africaine.

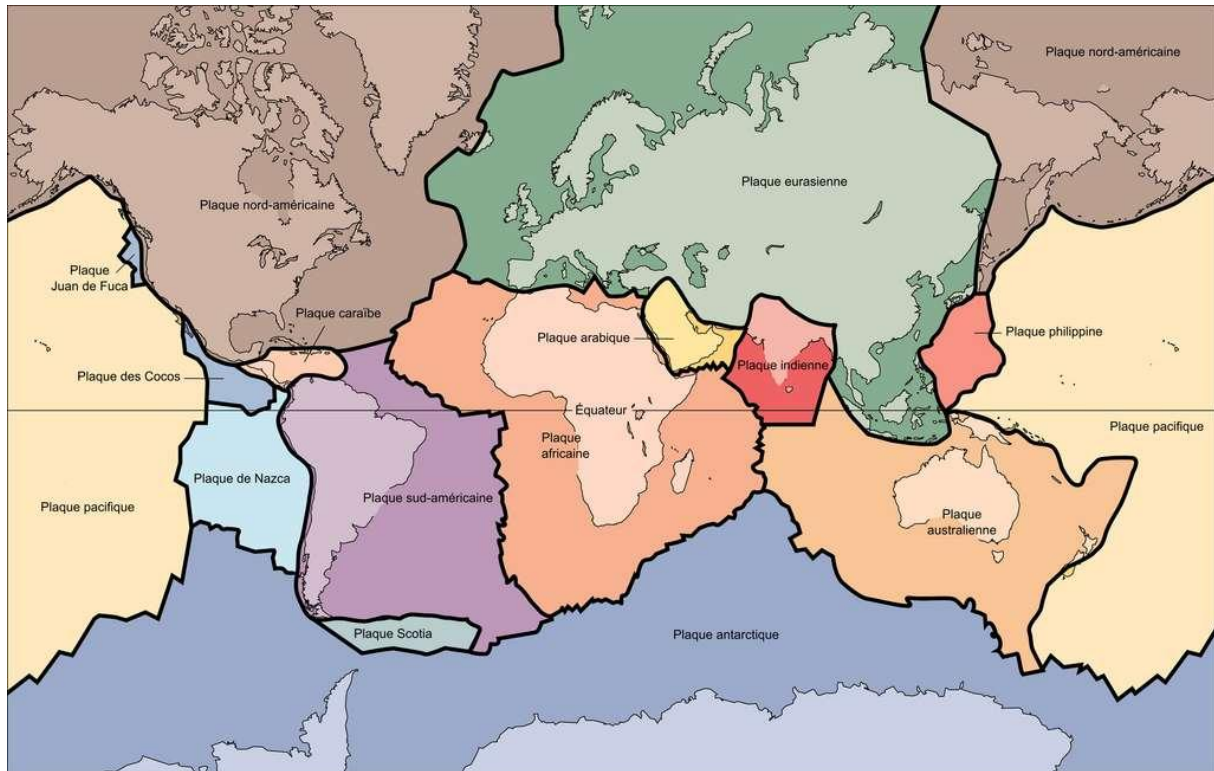


Figure I.2: Les plaques terrestres. [2]

### 3.Séismes

#### 3.1.Définition d'un séisme

Un séisme ou un tremblement de terre, c'est un phénomène naturel du aux mouvements des plaques tectoniques qui se rapprochent entre elles (frontières convergentes) ou s'éloignent (frontières divergentes).

Ces mouvements mènent à une collision entre ces plaques, qui conduit à la ruine de la plaque la plus dense par enfouissement sous la plaque moins dense dans l'asthénosphère.

La collision entre les plaques tectoniques s'accompagne avec une libération d'une énergie accumulée de l'intérieur vers l'extérieur. Cette énergie libérée se transfère vers la surface sous forme des ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions en créant des ruptures au niveau des failles et se traduisent comme une secousse sismique provoquant un mouvement de sol et une oscillation des structures qui peuvent être endommagées. [1]

#### 3.2.Caractéristiques d'un séisme

Un séisme est défini par :

- **Intensité:** L'intensité  $I$  est mesurée par l'importance des secousses perçues, donc des dégâts occasionnés, qui seront principalement en fonction de la distance par rapport à l'épicentre et de la profondeur du foyer. [3]

- **Magnitude:** Elle caractérise l'énergie libérée par la rupture de la faille dans la zone épiscopentrale. [3]
- **Épicentre:** est le point situé en surface à la verticale du foyer, où l'intensité est la plus forte. En effet, puisque l'épicentre est le point en surface situé à la plus courte distance du foyer, les ondes sismiques générées en profondeur sont moins atténuées lorsqu'elles y arrivent. [4]
- **Hypocentre:** est l'endroit où se produit le glissement le long de la faille et d'où se propagent les ondes sismiques. Il est défini par une position géographique et une profondeur (entre quelques km et quelques dizaine de km pour la grande majorité). Moins il sera profond et plus il se fera ressentir en surface. [4]
- **La faille:** Une faille est donc une cassure avec déplacement de blocs rocheux suite au déchargement de contraintes accumulées au cours du temps. [5]

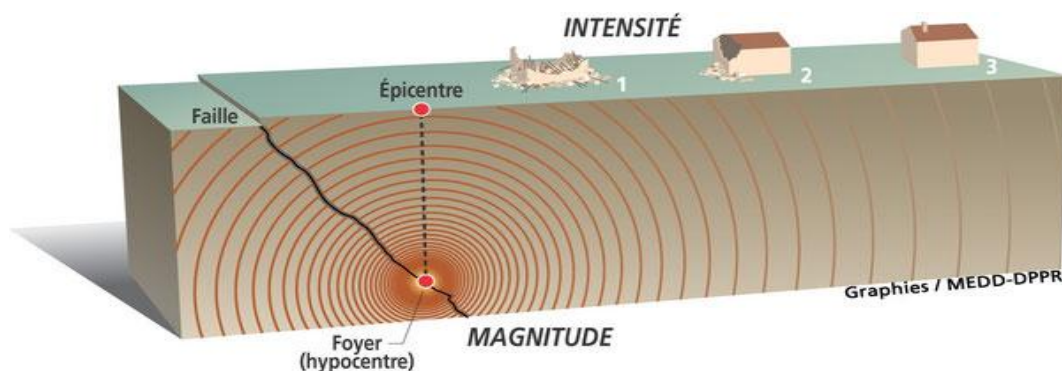
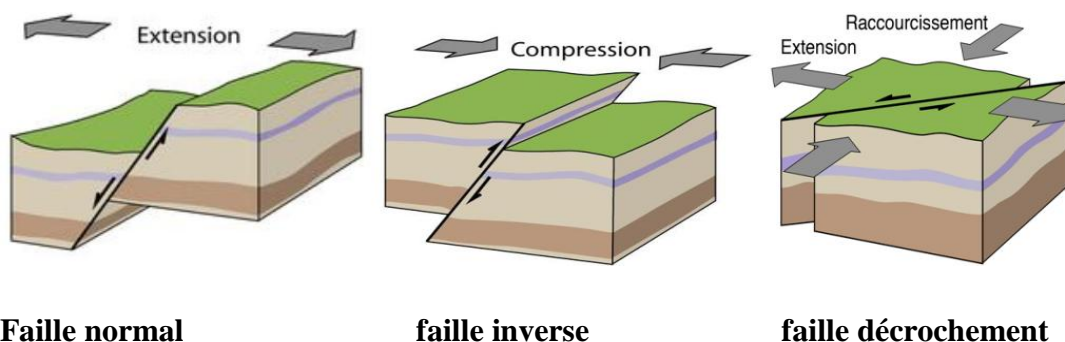


Figure I.3 : caractéristiques d'un séisme



Faille normal

faille inverse

faille décrochement

Figure I.4 : type des failles. [4]

- **Période:** c'est la durée d'un cycle d'oscillations, ou bien l'inverse de la fréquence, ou bien le nombre de cycle par seconde. La notion de périodicité d'une sollicitation dynamique d'origine sismique sera fondamentale pour la compréhension du comportement dynamique des structures. [3]
- **L'amplitude** elle est généralement définie par la valeur du pic d'accélération. [3]

- **La durée:** elle est définie par le temps qui s'écoule entre le premier et le dernier pic au dessus d'un certain niveau où l'amplitude des accélérations est notablement plus élevée. [3]

## 4. Les ondes sismiques

### 4.1 définition des ondes sismiques

L'énergie libérée lors d'un tremblement de terre se déplace dans les failles sous forme d'ondes sismiques. Donc les ondes sismiques sont des mouvements de vibration qui se propagent dans toutes les directions au niveau du sol. Elles sont des ondes élastiques car elles provoquent des déformations en générale réversibles. [6]

### 4.2. Les types des ondes sismiques

Il existe deux principaux types d'ondes sismiques: les ondes de volume et les ondes de surface.

1. **Les ondes de volume :** Elles se propagent à l'intérieur du globe. Leur vitesse de propagation dépend du matériau traversé et d'une manière générale augmente avec la profondeur. [6]

On distingue deux types d'ondes de volume :

- **Les ondes primaires P:** ondes P ou ondes primaires, appelées aussi ondes de compression ou ondes longitudinales. Le déplacement du sol qui accompagne leur passage se fait par dilatation et compression successives, parallèlement à la direction de propagation de l'onde. Ce sont les plus rapides ( $6\text{km}\cdot\text{s}^{-1}$  près de la surface) et sont enregistrées en premier sur un sismogramme. Elles sont responsables du grondement sourd que l'on peut entendre au début d'un tremblement de terre et sont bien visibles sur la composante verticale du sismomètre. [6]
  - **les ondes secondaires S :** ondes S ou ondes secondaires, appelées aussi ondes de cisaillement ou ondes transversales. À leur passage, les mouvements du sol s'effectuent perpendiculairement au sens de propagation de l'onde. Ces ondes ne se propagent pas dans les milieux liquides, elles sont en particulier arrêtées par le noyau de la Terre. Leur vitesse est plus lentes que celle des ondes P, elles apparaissent en deuxième sur les sismogrammes et sont bien visibles sur les composantes horizontales du sismomètre.
2. **Les ondes de surface :** Ce sont des ondes guidées par la surface de la Terre. Leur effet est comparable aux rides formées à la surface d'un lac. Elles sont moins rapides que les ondes de volume mais leur amplitude est généralement plus forte. On distingue : [6]
- **l'onde de Love :** le déplacement est essentiellement le même que celui des ondes S sans mouvement vertical. Les ondes de Love provoquent un ébranlement horizontal qui est la cause de nombreux dégâts aux fondations des édifices. On les enregistre essentiellement sur les composantes horizontales du sismomètre. [6]



- **l'onde de Rayleigh** : le déplacement est complexe, assez semblable à celui d'une poussière portée par une vague, un mouvement à la fois horizontal et vertical, elliptique en fait. Cette onde est enregistrée sur les trois composantes du sismomètre et les vibrations engendrées par cette onde durent plusieurs minutes. [6]

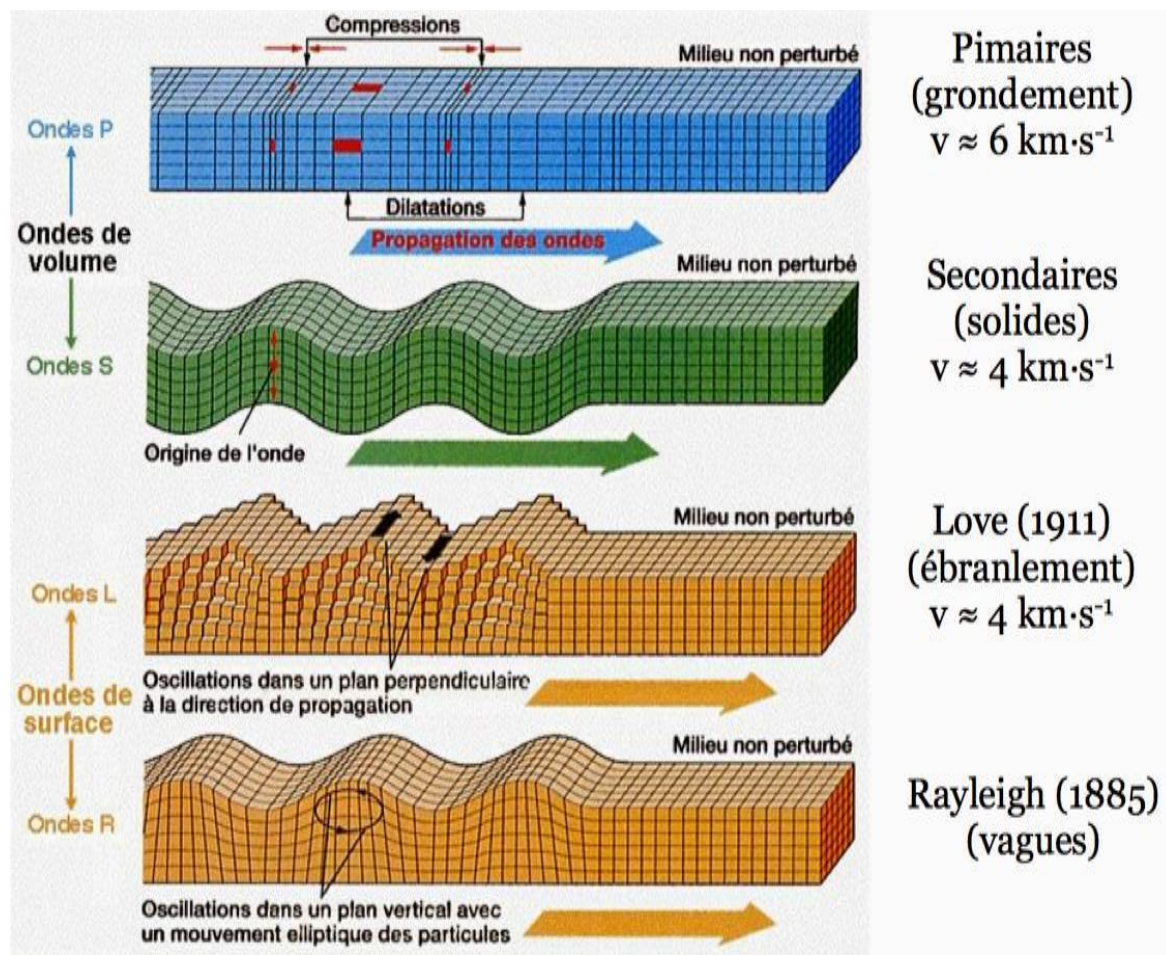


Figure I.5: type d'ondes sismiques [7]

## 5. Mesure des séismes

Un séisme est défini par deux paramètres principaux: sa magnitude et son intensité.

### 5.1 La magnitude d'un séisme

C'est la quantité d'énergie libérée dans les failles. Autrement dit c'est la force sismique autrement dit c'est la force sismique traversée dans les couche de la croûte terrestre. Elle est définie comme une fonction logarithmique: « une augmentation d'un degré sur l'échelle de magnitude correspond à une énergie libérée trente fois supérieure. » [8]

Il existe certaines échelles de magnitudes :

- **Magnitude locale  $M_L$**  : calculée pour les séismes locaux « proches » à partir l'amplitude des ondes de volumes P. Elle est toujours moyennée sur plusieurs stations en tenant compte des corrections locales. [6]

Tableau I.1 : l'échelle ouverte de Richter [9]

<b>Moins de 1.9</b>	Micro-séisme impossible à ressentir.
<b>De 2.0 à 2.9</b>	Micro-séisme impossible à ressentir mais enregistrable par les sismomètres.
<b>De 3.0 à 3.9</b>	Ne cause pas de dégâts mais commence à pouvoir être légèrement senti.
<b>De 4.0 à 4.9</b>	Séisme capable de faire bouger des objets mais ne causant généralement pas de dégâts.
<b>De 5.0 à 5.9</b>	Séisme capable d'engendrer des dégâts importants sur de vieux bâtiments ou bien des bâtiments présentant des défauts de construction. Peu de dégâts sur des bâtiments modernes.
<b>De 6.0 à 6.9</b>	Fort séisme capable d'engendrer des destructions majeures sur une large distance (180 km) autour de l'épicentre.
<b>De 7.0 à 7.9</b>	Séisme capable de destructions majeures à modérées sur une très large zone en fonction de la distance.
<b>De 8.0 à 8.9</b>	Séisme capable de destructions majeures sur une très large zone de plusieurs centaines de kilomètres.
<b>Au dessus de 9</b>	Séisme capable de tout détruire sur une très vaste zone.

- **Magnitude de durée  $M_D$**  : calculée à partir de la durée du signal enregistré pour les séismes locaux. [6]
- **Magnitude des ondes des surfaces  $M_S$**  : calculée à partir de l'amplitude des ondes de surfaces S pour des séismes lointains «télé séismes» dont la profondeur inférieure à **80km**. [6]
- **Magnitude des ondes de volumes  $M_B$**  : calculée à partir de l'onde P qui arrive au début du sismogramme pour les séismes lointains, précisément ceux qui ont une grande profondeur car ils génèrent difficilement des ondes de surface. [6]

- **Magnitude de moment ou de Kanamori  $M_W$**  : utilisée pour les séismes trop forts, calculée d'un modèle physique de source sismique et reliée au moment sismique  $m_0$  d'où : [6]

$$m_0 = \mu \cdot S \cdot \Delta u$$

$\mu$  : la rigidité du milieu.

$S$  : la surface de la faille.

$\Delta u$  : déplacement au moyen sur la faille.

### 5.2.L'intensité d'un séisme

« L'intensité caractérise la sévérité de la secousse au sol ». [6]

Elle décrit l'effet du séisme sur le sol ainsi que les constructions dans le lieu observé. [10]

Il existe plusieurs échelles pour mesurer l'intensité de séismes, on cite : [10]

- L'échelle Rossi-Forel (RF).
- L'échelle MSK.
- L'échelle de Shindo de l'agence météorologique Japonaise.
- L'échelle macrosismique européenne EMS 98.

Les tableaux suivants, représentent les échelles d'intensité **MSK** et **EMS98** respectivement :

**Tableau I.2 : échelle d'intensité de MSK [8]**

I	Secousse non ressentie mais enregistrée par les instruments (valeur non utilisée).
II	Secousse partiellement ressentie notamment par des personnes au repos et aux étages.
III	Secousse faiblement ressentie balancement des objets suspendus.
IV	Secousse largement ressentie dans et hors les habitations tremblement des objets.
V	Secousse forte réveil des dormeurs, chutes d'objets, parfois légères fissures dans les plâtres.
VI	Domages légers parfois fissures dans les murs, frayeur de nombreuses personnes.
VII	Domages prononcés larges lézardes dans les murs de nombreuses habitations, chutes de cheminées.
VIII	Dégâts massifs les habitations les plus vulnérables sont détruites, presque toutes subissent des dégâts importants.
IX	Destructions de nombreuses constructions quelquefois de bonne qualité, chutes de monuments et de colonnes.
X	Destruction générale des constructions même les moins vulnérables (non parasismiques).
XI	Catastrophe toutes les constructions sont détruites (ponts, barrages, canalisations enterrées...).
XII	Changement de paysage énormes crevasses dans le sol, vallées barrées, rivières déplacées.



Tableau I.3 : échelle d'intensité EMS98 [6]

Degré	Secousse	Dégâts
I	Imperceptible	La secousse n'est pas perçue par les personnes, même dans l'environnement le plus favorable.
II	à peine ressentie	Les vibrations ne sont ressenties que par quelques individus au repos dans leur habitation, plus particulièrement dans les étages supérieurs des bâtiments.
III	Faible	L'intensité de la secousse est faible et n'est ressentie que par quelques personnes à l'intérieur des constructions. Des observateurs attentifs notent un léger balancement des objets suspendus ou des lustres.
IV	ressentie par beaucoup	Le séisme est ressenti à l'intérieur des constructions par quelques personnes, mais très peu le perçoivent à l'extérieur. Certains dormeurs sont réveillés. La population n'est pas effrayée par l'amplitude de la vibration. Les fenêtres, les portes et les assiettes tremblent. Les objets suspendus se balancent.
V	Forte	Le séisme est ressenti à l'intérieur des constructions par de nombreuses personnes et par quelques personnes à l'extérieur. De nombreux dormeurs s'éveillent, quelques-uns sortent en courant. Les constructions sont agitées d'un tremblement général. Les objets suspendus sont animés d'un large balancement. Les assiettes et les verres se choquent. La secousse est forte. Le mobilier lourd tombe. Les portes et fenêtres battent avec violence.
VI	légers dommages	Le séisme est ressenti par la plupart des personnes, aussi bien à l'intérieur qu'à l'extérieur. De nombreuses personnes sont effrayées et se précipitent vers l'extérieur. Les objets de petite taille tombent. De légers dommages sur la plupart des constructions ordinaires apparaissent : fissurations et chute de débris de plâtres.
VII	dommages significatifs	La plupart des personnes sont effrayées et se précipitent dehors. Le mobilier est renversé et les objets suspendus tombent en grand nombre. Beaucoup de bâtiments ordinaires sont modérément endommagés : fissurations des murs. chutes de parties de cheminées.
VIII	dommages importants	Dans certains cas, le mobilier se renverse. Les constructions subissent des dommages : chutes de cheminées. lézardes larges et profondes dans les murs. effondrements partiels éventuels.

IX	Destructive	Les monuments et les statues se déplacent ou tournent sur eux-mêmes. Beaucoup de bâtiments s'effondrent en partie, quelques-uns entièrement.
X	très destructive	Beaucoup de constructions s'effondrent.
XI	Dévastatrice	La plupart des constructions s'effondrent.
XII	Catastrophique	Pratiquement toutes les structures au-dessus et au-dessous du sol sont gravement endommagées ou détruites.

### 5.3. Distinction entre magnitude et intensité d'un séisme [6]

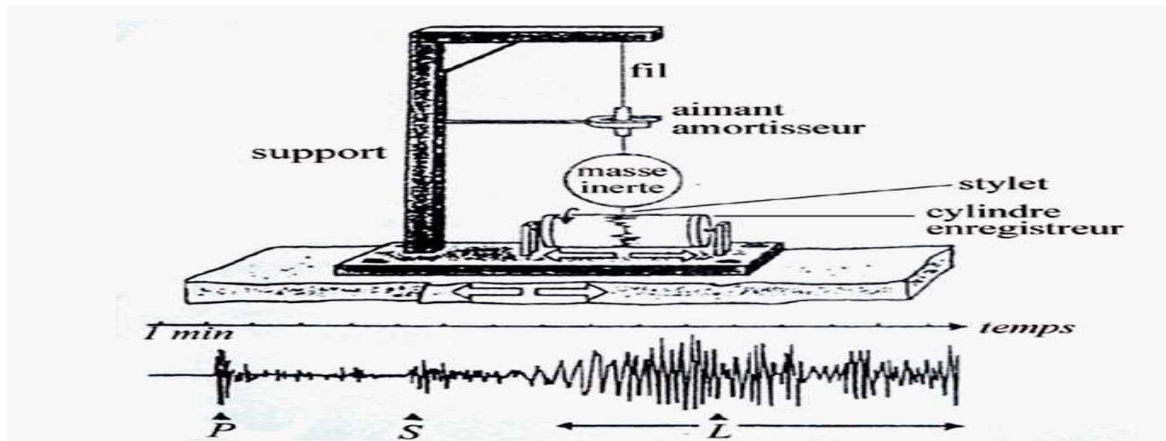
- La magnitude d'un séisme est la même dans tous les points d'observation de la secousse, d'où l'intensité varie d'un point d'observation vers un autre.
- *« Il n'existe pas de véritable relation entre magnitude et intensité. Ainsi, deux séismes de même magnitude peuvent donner en surface des intensités différentes. De même, deux séismes de même intensité en un lieu peuvent avoir des magnitudes différentes. »*
- La magnitude exprime la force sismique et l'intensité décrit les dégâts dus au séisme.

Pour pouvoir calculer les deux paramètres cités au dessus, il est nécessaire d'avoir des enregistrements graphiques (sismogrammes) des ondes sismiques qui sont enregistrés à l'aide d'un sismographe.

### 5.4. Le sismographe

C'est un appareil destiné à l'enregistrement des ondes sismiques lors d'un tremblement de terre. Le résultat graphique obtenu est dit: un sismogramme.

Le sismographe fonctionne comme un pendule simple. Lors d'un mouvement vibratoire, la masse est déplacée et rappelée vers sa position de façon périodique, l'amplitude de ces oscillations est variée. Un pendule vertical est composé schématiquement d'une masse suspendue au bâti par un ressort de rappel. Dans un pendule horizontal, c'est souvent par l'intermédiaire d'un système de bras de levier que la masse est solidaire du bâti. [11]



**Figure I.6 :** Schéma illustrant le principe de fonctionnement d'un sismomètre. En bas, on distingue l'enregistrement d'ondes P (ondes primaires), S (ondes secondaires) et L (ondes de Love). © SVT4VR, DR [12]

## 6. Enregistrement du mouvement sismique (spectre de réponse et accélogramme)

### 6.1. Enregistrement du signal sismique

Le signal sismique peut être introduit de deux manières différentes dans le calcul des structures :

- Spectres de réponse.
- Accélogramme.

### 6.2. Les spectres de réponse

Lors d'un mouvement vibratoire, la vitesse et les déplacements maximaux à partir de la fréquence de séisme. Dès que Housner l'avait introduit dans les années 1950s, le spectre de réponse est devenu un paramètre nécessaire dans le calcul sismique des structures.

Les ingénieurs civils utilisent le spectre de réponse pour la conception des différents types de bâtiment, précisément dans l'étude sismique.

#### 6.2.1. Spectre de réponse élastique

La réponse élastique d'un système à un seul degré de liberté (SDOF) est déterminée après avoir digitalisé l'accélogramme (naturel ou artificiel) d'un séisme donné en assumant des valeurs numériques pour la période et l'amortissement. Le mouvement dynamique est appliqué à la base du modèle (comme une console représentant la structure encastrée dans le sol). L'histoire complète de la réponse de ce système élastique peut être calculée. Les valeurs maximales des accélérations, vitesses et déplacements sont alors déterminées. En répétant cette procédure pour un grand nombre de systèmes SDOF pour une valeur spécifique de l'amortissement, le graphe du spectre de réponse est obtenu. Pour cause d'effet de résonance, le spectre a la tendance à amplifier l'action sismique pour une certaine gamme de périodes.

Le but de ces spectres est d'introduire cette amplification. Il existe deux manières de représentation du spectre de réponse:

- Tripartite. la réponse de tous les paramètres ensemble (figure I.7).
- Graphe séparé. les accélérations, les vitesses et les déplacements, pour une période donnée, sont obtenus par lecture de valeurs correspondantes aux paramètres introduits.

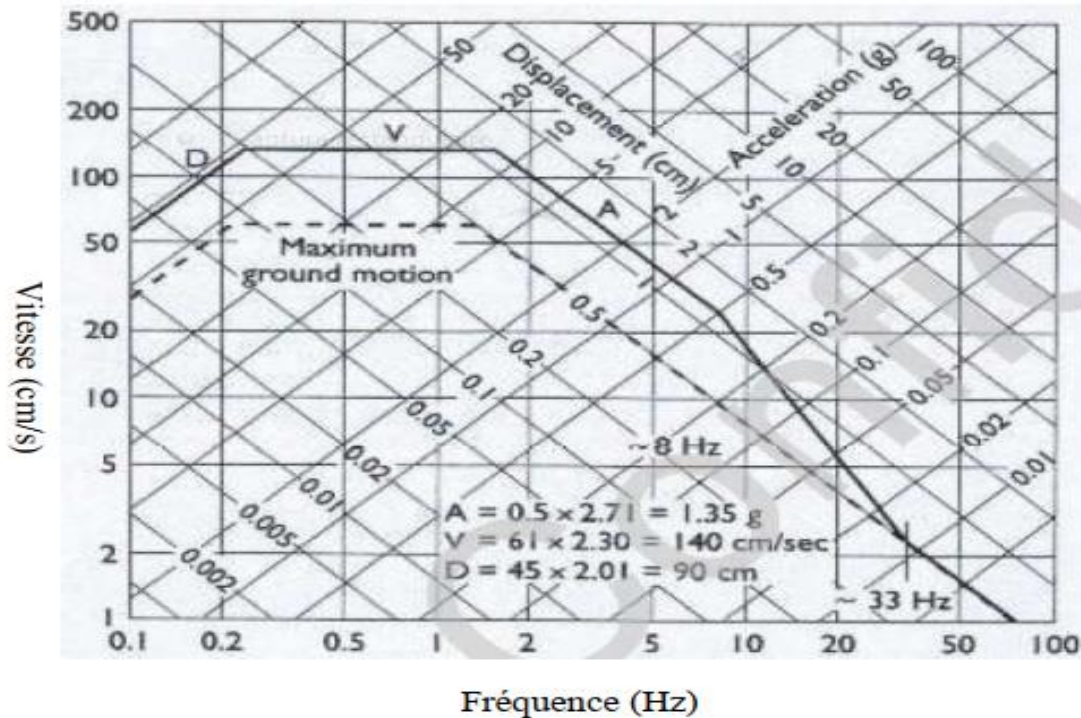


Figure I.7 : Spectre élastique correspondant à un PGA de 0.5g et 5% d'amortissement (Newmark-Hall 1982)

### 6.2.1.1. Spectre lissé

Comme le spectre élastique actuel présente beaucoup de pics, il ne pourra, donc, être utilisé dans la pratique, pour cela il devient nécessaire de le lisser (figure I.8). Cette ondulation est lissée par une combinaison de variations linéaires et hyperboliques.

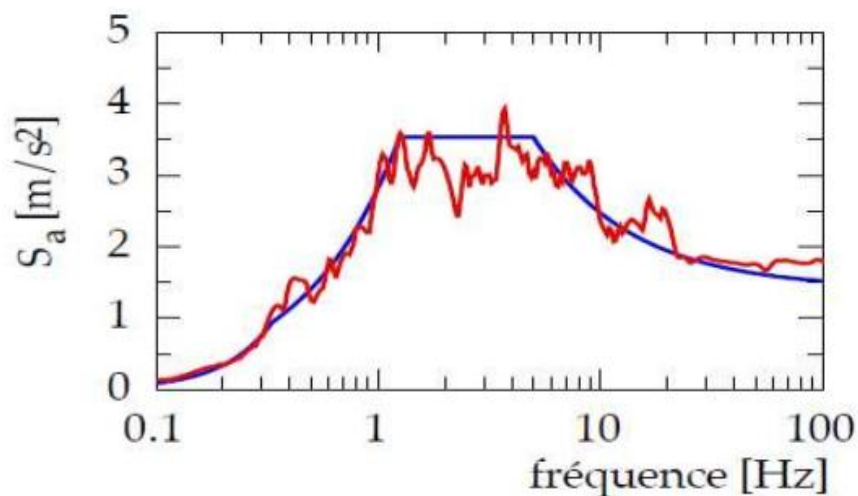
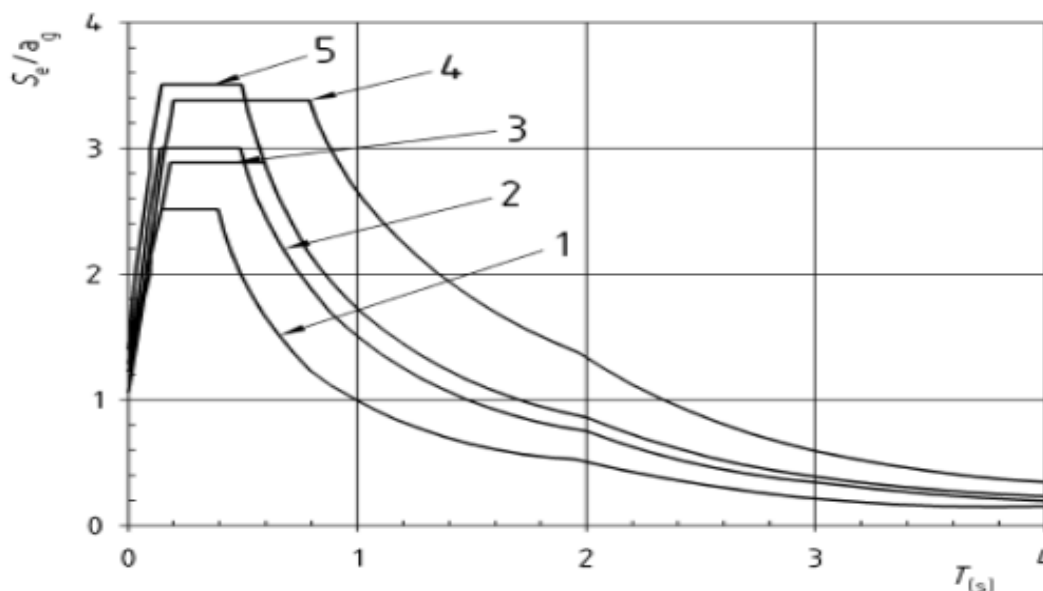


Figure I.8: Spectre lissé.

### 6.2.1.2. Spectre normalisé

Il est d'usage recommandé d'employer un spectre de dimensionnement ou de calcul de forme générale tel que indiquée sur la (figure I.9), il est souvent normalisé pour la valeur max de l'accélération du sol. Le spectre de dimensionnement prend les valeurs max des pseudos accélérations 'Sa' en fonction de la période et d'un coefficient d'amortissement donné. Cependant, il a été constaté qu'adopter un comportement élastique pour une structure, donnera de grandes forces sismiques qui conduiront inévitablement à des coûts très élevés, car nul avantage n'a été tiré de l'aptitude de dissipation d'énergie. Cette dernière est atteinte à travers le comportement inélastique des matériaux constituants, et concrétisée naturellement par l'apparition des fissures et la plastification des aciers. Dans le but de réduire les forces sismiques induites par la réponse structurelle, cette inélasticité est introduite à travers un amortissement hystérétique reconverti généralement en amortissement visqueux équivalent.

Le spectre d'accélération recommandé par les différents codes pour le dimensionnement de structures parasismiques introduit l'effet de site (S) à travers la période caractéristique (T1). Le facteur de site désigne effectivement le rapport des réponses d'accélérations spectrales dans les plages des moyennes et longues périodes. Il a été introduit afin d'adapter le spectre donné pour un site rocheux aux autres sites, en d'autres termes modifier ce spectre en fonction de la catégorisation de sites (figure I.9).



**Figure I.9: Exemple des spectres de réponse élastiques normalisés pour les différents sites de sols (à 5 % d'amortissement).**

### 6.2.2. Spectre inélastique

Le spectre de réponse élastique est obtenu à partir de l'amplification de la réponse maximale du mouvement du sol exprimée soit en accélération, vitesse et déplacement sous l'effet de la

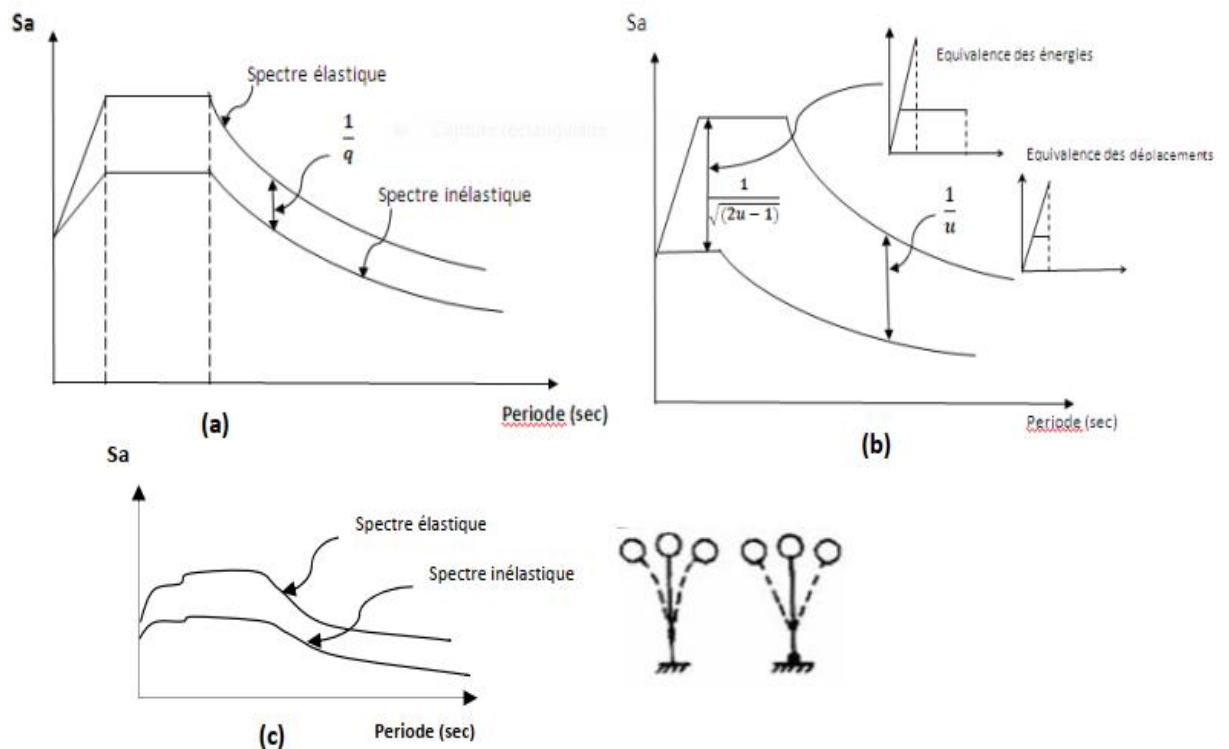
résonance. Le spectre inélastique est obtenu en réduisant le spectre élastique de calcul afin de tenir compte de la capacité de dissipation d'énergie de la structure.

Ce spectre inélastique peut être obtenu de plusieurs façons :

En réduisant le spectre de réponse élastique par un coefficient empirique indépendant de la période de vibration de la structure connu aussi comme facteur de comportement  $R$  afin de considérer la déformation inélastique de la structure (figure I.10.a).

En réduisant le spectre de réponse élastique par un coefficient variable en fonction de la période de vibration de la structure connu comme le facteur de comportement ( $R$  ou  $q$ ) afin de considérer la déformation inélastique de la structure (figure I.10.b).

Le spectre inélastique peut être déterminé directement en utilisant un système élastoplastique à un seul degré de liberté SDOF sujet à un mouvement du sol (figure I.10.c). Le spectre inélastique dans ce cas prend en considération les conditions locales du site, la période de vibration ....etc.



+

**Figure I.10: Spectres inélastiques en utilisant : (a)  $R$  constant, (b)  $R$  variable, (c) Détermination directe à travers un système élastoplastique (Méthode de NEWMARK et HALL).**

### 6.3. Les accélérogrammes

Notre compréhension des forces ou déformations induites par les séismes s'est développée de manière considérable conséquemment à des mouvements de sol dus aux séismes, ou à la réponse des structures enregistrée sous forme d'accélérogramme.



Les mouvements du sol enregistrés lors d'un séisme s'écrivent principalement sous la forme d'accélérogramme qui représente la variation de l'accélération dans une direction donnée en fonction du temps. Nous pouvons de même enregistrer la vitesse ou le déplacement des particules du sol.

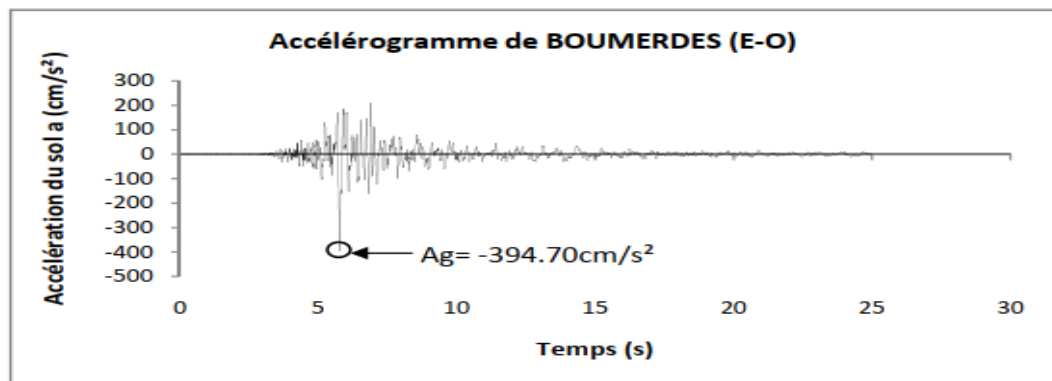


Figure I.11 : Exemple d'accélérogramme (en  $\text{cm/s}^2$ )

Il convient de noter qu'en un point donné du sol, les mouvements des particules lors d'un séisme s'effectuent dans toutes les directions à l'horizontale comme à la verticale. C'est-à-dire, il est enregistré habituellement pour un même séisme trois accélérogramme:

- Un accélérogramme de direction Nord-Ouest.
- Un accélérogramme de direction Est-Ouest.
- Un accélérogramme de direction verticale.

## 7. Classes de sols [13]

Le sol joue un rôle très important dans la résistance des structures vis-à-vis aux différentes sollicitations qu'elles subissent, notamment les séismes et les mouvements du sol. Donc il est nécessaire de bien choisir le site d'implantation des structures.

Selon le règlement parasismique algérien, les sites sont classés selon quatre catégories:

- **Site rocheux ( $S_1$ ):** « roche ou autre formation géologique caractérisée par une vitesse moyenne d'onde de cisaillements ( $V_S$ )  $\geq$  à 800 m/s. »
- **Sites fermes ( $S_2$ ):** « dépôts de sables et de graviers très denses et/ou d'argile sur consolidée sur 10 à 20 m d'épaisseur avec  $V_S \geq 400$  m/s à partir de 10 m de profondeur. »
- **Sites meubles ( $S_3$ ):** « dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec  $V_S \geq 200$  m/s à partir de 10 m de profondeur. »
- **Sites très meuble ( $S_4$ ):** « dépôts de sables lâches avec ou sans présence de couche d'argile molle avec  $V_S < 200$  m/s dans les 20 premiers mètres.

Dépôts d'argile molle à moyennement raide avec  $V_S < 200$  m/s dans les 20 premiers mètres. »

Tableau I.4 : classification des sites

Sites	Type de sol	qc(MPa) (c)	N (d)	Pl(MPa) (e)	Ep(MPa)(e)	qu(MPa) (f)	Vs (m/s)(g)
S <sub>1</sub>	Rocheux(a)			>5	>100	>10	>=800
S <sub>2</sub>	Ferme	>15	>50	>2	>20	>0,4	>=400 - <800
S <sub>3</sub>	Meuble	1,4 - 15	10 – 50	1 - 2	5 – 20	0,1 – 0,4	>=200 - <400
S <sub>4</sub>	Très meuble(b)	<1,5	<10	<1	<5	<0,1	>=100 - <200

**a:** la valeur de la vitesse de l'onde de cisaillement du rocher doit être mesurée sur site ou estimée dans le cas d'un rocher peu altéré. Les roches tendres ou très altérés peuvent être classées en catégorie S<sub>2</sub> dans le cas où V<sub>S</sub> n'est pas mesurée. Le site ne peut pas être classé dans la catégorie S<sub>1</sub> s'il existe plus de 3 m de sols entre la surface du rocher et le niveau bas des fondations superficielle.

**b:** l'argile molle est définie par un indice de plasticité  $I_p > 20$ , une teneur en eau naturelle  $W_n > 40\%$ , une résistance non drainée  $C_u < 25 \text{ kPa}$  et une vitesse d'ondes de cisaillement  $V_s < 150 \text{ m/s}$ .

**V<sub>si</sub> :** vitesse d'onde de cisaillement à travers la couche (i) d'épaisseur h .

## 8. Zones sismiques [13]

Pour une analyse sismique bien précise, les règlements parasismiques proposent le zonage sismique selon la sismicité de chaque région. Le RPA propose le zonage sismique suivant :

- **Zone 0 :** sismicité négligeable.
- **Zone I :** sismicité faible.
- **Zone IIa et IIb :** sismicité moyenne.
- **Zone III :** sismicité élevée.



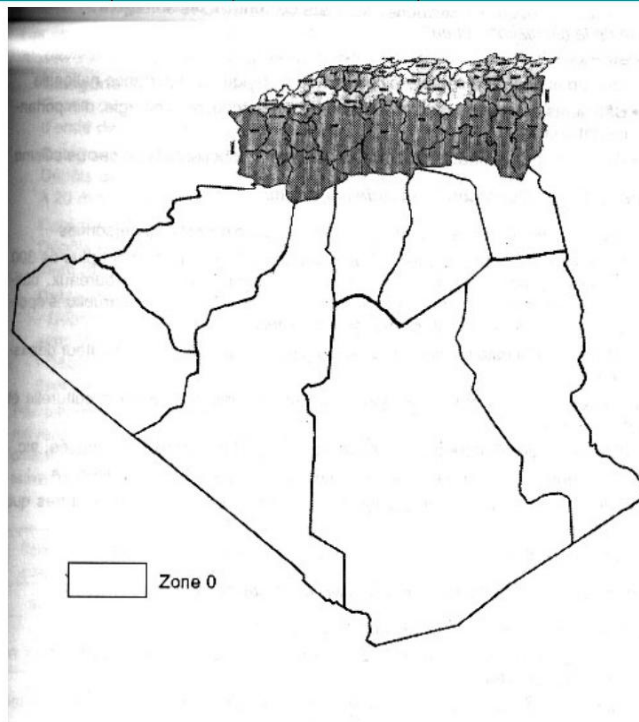
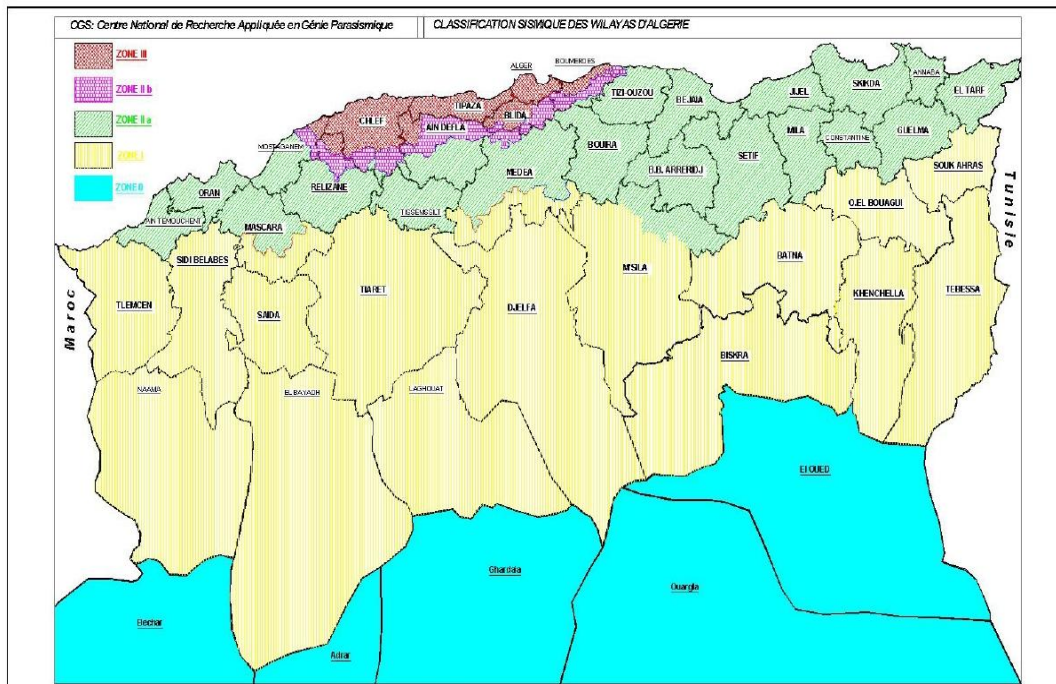


Figure I.12: carte de zonage sismique en Algérie. [13]

### 9.L'aléa sismique en Algérie

Par définition, l'aléa sismique est la probabilité qu'au cours d'une période de référence, une secousse sismique de caractéristiques données (la périodicité, la localisation et l'énergie développée par les secousses antérieures) atteigne ou dépasse une certaine intensité. [14]

L'Algérie a connu plusieurs séismes destructeurs dans son Histoire. Le tableau ci-dessous les représente:

Tableau I.5 : les principaux importants séismes touchés l'Algérie de 1365-2014. [15]

Date (an /m/j)	lieu	Intensité I	Magnitude M
1365/01/03	Alger	X	
1716/02/03	Alger	IX	
1790/10/09	Oran	IX–X	
1825/03/02	Blida	X–XI	
1856/08/22	Djidjelli	X	
1867/01/02	Mouzaïa	X–XI	
1869/11/16	Biskra	IX	
1887/11/29	Mascara	IX–X	
1891/01/15	Gouraya	X	
1910/06/24	Sour el- Ghozlane	X	
1946/02/12	Bejaïa	IX	
1954/09/09	Orléansville	X	6.7
1980/10/10	El Asnam	IX	7.3
1985/10/27	Constantine	VIII	5.9
1989/10/29	Tipasa-Chenoua	VIII	5.9
1994/08/18	Mascara	VII	5.7
1999/12/22	Ain Temouchent	VII	5.7
2000/11/10	Beni Ourtilane	VII	5.7
2003/05/21	Zemmouri	X	6.8
2006/03/20	Laalam	VII	5.2
2010/05/14	Beni Ilmane	VII	5.2

**10. Conclusion**

Les paramètres sismiques sont multiples et ont un grand impact sur le comportement et la résistance d'une structure en béton armé qu'on ne peut pas le négliger. Il faut prendre bien en considération pour minimiser l'effet du séisme sur les structures.

# Partie II

## Etude d'un batiment d'habitation R+5

# **Chapitre I:**

# **Présentation du projet**

## I.1.Introduction

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (Poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc, pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99 modifié en 2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et le ferrailage des éléments résistants de la structure.

## I.2.Présentation de l'ouvrage

Le projet qui fait l'objet de notre étude consiste à faire l'étude génie civil d'un bâtiment (R+5) en béton armé à usage d'habitation. Le bâtiment sera implanté à **Tissemsilt** route de **Sidi Khelifa** classé selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99/version2003) comme une zone de moyenne sismicité (Zone IIa).

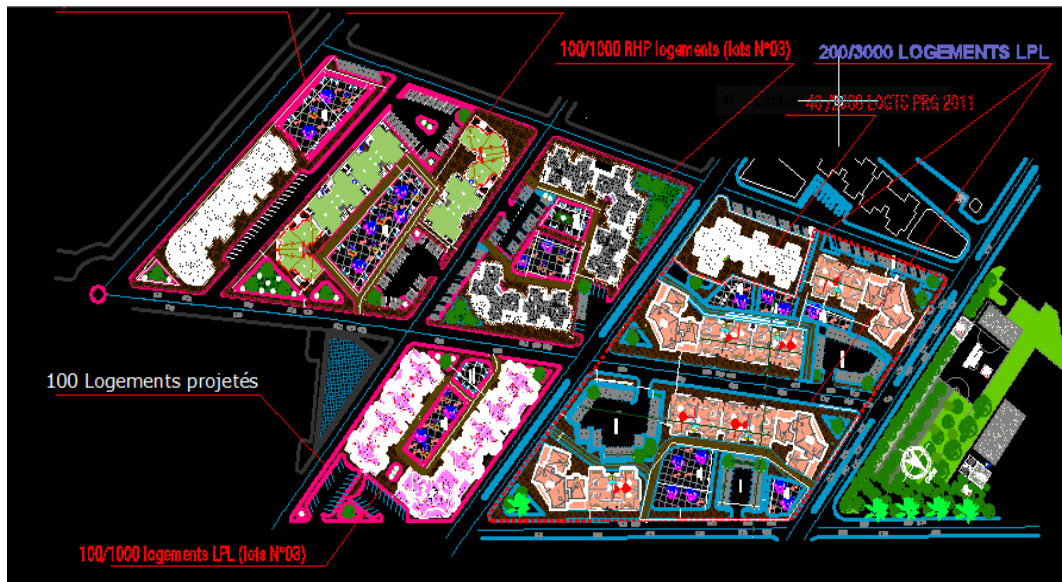


Figure I.1: plan de masse de la structure

### I.2.1.Caractéristiques géométriques

L'architecture de l'ouvrage à étudier est constituée d'un seul bloc de forme rectangulaire les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau I.1: Caractéristiques géométriques.

Dimensions	(m)
Dimension en plan suivant l'axe X	25.55
Dimension en plan suivant l'axe Y	21.18
Hauteur totale (avec l'acrotère)	20.04
Hauteur totale (sans l'acrotère)	19.44
Hauteur du RDC	3.24
Hauteur des étages courants	3.24

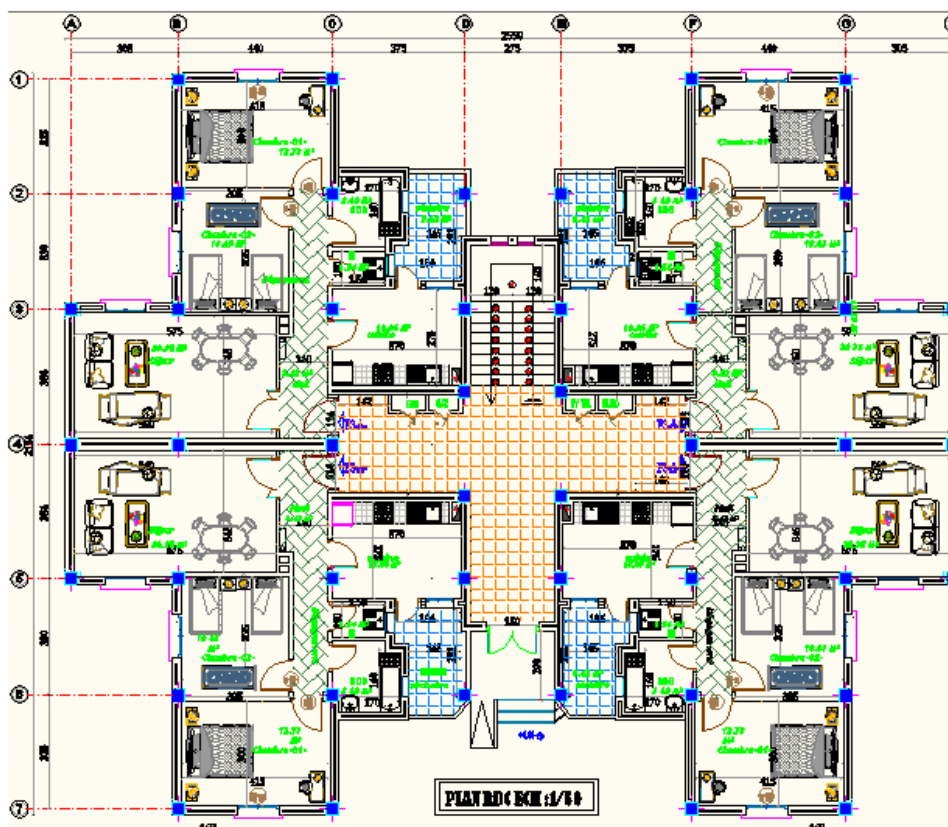


Figure I.2 : vue en plan du RDC

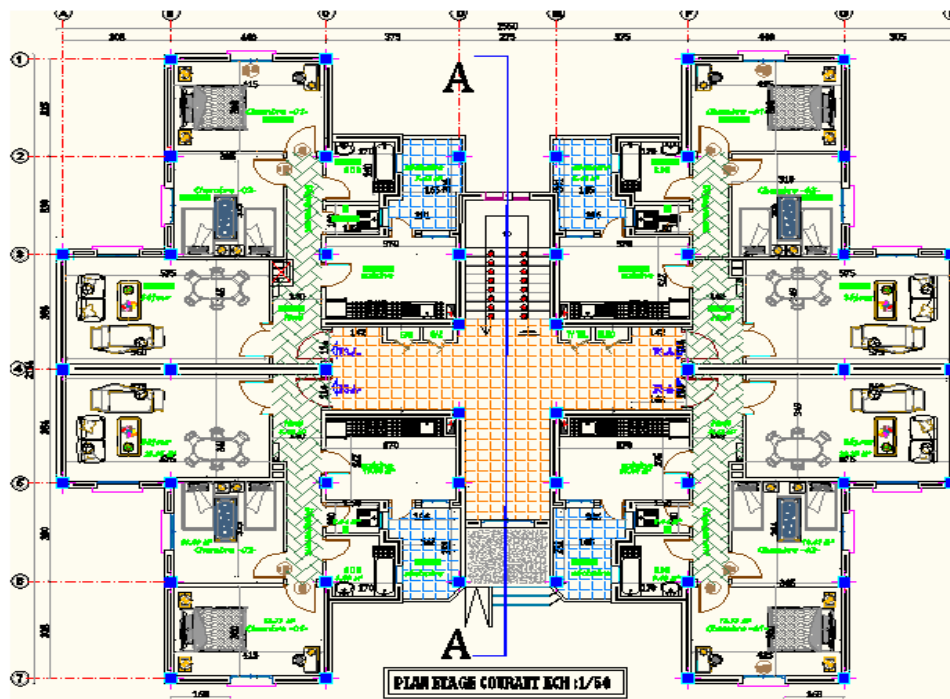


Figure I.3 vue en plan d'étage courant

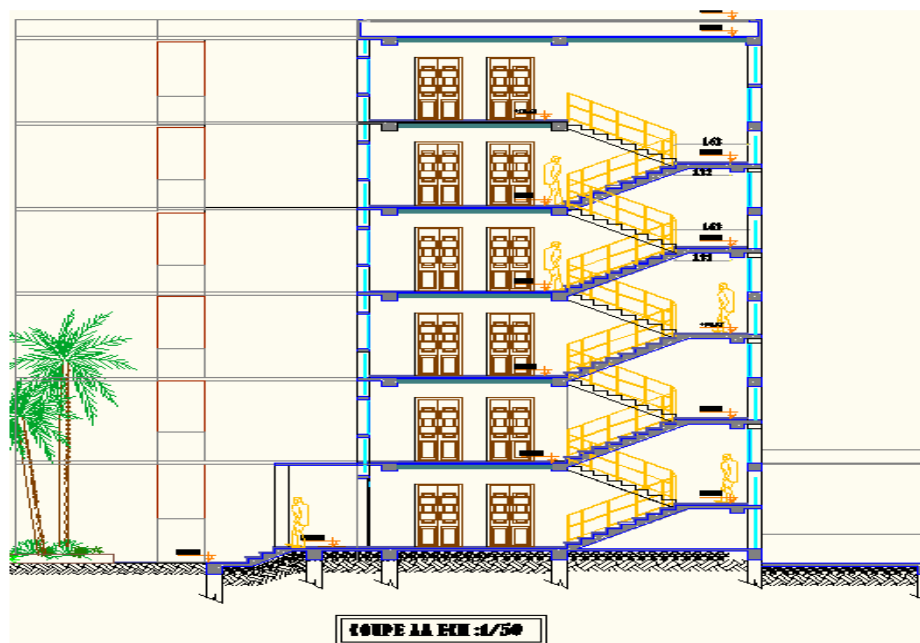


Figure I.4 coupe du bâtiment

### I.2.2. Conception de la structure

#### ○ Ossature de l'ouvrage :

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.



- **Plancher :**

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

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

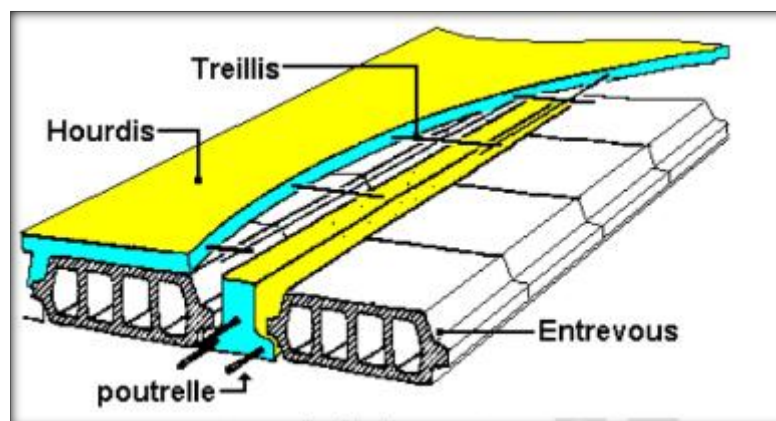
Dans notre étude on a un seul type de plancher : plancher à corps creux. La dalle pleine est destinée pour les balcons.

- **Planchers corps creux :**

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 60cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 5 cm.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour plusieurs raisons, à savoir:

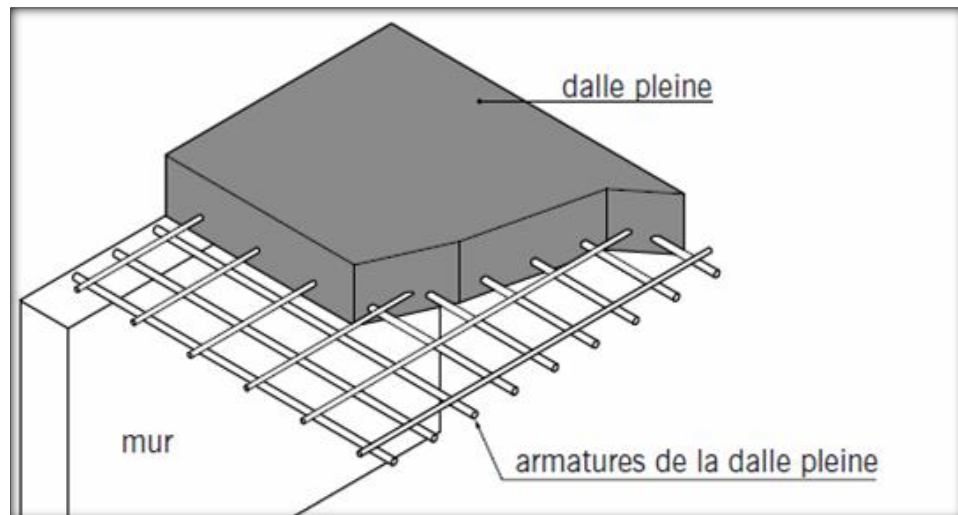
- Facilité de réalisation.
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes.
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).



**Figure I.5: Plancher à corps creux.**

- **Planchers dalle pleine :**

Une dalle pleine est une plaque porteuse en béton armé coulé sur place, d'épaisseur de 10 à 20 cm ou plus qui repose sur des appuis: murs ou poutres. Son épaisseur est en général égale au 25ème de la portée.



**Figure I.6: Plancher à dalle pleine.**

- **Escalier :**

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter étage réalisé en béton armé coulé sur place.

- **Maçonnerie :**

On distingue :

- Mur extérieur (double paroi).
- Mur intérieur (simple paroi).

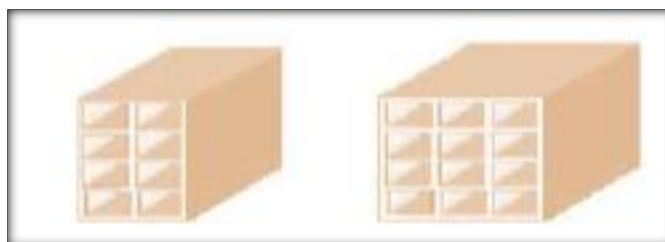
La maçonnerie la plus utilisée en Algérie est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs

a. Murs extérieurs :

Le remplissage des façades est en maçonnerie elles sont composées d'une double cloison en briques creuses à 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

b. Murs intérieurs :

Cloison de séparation de 10 cm.



**Figure I.7: Brique creuse.**

- **Revêtement :**

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Enduit en ciment pour les faces extérieur des murs de façade .
- Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds .
- Carrelage pour les espaces habitables et cage d'escalier .

- **Acrotères :**

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

- **Fondation :**

Le rapport de sol relatif au terrain, indique que les sols en place sont de composition alluvionnaire, présentés par des marnes sableuses, des sables, des grés et des calcaire rencontrés dans un contexte très hétérogène.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 1.2 bars.

La profondeur d'ancrage de 1m dans le sol naturel, en tenant compte en plus de double sous- sol projeté.

### **I.2.3.Caractéristiques mécaniques des matériaux**

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003 Le béton et l'acier seront choisis conformément aux règles de conception et calcul des structures en béton armé en vigueur en Algérie.

- **Le Béton :**

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

- **Les matériaux composant le béton :**

On appelle béton un matériau constitué par un mélange de :

- a. Ciment :

Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

- b. **Granulats :**

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles :

- b.1.Sables :**

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches.

La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir davantage de gros grains que de petits.

- b.2.Graviers :**

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm.

Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

○ **Dosage et composition du béton :**

Pour obtenir au moment de la mise en œuvre une consistance convenable et après durcissement des qualités par les quelles l'étude est orientée, le composition moyenne pour 1m<sup>3</sup> de béton est la suivante : 350 kg/m<sup>3</sup>

**Tableau I.2 : Dosage et composition du béton.**

Composants	Gravies 5/25	Sable 0/5	Ciment	Eau
Volume	800 L	400 L	8 sacs	180 L
Poids (kg)	1200	600	400	180

- **Résistances mécaniques du béton :**
  - **Résistance à la compression : (BAEL 91 [ART 2.1.1.1])**

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette dernière, elle est donnée à "j" jour en fonction de la résistance à 28 jours par les formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{c28} \leq 40\text{Mpa} \Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \cdot f_{c28} \\ f_{c28} > 40\text{Mpa} \Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} \cdot f_{c28} \end{array} \right.$$

- Pour : 28 jours < j < 60 jours :  $f_{cj} = f_{c28}$
- Pour : j ≥ 60 jours :  $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$
- Pour notre étude, on prend :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

- **Résistance à la traction : (BAEL 91 [ART 2.1.1.1])**

La résistance caractéristique à la traction du béton à "j" jours est conventionnellement définie par la relation:  $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$

Donc pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  .  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

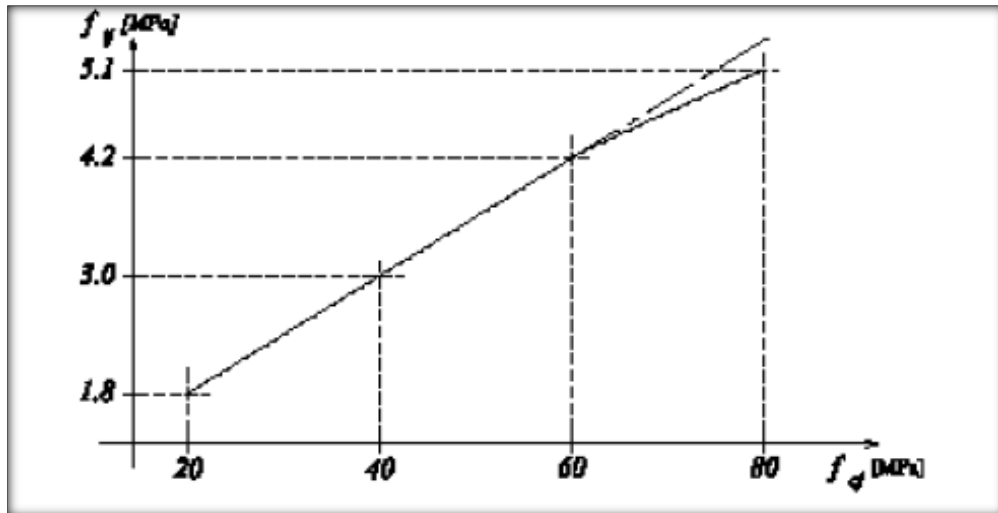


Figure I.8: Evolution de la résistance du béton à la traction  $f_{tj}$  en fonction de celle à la compression  $f_{cj}$ .

- Déformation et contraintes de calcul :
  - Etat limite de résistance : (BAEL 91 [ART 4.3.41])

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance, on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit : « Parabole rectangle » et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

#### a- Diagramme parabole – rectangle :

C'est un diagramme déformations – contraintes du béton qui peut être utilisé dans tous les cas.

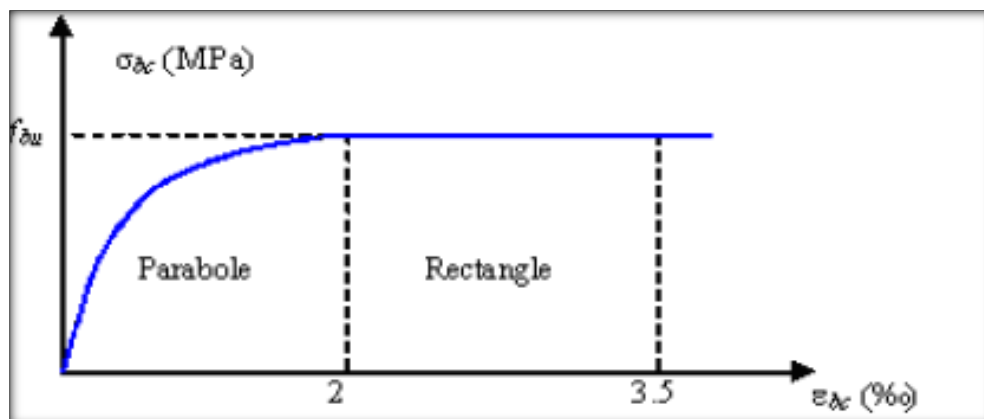


Figure I.9: Diagramme parabole rectangle des Contraintes Déformations du béton.

Avec :

$\epsilon_{bc}$  : Déformation du béton en compression

$f_{bc}$  : Contrainte de calcul pour  $2\% < \epsilon_{bc} < 3,5\%$

$f_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à " j " jours

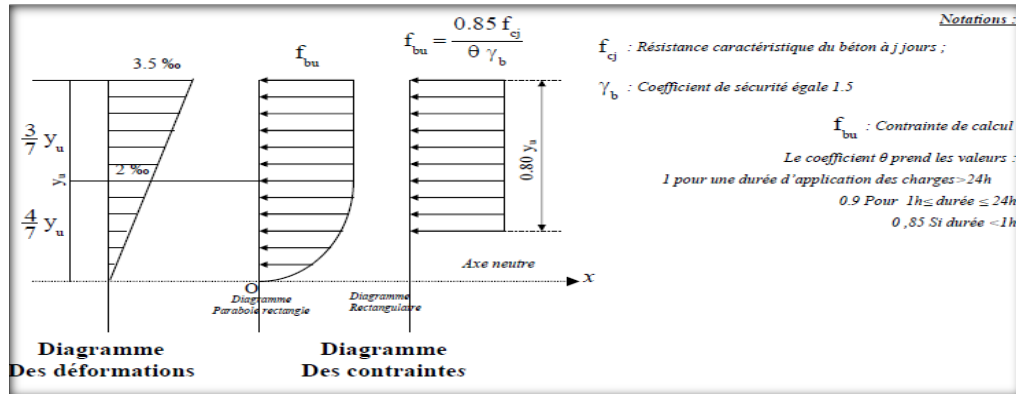
$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1,5$  cas générale

$\gamma_b = 1,15$  cas de combinaisons accidentelles.

Le coefficient de minoration 0,85 tient compte de l'influence défavorable de la durée d'application des charges et des conditions de bétonnage vis-à-vis des résistances caractéristiques obtenues par les essais sur éprouvettes.

**b- Diagramme rectangulaire : (BAEL 91 [ART 4.3.42])**



**Figure I.10 : Diagrammes déformations –contraintes de béton.**

▪ **Contrainte admissible de cisaillement : (BAEL 91 [ART 5.1.211])**

$\bar{\tau}_u = 3.33MPa$  Fissuration peut préjudiciable. Déduite de la formule suivante :

$$\tau_u = \min \left( \frac{0.2f_{cj}}{\gamma_b} . 5MPa \right)$$

$\bar{\tau}_u = 2.5MPa$  : Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable. Déduite de la formule suivante

$$\tau_u = \min \left( \frac{0.15f_{cj}}{\gamma_b} . 4MPa \right)$$

▪ **Modules de déformation longitudinale du béton :**

- **Module de déformation instantanée : (BAEL 91[ART 2.1.1.2])**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h :

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} . \text{ pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} . E_{i28} = 32164,195MPa.$$

- **Module de déformation différée : (BAEL 91 [ART 2.1.2.2])**

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} . \text{ pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} . E_{i28} = 10818,87MPa.$$

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

▪ **Coefficient de poisson : (BAEL 91 [ART 2.1.3])**

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale. Le coefficient de poisson sera pris égal à :

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

• **Les Aciers :**

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression.

Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 03 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

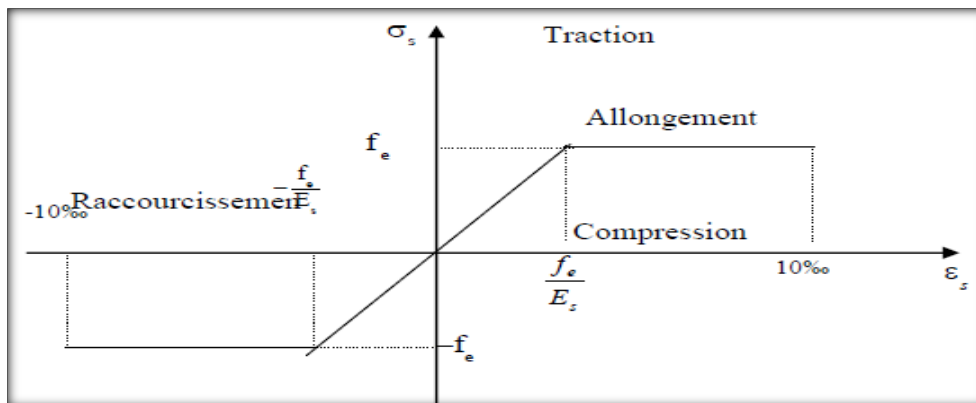
- **Caractéristiques des aciers utilisés :**

**Tableau I.3 Caractéristiques des aciers utilisés.**

Type d'acier	Nomination	Symbol e	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%o]	Coefficient de fissuration	Coefficient de [ψ] scellement
Aciers en Barre	Rond lisse FeE235	R L	235	410-490	22 %o	1	1
	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14 %o	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S)						
	TL520 (□ < 6)	T S	520	550	8 %o	1,3	1

- **Diagramme déformation- contrainte de calcul :  $\sigma_s = f(\epsilon\%o)$**

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité  $\gamma_s$  qui a les valeurs suivantes :  $\gamma_s=1,15$  cas général .  $\gamma_s=1,00$  cas des combinaisons accidentelles. Pour notre étude, on utilise des aciers Fe E400.



**Figure I.11 : Diagramme déformations – contraintes.**

- **Contraintes limites de traction des armatures : (BAEL 91 [ART A.4.5.33. P32.P33])**

**b.1) E.L.U**

$\sigma_s$  : contrainte de l'acier à l'ELU.

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

Avec :

$\gamma_s$  : est le coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur :

- |              |   |      |                                  |
|--------------|---|------|----------------------------------|
| $\gamma_s =$ | { | 1,15 | situation durable ou transitoire |
|              |   | 1,0  | situation accidentelle           |
- 
- |                                    |   |                         |                                  |
|------------------------------------|---|-------------------------|----------------------------------|
| ◆ Rond lisse<br>( $f_e = 235$ MPa) | { | $\sigma_s = 204,34$ MPa | situation durable ou transitoire |
|                                    |   | $\sigma_s = 235$ MPa    | situation accidentelle           |
- 
- |   |   |                      |                                  |
|---|---|----------------------|----------------------------------|
| ◆ Haute adhérence<br>( $f_e = 400$ MPa) | { | $\sigma_s = 348$ MPa | situation durable ou transitoire |
|   |   | $\sigma_s = 400$ MPa | situation accidentelle           |

**b.2) E.L.S**

- Fissuration peu préjudiciable.....  $\overline{\sigma}_{st} \leq f_e$  pas de limitation
  - Fissuration préjudiciable.....  $\overline{\sigma}_{st} = \min (2/3f_e . 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} )$  MPa.
  - Fissuration très préjudiciable...  $\overline{\sigma}_{st} = \min (0.8f_e . 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} )$  MPa.
- |   |  |
|---|--|
| { | $\eta=1$ Pour les ronds lisses                               |
|   | $\eta=1$ Pour hautes adhérences avec $\varnothing \geq 6$ mm |
|   | $\eta=1$ Pour hautes adhérences avec $\varnothing < 6$ mm    |
|   | $\eta$ : coefficient de fissuration.                         |

**-Poids volumique :**

- Béton armé..... $\gamma_b=25$  KN/m<sup>3</sup>.
- Béton non armé..... $\gamma_b=22$  KN/m<sup>3</sup>.
- Acier..... $\gamma_b=78,5$  KN/m<sup>3</sup>.

• **Etats limites :**

Selon les règles B.A.E.L 91, on distingue deux états de calcul :

- Etats limites ultimes de résistance E.L.U.R .
- Etats limites de service E.L.S.

• **E.L.U.R :**

Correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- Equilibre statique.
- Résistance de l'un des matériaux de la structure.



- Stabilité de la forme.

**I.3. Hypothèses de calcul: (BAEL 91mod99, [ART A.4.3.2. P23])**

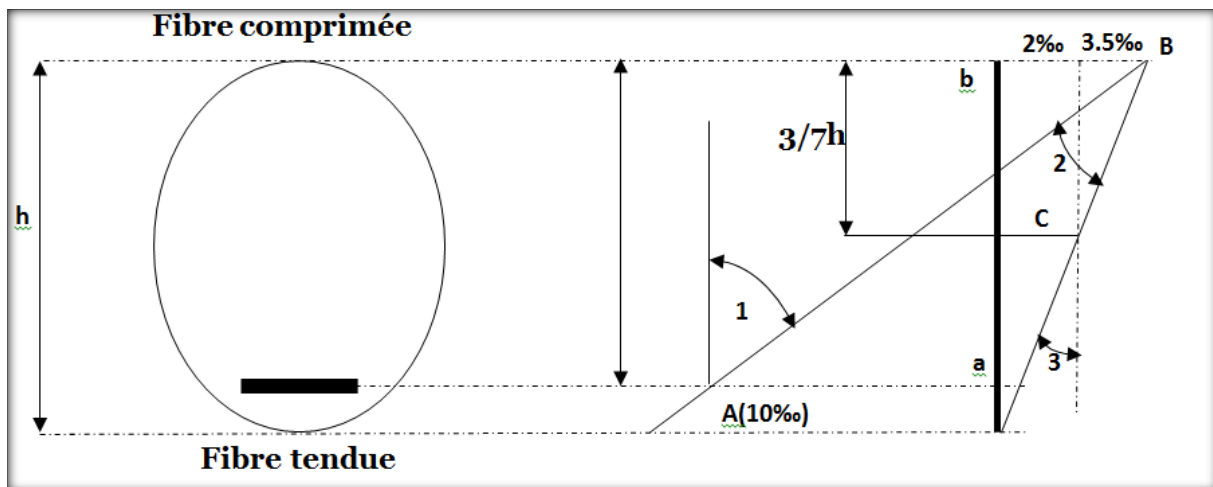
- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation .
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton .
- La résistance du béton à la traction est négligée .
- Le raccourcissement du béton est limité à :  $\epsilon_{bc}= 3,5\text{‰}$  en flexion composé.  $\epsilon_{bc}= 2\text{‰}$  en compression simple .
- L'allongement de l'acier est limité à :  $\epsilon_{bc}=10\text{‰}$ .
- **Règles des trois pivots :**

En fonction des sollicitations normales la rupture d'une section en béton armé peut intervenir :

- Par écrasement du béton comprimé.
- Par épuisement de la résistance de l'armature tendue.
- les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier.
- la déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots.

**Tableau I.4 : Règle des trois pivots**

Pivot	Domaine	Déformations limites du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire de l'acier $10^0\text{‰}$
B	2	Raccourcissement unitaire du béton $3,5^0\text{‰}$
C	3	Raccourcissement unitaire du béton $2^0\text{‰}$



**Figure I.12: Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.**

- Dans le domaine 01 : le diagramme passe par le point A, qui correspond à un allongement de 10‰ de l'armature la plus tendue, supposée concentrée en son centre de gravité.

- Dans le domaine 02 : le diagramme passe par le point B, qui correspond à un raccourcissement de 3,5‰ de la fibre la plus comprimée.
- Dans le domaine 03 : le diagramme passe par le point C, qui correspond à un raccourcissement de 2‰ du béton, à une distance de la fibre la plus comprimée égale à 3/7 de la hauteur total h de la section.

- **E.L.S :**

Constituent les frontières au delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- L'ouverture des fissures .
- La déformation des éléments porteurs .
- La Compression dans le béton.

**Hypothèses de calcul :**

- Les sections droites avant déformation restent planes après déformation .
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton .
- Le béton tendu est négligé .
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations :

$$\sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc} \quad ; \quad \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s$$

- Pour convention  $\eta$  correspond au rapport du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui béton :
- $\eta = E_s/E_b=15$  «coefficient d'équivalence ».

- **Données de calcul :**

Dans notre étude les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression du béton à 28 jours :  $f_{c28}=25\text{Mpa}$  .
- La résistance à la traction du béton :  $f_{t28}=2,1\text{Mpa}$  .
- Module d'élasticité longitudinal différé :  $E_{vj}=10818,87\text{ MPa}$ .
- Module d'élasticité longitudinal instantané :  $E_{ij}=32164,195\text{MPa}$ .
- Limite d'élasticité du l'acier :  $f_e=400\text{Mpa}$ .

- **Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites :**

- **Etat limite ultime :**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

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

- **Etat limite de service**

Combinaison d'action :  $G+Q$

-Les règles parasismiques algériennes ont prévu les combinaisons d'actions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} G+Q\pm E \\ G+Q\pm 1,2E \\ 0,8G\pm E \end{array} \right. \quad \text{Avec :} \quad \left\{ \begin{array}{l} G : \text{charge permanente} \\ Q : \text{charge d'exploitation} \\ E : \text{effort de séisme} \end{array} \right.$$

Les règlements à suivre lors de notre étude

- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites BAEL 91 révisée 99.
- Règlements parasismiques algériens RPA 99 version 2003.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA93.
- Document technique réglementaire DTR 2.2.

# Chapitre II:

## prédimensionnement des éléments

## II.1.Introduction

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure : poutres, poteaux, voiles et autres, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appelé prédimensionnement.

Pour cela nous évaluons une descente des charges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur, à tous les niveaux jusqu'à la fondation.

## II.2.Prédimensionnement Des Planchers

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan. Dans notre structure on a deux types de planchers dalle pleine et corps creux.

### 2.1.Plancher à Dalle Pleine

#### a. Dalles encastrées totalement ou partiellement sur leurs contours

- **Condition de sécurité contre l'incendie**
  - $e = 7 \text{ cm}$  pour une heure de coupe-feu.
  - $e = 11 \text{ cm}$  pour deux heures de coupe-feu.
- **Condition d'isolation acoustique**

Selon les règles, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 15 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique. Donc, on limitera l'épaisseur dans notre cas à : 15cm.

- **résistance à la flexion**

$$L_x / 35 \leq e \leq L_x / 30.$$

$L_x$  : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas défavorable)

Dans notre cas la dalle est encastrée partiellement sur son contour :  $L_x = 0.56$ . Ceci engendre  $56 / 35 \leq e \leq 56 / 30 \Rightarrow 1.6 \text{ cm} \leq e \leq 1.87 \text{ cm}$

Donc l'épaisseur de la dalle pleine sera  $e=15\text{cm}$

- **Condition De Flèche**

Nous devons vérifier que :  $F_{max} \leq \bar{F}$

$$\begin{aligned} \bullet F_{max} &\leq \frac{L}{500} && \text{Si la portée } L \text{ est au plus égale à } 5\text{m} \\ \bullet F_{max} &\leq \frac{L}{1000} + 0,5 && \text{Si la portée } L \text{ est supérieure à } 5\text{m (L en cm)} \end{aligned}$$

Pour ce faire, on considère une bande de dalle de largeur  $b = 1\text{m}$  avec une épaisseur  $e = 15\text{cm}$ . Supposée travaillant comme une poutre encastree sur les deux extrémités. Dans le cas de poutre isostatique avec une charge uniformément répartie, la flèche maximale est donnée par :

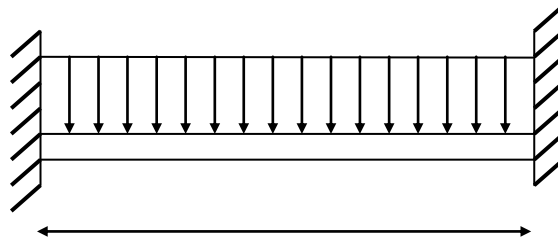


Figure II.1 : Flèche de la dalle.

$$F_{\max} = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

Avec  $F_{\max}$  : Flèche maximale du plancher.

$L$  : portée du plancher = 0.56m

$e$  : épaisseur du plancher.

$q$  : charge uniformément répartie déterminé à l'ELS.

$E$  : module d'élasticité différée du béton.

$$I = \frac{b \times e^3}{12} = \frac{10^3 \times 150^3}{12} = 2.81 \times 10^4 \text{ cm}^4 = 2.81 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$I$  : moment d'inertie de la section.

$E = 10818.87 \text{ MPA}$

$$\bar{F} = \frac{L_x}{500} = \frac{560}{500} = 1.12 \text{ mm}$$

Les charges revenant à celle-ci sont les suivantes : (Pancher le plus chargé, voir descente de charge) :

Charge permanente :  $G = 5.39 \text{ KN/m}^2$

Surcharge d'exploitation :  $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

$q = (G + Q) \times b \Rightarrow q = 8,89 \text{ KN/ml}$

$$F_{\max} = \frac{5 \times q \times L_x^4}{384 \times E \times I} = \frac{5 \times 8.89 \times 560^4}{384 \times 10818.87 \times 2.81 \times 10^8} = 0.004 \text{ mm}$$

$F_{\max} = 0.004 \text{ mm} < \bar{F} = 1.12 \text{ mm}$  Condition vérifiée

D'après les conditions précédentes, on adopte une épaisseur  $e = 15 \text{ cm}$ , pour toutes les dalles.

## 2.2. Planchers à corps creux

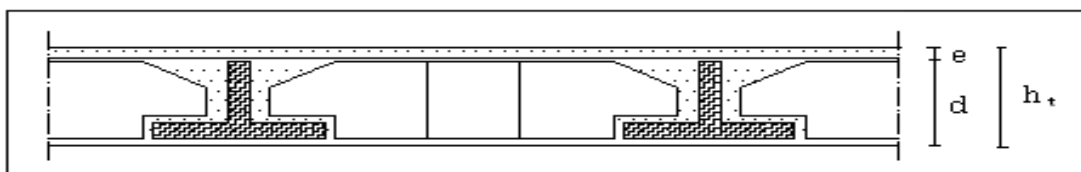


Figure II.2: Dalle à corps creux.

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux. Pour le prédimensionnement de la hauteur des poutrelles en utilisera la formule empirique suivante :

$$h \geq \frac{L}{22,5}$$

Avec :

h : épaisseur de la dalle de compression + corps creux.

L : la portée maximale de la poutrelle

On a : L = 4,40m      alors  $h > 19.57cm = 0.1957m$

Donc on adopte une épaisseur de :  $h_0 = 16 \text{ cm}$  . On prend :  $h = (16+4) \text{ cm} = 20\text{cm}$

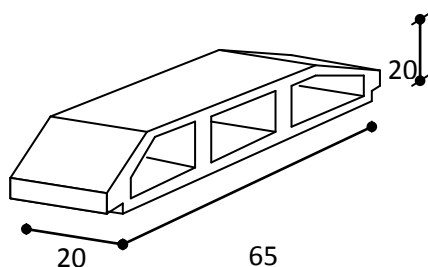


Figure II.3: Corps Creux.

### II.3.Evaluation Des Charges

Cette étape consiste à évaluer les charges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

#### 3.1. Charges Permanentes

- Etage terrasse inaccessible :

Tableau II.1 : charge permanente d'étage terrasse inaccessible

N	éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (kg/m <sup>3</sup> )	Charges(KN/m <sup>2</sup> )
1	Couche de gravier	0,05	17	0,85
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Béton en forme de pente	0,06	22	1,32
4	Feuille de polyrane	/	/	0,01
5	Isolation thermique	0,04	4	0,16
6	Dalle en corps creux	16+4	14	2,8
7	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2

$$G_1 = 5,46 \text{ KN/m}$$

- Plancher étage courant :

**Tableau II.2 : charge permanente d'étage courant.**

N	éléments	Epaisseur(m)	Poids volumique (Kg/m <sup>3</sup> )	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement e carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Delle en corps creux	0,2	14	2,8
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
6	Cloisons de séparation interne	0,1	9	0,9

$$G_2 = 5,10 \text{KN/m}^2$$

- Dalles pleines :

**Tableau II.3: Charge permanente des dalles pleines**

N	éléments	Epaisseur	Poids volumique (Kg/m <sup>3</sup> )	Charges(KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine en BA	0,15	25	3,75
5	Enduit en mortier de ciment	0,02	22	0,44

$$G_3 = 5,39 \text{KN/m}^2$$



- Murs extérieurs :

**Tableau II.4: charge permanente des murs extérieurs**

N	Eléments	Epaisseur	Poids volumique (Kg/m <sup>3</sup> )	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de ciment	0,02	22	0,44
2	Briques creuses	0,1	9	0,9
3	L'âme d'air	0,05	/	/
4	Briques creuses	0,1	9	0,9
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2

$$G_4 = 2,44 \text{ KN/m}^2$$

- Murs intérieurs :

**Tableau II.5: charge permanente des murs intérieurs**

N	éléments	Epaisseur(m)	Poids volumiques (Kg/m <sup>3</sup> )	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
2	Briques creuses	0,1	9	0,9
3	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2

$$G_5 = 1,3 \text{ KN/m}^2$$

## II.4. Prédimensionnement des poutres et des poteaux

Le système des portiques est constitué des éléments horizontaux (les poutres) et des éléments verticaux (les poteaux).

### 4.1. Prédimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leurs Prédimensionnement sont basés sur les deux étapes suivantes :

- 1- Détermination des dimensions (h, b) à partir de formules empiriques
- 2- Vérification des conditions imposées sur (h, b) selon l'RPA 99 V 2003

Selon les formules empiriques

-la hauteur h de la poutre doit être  $L/15 \leq h \leq L/10$

-La largeur b de la poutre doit être  $0,3h \leq b \leq 0,6h$

Avec : L : portée de la poutre

h : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

Selon RPA99V2003, on doit respecter les conditions suivantes :

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

• **Poutres principales :  $L_{max} = 384$  cm**

Celui des poutres principales, d'après le B.A.E.L 91 on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_{max} = 384 \text{ cm} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 25.60 \text{ cm} \leq h_t \leq 38.4 \text{ cm} . \text{ On prend } h_t = 40 \text{ cm} \\ 10.5 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm} . \text{ On prend } b = 30 \text{ cm} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

D'après le R.P.A 99/2003, on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} . \text{ Condition vérifiée} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} . \text{ Condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} = 1.33 \leq 4 . \text{ Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

• **Poutres secondaires :  $L_{max} = 440$ cm.**

Celui des poutres secondaires, d'après le B.A.E.L 91 on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_{max} = 375 \text{ cm} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 25 \text{ cm} \leq h_t \leq 37.5 \text{ cm} . \text{ On prend } h_t = 30 \text{ cm} \\ 9 \text{ cm} \leq b \leq 18 \text{ cm} . \text{ On prend } b = 30 \text{ cm} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

D'après le R.P.A 99/2003, on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} . \text{ Condition vérifiée} \\ h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} . \text{ Condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} = 1 \leq 4 . \text{ Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

-La section des Poutres principales est :(40x30)

-La section des Poutres secondaires est :(30x30)

#### 4.2.Prédimensionnement des poteaux

Un poteau est un organe de structure d'un ouvrage sur lequel se concentrent de façon ponctuelle les charges de la superstructure (par exemple via un réseau de poutres ou de dalles d'un niveau supérieur) et par lequel ces charges se répartissent vers les infrastructures de cet ouvrage.

Les dimensions des poteaux doivent :

- 1- Respecter les critères de résistance.
- 2- Vérifier les conditions de RPA 99.

On a 3 types de coffrage des poteaux rectangulaire :

- Type I: RDC+1<sup>er</sup> étage
- Type II : du 2<sup>ème</sup> au 3<sup>ème</sup> étage.
- Type III : du 4<sup>ème</sup> au 5<sup>ème</sup> étage.

- **Pré dimensionnement des poteaux type I**

- **Détermination de (a)**

$$\lambda = \frac{lf}{i} = \frac{0.7 \times l_0}{i} \leq 50 \quad . i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad . B = a \times b \quad . I = \frac{b \times a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{b \times a^3}{12 \times a \times b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0.289a$$

Donc on remplace par la valeur de i :

$$\lambda = \frac{lf}{0.289a} = \frac{0.7 \times l_0}{0.289a} \leq 50$$

Avec :

$\lambda$  : Élancement mécanique d'une pièce comprimée.

$L_f$  : Longueur de flambement = 0,7 L0.

$L_0$  : Hauteur libre de poteau.

$i$  : Rayon de giration de la section droite du béton seule.

- **Détermination de (b)**

Selon le BAEL on a :

$$Nu \leq \alpha \left[ \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A_s \cdot \frac{F_e}{\gamma_s} \right]$$

$B_r$  : Section réduite du poteau .  $B_r = (a - 2)(b - 2) [cm]^2$

$A_s$  : Section d'armature longitudinale.  $A_s = 0,8\% B_r$  . Parce que Zone IIa (**RPA 7.4.2.1**)

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité du béton  $\gamma_b = 1,5$ .

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité de l'acier  $\gamma_s = 1,15$ .

$f_e$  : nuance de l'acier.  $f_e = 400$  MPA.

$\alpha$  : Facteur réducteur de Nu, il est en fonction de  $\lambda$  .

$$\alpha = \frac{0.85}{\left[ 1 + 0.2 \left( \frac{\lambda^2}{35} \right) \right]}$$

$f_{c28} = 25$  MPA .  $f_e = 400$  MPA .  $\gamma_b = 1,50$  .  $\gamma_s = 1,15$  .

- **Application numérique :**

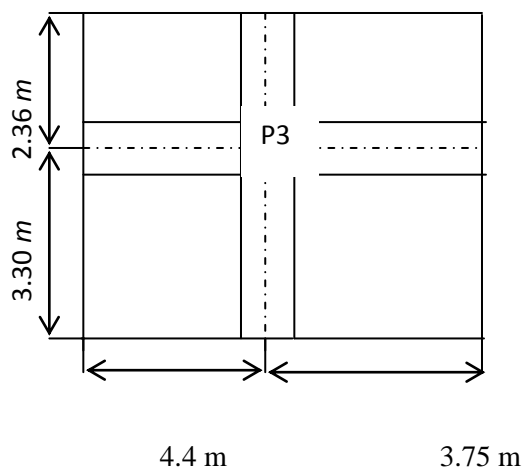


Figure II.4: La surface afférente du poteau.

$$S_{\text{aff}} = (2.2 \times 1.65) + (1.18 \times 2.2) + (1.18 \times 1.875) + (1.65 \times 1.875) = 11,59 \text{ m}^2$$

Tableau II.6: Dégression des charges d'exploitations.

Niveau des planchers	Charges d'exploitations	Dégression des charges par niveau	La charge (KN/m <sup>2</sup> )
5	Q <sub>0</sub>	$\sum_0 = q_0$	1,00
4	Q <sub>1</sub>	$\sum_1 = q_0 + q_1$	2,50
3	Q <sub>2</sub>	$\sum_2 = q_0 + 0,95 (q_1 + q_2)$	3,85
2	Q <sub>3</sub>	$\sum_3 = q_0 + 0,90 (q_1 + q_2 + q_3)$	5,05
1	Q <sub>4</sub>	$\sum_4 = q_0 + 0,85 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4)$	6,10
RDC	Q <sub>5</sub>	$\sum_5 = q_0 + 0,80 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5)$	7,00

Tableau II.7: charges permanentes agissants sur le poteau.

NIVEAU	ELEMENTS	G (KN)
5	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Terrasse inaccessible</li> <li>• Poutres principales</li> <li>• Poutres secondaires</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>G_5=5.46 \times 11.59=63.281</math></li> <li>• <math>G_{PP}=0.3 \times 0.4 \times 25 \times 2.83=8.49</math></li> <li>• <math>G_{Ps}=0.3 \times 0.3 \times 25 \times 4.075=9.17</math></li> </ul>
4	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Etage courant</li> <li>• Poutres principales</li> <li>• Poutres secondaires</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>G_4=5.1 \times 11.59=59.11</math></li> <li>• <math>G_{PP}=0.3 \times 0.4 \times 25 \times 2.83=8.49</math></li> <li>• <math>G_{Ps}=0.3 \times 0.3 \times 25 \times 4.075=9.17</math></li> </ul>
3	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Etage courant</li> <li>• Poutres principales</li> <li>• Poutres secondaires</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>G_4=5.1 \times 11.59=59.11</math></li> <li>• <math>G_{PP}=0.3 \times 0.4 \times 25 \times 2.83=8.49</math></li> <li>• <math>G_{Ps}=0.3 \times 0.3 \times 25 \times 4.075=9.17</math></li> </ul>
2	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Etage courant</li> <li>• Poutres principales</li> <li>• Poutres secondaires</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>G_4=5.1 \times 11.59=59.11</math></li> <li>• <math>G_{PP}=0.3 \times 0.4 \times 25 \times 2.83=8.49</math></li> <li>• <math>G_{Ps}=0.3 \times 0.3 \times 25 \times 4.075=9.17</math></li> </ul>
1	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Etage courant</li> <li>• Poutres principales</li> <li>• Poutres secondaires</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>G_4=5.1 \times 11.59=59.11</math></li> <li>• <math>G_{PP}=0.3 \times 0.4 \times 25 \times 2.83=8.49</math></li> <li>• <math>G_{Ps}=0.3 \times 0.3 \times 25 \times 4.075=9.17</math></li> </ul>
RDC	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Etage courant</li> <li>• Poutres principales</li> <li>• Poutres secondaires</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>G_4=5.1 \times 11.59=59.11</math></li> <li>• <math>G_{PP}=0.3 \times 0.4 \times 25 \times 2.83=8.49</math></li> <li>• <math>G_{Ps}=0.3 \times 0.3 \times 25 \times 4.075=9.17</math></li> </ul>

$$\Sigma G=523.901 \cdot \Sigma Q \times S=25.5 \times 11.59=295.545 \text{KN}$$

On doit majorer les efforts de 10 %

$$\text{➤ } N_G = 1.1 \times 523.901 = 576.291 \text{KN.}$$

$$\text{➤ } N_Q = 1.1 \times 295.545 = 325.1 \text{KN.}$$

$$\text{➤ } N_U = (1.35 \times 576.291) + (1.5 \times 325.1) = 1265.643 \text{KN}$$

✓ Détermination de « a » :

On doit dimensionner le poteau de sorte qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire :  $\lambda \leq 50$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7 \times L_0}{i}$$

On a :  $L_0 = 3,24 \text{ m}$ .

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{226,1}{0,289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{226,1}{0,289 \times 50} = 14,45 \text{ cm}$$

On prend  $a = 40 \text{ cm}$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{226,1}{0,289a} = \frac{226,1}{0,289 \times 40} = 19,559$$

✓ Détermination de « b » :

**Calcul de l'effort normal (Nu) Sollicitant les poteaux :**

L'effort normal :  $N_u = 1.35G + 1.5Q = 1265.643 \text{ KN}$

$$B_r = (40 - 2)(b - 2) = 38(b - 2) [cm]^2$$

$$A_s = 0.8\% \times B_r = 0,008 \times [38(b - 2)] = 0,304(b - 2)[cm]^2 \quad 0.8\% \text{ car zone IIa}$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{19.559}{35}\right)^2} = 0.8$$

$$1265.643 \leq 0.8 \left[ \frac{38(b - 2)25}{0.9 \times 1.5 \times 10} + \frac{0.304(b - 2) \times 400}{1.15 \times 10} \right]$$

$$1265.643 \leq 0.8[70.37(b - 2) + 10.57(b - 2)] = 64.75b - 129.504$$

$$b \geq \frac{1395.147}{64.75} = 21.547 \text{ cm}$$

On prend :  $b = 40 \text{ cm}$ .

○ Vérification des conditions du R.P.A 99(version 2003):

$$\begin{cases} \min(a, b) = 40 > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ vérifiée} \\ \min(a, b) = 40 > \frac{h_e}{20} = \frac{324}{20} = 16.2 \dots \dots \dots \text{ vérifiée} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 1 < 4 \dots \dots \dots \text{ vérifiée} \end{cases}$$

Soit :  $a = b = 40 \text{ cm}$

• **Prédimensionnement des poteaux de type2:**

D'après les tableaux II.6 et II.7, l'effort normal sur le poteau est égale à :

$$N_{G4} = 157.71 \text{ KN} ; N_{Q4} = 40.57$$

On doit majorer les efforts de 10 %

➤  $N_G = 1.1 \times 157.71 = 173.48 \text{ KN}$ .

➤  $N_Q = 1.1 \times 40.57 = 44.63 \text{ KN}$ .

➤  $N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q = 301.14$

## ✓ Détermination de « a » :

On doit dimensionner le poteau de sorte qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire :  $\lambda \leq 50$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7 \times L_0}{i}$$

On a :  $L_0 = 3,24 \text{ m}$ .

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{226,1}{0,289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{226,1}{0,289 \times 50} = 14,45 \text{ cm}$$

On prend  $a = 35 \text{ cm}$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{226,1}{0,289a} = \frac{226,1}{0,289 \times 35} = 22,35$$

## ✓ Détermination de « b » :

**Calcul de l'effort normal (Nu) Sollicitant les poteaux :**

L'effort normal :  $N_u = 1,35G + 1,5Q = 1265,643 \text{ KN}$

$$B_r = (35 - 2)(b - 2) = 33(b - 2) [cm]^2$$

$$A_s = 0,8\% \times B_r = 0,008 \times [33(b - 2)] = 0,264(b - 2) [cm]^2$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{22,35}{35}\right)^2} = 0,79$$

$$301,14 \leq 0,79 \left[ \frac{33(b - 2)25}{0,9 \times 1,5 \times 10} + \frac{0,264(b - 2) \times 400}{1,15 \times 10} \right]$$

$$301,14 \leq 0,79[61,11(b - 2) + 9,18(b - 2)] = 55,53b - 111,06$$

$$b \geq \frac{412,2}{55,53} = 7,42 \text{ cm}$$

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

## ○ Vérification des conditions du R.P.A 99(version 2003):

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a, b) = 35 > 25 \dots\dots\dots \text{vérifié} \\ \min(a, b) = 35 \geq \frac{h_e}{20} = \frac{324}{20} = 16,2 \dots\dots\dots \text{vérifié} \\ \frac{1}{4} < \frac{35}{35} = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifié} \end{array} \right.$$

Soit:  $a = b = 35 \text{ cm}$

## • Prédimensionnement des poteaux de type 3:

D'après les tableaux II.6 et II.7, l'effort normal sur le poteau est égale à :

$$N_{G4} = 311,25 \text{ . } N_{Q4} = 143,72$$

On doit majorer les efforts de 10 %

$$\text{➤ } N_G = 1,1 \times 311,25 = 342,38 \text{ KN.}$$

$$\text{➤ } N_Q = 1,1 \times 143,72 = 158,09 \text{ KN.}$$

$$\text{➤ } N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q = 699,34 \text{ KN}$$

## ✓ Détermination de « a » :

On doit dimensionner le poteau de sorte qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire :  $\lambda \leq 50$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7 \times L_0}{i}$$

On a :  $L_0 = 3,24 \text{ m}$ .

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{226,1}{0,289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{226,1}{0,289 \times 50} = 14,45 \text{ cm}$$

On prend  $a = 30 \text{ cm}$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{226,1}{0,289a} = \frac{226,1}{0,289 \times 30} = 26,08$$

✓ **Détermination de « b » :**

**Calcul de l'effort normal (Nu) Sollicitant les poteaux :**

L'effort normal :  $N_u = 699,35 \text{ KN}$

$$B_r = (30 - 2)(b - 2) = 28(b - 2) \text{ [cm]}^2$$

$$A_s = 0,8\% \times B_r = 0,008 \times [28(b - 2)] = 0,22(b - 2) \text{ [cm]}^2$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{26,08}{35}\right)^2} = 0,77$$

$$699,35 \leq 0,77 \left[ \frac{28(b - 2)25}{0,9 \times 1,5 \times 10} + \frac{0,22(b - 2) \times 400}{1,15 \times 10} \right]$$

$$699,35 \leq 0,77[51,85(b - 2) + 7,65(b - 2)] = 45,82b - 91,63$$

$$b \geq \frac{790,98}{45,82} = 17,26 \text{ cm}$$

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

○ **Vérification des conditions du R.P.A 99(version 2003):**

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a, b) = 30 > 25 \dots\dots\dots \text{vérifié} \\ \min(a, b) = 30 \geq \frac{h_e}{20} = \frac{324}{20} = 16,2 \dots\dots\dots \text{vérifié} \\ \frac{1}{4} < \frac{30}{30} = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifié} \end{array} \right.$$

Soit:  $a = b = 30 \text{ cm}$

**II.5. Les poutrelles**

D'après les règles (**BAEL91**), la longueur de la dalle de compression sera calculée à partir de la plus petite des valeurs suivantes de «  $b_l$  ».

$$\left\{ \begin{array}{l} b_l \geq (L_n - b_0) / 2. \\ b_l \geq L / 10. \quad \quad \quad \text{(A 4.1.3 du BAEL 91)} \\ b_l \geq 8 h_0. \\ b_l \leq \min \{L_0/2, L/10, 8h_0\} \end{array} \right.$$

Avec :

$L_n$  : la distance entre axes de nervures.  $L_n = 65 \text{ cm}$ .



$L$  : La portée entre nus d'appuis.

$h_0$  : La hauteur de la nervure.

$b_0$  : Épaisseur de la nervure.

On prend :

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

$b_1$  : doit vérifier les conditions

$$\begin{cases} b_1 \geq \frac{(65-10)}{2} = 27,5 \text{ cm} \\ b_1 \geq \frac{400}{10} = 40 \text{ cm} \\ b_1 = 8 \times 4 = 32 \text{ cm} \end{cases}$$

$b_1 = \min(27,5 \cdot 44 \cdot 32) \rightarrow$  on prend  $b_1 = 27,5 \text{ cm.}$

$$b = 2 b_1 + b_0 \quad \Rightarrow \quad b = 65 \text{ cm.}$$

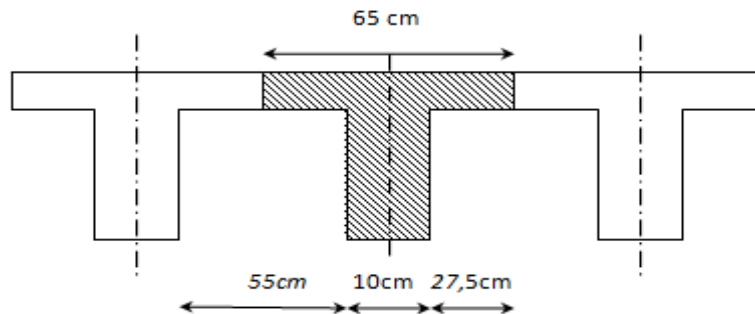


Figure II.5: Dimensions de la nervure

## II.6. Prédimensionnement Des Voiles

Le Prédimensionnement des murs en béton armé justifié par l'article 7.7 de RPA99 version 2003

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

D'après le RPA99 version 2003 article 7.7.1 les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisant la condition :

$L \geq 4e$ . Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

$L$  : longueur de voile.

$e$  : épaisseur du voile.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités indiquées.

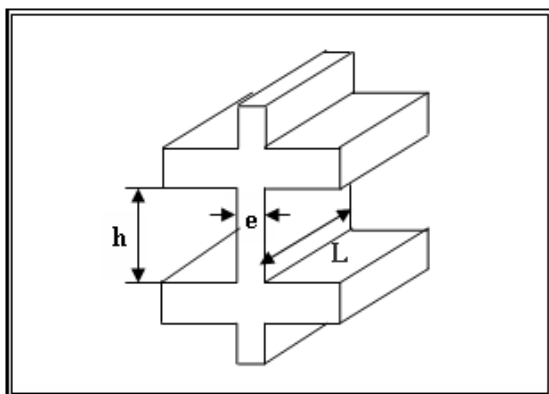


Figure II.6. : Coupe de voile en élévation

$$e \geq \max\left(\frac{h_e}{22} \cdot 15\text{cm}\right)$$

$$h_e = 3.24 - 0.4 = 2.84\text{m}$$

$$e \geq \max\left(\frac{2.84}{22} \cdot 15\text{cm}\right) = \max(12.909.15)$$

Soit l'épaisseur des voiles : **e = 20cm.**

$$L \geq 4 \times e = 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$$

Tableau II.8 : Dimensions des éléments principaux de la structure

Etage	Poteaux	Poutres principales	Poutres secondaires	Voiles
RDC+1 <sup>er</sup>	40×40	40× 30	30×30	20
2 <sup>ème</sup> +3 <sup>ème</sup>	35×35	40× 30	30×30	20
4 <sup>ème</sup> +5 <sup>ème</sup>	30×30	40× 30	30×30	20

# Chapitre III:

# Calcul des planchers

### III.1.Introduction

Un plancher est un élément de structure généralement de surface plane, destinée à limiter les étages et supporter les revêtements de sols, ses fonctions principales sont :

- Supporter son poids propre et les surcharges d'exploitation.
- Transmettre les charges aux éléments porteurs (poteaux, murs, voiles .....)
- Assurer l'isolation thermique (en particulier pour les locaux situés sous la terrasse ou ceux situés sous vide sanitaire) et acoustique (étanchéité au bruit) entre les différents étages.
- Rigidifier la structure et participer à la résistance (répartition des efforts horizontaux)

On peut distinguer deux grandes classes de plancher :

- Les planchers coulés sur place ou plancher dits « traditionnels ».
- Les planchers préfabriqués, la préfabrication pouvant être totale ou partielle.

### III.2.Dimensionnement des poutrelles

Notre projet étant une construction courante à une surcharge modérée ( $Q \leq 5\text{KN/m}^2$ ). La hauteur du plancher est 20 cm soit (16+4) cm.

Avec :  $\begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{corps creux} \\ 4 \text{ cm} : \text{dalle de compression} \end{cases}$

Les poutrelles sont disposées perpendiculaire au sens porteur avec un espacement de 65 cm entre axes. Hauteur du plancher :  $h_t=20$  cm épaisseur de la nervure :  $h_0=4$ cm Largeur de la dalle de compression:  $b_0=12$  cm.

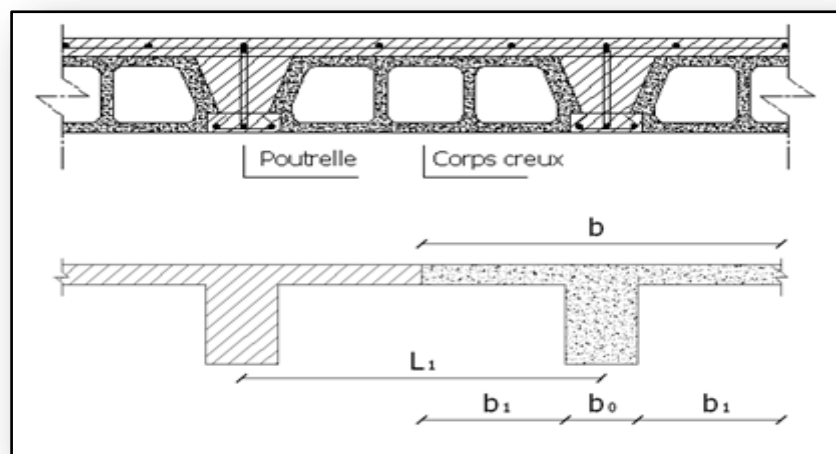


Figure III.2 : Dimensionnement des poutrelles.

### III.3.Méthode de calcul des poutrelles

#### 3.1.1.Méthode forfaitaire

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, Le règlement BAEL 91 est proposé une méthode simplifiée applicable pour les planchers courants si les conditions ci-après sont satisfaites.

- **Les conditions d'application de la méthode forfaitaire**

Cette méthode est applicable si les quatre conditions suivantes sont remplies :

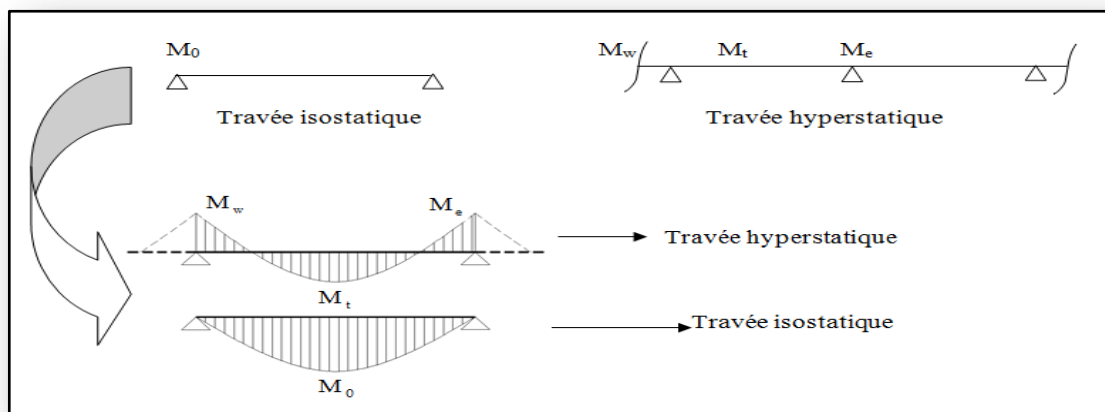
1. La charge d'exploitation  $Q \leq \max (2G \cdot 5\text{KN/m}^2)$  .
2. Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées .
3. Le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25 .

$$0,8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1,25$$

4. La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

- **Principe de calcul**

Il exprime les maximaux en travée et sur appuis en fonction des moments fléchissant isostatiques  $M_0$  de la travée indépendante



**Figure III.2: Diagrammes des moments corrigés.**

Selon le **B.A.E.L 91 modifier 99**, les valeurs de  $M_w$ ,  $M_t$ ,  $M_e$  doivent vérifier les conditions suivantes:

$$M_t \geq \max [1,05M_0; (1 + 0,3\alpha)M_0] - (M_w + M_e)/2$$

$$M_t \geq (1 + 0,3\alpha)M_0/2 \text{ dans une travée intermédiaire.}$$

$$M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha)M_0/2 \text{ dans une travée de rive.}$$

$M_0$ : Le moment maximal dans la travée indépendante.

$M_t$ : Le moment maximal dans la travée étudiée.

$M_w$ : Le moment sur l'appui gauche de la travée.

$M_e$ : Le moment sur l'appui droit de la travée.

$\alpha = \frac{Q}{G+A}$  Le rapport de la charge d'exploitation a la somme des charges permanentes

et d'exploitations.

- Les valeurs des moments aux appuis

Poutre continue à deux travées.



Poutre continue à trois travées.



Poutre continue à plus de trois travées.



Figure III.3: Les valeurs absolues des moments sur appuis sont évaluées selon le nombre des travées

- Effort tranchant

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt. Des armatures longitudinales.

Le règlement **B.A.E.L 91 modifier 99**, prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié :



Figure III.4: Diagramme de l'effort tranchant.

3.2.La méthode des trois moments (selon B.A.E.L 91 modifier 99 « Jean-Pierre Mouglin »)  
page 183

- Principe de calcul de la méthode des trois moments  
Pour les poutres continues à plusieurs appuis.

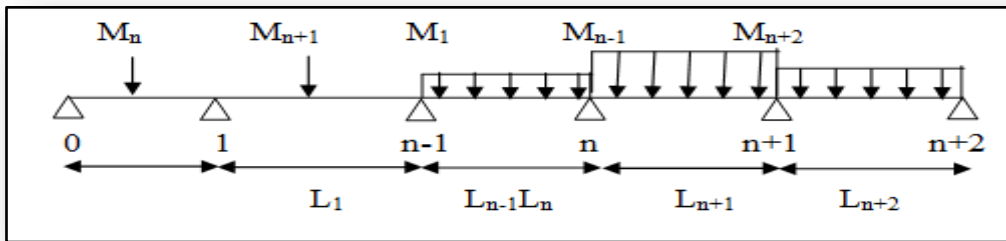


Figure III.5.a : principe de la méthode des trois moments

Isolant deux travées adjacentes, elles sont chargées d'une manière quelconque. c'est un système statiquement indéterminé, il est nécessaire de compléter les équations statiques disponibles par d'autres méthodes basées sur les déformations du système.

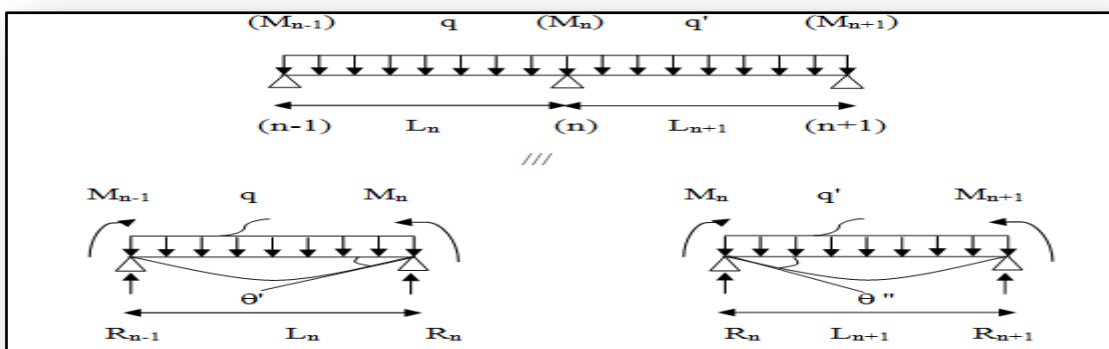


Figure III.5.b : principe de la méthode des trois moments

$M_n$  ,  $M_{n-1}$  ,  $M_{n+1}$  : les moments de flexion sur appuis (n), (n-1), (n+1), ils sont supposés positifs, suivant les conditions aux limites et les conditions de continuité, ( $\theta'=\theta''$ ).....(1)

Les moments de flexion pour chacune des travées  $L_n$ ,  $L_{n+1}$  sous les charges connues  $q, q'$  peuvent être tracer selon la méthode classique.  $M_n$ ,  $M_{n-1}$ ,  $M_{n+1}$  sont provisoirement omis.

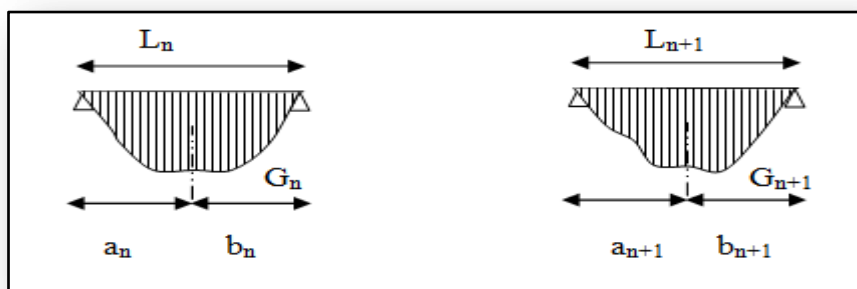


Figure III.5.c : principe de la méthode des trois moments

$G_n, G_{n+1}$ : les centres d'inertie des aires de diagramme des moments.

$a_n, b_n, a_{n+1}, b_{n+1}$ : sont la signification indiquésur la figure.

$S_n$  et  $S_{n+1}$ : les Aires des diagrammes des moments pour les travées  $L_n$  et  $L_{n+1}$ .

$$\theta' = \theta'(M_{n-1}) + \theta'(M_n) + \theta'(M_{n+1})$$

Selon le théorème des Aires des moments, on aura :

$$\theta' = \frac{S_n \cdot a_n}{L_n \cdot E_I} + \frac{M_{n-1} \cdot L_n}{6 \cdot E_I} + \frac{M_n \cdot L_n}{3 \cdot E_I}$$

$$\theta'' = \frac{S_{n+1} \cdot b_{n+1}}{L_{n+1} \cdot E_I} + \frac{M_n \cdot L_{n+1}}{3 \cdot E_I} + \frac{M_{n+1} \cdot L_{n+1}}{6 \cdot E_I}$$

$$\theta' = \theta'' \Rightarrow M_{n-1} \cdot L_n + 2M_n (L_n + L_{n+1}) + M_{n+1} \cdot L_{n+1} = -6 \left[ \frac{S_n \cdot a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \cdot b_{n+1}}{L_{n+1}} \right]$$

C'est le théorème des trois moments et sous cette forme Générale il est applicable à tous les types de chargement. Cette équation est appelée (**EQUATION DE CLAPEYRON**).

### 3.3. Vérification des conditions de la méthode forfaitaire

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

1.  $Q \leq (2G \cdot 5000 \text{ N/m}^2)$
2. Inertie constante
3. Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :  $0.85 \leq L_n / L_{n+1} \leq 1.25$
4. Fissuration non préjudiciable.

Cette méthode n'est pas applicable car la 3<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifiée car :

$$\frac{3,84}{2,25} = 1.70 \notin [0.85; 1.25]$$

### 3.4. Méthode de Caquot

Cette méthode est dérivée du théorème des trois moments, mais avec certains ajustements, propre aux poutres en béton armé. Méthode de CAQUOT :

Dans le cas où la méthode forfaitaire ne peut pas être applicable et on a  $Q < 2G$  ou  $Q < 5 \text{ KN/m}^2$ , on applique la méthode de CAQUOT en multipliant la part des moments sur appui provenant des seules charges permanentes par un coefficient variant entre 1 et 2/3. (Généralement on fixe le coefficient multiplicateur par 2/3). On reprend la totalité de G ensuite pour le calcul des moments en travée.

#### a-Domaine d'application de la méthode de Caquot

La méthode de Caquot s'applique essentiellement aux planchers à charges d'exploitation élevées et susceptibles de variations rapides dans le temps et en position et où G et Q vérifient :  $Q > 2G$  ou  $Q > 5 \text{ KN/m}^2$ .



Elle s'applique également aux planchers à charge d'exploitation modérée si l'une des trois conditions complémentaires n'est pas remplie (Caquot minorée).

### b-Principe de la méthode :

La méthode de Caquot consiste à calculer le moment sur chaque appui d'une poutre continue.

La poutre continue est assimilée, pour le calcul des moments sur appuis, à une succession de poutres à deux travées de part et d'autre de l'appui étudié.

Dans ce schéma, il n'y a pas de moments sur les appuis en amont et en aval de l'appui étudié, ce qui n'est pas conforme aux hypothèses de la continuité.

La méthode de CAQUOT tient compte de cela en remplaçant les portées réelles par des portées fictives  $l'$ .

**c- Moments sur appuis :** (Poutres à moments d'inertie égaux dans les différentes travées et non solidaires des poteaux)

#### Hypothèses :

Pour le calcul des moments sur appui  $M_a$ , on fait les hypothèses suivantes :

- Seules les charges sur les travées voisines de l'appui considéré sont prises en compte,  $G' = 2/3G$
- On adopte des longueurs de portées fictives  $l'$ , telles que :

$l' = l$  pour les deux travées de rive.

$l' = 0.8 l$  pour les travées intermédiaires.

Pour le cas de charges réparties, les moments sur appui intermédiaire sont donnés par :

$$M_{appui} = - \left( \frac{q_w L'_w{}^3 + q_e L'_e{}^3}{8.5(L'_w + L'_e)} \right)$$

#### e-Efforts tranchants

Les efforts tranchants sont calculés en tenant compte des moments sur appuis évalués par la méthode de CAQUOT.

$$\text{En } A_{i-1}: V_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{L}$$

$$\text{En } A_i: V_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{L}$$

### III.4. Etude des poutrelles

#### 4.1. Les types des poutrelles

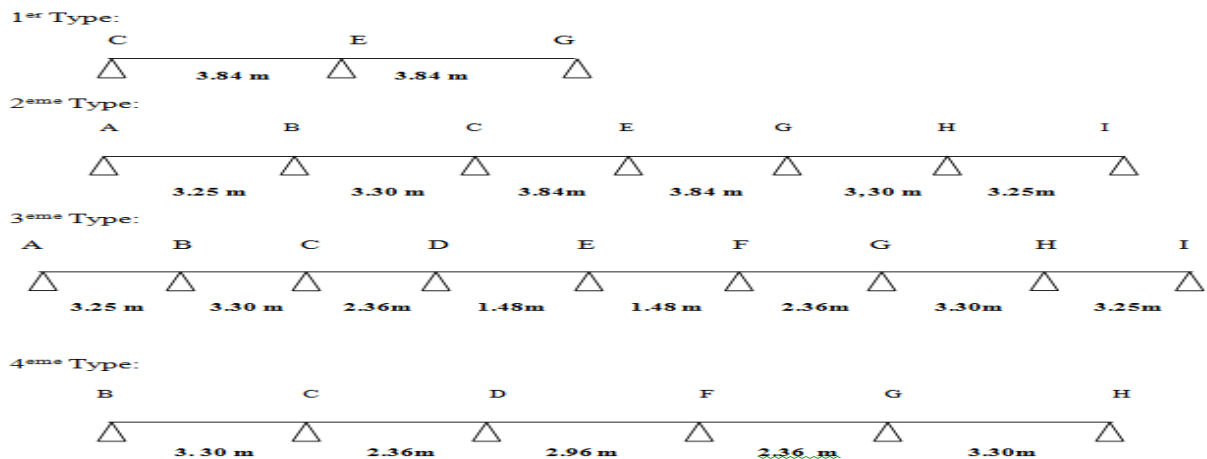


Figure III.6 : Les types des poutrelles

#### 4.2. Calcul du ferrailage :

##### 4.2.1 Calcul du ferrailage des poutrelles (E.L.U) :

Les moments maximaux en travée tendent à comprimer les fibres supérieures et à tendre les fibres inférieures et par conséquent les armatures longitudinales seront disposées en bas pour reprendre l'effort de traction puisque le béton résiste mal à la traction. Pour le calcul du ferrailage des poutrelles on prend le cas le plus défavorable.

Les poutrelles sont des sections en "T" dont les dimensions sont données comme suit :

Données :

- Largeur de la poutrelle  $b=65$  cm.
- Largeur de la  $b_0=12$  cm.
- La hauteur de la section  $ht=20$  cm.
- La hauteur de la section  $h_0=4$  cm.
- Hauteur utile des aciers tendus  $d=0,9h=18$  cm
- Contrainte des aciers utilisés  $f_e=400$  MPa
- Contrainte du béton à 28 jours  $f_{c28}=25$  MPa
- Contrainte limite de traction du béton  $f_{t28}=2,1$  MPa.
- Fissuration peu préjudiciable.

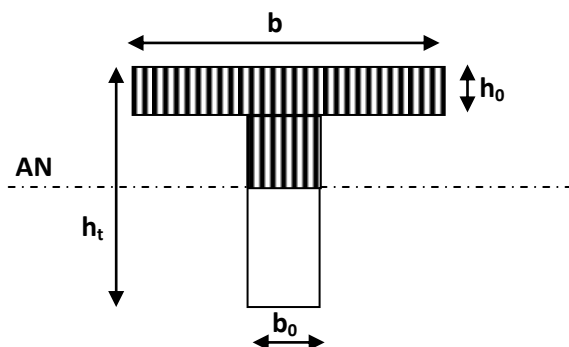


Figure III.7 : position de l'axe neutre.

- Calcul des efforts dans les poutrelles :

Tableau III.1 : les efforts dans les poutrelles.

Type de plancher	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU Nu=1.35G+1.5Q	ELS Ns=G+Q
Plancher terrasse	5.46	1	8.87	6.46
Plancher étage courant	5.1	1.50	9.14	6.6

- Plancher étage courant

#### a. Calcul les sollicitations maximales

Les charges revenant aux poutrelles : (le calcul se fait pour une bande de 0,65m)

$$L'ELU : P_u = (1,35G + 1,5Q) * 0,65 = 9,14 * 0,65 = 5,94 \text{ KN/m}^2$$

$$L'ELS : P_u = (G + Q) * 0,65 = 6,61 * 0,65 = 4,3 \text{ KN/m}^2$$

Exemples de calcul : (type 1)

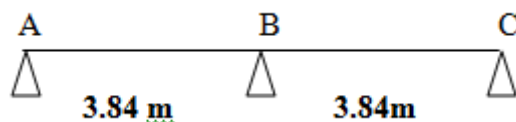


Figure III.8: Type de poutrelle plus sollicité

Tableau III.2 : résultats des moments et effort tranchants à ELU.

Travée	L	Mw(KN.m)	Me(KN.m)	Vw(KN)	Ve(KN)	Xt(m)	Mt(KN.m)
AB	3.84	0	-11,88	11,48	-20.54	2.26	23.37
BC	3.84	-11.88	0	20.66	-11.47	2.26	11.48

Tableau III.3 : résultats des moments et effort tranchants à ELS.

Travée	L	Mw(KN.m)	Me(KN.m)	Vw(KN)	Ve(KN)	Xt(m)	Mt(KN.m)
AB	3.84	0	-11,46	10.87	-14.51	2.26	18.57
BC	3.84	-11.46	0	18.19	-7.19	2.26	18.60

Pour le calcul de ferrailage on prend les sollicitations maximales suivantes :

$$\begin{array}{l}
 \text{E.L.U} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{t \max} = 23.37 \text{ KN.m} \\ M_{a \max} = 11.88 \text{ KN.m} \\ T_{\max} = 20.66 \text{ kN} \end{array} \right. \quad \text{E.L.S} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{t \max} = 18.60 \text{ KN.m} \\ M_{a \max} = 11.46 \text{ KN.m} \end{array} \right.
 \end{array}$$

#### b. Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U):

- **Ferrailage en travée :**

Dans l'étude d'une section en T il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure.

On calcule le moment équilibre par la table «  $M_t$  »

$$b=65\text{cm} \quad h=20\text{cm} \quad d=18\text{cm} \quad h_0=4\text{cm} \quad \sigma_b=14.17\text{MPa}$$

$$M_f = b \times h_0 \times f_{bc} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.17 \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 58,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{t\max} = 23.37 \text{ KN.m} < M_t = 59,2 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension  $(b \times h_t) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$  soumise à  $M_{t\max} = 23.37 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{23.37 \cdot 10^3}{14.17 \cdot (18)^2 \cdot 65} = 0,0783 < \mu_t = 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,0783 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,978$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_{t \max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{23.37 \cdot 10^3}{0,978 \cdot 18 \cdot 348} = 3,81 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité (section en T):**

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 650 \times 180 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

3,81 > 1,41 cm<sup>2</sup> condition vérifiée

On prend  $A_s = \max(A_{\min}, A_s) = 3,81 \text{ cm}^2$

Choix **4T12=4,52 cm<sup>2</sup>**

- **Ferraillage sur appuis :**

**Aux appuis intermédiaires**

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension ( $b_0 \times h$ ) = (10x20) cm<sup>2</sup>.

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 b_0} = \frac{11,88 \times 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 10} = 0,26 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,26 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,85$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{11,88 \times 10^3}{0,85 \cdot 18 \cdot 348} = 2,23 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité :**

$$A \geq A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 180 \times 2.1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

2,23 > 2,17 cm<sup>2</sup> condition vérifiée

On prend  $A_a = \max(A_{\min}, A) = 2,23 \text{ cm}^2$

Choix **2T12=2,26 cm<sup>2</sup>**

**Aux appuis de rive**

On dispose une quantité d'acier pour équilibrer un moment fictif de 0.15 M<sub>0</sub>.

$$M_0 = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{5,94 \times 3,84^2}{8} = 10,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap} = 0,15 M_0 = 1,64 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 b_0} = \frac{1,64 \times 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 10} = 0,036 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,036 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,98$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1,64 \times 10^3}{0,98 \cdot 18 \cdot 348} = 0,27 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité :**

$$A \geq A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 10 \times 18 \times 2.1}{400} = 0,22 \text{ cm}^2$$

0,27 > 0,22 cm<sup>2</sup> condition vérifiée

On prend  $A_a = \max (A_{min}, A) = 0.27 \text{ cm}^2$

Choix **1T12=1,13cm<sup>2</sup>**

### c. Vérification des contraintes à E.L.S :

➤ **En travée :**

$M_{ser} = 18.60 \text{ KN.m}$

• **Position de l'axe neutre :**

Soit «y» la distance entre le centre de gravité de la section homogène «S» et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{by^2}{2} + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0.$$

$b = 65 \text{ cm} \cdot \eta = 15 \cdot A' = 0 \cdot A = 2,36 \text{ cm}^2.$

$$32,5 \cdot y^2 - 15 \cdot 2,36 \cdot (18 - y) = 0.$$

$$32,5 \cdot y^2 + 35,4y - 637,2 = 0$$

$$y_1 = 3,9 \text{ cm}$$

4 cm > L'axe neutre tombe dans la nervure.  $y = 3,90 \text{ cm}$

• **Moment d'inertie :**

$$I_G = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A'(y - c') + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} y^3 + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} (3,9)^3 + 15 \cdot 2,36 \cdot (18 - 3,9)^2 = 8323,12 \text{ cm}^4.$$

• **Coefficient:**

$$K = M_{ser} / I$$

$$K = 18,60 \cdot 10^3 / 8323,12 = 2,24 \text{ Mpa/cm}$$

• **Calcul des contraintes :**

1- Contrainte maximale dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \cdot y = \frac{18,60 \cdot 10^3}{8328,12} \cdot 3,9 = 8,71 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 8,71 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

○ **Remarque :** cas de fissuration peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la

Contrainte maximale dans l'acier tendue  $\sigma_{st}$ .

Fissuration peu préjudiciable  $\bar{\sigma}_s = f_e = 400 \text{ MPa}$

➤ **En appuis:**

$$M_{ser}=11,46 \text{ KN.m}$$

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

Soit «y» la distance entre le centre de gravité de la section homogène «S» et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{by^2}{2} + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0.$$

$$b = 65 \text{ cm} \cdot \eta = 15 \cdot A' = 0 \cdot A = 2,26 \text{ cm}^2.$$

$$32,5 \cdot y^2 - 15 \cdot 2,26 \cdot (18 - y) = 0.$$

$$32,5 \cdot y^2 + 35,4y - 637,2 = 0$$

$$y_1 = 3,83 \text{ cm}$$

4 cm > L'axe neutre tombe dans la nervure.  $y = 3,83 \text{ cm}$

- **Moment d'inertie :**

$$I_G = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A'(y - c') + \eta A(d - y)^2 = \frac{65}{3} y^3 + \eta A(d - y)^2 = 8024,01 \text{ cm}^4$$

**Coefficient:**

$$K = M_{ser} / I$$

$$K = 11,46 \cdot 10^3 / 8024,01 = 1,42 \text{ Mpa/cm}$$

- **Calcul des contraintes :**

1- Contrainte maximale dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \cdot y = \frac{11,46 \cdot 10^3}{8024,01} \cdot 3,83 = 5,35 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 5,35 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{18,19 \cdot 10^{-3}}{0,12 \cdot 0,18} = 0,84 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,84 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

#### d. Les armatures transversales $A_t$ :

D'après **BAEL 99 (A-5-1.23)** on a :

$$\Phi_t \leq \min(h/35; b_0/10; \Phi_L) \quad \text{en (mm)}$$

avec  $\Phi_L$  : Diamètre minimum des armatures longitudinales

$$\Phi_t \leq \min(200/35; 120/10; 10) = 5,71 \text{ mm}$$

on adopte:  $\Phi_t = 6 \text{ mm}$ .

#### -Calcul des espacements :

$$St \leq \min(0,9d \cdot 40 \text{ cm})$$

$$St \leq \min(16,2 \text{ cm} \cdot 40 \text{ cm})$$

$$St \leq 16,20 \text{ cm}$$

$$St = 15 \text{ cm}$$

#### La section des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot st} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u(h/2) - 0,3k \cdot f_{ij}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots \dots \dots (*)$$

$k=1$  (fissuration non préjudiciable)

$$f_{ij} = \min(2,1 \text{ MPa} \cdot 3,3 \text{ MPa}) = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$f_e = 235 \text{ MPa} \cdot \sigma_s = 1,15$$

$$\tau_u(h/2) = \frac{T_u(h/2)}{b_0 \cdot d}$$

#### Effort tranchant par la méthode des triangles semblables

$$\frac{T_{\max}}{X} = \frac{T_u(h/2)}{X - (h/2)} \Rightarrow T_u(h/2) = \frac{T_{\max} \cdot [X - (h/2)]}{X}$$

On calcule la distance "X":

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \cdot L}$$

$$X = 2,26 \text{ m}$$



$$h/2=0,2/2=0,1 \text{ m}$$

$$X-(h/2)=2,26 -0,1=2.16\text{m}$$

$$\text{Donc : } T_u(h/2)=18.19.(0.2/2)=18.19 \text{ kN}$$

$$\text{D'où: } \tau_u(h/2)= (18.19.10^{-3})/(0,12.0,18)=0,84 \text{ MPa}$$

$$(1) \Rightarrow \left( \frac{A_t}{s_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,84 - 0,3.2,1).12}{0,9 \cdot \frac{235}{1,15}} = 1,3.10^{-2} \text{ cm} \dots \dots (*)$$

### Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max \left( \frac{\tau_u (h/2)}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max \left( \frac{0,83}{2} \text{ MPa}; 0,4 \text{ MPa} \right) = 0,41 \text{ MPa}$$

$$\left( \frac{A_t}{S_t} \right)_{min} \geq \frac{0,41 \times b_0}{f_e} = \frac{0,41 \times 12}{235} = 0,020 \text{ cm} \dots \dots (2)$$

On prend le max entre (1) et (2)  $\Rightarrow$  , on prend  $S_t=15 \text{ cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t \geq 0,020.15 = 0,3 \text{ cm}^2 \Rightarrow \\ 2\phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

### -Espacement dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min (10\Phi L, 15 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 10 \text{ cm}$$

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

### -Espacement dans la Zone courante :

$$S_t \leq 15 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte } \left\{ \begin{array}{l} S_t = 10 \text{ cm} \quad \text{Zone nodale.} \\ S_t = 15 \text{ cm} \quad \text{Zone courante.} \end{array} \right.$$

### Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_u = 18,19 \text{ kN}$$

$$M_{appui} = 11,46 \text{ KN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{11,46}{0,9.18.10^{-2}} = 70.74 \text{ kN} > T_u = 18,19 \text{ KN}$$

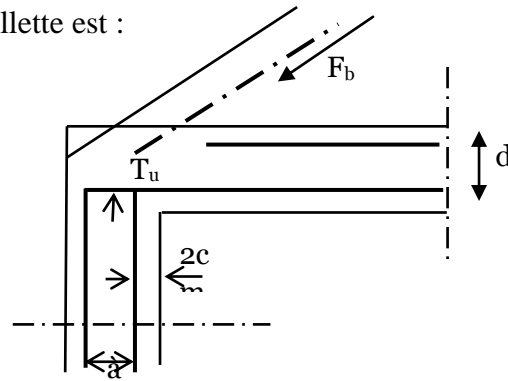
Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

**-Compression de la bille d'about :**

La contrainte de compression dans la biellette est :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases}$$

$$\text{D'où} \quad \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$



a: la longueur d'appui de la biellette

$$\text{On doit avoir} \quad \bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$$

**Figure III.9: Compression de la bille d'about**

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la biellette est légèrement différente de 45° donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b$$

$$\frac{2T}{a.b_0} \leq \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \cdot b_0 \cdot f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \cdot 18,19 \cdot 1,5}{0,8 \cdot 12 \cdot 25 \cdot 10} = 2,27 \text{ cm}$$

$$a = \min (a' \cdot 0,9 d)$$

a' : largeur d'appui

$$a' = c - 2 \text{ cm}$$

$$c' = 2 \text{ cm (Enrobage)}$$

c : la largeur de l'appui (poteau) = 40

$$a' = 40 - 2 - 2 = 36 \text{ cm}$$

$$a = \min (36 \text{ cm} \cdot 0,9 \cdot 18 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm} > 2,27 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**Entraînement des armatures :**

**Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{\text{user}} = T / 0,9 d \cdot \mu \cdot n \leq \bar{\tau}_{\text{user}} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

ψ<sub>s</sub>: coefficient de cisaillement ψ<sub>s</sub>=1,5 pour H.A

T: l'effort tranchant max T=18,19 kN

n : nombre des armatures longitudinaux tendus n=3

μ : périmètre d'armature tendue

$$\mu = \pi \cdot \phi = 3,14 \times 1,0 = 3,14 \text{ cm}$$

$$\tau_{\text{user}} = 18,19 \times 10^3 / 0,9 \times 18 \times 3,14 \times 3 \times 10^2 = 1,19 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{\text{user}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{user} = 1,19 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_{user} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

**-Vérification de la flèche :**

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \left( \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left( \frac{20}{384} = 0,052 > 0,044 \right) \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \\ \left( \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15.M_{0ser}} \right) \Rightarrow \left( \frac{20}{384} = 0,052 \right) > \frac{11,88}{15.11,46} = 0,069 \dots\dots \text{condition vérifiée} \\ \left( \frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{3,6}{f_e} \right) \Rightarrow \left( \frac{2,26}{12.18} = 0,010 \leq \frac{3,6}{400} = 0,009 \right) \dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont vérifiées . donc ne fait pas le calcul de la flèche.

**Plancher étages courants :**

**Tableau III.4 : le ferrailage des poutrelles dans les travées et les appuis.**

	M <sub>max</sub>	A <sub>cal</sub> (cm)	A <sub>min</sub> (cm)	Choix (cm <sup>2</sup> )
<b>Mt</b>	23.37	3,81	1,41	4T12=4,52
<b>Ma</b>	11,88	2,23	2,17	2T12=2,26

o **Plancher terrasse**

**Calcul les sollicitations maximales**

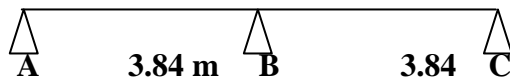
Les charges revenantes aux poutrelles :(le calcul se fait pour une bande de 0,65m)

$$L'ELU : Pu = (1,35G+1,5Q)*0.65=10,06*0.65=6,53$$

$$L'ELU : Pu = (G+Q)*0.65=7.34*0.65=4,77$$

**Exemples de calcul :(type 1)**

1<sup>er</sup> Type:



**Figure III.10: Type de poutrelle plus sollicité**

**Tableau III.5 : résultats des moments et effort tranchants à ELU.**

Travée	L	Mw(KN.m)	Me(KN.m)	Vw(KN)	Ve(KN)	Xt(m)	Mt(KN.m)
AB	3.84	0	-12,51	10,59	-17 ,09	1 ,47	17.80
BC	3.84	-12,51	0	17,09	-10,59	2,37	21,04

Pour le calcul de ferrailage on prend les sollicitations maximales suivantes :

$$\text{E.L.U} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{t\max} = 21.04 \text{ kN.m} \\ M_{a\max} = 12,51 \text{ KN.m} \\ T_{\max} = 17,09 \text{ kN} \end{array} \right.$$

### Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U):

- **Ferrailage en travée :**

Dans l'étude d'une section en T il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure.

On calcule le moment équilibre par la table «  $M_t$  »

$$b=65\text{cm} \quad h=20\text{cm} \quad d=18\text{cm} \quad h_0=4\text{cm} \quad \sigma_b=14.17\text{MPa}$$

$$M_f = b \times h_0 \times f_{bc} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.04 \times 14,17 \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 58,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{t\max} = 21,04 \text{ KN.m} < M_t = 58,95 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension  $(b \times h_t) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$  soumise à

$$M_{t\max} = 21,04 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{t\max}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{21,04 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 65} = 0,070 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,070 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,98$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_{t\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{21,04 \cdot 10^3}{0,98 \cdot 18 \cdot 348} = 3,42 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité (section en Té):**

$$A \geq A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 650 \times 180 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$3,81 > 1,41 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée}$$

$$\text{On prend } A_a = \max(A_{\min}, A) = 3,42 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix } \mathbf{4T12=4,52 \text{ cm}^2}$$

- **Ferrailage sur appuis :**

### Aux appuis intermédiaires

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension  $(b_0 \times h) = (10 \times 20) \text{ cm}^2$ .

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 b_0} = \frac{12,51 \times 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 10} = 0,27 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,26 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,85$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{12,51 \times 10^3}{0,85 \cdot 18 \cdot 348} = 2,34 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A \geq A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 180 \times 2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

2,23 > 2,17 cm<sup>2</sup> condition vérifiée

On prend  $A_a = \max(A_{\min}, A) = 2,36 \text{ cm}^2$

Choix **3T10=2,36 cm<sup>2</sup>**

**Aux appuis de rive**

On dispose une quantité d'acier pour équilibrer un moment fictif de 0.15 M<sub>0</sub>.

$$M_0 = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{6,53 \times 3,84^2}{8} = 12,03 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap} = 0,15 M_0 = 1,80 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 b_0} = \frac{1,80 \times 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 10} = 0,039 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,036 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,98$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1,80 \times 10^3}{0,98 \cdot 18 \cdot 348} = 0,29 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité :**

$$A \geq A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 10 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,22 \text{ cm}^2$$

0,29 > 0,22 cm<sup>2</sup> condition vérifiée

On prend  $A_a = \max(A_{\min}, A) = 0,29 \text{ cm}^2$

Choix **1T12=1,13 cm<sup>2</sup>**

**Vérification des contraintes à L.E.S**

**Planchers courant**

**En travée :**

$$M_{ser} = 18,60 \text{ KN.m}$$

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

Soit «y» la distance entre le centre de gravité de la section homogène «S» et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{by^2}{2} + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0.$$

$$b = 65 \text{ cm} \cdot \eta = 15 \cdot A' = 0 \cdot A = 2,36 \text{ cm}^2.$$

$$32,5 \cdot y^2 - 15 \cdot 2,36 \cdot (18 - y) = 0.$$

$$32,5 \cdot y^2 + 35,4y - 637,2 = 0$$

$$Y_1 = 3,9 \text{ cm}$$

4 cm  $\succ$  L'axe neutre tombe dans la nervure.  $y = 3,90 \text{ cm}$

$$I_G = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A'(y - c') + \eta A(d - y)^2.$$

$$\text{Moment d'inertie : } I_G = \frac{65}{3} y^3 + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} (3,9)^3 + 15 \cdot 2,36 \cdot (18 - 3,9)^2 = 8323,12 \text{ cm}^4.$$

### Coefficient:

$$K = M_{ser} / I$$

$$K = 18,60 \cdot 10^3 / 8323,12 = 2,24 \text{ Mpa/cm}$$

### Calcul des contraintes :

1- Contrainte maximale dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \cdot y = \frac{18,60 \cdot 10^3}{8328,12} \cdot 3,9 = 8,71 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 8,71 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**Remarque :** cas de fissuration peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la

Contrainte maximale dans l'acier tendue  $\sigma_{st}$ .

$$\text{Fissuration peu préjudiciable } \bar{\sigma}_s = f_e = 400 \text{ MPa}$$

### En appuis:

$$M_{ser} = 11,46 \text{ KN.m}$$

### -Position de l'axe neutre :

Soit «y» la distance entre le centre de gravité de la section homogène «S» et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{by^2}{2} + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0.$$

$$b = 65 \text{ cm} \cdot \eta = 15 \cdot A' = 0 \cdot A = 2,26 \text{ cm}^2.$$

$$32,5 \cdot y^2 - 15 \cdot 2,26 \cdot (18 - y) = 0.$$

$$32,5 \cdot y^2 + 35,4y - 637,2 = 0$$

$$Y_1 = 3,83 \text{ cm}$$

4 cm  $\succ$  L'axe neutre tombe dans la nervure.  $y = 3,83 \text{ cm}$

$$I_G = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A'(y - c') + \eta A(d - y)^2.$$

**Moment d'inertie :**  $I_G = \frac{65}{3} y^3 + \eta A(d - y)^2.$

$$I_G = \frac{65}{3} (3,83)^3 + 15,2,26 \cdot (18 - 3,83)^2 = 8024,01 \text{ cm}^4.$$

**Coefficient:**

$$K = M_{ser} / I$$

$$K = 11,46 \cdot 10^3 / 8024,01 = 1,42 \text{ Mpa/cm}$$

**Calcul des contraintes :**

1- Contrainte maximale dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \cdot y = \frac{11,46 \cdot 10^3}{8024,01} \cdot 3,83 = 5,35 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 5,35 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**Remarque :** cas de fissuration peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la

Contrainte maximale dans l'acier tendue  $\sigma_{st}$ .

$$\text{Fissuration peu préjudiciable } \bar{\sigma}_s = f_e = 400 \text{ MPa}$$

**2-Contrainte de cisaillement :(effort tranchant)**

L'effort tranchant maximal  $T_{max} = 18,19 \text{ kN}$ .

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{18,19 \cdot 10^{-3}}{0,12 \cdot 0,18} = 0,84 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 0,84 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**-Les armatures transversales  $A_t$  :**

D'après **BAEL 99 (A-5-1.23)** on a :

$$\Phi_t \leq \min(h/35; b_0/10; \Phi_L) \text{ en (mm)}$$

avec  $\phi_L$  : Diamètre minimum des armatures longitudinales

$$\Phi_t \leq \min(200/35; 120/10; 10) = 5,71 \text{ mm}.$$

on adopte :  $\Phi_t = 6 \text{ mm}$ .

**-Calcul des espacements :**

$$St \leq \min (0,9d . 40 \text{ cm})$$

$$St \leq \min (16, 2 \text{ cm} . 40 \text{ cm})$$

$$St \leq 16, 20 \text{ cm}$$

$$St = 15 \text{ cm}$$

**La section des armatures transversales :**

$$\frac{At}{b_0 \cdot st} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u (h/2) - 0,3k \cdot f_{ij}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots\dots\dots (*)$$

k=1 (fissuration non préjudiciable)

$$f_{ij} = \min (2,1 \text{ Mpa} . 3,3 \text{ MPa}) = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$f_e = 235 \text{ MPa} . \sigma_s = 1,15$$

$$\tau_u (h/2) = \frac{T_u (h/2)}{b_0 \cdot d}$$

**Effort tranchant par la méthode des triangles semblables**

$$\frac{T_{\max}}{X} = \frac{T_u (h/2)}{X - (h/2)} \Rightarrow T_u (h/2) = \frac{T_{\max} \cdot [X - (h/2)]}{X}$$

On calcul la distance "X":

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \cdot L}$$

$$X = 2,26 \text{ m}$$

$$h/2 = 0,2/2 = 0,1 \text{ m}$$

$$X - (h/2) = 2,26 - 0,1 = 2,16 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } T_u (h/2) = 18,19 \cdot (0,2/2) = 18,19 \text{ kN}$$

$$\text{D'où : } \tau_u (h/2) = (18,19 \cdot 10^{-3}) / (0,12 \cdot 0,18) = 0,84 \text{ MPa}$$

$$(1) \Rightarrow \left( \frac{A_t}{s_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,84 - 0,3 \cdot 2,1) \cdot 12}{0,9 \cdot \frac{235}{1,15}} = 1,3 \cdot 10^{-2} \text{ cm} \dots\dots\dots (*)$$

**Pourcentage minimal des armatures transversales :**

$$\frac{At \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max \left( \frac{\tau_u (h/2)}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max \left( \frac{0,83}{2} \text{ MPa}; 0,4 \text{ MPa} \right) = 0,41 \text{ MPa}$$



$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\min} \geq \frac{0,41 \times b_0}{f_e} = \frac{0,41 \times 12}{235} = 0,020 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

En prend le max entre (1) et (2)  $\Rightarrow$  , on prend  $S_t=15 \text{ cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t \geq 0,020 \cdot 15 = 0,3 \text{ cm}^2 \Rightarrow \\ 2\phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$$

$S_t=15 \text{ cm}$

**-Espacement dans la zone nodale :**

$$S_t \leq \min (10\Phi L, . 15 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 10 \text{ cm}$$

$$S_t=10 \text{ cm}$$

**-Espacement dans la Zone courante :**

$$S_t \leq 15 \text{ cm}$$

$$S_t=15 \text{ cm}$$

On adopte  $\left\{ \begin{array}{l} S_t=10 \text{ cm} \quad \text{Zone nodale.} \\ S_t= 15 \text{ cm} \quad \text{Zone courante.} \end{array} \right.$

**Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :**

$$T_u = 18,19 \text{ KN}$$

$$M_{\text{appui}} = 11,46 \text{ KN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{\text{appui}}}{z} = \frac{11,46}{0,9 \cdot 18 \cdot 10^{-2}} = 70,74 \text{ kN} > T_u = 18,19 \text{ KN}$$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

**-Compression de la bille d'about :**

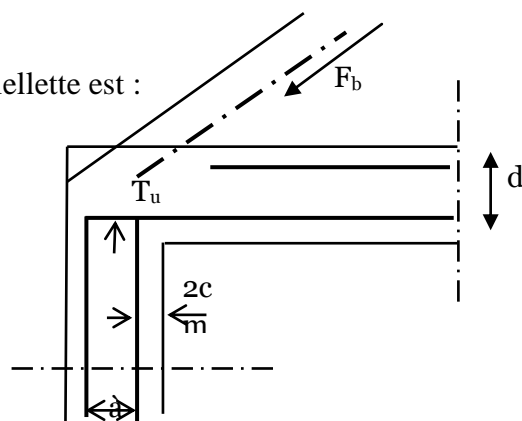
La contrainte de compression dans la bielle est :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \quad \text{Avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} F_b = T \sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{array} \right.$$

$$\text{D'où} \quad \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$

a: la longueur d'appuis de la bielle

On doit avoir  $\bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$



**Figure III.11: Compression de la bille d'about**

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de  $45^0$  donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b$$

$$\frac{2T}{a \cdot b_0} \leq \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T \gamma_b}{0,8 \cdot b_0 \cdot f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \cdot 18,19 \cdot 1,5}{0,8 \cdot 12 \cdot 25 \cdot 10} = 2,27 \text{ cm}$$

$$a = \min(a' \cdot 0,9 d)$$

$a'$  : largeur d'appui

$$a' = c - \acute{c} - 2 \text{ cm}$$

$$c' = 2 \text{ cm (Enrobage)}$$

$c$  : la largeur de l'appui (poteau) = 40

$$a' = 40 - 2 - 2 = 36 \text{ cm}$$

$$a = \min(36 \text{ cm}, 16,2 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm} > 2,27 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition v\u00e9rifi\u00e9e.}$$

### Entra\u00e4nement des armatures

#### V\u00e9rification de la contrainte d'adh\u00e9rence

$$\tau_{\text{user}} = T / 0,9 d \cdot \mu \cdot n \leq \bar{\tau}_{\text{user}} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

$\psi_s$ : coefficient de cisaillement  $\psi_s = 1,5$  pour H.A

$T$ : l'effort tranchant max  $T = 18,19 \text{ KN}$

$n$  : nombre des armatures longitudinaux tendus  $n = 3$

$\mu$  : p\u00e9rim\u00e8tre d'armature tendue

$$\mu = \pi \cdot \phi = 3,14 \times 1,0 = 3,14 \text{ cm}$$

$$\tau_{\text{user}} = 18,19 \times 10^3 / 0,9 \times 18 \times 3,14 \times 3 \times 10^2 = 1,19 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{\text{user}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{user}} = 1,19 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{\text{user}} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition v\u00e9rifi\u00e9e}$$

#### -V\u00e9rification de la fl\u00e8che :

Il faut que les conditions suivantes soient v\u00e9rifi\u00e9es :

$$\left\{ \begin{array}{l} \left( \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left( \frac{20}{384} = 0,052 > 0,044 \right) \dots \dots \dots \text{condition v\u00e9rifi\u00e9e.} \\ \left( \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \cdot M_{0ser}} \right) \Rightarrow \left( \frac{20}{384} = 0,052 \right) \left( \frac{11,88}{15 \cdot 11,46} = 0,069 \right) \dots \dots \text{condition v\u00e9rifi\u00e9e} \\ \left( \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e} \right) \Rightarrow \left( \frac{2,26}{12 \cdot 18} = 0,010 \leq \frac{3,6}{400} = 0,009 \right) \dots \dots \text{condition v\u00e9rifi\u00e9e} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont v\u00e9rifi\u00e9es . donc ne fait pas le calcul de la fl\u00e8che.

## Planchers terrasse

Tableau III.6 : le ferrailage des poutrelles dans la travée et les appuis.

	$M_{\max}$	M	B	$\hat{A}$ (cm)	$A_{\text{cal}}$ (cm)	$A_{\text{min}}$ (cm)	Choix
M t	9,78	0.0223	0.989	0	1.07	0.36	3T10=2.36
M a	10,03	0.029	0.985	0	1.21	0.80	2T12=2,26

## 4.2.2.Calcul le ferrailage de la dalle de compression

La dalle doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage des barres, les dimensions de la maille ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5.par m) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 33 cm (3.par m) pour les armatures parallèles aux poutrelles.

## Section minimale des armatures perpendiculaire aux poutrelles

$$A_{\perp} \geq 200/f_c \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si } l \leq 50 \text{ cm}$$

$$A_{\perp} \geq 4l/f_c \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si } 50\text{cm} \leq l \leq 80 \text{ cm}$$

Avec  $l$  : l'écartement entre axe des nervures

Section minimale des armatures parallèles aux poutrelles.

$$A_{//} \geq A_{\perp} / 2$$

$$L = 0,65 \text{ m}$$

$$F_c = 400 \text{ MPa}$$

$$50 \text{ cm} \leq l = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_{\perp} \geq 4 \times 65 / 400 = 0,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend } A_{\perp} = 7\phi 5 = 1,37 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{//} \geq 1,41/2 = 0,71 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{on prend } A_{//} = 7\phi 5 = 1,37 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend un quadrillage de section  $T_s \phi 5$  avec un espacement

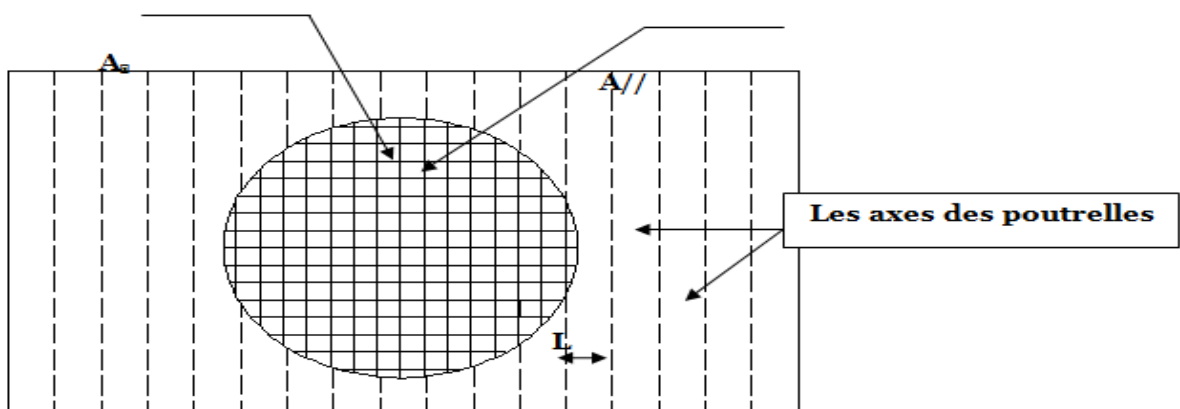


Figure III.12 : Ferrailage de la dalle de compression

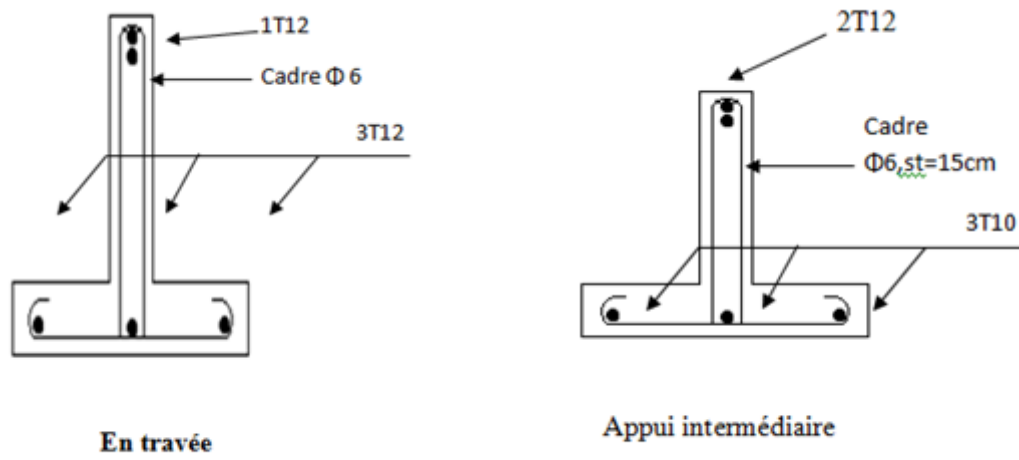


Figure III.13: Dessin de ferrailage des poutrelles du plancher terrasse

# Chapitre IV:

## Etude des éléments secondaires

## IV.1.Acrotère

### 1.1.Introduction

L'acrotère est un élément en béton armé entourant le bâtiment conçu pour la protection de l'étanchéité et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse. L'acrotère est soumis à son poids propre (**G**) qui donne un effort normal  $N_G$  vertical et une charge d'exploitation horizontale due à la main courante non pondérée estimée à 1 KN/ml provoquant un moment de flexion.

Donc, le calcul s'effectue pour une bande de 1 ml en flexion composée (**M, N**). Soit une section de :

- La hauteur **H=60 cm**
- L'épaisseur **e= 15 cm**

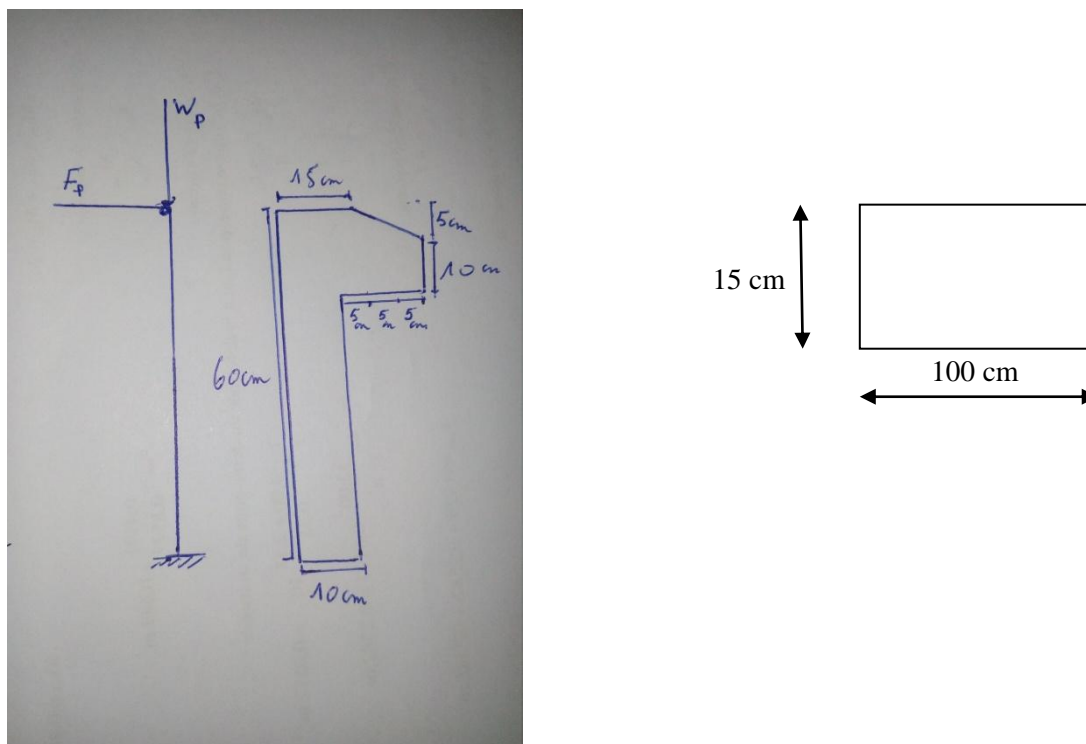


Figure IV.1: schéma statique de l'acrotère

## 1.2. Calcul des sollicitations

### 1.2.1. Calcul des efforts

#### a. Charges permanentes

- Surface de l'acrotère :

$$S = (60 \times 10) + \left[ (15 \times 15) - \left( \frac{5 \times 10}{2} \right) \right] = 800 \text{ cm}^2 = 0,08 \text{ m}^2$$

- Poids propre de l'acrotère :

$$G_1 = \rho_{BA} \times S = 0,08 \times 25 = 2 \text{ KN/m}$$

- Revêtement en ciment ( $e=2\text{cm}$  .  $\rho=20\text{kN/m}^3$ ), soit P le périmètre de l'acrotère :

$$P = 0,6 + 2 \times 0,15 + 2 \times 0,10 + 0,45 + \sqrt{(0,05^2 + 0,10^2)} = 1,66 \text{ m}$$

$$G_2 = \rho_B \times e \times P = 20 \times 0,02 \times 1,66 = 0,664 \text{ KN/m}$$

$$G = G_1 + G_2 = 2 + 0,664 = 2,664 \text{ KN/m}$$

#### b. Charge d'exploitation :

$$Q = 1,00 \text{ kN/ml}$$

##### a) Effort normal :

$$N_u = 1,35 G = 1,35 \times 2,664 = 3,6 \text{ KN/ml}$$

$$N_{ser} = G = 2,664 \text{ KN/ml}$$

##### b) Moment de flexion :

$$M_u = 1,5 \times N_Q \times h$$

$$= 1,5 \times 1,28 \times 0,6 = 1,152 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = M_Q = N_Q \times H = 1,28 \times 0,6 = 0,768 \text{ KN.m}$$

##### c) Effort tranchant :

$$V = N_Q = 1,28 \text{ KN/m}$$

$$V_u = 1,5 V = 1,5 \times 1,28 = 1,92 \text{ KN/m}$$

$$V_{ser} = V = 1,28 \text{ KN/m}$$

##### d) Excentricité :

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,152}{3,6} = 0,32 \text{ m}$$

$e_a$ : l'excentricité additionnelle traduisant les imperfection géométriques initiales. [BAEL

91/99 A 4.3.5]

$$e_a = \max \left[ \frac{L}{250} \cdot 2 \text{ cm} \right] = \max \left[ \frac{100}{250} \cdot 2 \text{ cm} \right] = \max [0,4 \cdot 2 \text{ cm}] = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_G + e_a = 32 + 2 = 34 \text{ cm} = 0,34 \text{ m}$$

Prise en compte forfaitaire des effets du second ordre en flexion-compression à l'ELU :

$$L_f = 2 \times H = 2 \times 60 = 120 \text{ cm} = 1,2 \text{ m}$$

On a :

$$\frac{L_f}{e} < \max \left[ 15, \frac{(20 \times e_1)}{e} \right]$$

$$\frac{L_f}{e} = \frac{120}{15} = 8 < \max \left[ 15, \frac{20 \times 34}{15} \right] = \max[15, 45,33] = 45,33$$

Le calcul se fait en flexion composée pour les sollicitations ultimes :

$e_2$  : l'excentricité due aux efforts du second ordre. [BAEL 91/99 A 4.3.5]

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \phi]$$

$\phi$  : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantané, ce rapport est généralement pris égal à 2,  $\phi = 2$ .

$e$  : La hauteur totale de la section dans la direction de flambement,  $e = 15$  cm.

$\alpha$  : le rapport du moment du premier ordre

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M} \Rightarrow \alpha = 0$$

$$e_2 = \frac{3 \times (120)^2}{10^4 \times 15} \times 2 = 0,576 \text{ cm}$$

$$e_0 = e_1 + e_2 = 0,34 + 0,00576 = 0,35 \text{ m}$$

### 1.2.2. Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section

$$d = 0,9h_t = 0,9 \times 15 = 13,5 \text{ cm} . b = 100 \text{ cm}$$

$$e_A = e_0 + \left[ d - \frac{h}{2} \right] = 0,35 + \left[ 0,135 - \frac{0,1}{2} \right] = 0,435 \text{ m}$$

$$M_{uA} = N_u e_A = 3,6 \times 0,435 = 1,566 \text{ kN.m}$$

$$\mu_{BC} = 0,8 \frac{h}{d} \left( 1 - 0,4 \frac{h}{d} \right) = 0,8 \frac{15}{13,5} \left( 1 - 0,4 \frac{15}{13,5} \right) = 0,4938$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1,566 \times 10^3}{1 \times 135^2 \times 14,17} = 0,0061$$

$$\mu_{bu} = 0,0061 < \mu_{BC} = 0,4938$$

⇒ Donc, la section est partiellement comprimée. Alors, le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (**b X h**) = (100 x 15) cm<sup>2</sup>.

### 1.3. Calcul du ferrailage (E.L.U)

$$\mu = 0,0061 < 0,392 \Rightarrow \text{pivot A } \varepsilon_s = 10 \text{ ‰} . A'_s = 0.$$

$$\Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0061}) = 0,0076$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,0076 = 0,997$$

$$z = d * \beta = 135 \times 0,997 = 134,6 \text{ mm} = 0,135 \text{ m}$$



$$A_s = \frac{M_{uA}}{\sigma_{st} \cdot z} = \frac{1,152 \times 10^3}{348 \times 0,135} = 24,52 \text{ mm}^2 = 0,245 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = A_s - \frac{N_u}{\sigma_{sT}} = 24,52 - \frac{3,6 \times 10^3}{348} = 14,18 \text{ mm}^2 = 0,14 \text{ cm}^2$$

- **Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire :**

↳ a) **Les armatures principales :**

$$N_{ser} = N_G = 2,664 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = M_Q = 0,768 \text{ KN.m}$$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,768}{2,664} = 0,29 \text{ m} = 29 \text{ cm}$$

$$A_{s \min} = 0,23 \times \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} \times \frac{e_{ser} - 0,45d}{e_{ser} - 0,185d}$$

$$A_{s \min} = 0,23 \times \frac{100 \times 13,5 \times 2,1}{400} \times \frac{29 - 0,45 \times 13,5}{29 - 0,185 \times 13,5} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$A_{min}$  : éléments exposés [BAEL 91/99 B 5.3.1] :

$$A_{s \min} = 0,0025 \times bh = 0,0025 \times 100 \times 15 = 3,75 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max [0,245 \cdot 0,14 \cdot 3,750] = 3,750 \text{ cm}^2$$

**Espacement : éléments fléchis [BAEL 91/99 A 8.2.4.2]**

$$E \leq \min\{2a \cdot 25 \text{ cm}\} = \min\{2 \times 15 \cdot 25 \text{ cm}\}$$

$$E \leq 25 \text{ cm}$$

Donc, on prend  $E = 25 \text{ cm}$ .

On adopte :  $5\Phi 10$  /ml, soit :  $A_s = 3,93 \text{ cm}^2$

↳ b) **Les armature de répartitions : [BAEL 91/99 A 8.2.4.1]**

Cas de la présence des charges concentrées :

$$A_r = \frac{A_s}{3} = \frac{3,93}{3} = 1,31 \text{ cm}^2$$

**Espacement : éléments fléchis [BAEL 91/99 A 8.2.4.2]**

$$E \leq \min\{3a \cdot 33 \text{ cm}\} = \min\{3 \times 15 \cdot 33 \text{ cm}\} = \min\{45 \cdot 33 \text{ cm}\}$$

$$E \leq 33 \text{ cm}$$

On prend  $E = 25 \text{ cm}$ .

Dans ce cas, on adopte :  $5\Phi 10$  /ml, soit :  $A_s = 3,93 \text{ cm}^2$ .

#### 1.4. Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme

D'après le R.P.A. 99/2003, les éléments non structuraux doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante : [RPA 99-v2003 N° d'article]

$$F_p = 4 \times C_p \times A \times W_p$$

Avec :

**A** : Coefficient d'accélération de zone **A = 0,15**

**C<sub>p</sub>**: Facteur de force horizontale **C<sub>p</sub> = 0,8**

**W<sub>p</sub>** : Poids propre de l'acrotère **W<sub>p</sub> = 2,664KN/m**

**F<sub>p</sub>**: Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

$$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,15 \times 2,664 = 1,28 \text{ KN/m}$$

**Q = max (F<sub>p</sub> : 1)**

**Q = 1,28 KN/m**

### 1.5. Vérification a l'E.L.S

- **Vérification des contraintes (E.L.S.) :**

↳ **a) Moment de service :**

$$M_{\text{ser}} = N_{\text{ser}} \times \left( e - c + \frac{h}{2} \right) = 2,664 \left( 0,29 - 0,02 + \frac{0,15}{2} \right) = 0,92 \text{ KN.m}$$

↳ **b) Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 + n(A_s + A'_s)y - n(d.A_s + d'A'_s) = 0$$

Avec :  $A'_s = 0$  et  $n = 15$ , Alors :

$$\frac{b}{2}y^2 - nA_s(d - y) = \frac{100}{2} \times y^2 - (15 \times 3,93) \times (13,5 - y) = 0$$

$$\Rightarrow 50y^2 - 58,95y - 795,83 = 0 \Rightarrow y = 3,44 \text{ cm}$$

↳ **c) Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + n[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2]$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,44^3}{3} + [(15 \times 3,93) \times (13,5 - 3,44)^2] = 7322,87 \text{ cm}^4$$

- **Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$ :**

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{0,768 \times 10^6}{7322,87 \times 10^4} \times (3,44 \times 10) = 0,36 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_b = 0,36 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Détermination des contraintes dans l'acier tendu  $\sigma_{st}$ :**

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) . \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

Avec :  $\eta$  coefficient de fissuration pour les aciers à HA .  $\phi \leq 6 \text{ mm}$  . On prend  $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3}400, 110\sqrt{1,6 \times [0,6 + (0,06 \times 30)]} \right) = \min(266,67, 215,56) = 216,56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{\text{ser}}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{0,67 \times 10^6}{2095,1 \times 10^4} \times [(9 - 2,25) \times 10] = 32,38 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 32,38 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 215,56 \text{ MPa}$  . Condition vérifiée

• **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$T = 1,5Q = 1,5 \times 1,28 = 1,92 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,92 \times 10^3}{10^3 \times 135} = 0,014 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) . \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(2,5 \cdot 4) = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,014 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$  . Condition vérifiée

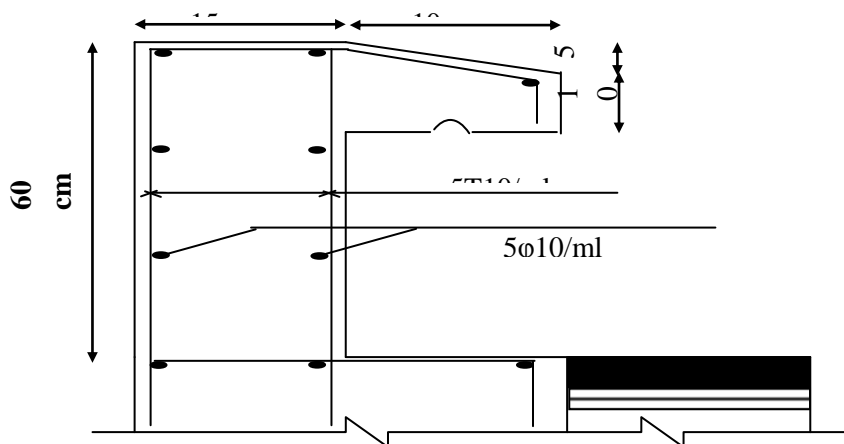


Figure IV.2 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

**2.Étude des balcons**

**2.1.Introduction**

Les dalles pleines sont calculées comme des consoles encastées dans les poutres, on adopte une épaisseur de **e=15 cm**. Le calcul se fera pour une bande de **1 ml**.

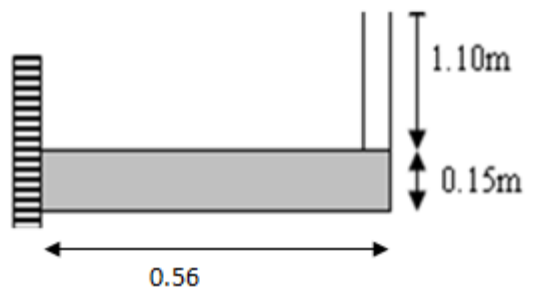


Figure IV.3 : type de balcon à étudier

## 2.2. Calcul des charges réparties et ponctuelles

$$l_x = 0.56 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$e = 0.15 \text{ m}$$

### ○ Charges uniformément réparties

- Poids propre :  $G = 5,39 \text{ KN/m}^2$

- Charges d'exploitation :  $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 12,53 \text{ KN/m}$$

$$q_{ser} = G + Q = 5,39 + 3,5 = 8,89 \text{ KN/m}^2$$

### ○ Charge ponctuelle

#### ▪ Poids propre du mur

$$P = \gamma \times b \times h \times 1 = 13 \times 0,1 \times 1,1 \times 1 = 1,43 \text{ KN}$$

$$P_u = 1,35P = 1,35 \times 1,43 = 1,93 \text{ KN}$$

$$P_{ser} = P = 1,43 \text{ KN}$$

### ○ Calcul du moment max et de l'effort tranchant max

$$M_{u\max} = \frac{q_u \times l^2}{2} + P_u \times l = -\frac{12,53 \times 0,56^2}{2} - 1,93 \times 0,56 = 3,05 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{2} + P_{ser} l = \frac{8,89 \times 0,56^2}{2} + 1,43 \times 0,56 = 2,19 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = Q_u \times L + P_u = 12,53 \times 0,56 + 1,93 = 8,95 \text{ KN}$$

$$T_{ser} = Q_{ser} \times L + P_{ser} = 8,89 \times 0,56 + 1,43 = 6,41 \text{ KN}$$

## 2.3. Ferrailage du balcon

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$d = 0,9e = 0,9 \times 15 = 13,5 \text{ cm}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 \times f_{bc}} = \frac{3,05 \times 10^3}{1 \times 135^2 \times 14,17} = 0,0118 \leq \mu_l = 0,392 \dots \dots \dots A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0118}) = 0,015$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 135(1 - 0,4 \times 0,015) = 134,198$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{3,05 \times 10^6}{134,198 \times 348} = 65,309 \text{ mm}^2 = 0,65 \text{ cm}^2$$

On adopte des armatures de  $3\phi_{12} = 3,39 \text{ cm}^2$ .

### 2.3.2 Condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{tj}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13,5 \times 2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{réel}}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.848 \text{ cm}^2 \dots \text{Donc on adopte des armatures de } 2\phi_{12} = 2.26 \text{ cm}^2.$$

Espacement minimal :

$$S_t = \min(2h_0, 40 \text{ cm}) = \min(2 \times 15.40 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

## 2.4. Vérifications

### ○ Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{8.95 \times 10^3}{10^3 \times 135} = 0.066 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.1 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = \min(2.54 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \text{ (Fissuration préjudiciable).}$$

$$\tau_u = 0.066 \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage.

### ○ Contrainte maximale de compression de béton

**Position de l'axe neutre :**

$$b \cdot y_1^2 + 30(A + A')y_1 - 30(d \cdot A + d' \cdot A') = 0 \rightarrow y_1 = 3.2 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15[A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2] = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15[A(d - y_1)^2]$$

$$I = \frac{100 \times 3.2^3}{3} + 15[3.39(13.5 - 3.2)^2] = 5736 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} .$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y_1 = \frac{2.19 \times 10^6}{5736 \times 10^4} \times 32 = 0.12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.12 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

### ○ Détermination des contraintes dans l'acier tendue

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \dots \dots \dots \text{Fissuration préjudiciable.}$$

**Avec**

$\eta$  : Coefficient de fissuration pour H.A  $\phi \geq 6 \text{ mm}$ ;  $\eta = 1,6$ .

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266.67, 201.63) = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \eta \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y_1) = 15 \times \frac{2.19 \times 10^6}{5736 \times 10^4} \times (135 - 32) = 58.99 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 58.99 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification de la flèche :

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{3.39}{100 \times 13.5} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.00251 \leq 0.0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

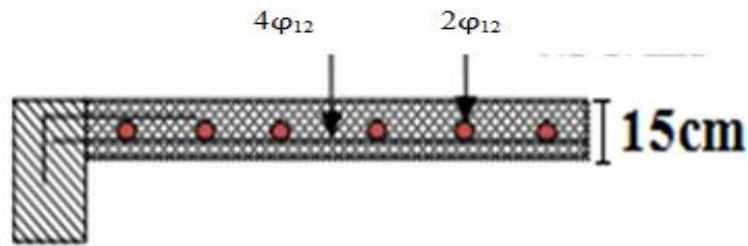


Figure IV.4 : Schéma de ferrailage de balcon

### IV.3. Etude des escaliers

#### 3.1. Terminologie

- **L'escalier:** ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant, dans une construction, de passer à pied d'un étage à un autre.

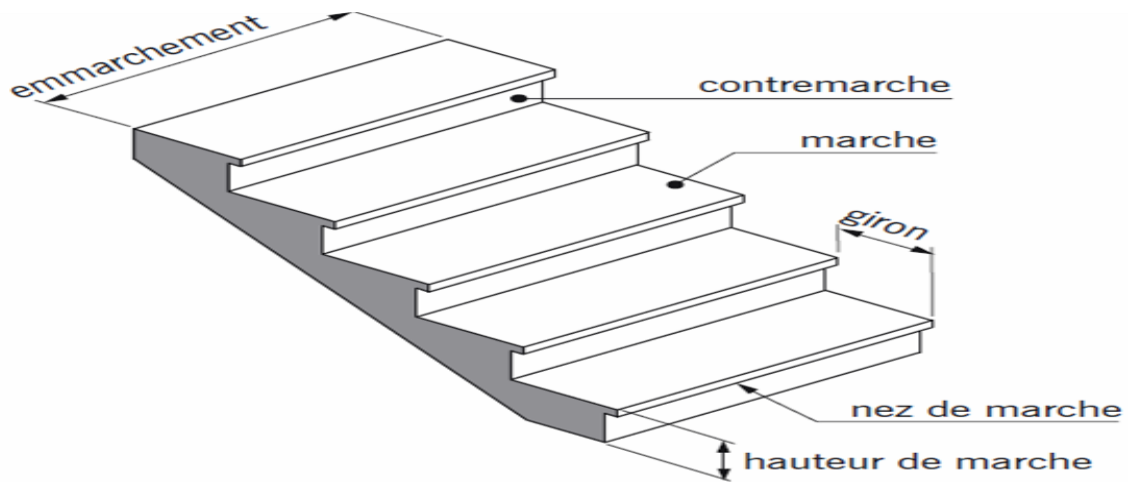


Figure IV.5 : constituants d'un escalier

- **L'emmarchement:** largeur utile de l'escalier, mesurée entre murs ou entre limons. Dans notre cas on prend
- **La contremarche:** Désigne soit la face verticale située entre deux marches consécutives, soit la pièce de bois ou de métal obturant l'espace entre ces deux marches.
- **La hauteur de marche:** distance verticale qui sépare le dessus d'une marche du dessus de la marche suivante. Les hauteurs des marches des escaliers intérieurs varient de 17 à 20 cm environ. Dans les calculs de dimensionnement d'escalier, la hauteur est souvent désignée par la lettre **H**.
- **Le giron:** Distance horizontale mesurée entre les nez de deux marches consécutives. Les giron des marches des escaliers intérieurs varient de 27 à 32 cm environ. Dans les calculs de dimensionnement d'escaliers, le giron est souvent désigné par la lettre **G**
- **La marche:** surface plane de l'escalier sur laquelle on pose le pied pour monter ou descendre. Par extension, le terme désigne également la pièce de bois ou de métal qui reçoit

le pied. Le mot « marche » est aussi employé pour nommer l'ensemble formé par la marche et la contremarche notamment dans le cas des escaliers massifs en béton.

**La volée:** ensemble des marches d'un escalier, compris entre deux paliers consécutifs

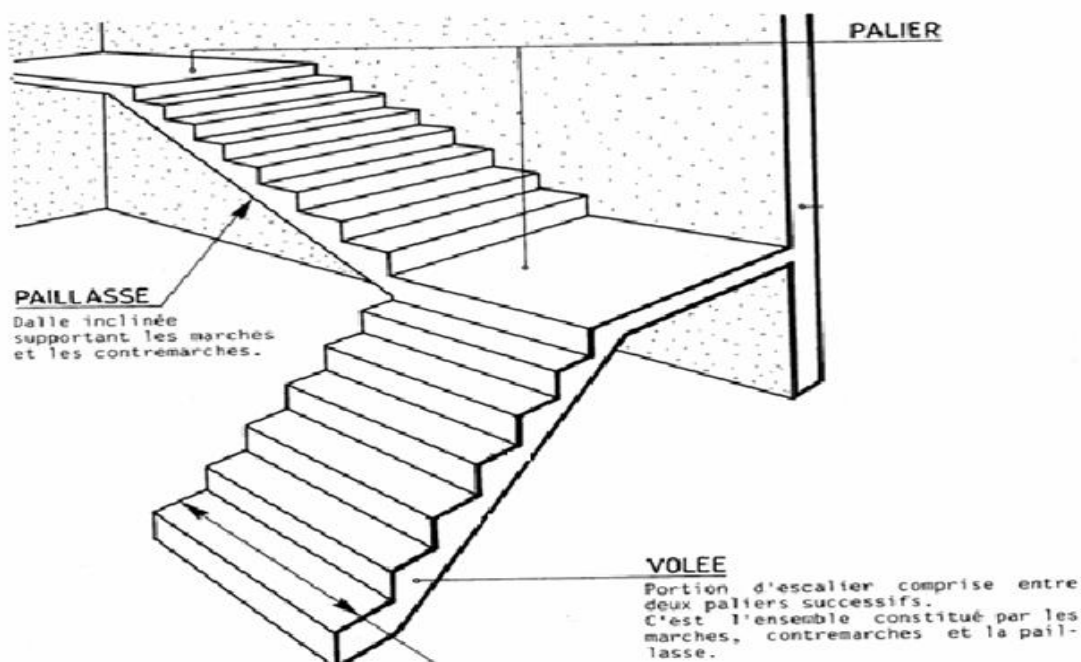


Figure IV.6 : Schéma d'une cage d'escalier

**La ligne de foulée:** ligne fictive figurant la trajectoire théorique suivie par une personne empruntant l'escalier.

**Le reculement:** longueur de l'escalier projetée au sol. Le reculement définit l'encombrement de l'escalier.

**Le palier:** plate-forme en béton, en bois ou en métal située en extrémité d'une volée. On distingue plusieurs types de paliers:

- *Le palier d'arrivée* ou palier d'étage appelé aussi parfois palier de communication : palier situé dans le prolongement d'un plancher d'étage.
- *Le palier intermédiaire* ou palier de repos : palier inséré entre deux volées et situé entre deux étages. En principe, un palier intermédiaire ne dessert aucun local. Ce type de palier est rendu nécessaire quand le nombre de marches est trop important pour une seule volée ou lorsque la seconde volée n'est pas placée dans le prolongement de la première. Dans ce cas, il est parfois appelé palier d'angle ou palier de virage.

L'escalier à étudier est un escalier droit à deux volées parallèles et un palier intermédiaire.

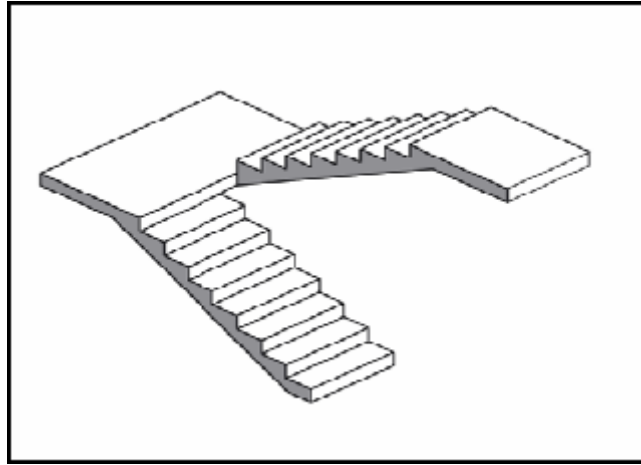


Figure IV.7 : escalier droits à deux volées parallèles et un palier intermédiaire

### 3.2. Prédimensionnement

L'étude d'un escalier nécessite le respect de certains facteurs :

- L'esthétique.
- Facilité à gravir sans qui implique la conservation de la cadence d'un pas, cette conservation est obtenue par l'application d'une relation entre la hauteur de la marche et le giron, c'est la relation de BLONDEL :

$$0,60 \text{ m} < g + 2H < 0,64 \text{ m}$$

Avec :

**H** : hauteur de la marche.

**g** : giron « distance entre les deux contres marches ».

La limite inférieure **0,60** correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite supérieure **0,64** correspond à des locaux publics.

- **H** le plus courant varie de **13** à **17**.
- **g** le plus courant varie de **26** à **36** (**30** en moyenne).

Soit **h** la hauteur à monter (hauteur libre sous plafonds + épaisseur de plancher fini).

**h = 324** cm pour tous les étages (RDC et ECs)

Nombre de contremarches : 
$$n = \frac{h}{H} = \frac{324}{17} = 19$$

On prend **n=10** pour la 1<sup>ère</sup> volée et **n=9** pour la 2<sup>ème</sup> volée

La largeur **g** de la marche :

$$60 \leq g + 2H \leq 64 \rightarrow 60 - 34 \leq g \leq 64 - 34 \rightarrow 26 \leq g \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte:

- **g = 30** cm : largeur de la marche.
- **h = 17** cm : hauteur de la marche.



Longueur de la ligne de foulée : Elle représente le parcours d'une descente d'escaliers avoisinant la rompe du côté de jour. La longueur de la ligne de foulée sera :  $L=g*(n-1)$  avec  $n$  : le nombre de contre marche par volée.

$$L_1 = 30 \times (10 - 1) = 30 \times 9 = 270cm$$

$$L_2 = 30 \times (9 - 1) = 30 \times 8 = 240cm$$

$$L_{palier}=1,3m$$

- **Inclinaison de la paillasse :**

$$\alpha_1 = \arctang\left(\frac{h}{2 \times L_1}\right) = \arctang\left(\frac{324}{2 \times 270}\right) = 30,96^\circ$$

$$L_{inc 1} = \frac{h}{2 \times \sin\alpha_1} = \frac{324}{2 \times \sin(30,89)} = 3,15m$$

$$\alpha_2 = \arctang\left(\frac{h}{2 \times L_2}\right) = \arctang\left(\frac{324}{2 \times 240}\right) = 34,02^\circ$$

$$L_{inc 2} = \frac{h}{2 \times \sin\alpha_2} = \frac{324}{2 \times \sin(34,02)} = 2,90m$$

- **Epaisseur de la paillasse**

$$\frac{L_1}{30} \leq e_1 \leq \frac{L_1}{20} \rightarrow \frac{270}{30} \leq e_1 \leq \frac{270}{20} \rightarrow 9cm \leq e_1 \leq 13,5cm$$

$$\frac{L_2}{30} \leq e_2 \leq \frac{L_2}{20} \rightarrow \frac{240}{30} \leq e_2 \leq \frac{240}{20} \rightarrow 8cm \leq e_2 \leq 12cm$$

- **Epaisseur du palier :**

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \rightarrow \frac{395}{30} \leq e \leq \frac{395}{20} \rightarrow 13,17cm \leq e \leq 19,75cm$$

On prend  $e_{palier} = 15cm$   $e_{paillasse1} = e_{paillasse2} = 12cm$

### 3.3.Calcul du chargement des escaliers :

- **paillasse:**

$$G = \rho \times e$$

D'où :  $\rho$  le poids volumique et  $e$  l'épaisseur

$$G_{paillasse1} = \rho_{BA} \times e_1 \times \cos\alpha_1 = 25 \times 0,12 \times \cos 30,96^\circ = 2.57KN/m^2$$

$$G_{paillasse2} = \rho_{BA} \times e_2 \times \cos\alpha_2 = 25 \times 0,12 \times \cos 34,02^\circ = 2.49KN/m^2$$

**Tableau IV.1: Charge permanente due à la paillasse<sub>1</sub>**

N	éléments	Epaisseur(m)	Poids volumique(Kg/m <sup>3</sup> )	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
1	Paillasse <sub>1</sub> (BA)	0,1	2500	2,57
2	Mortier de pose	0,02	2000	0,4
3	Enduit de plâtre	0,02	1000	0,2
4	Poids des marches	0,17	2200	1,87
5	Carrelage	0,02	2200	0,44
6	Garde corps	/	/	1

Tableau IV.2: Charge permanente due à la paillasse<sub>2</sub>

N	éléments	Epaisseur(m)	Poids volumique (Kg/m <sup>3</sup> )	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
1	Paillasse <sub>2</sub> (BA)	0,1	2500	2.49
2	Mortier de pose	0,02	2000	0,4
3	Enduit de plâtre	0,02	1000	0,2
4	Poids des marches	0,17	2200	1,87
5	Carrelage	0,02	2200	0,44
6	Garde corps	/	/	1

- le palier

$$G_{palier} = \rho_{BA} \times e_{palier} = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN/m}^2$$

Tableau IV. 3: Charge permanente due au palier

N	éléments	Epaisseur(m)	Poids volumique (Kg/m <sup>3</sup> )	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
1	Palier (BA)	0,1	2500	3,75
2	Mortier de pose	0,02	2000	0,4
3	Enduit de plâtre	0,02	1000	0,2
4	Carrelage	0,02	2200	0,44

$$G_{paillasse1} = 6.48 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{paillasse2} = 6.40 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{palier} = 4,79 \text{ KN/m}^2$$

#### Calcul des moments fléchissant :

$$q_{u \text{ paillasse1}} = (1.35 \times G_{paillasse1}) + 1.5Q = (1.35 \times 6.48) + (1.5 \times 2.5)$$

$$q_{u \text{ paillasse1}} = 12.50 \text{ KN/m}$$

$$q_{u \text{ paillasse2}} = (1.35 \times G_{paillasse2}) + 1.5Q = (1.35 \times 6.40) + (1.5 \times 2.5)$$

$$q_{u \text{ paillasse2}} = 12.39 \text{ KN/m}$$

$$q_{u \text{ palier}} = (1.35 \times G_{palier}) + 1.5Q = (1.35 \times 4.79) + (1.5 \times 2.5) = 10,22 \text{ KN/m}$$

On peut considérer l'ensemble « palier-paillasse » comme une poutre reposant sur deux appuis :

#### Calcul des réactions d'appuis et moments fléchissant :

1<sup>ère</sup> volée :

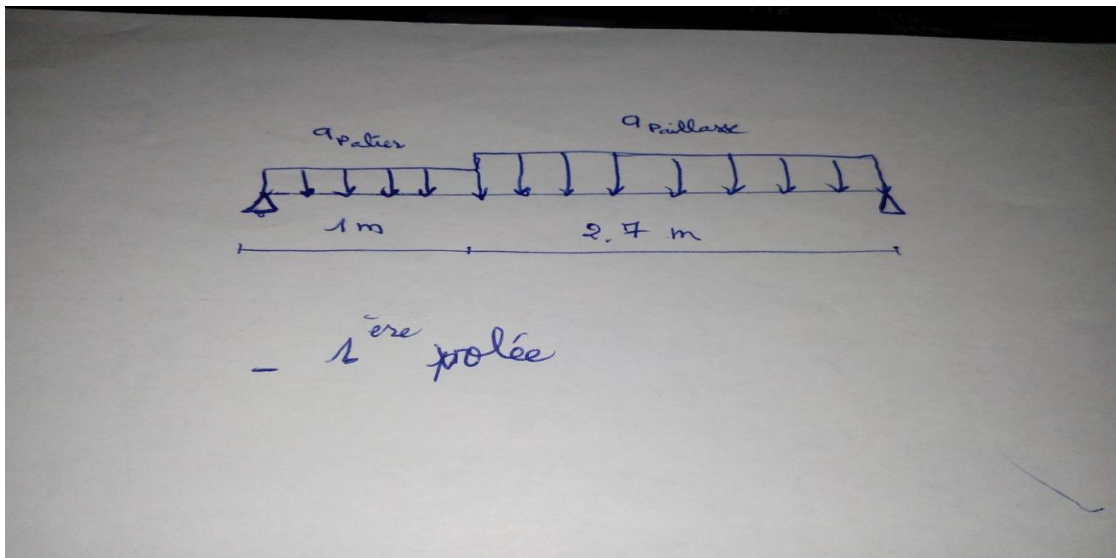


Figure IV.8 : Schéma statique de la 1<sup>ère</sup> volée d'escaliers

$$\sum F_{ext y} = 0 \rightarrow R_{Ay} + R_{By} = (q_{palier} \times L_{palier}) + (q_{paillasse1} \times L_{paillasse1})$$

$$R_{Ay} + R_{By} = (10.22 \times 1.30) + (12.5 \times 2.7) = 47.04 \text{KN}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \rightarrow$$

$$R_{By} \times 4 = \left[ (q_{u paillasse1} \times L_{paillasse1}) \times \left( \frac{L_{paillasse1}}{2} + L_{palier} \right) \right] + \left[ q_{u palier} \times \frac{L_{palier}^2}{2} \right]$$

$$R_{By} \times 4 = \left[ (12.5 \times 2.7) \times \left( \frac{2.7}{2} + 1.3 \right) \right] + \left[ 10.22 \times \frac{1.3^2}{2} \right] = 98.08 \text{KN.m}$$

$$R_{By} = 24,52 \text{KN}$$

$$\sum M_{/B} = 0 \rightarrow$$

$$R_{Ay} \times 4 = \left[ (q_{u palier} \times L_{palier}) \times \left( \frac{L_{palier}}{2} + L_{paillasse1} \right) \right] + \left[ q_{u paillasse} \times \frac{L_{paillasse}^2}{2} \right]$$

$$R_{Ay} \times 4 = \left[ (10.22 \times 1.3) \times \left( \frac{1.3}{2} + 2.7 \right) \right] + \left[ 12.5 \times \frac{2.7^2}{2} \right] = 90.071 \text{KN.m}$$

$$R_{Ay} = 22,52 \text{KN}$$

Pour  $0 \leq x \leq 1,3 \text{m}$  :

$$M_f(x) = \left[ (R_{Ay} \times x) - \left( q_{u palier} \times \frac{x^2}{2} \right) \right] = \left[ 22.52 \times x - \left( 10.22 \times \frac{x^2}{2} \right) \right]$$

$$T(x) = R_{Ay} - (q_{u palier} \times x) = 22.52 - 10.22x$$

$$\begin{cases} \text{pour } x = 0 \text{m} \rightarrow M_f = 0 \text{KN.m} & T = 22.52 \text{KN} \\ \text{pour } x = 1,3 \text{m} \rightarrow M_f = 20.64 \text{KN.m} & T = 9.23 \text{KN} \\ T = 0 \rightarrow x = 2,2 \text{m} \rightarrow M_f(2,2) = M_{fmax} = 24.81 \text{KN.m} \end{cases}$$

Pour  $0 \leq x \leq 2,7 \text{m}$

$$M_f(x) = (R_{By} \times x) - \left( q_{u paillasse1} \times \frac{(x)^2}{2} \right) = (24.52 \times x) - \left( 12.5 \times \frac{(x)^2}{2} \right)$$

$$T(x) = -R_{By} + [q_{u \text{ paillasse1}} \times (x)] = 24.52 - 12.5x$$

$$\begin{cases} \text{pour } x = 0 & M_f(0) = 0 \text{KN.m} & T(0) = -24.52 \text{KN} \\ \text{pour } x = 2,7 & M_f(2,7) = 20.64 \text{KN.m} & T(2,7) = -9.23 \text{KN} \end{cases}$$

Pour la 2<sup>ème</sup> volée :

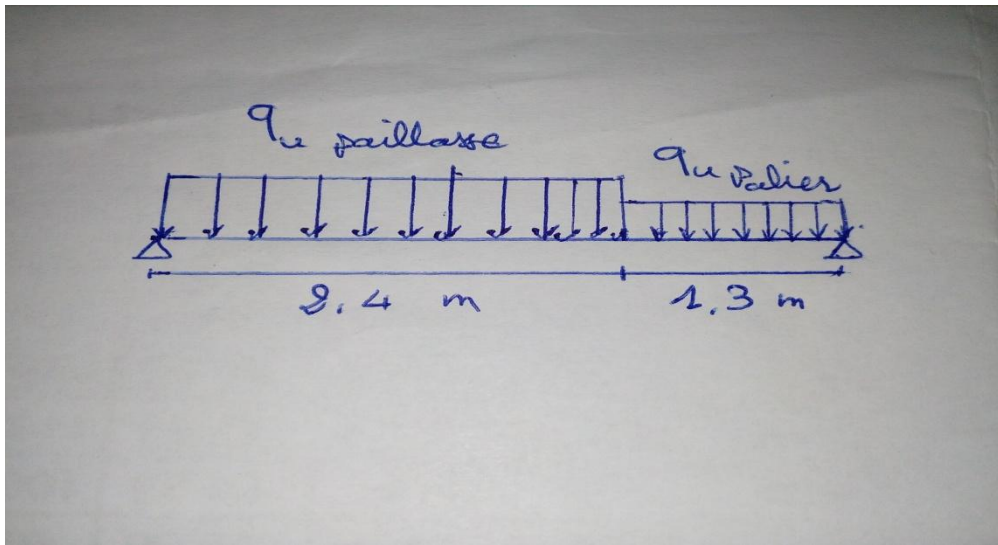


Figure IV.9 : schéma statique de la 2<sup>ème</sup> volée

$$\sum F_{ext y} = 0 \rightarrow R_{A'y} + R_{B'y} = (q_{u \text{ palier}} \times L_{\text{palier}}) + (q_{u \text{ paillasse2}} \times L_{\text{paillasse2}})$$

$$R_{A'y} + R_{B'y} = (10.22 \times 1.3) + (12.39 \times 2.4) = 43.02 \text{KN}$$

$$\sum M_{/A'} = 0 \rightarrow$$

$$R_{B'y} \times 3.7 = \left[ (q_{u \text{ palier}} \times L_{\text{palier}}) \times \left( \frac{L_{\text{palier}}}{2} + L_{\text{paillasse2}} \right) \right] + \left[ (q_{u \text{ paillasse2}} \times \frac{L_{\text{paillasse2}}^2}{2}) \right]$$

$$R_{B'y} \times 3.7 = \left[ (10.22 \times 1.3) \times \left( \frac{1.3}{2} + 2.4 \right) \right] + \left[ (12.39 \times \frac{2.4^2}{2}) \right] = 76.20 \text{KN.m}$$

$$R_{B'y} = 20.60 \text{KN}$$

$$\sum M_{/B'} = 0 \rightarrow$$

$$R_{A'y} \times 3.7 = \left[ (q_{u \text{ palier}} \times \frac{L_{\text{palier}}^2}{2}) \right] + \left[ (q_{u \text{ paillasse2}} \times L_{\text{paillasse2}}) \times \left( \frac{L_{\text{paillasse2}}}{2} + L_{\text{palier}} \right) \right]$$

$$R_{A'y} \times 3.7 = \left[ (10.22 \times \frac{1.3^2}{2}) \right] + \left[ (12.39 \times 2.4) \times \left( \frac{2.4}{2} + 1.3 \right) \right] = 82.98 \text{KN.m}$$

$$R_{A'y} = 22.43 \text{KN}$$

Pour  $0 \leq x \leq 2,4 \text{m}$  :

$$M_f(x) = \left[ \left( -q_{u \text{ paillasse2}} \times \frac{x^2}{2} \right) + (R_{A'y} \times x) \right] = \left[ \left( -12.39 \times \frac{x^2}{2} \right) + (22.43x) \right]$$

$$T(x) = (-q_{u \text{ paillasse2}} \times x) + R_{A'y} = 12.39x - 22.43$$

$$\begin{cases} \text{pour } x = 0 \rightarrow M_f = 0KN.m & T(0) = 22.43KN \\ \text{pour } x = 2,4m \rightarrow M_f = 18,15KN.m & T(2,4) = 7.31KN \\ T = 0 \rightarrow x = 1,81m \rightarrow M_f(1,81) = M_{fmax} = 20.30KN.m \end{cases}$$

Pour  $0 \leq x \leq 1,3m$

$$M_f(x) = (R_{By} \times x) - \left[ q_{upalier} \times \frac{(x)^2}{2} \right] = 20.6x - 10,22 \frac{x^2}{2}$$

$$T(x) = -R_{By} + [q_{upalier} \cdot x] = -20.6 + 10,22 \cdot x$$

$$\begin{cases} \text{pour } x = 0m \rightarrow M_f = 0KN.m \rightarrow T = -20.6KN \\ \text{pour } x = 1,3m \rightarrow M_f = 18.14KN.m \rightarrow T = -7,31 \end{cases}$$

### 3.3.Ferrailage des escaliers

Les escaliers seront ferrailés à la flexion simple :

**1<sup>ère</sup> volée :**

**Sur travée :**

$$\mu_u = \frac{0,85M_{umax}}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$b = 1m. d = 0,9 \times e = 0,9 \times 0,12 = 0,108m = 108mm$$

$$f_{bc} = \frac{0,85}{\gamma_b} \times f_{c28} = \frac{0,85}{1,5} \times 25 = 14,17MPa$$

$$\mu_u = \frac{0,85M_{umax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,85 \times 24,81 \times 10^3}{1 \times 108^2 \times 14,17} = 0,128 \leq \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{armatures tendues seulement}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2\mu_u)}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,128)}) = 0,172$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 108 \times (1 - 0,4 \times 0,172) = 100,57mm$$

$$A_u = \frac{0,85M_{umax}}{Z \times \sigma_s} = \frac{0,85 \times 24,81 \times 10^6}{100,57 \times 348} = 692,557mm^2 = 6,93cm^2$$

**Condition de non fragilité**

$$A_{Smin} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{tj}}{f_e} = \frac{0,23 \times 10^3 \times 108 \times 2,1}{400} = 130,41mm^2 = 1,30cm^2$$

$$A_{Smin} = 1,04cm^2 \leq A_u = 6,93cm^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

On adopte des armatures **7 $\phi_{12}$ =7,92cm<sup>2</sup>**

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{7,92}{4} = 1,98cm^2. \text{ On adopte } 4\phi_8=2,01cm^2$$

**Sur appuis :**

$$\mu_u = \frac{0,4M_{umax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,4 \times 24,81 \times 10^3}{1 \times 108^2 \times 14,17} = 0,06 \leq \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{Armatures tendues seulement}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2\mu_u)}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,06)}) = 0,077$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 108 \times (1 - 0,4 \times 0,077) = 104,66mm$$

$$A_u = \frac{0,4M_{umax}}{Z \times \sigma_s} = \frac{0,4 \times 26,61 \times 10^6}{104,66 \times 348} = 272,63mm^2 = 2,73cm^2$$

**Condition de non fragilité**

$$A_{Smin} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{tj}}{f_e} = \frac{0,23 \times 10^3 \times 108 \times 2,1}{400} = 130,41mm^2 = 1,30cm^2$$

$$A_{Smin} = 1,30cm^2 \leq A_u = 2,73cm^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

On adopte des armatures  $4\phi_{10}=3,14cm^2$

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785cm^2. \text{ On adopte } 3\phi_8=1,51cm^2$$

**Espacement :**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(0,9d, 40cm) \quad BA \square L. A. 5.1.22 \\ S_{tmin} = 7cm \quad S_t \geq 7cm \end{array} \right.$$

$$S_t \leq \min(0,9 \times 108, 40) = \min(97,2, 40cm)$$

$$S_t = 9,72cm$$

**2<sup>ème</sup> volée :****Sur travée :**

$$\mu_u = \frac{0,85M_{umax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,85 \times 20,30 \times 10^3}{1 \times 108^2 \times 14,17} = 0,104 \leq \mu_u = 0,392 \rightarrow \text{Armatures tendues seulement}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2\mu_u)}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,104)}) = 0,138$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 108 \times (1 - 0,4 \times 0,095) = 102,057mm$$

$$A_u = \frac{0,85M_{umax}}{Z \times \sigma_s} = \frac{0,85 \times 20,3 \times 10^6}{102,057 \times 348} = 485,84mm^2 = 4,86cm^2$$

**Condition de non fragilité**

$$A_{Smin} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{tj}}{f_e} = \frac{0,23 \times 10^3 \times 108 \times 2,1}{400} = 130,41mm^2 = 1,30cm^2$$

$$A_{Smin} = 1,30cm^2 \leq A_u = 4,86cm^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

On adopte des armatures  $6\phi_{10}=4,71cm^2$

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{4,71}{4} = 1,18cm^2. \text{ On adopte } 3\phi_8=1,51cm^2$$

**Sur appuis :**

$$\mu_u = \frac{0,4M_{umax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,4 \times 20,81 \times 10^3}{1 \times 108^2 \times 14,17} = 0,049 \leq \mu_u = 0,392 \rightarrow \text{Armatures tendues seulement}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2\mu_u)}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,049)}) = 0,063$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 108 \times (1 - 0,4 \times 0,063) = 105,29mm$$

$$A_u = \frac{0,4M_{umax}}{Z \times \sigma_s} = \frac{0,4 \times 20,3 \times 10^6}{105,29 \times 348} = 221,61mm^2 = 2,22cm^2$$

**Condition de non fragilité**

$$A_{Smin} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{tj}}{f_e} = \frac{0,23 \times 10^3 \times 135 \times 2,1}{500} = 130,41mm^2 = 1,30cm^2$$

$$A_{Smin} = 1,30cm^2 \leq A_u = 2,22cm^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

On adopte des armatures  $4\phi_{10}=3,14\text{cm}^2$

**Espacement :**

$$S_t \leq \min(0,9 \times 10.8.40) = \min(9.72.40\text{cm})$$

$$S_t = 9.72\text{cm}$$

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785\text{cm}^2. \text{ On adopte } 3\phi_8=1.51\text{cm}^2$$

**3.5.Vérification de la contrainte du béton :**

$$\tau_{ul} = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} \cdot 5\text{MPa}\right) \quad \text{BAEL. A.5.1,211}$$

$$\tau_{ul} = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5} \cdot 5\text{MPa}\right) = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_{u\max} = \frac{V_{u\max}}{b \times d} \quad \text{BAEL. A.5.1,1}$$

**La 1<sup>ère</sup> volée :**

$$\tau_{u\max1} = \frac{V_{u\max1}}{b \times d} = \frac{24.52 \times 10^3}{10^3 \times 108} = 0.227\text{MPa}$$

$$\tau_{u\max1} = 0.227\text{MPa} \leq \tau_{ul} = 3.33\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**La 2<sup>ème</sup> volée :**

$$\tau_{u\max2} = \frac{V_{u\max2}}{b \times d} = \frac{22.43 \times 10^3}{10^3 \times 108} = 0.208\text{MPa}$$

$$\tau_{u\max} = 0.208\text{MPa} \leq \tau_{ul} = 3,33\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

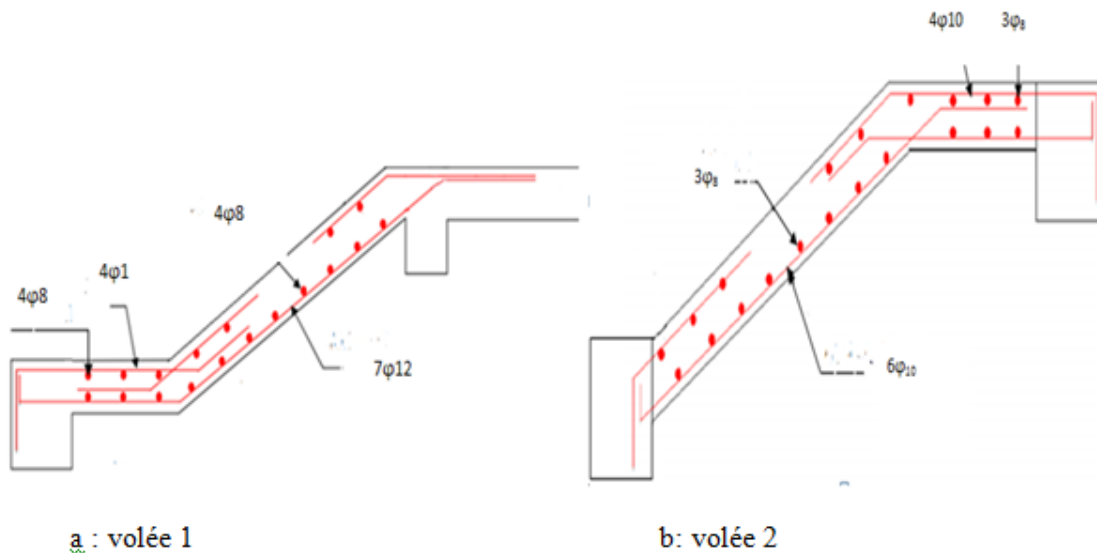


Figure IV.10 : Schéma de ferrailage des escaliers

# **Chapitre V: Etude sismique**



## V.1.Introduction

Une construction bien conçue doit être bien résistante aux charges dynamiques, précisément les excitations sismiques. Le règlement parasismique algérien propose des méthodes de calcul de ces charges à savoir :

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

### 1.1.La méthode statique équivalente [RPA 2003 1.5.11]

Analyse statique d'une structure sous l'effet d'un système de forces statiques équivalentes à celles (dynamiques) de l'action sismique.

- **Condition de l'application de la méthode statique équivalente [RPA 2003 4.1.2]**

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre II, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et Iia et à 30m en zones IIb et III.
- b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

**Zone I** : tous les groupes

**Zone IIa** : Groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m

**Zone IIb et III**: groupes d'usages 3 et 2 si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usages 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m.

### 1.2.La méthode d'analyse modale spectrale [RPA 2003 4.3.1.a]

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans les cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

### 1.3.La méthode d'analyse dynamique par accélérographes [RPA 2003 4.3.1.b]

La méthode d'analyse dynamique par accélérographes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix de séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

## V.2. Vérification de la régularité en plan et en élévation du bâtiment

### ▪ En plan

$$\frac{l_{x1}+l_{x2}}{L_x} = \frac{(2 \times 3.05) + (2 \times 3.75 + 2.75)}{25.15} = 0.65 \leq 0.25 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{l_{y1}+l_{y2}}{L_y} = \frac{(2 \times 3.25) + (2 \times 3.3)}{20.78} = 0.63 \leq 0.25 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée}$$

### ▪ En élévation

$$\frac{B'}{B} = \frac{20.78}{20.78} = 1 \geq 0.67 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ Le bâtiment à étudier ne représente pas une régularité en plan. Donc il n'est pas régulier. Alors la méthode statique équivalente n'est pas applicable à notre structure.

## V.3. Modélisation de la structure

Modéliser une structure, c'est la création d'un modèle de cette structure, à l'aide d'un logiciel, en respectant les données du plan de génie civil donné. Cette modélisation permet de déterminer les caractéristiques essentielles de chaque élément de la structure.

Le logiciel utilisé dans notre étude c'est ETABS V9.7.2

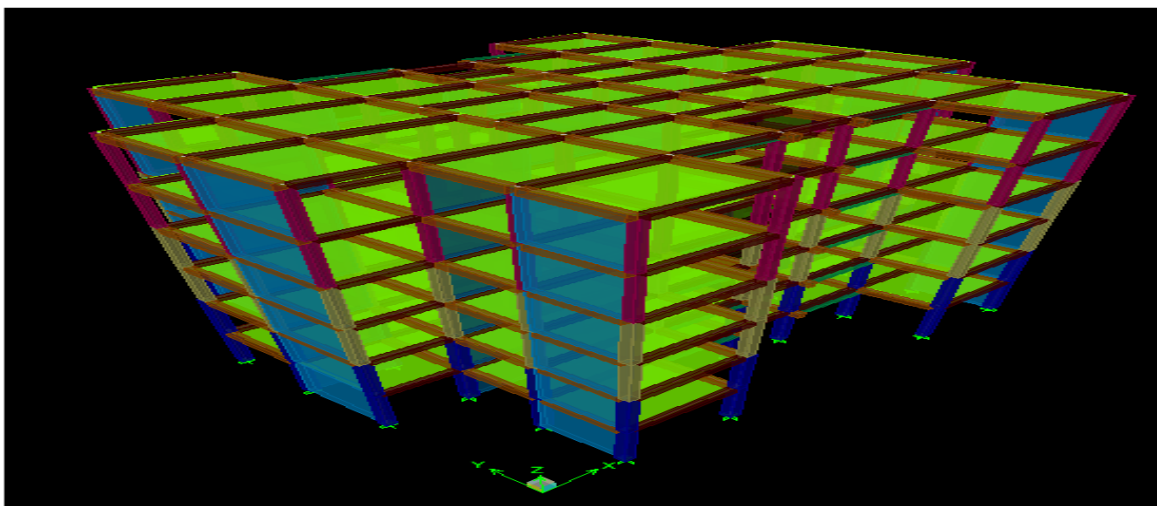


Figure V.1 : vue en 3D donnée par ETABS

## V.4. Disposition des voiles

Le système de contreventement choisi, c'est le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent conjointement les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux. [RPA 2003 3.4.A.4.a]

Après plusieurs essais de dispositions des voiles, on a adopté la disposition ci-dessous en assurant qu'elle vérifie les recommandations de règlement parasismique algérien tel que la période, effort tranchant à la base, participation massique modale et les déplacements.

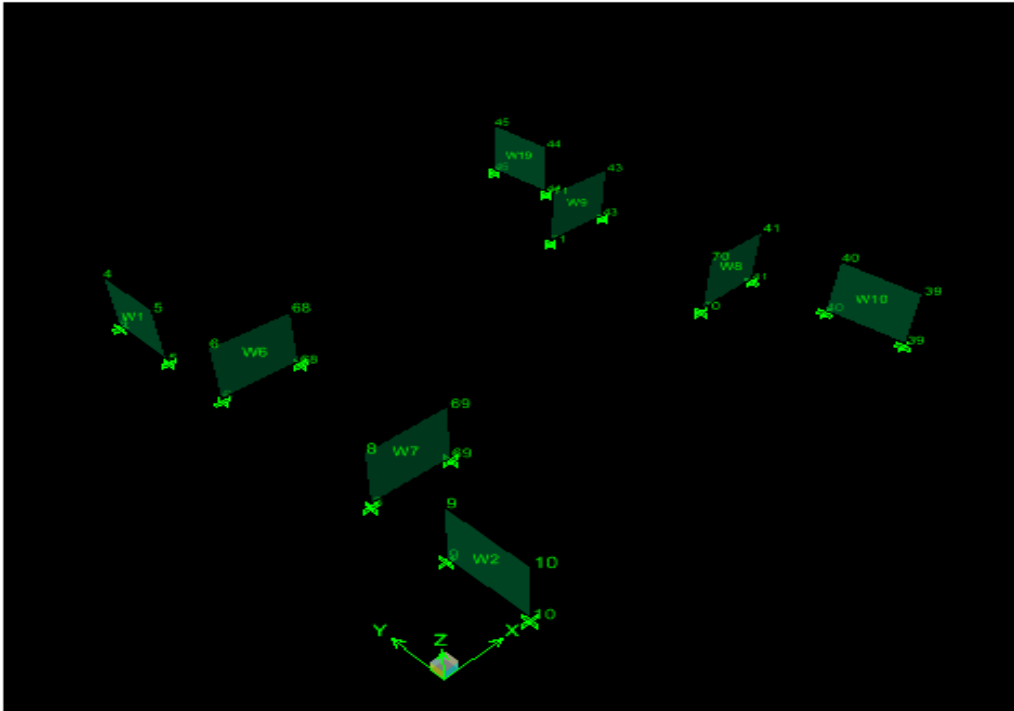


Figure V.2 : Disposition des voiles de contreventement

## V.5. Calcul par la méthode modale spectrale

### 5.1. Calcul de la force sismique

La force sismique doit être calculée dans les deux sens horizontaux

$$V = \frac{A D Q}{R} W \quad \text{RPA 2003 4.1}$$

V effort tranchant à la base de la structure

A coefficient d'accélération de zone [RPA 2003 tableau 4.1] :

- Groupe d'usage 2 (bâtiment d'habitation h<48m)
- Le bâtiment sera implanté à Tissemsilt classées selon RPA 2003 en zone IIa  
A=0.15

D facteur d'amplification dynamique moyen :

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} & T \geq 3,0s \end{cases} \quad \text{RPA 2003 4.2}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7 \quad \text{RPA 2003 4.3}$$

$\xi$  (%) pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissage [RPA 2003 tableau 4.2]

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = \sqrt{\frac{7}{9}} = 0.88$$

- $T_2 = 0,50$  (catégorie de site  $S_3$ ) **RPA 2003 tableau 4.7**

Estimation de la période fondamentale de la structure :

- $T = C_T h_N^{3/4}$  **RPA 2003 4.6**

- $C_T$  coefficient, fonction de système de contreventement, du type de remplissage **RPA 2003 TABLEAU 4.6**

$$C_T = 0.05$$

- $h_N$  hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N). **RPA 2003 4.2.4**

$$h_N = 19.44\text{m}$$

$$T = 0,05 \times 19,44^{3/4} = 0,463 \text{ sec}$$

- $T = \frac{0,09h_N}{\sqrt{D}}$  **RPA 2003 4.7**

**D** : Dimension sur plan de la structure

$$T_x = \frac{0,09h_N}{\sqrt{D_x}} = \frac{0,09 \times 19,44}{\sqrt{25,55}} = 0,346\text{sec}$$

$$T_y = \frac{0,09h_N}{\sqrt{D_y}} = \frac{0,09 \times 19,44}{\sqrt{21,18}} = 0,380\text{sec}$$

$$T = \begin{cases} T_x = 0.346\text{sec} \leq T_2 = 0.5\text{sec} \\ T_y = 0.380\text{sec} \leq T_2 = 0.5\text{sec} \end{cases} \rightarrow D_x = D_y = D = 2.5 \eta$$

$$D = 2.5 \times 0.88 = 2.2$$

- R coefficient de comportement de la structure :  $R = 5$  **RPA 2003 tableau 4.3**
- Q facteur de qualité :  $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$  **RPA 2003 4.4**

**Tableau V.1 facteur de qualité Q**

Critère q	Observé $p_q=0$	Non observé $p_q=0.05$
Condition minimale sur les files de contreventement	/	0.05
Redondance en plan		0.05
Régularité en plan	/	0.05
Régularité en élévation	0	/
Contrôle de la qualité des matériaux	/	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	/	0.10

- Condition minimale sur les files de contreventement

Systeme voiles :

Sens x\_x

$$3.24/3.25 = 0.997 \leq 0.67 \dots \text{Non observé}$$

Sens y\_y

$$3.24/3.2 = 1.013 \leq 0.67 \dots \text{Non Observé}$$

Systeme portiques :

Sens x-x

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{3.25}{3.30} = 0.98 \leq 1.5 \\ \frac{3.3}{2.36} = 1.4 \leq 1.5 \end{array} \right. \rightarrow \text{Observé}$$

Sens y-y

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{3.05}{4.4} = 0.69 \leq 1.5 \\ \frac{4.4}{3.75} = 1.17 \leq 1.5 \end{array} \right. \rightarrow \text{Non observé}$$

- Redondance en plan

Sens x\_x

$$4.4/2.75 = 1.6 \leq 1.5 \dots \text{Non observée}$$

Sens y-y

$$3.84/1.48 = 2.59 \leq 1.5 \dots \text{Non observée}$$

- Régularité en plan..... Non observée
- Régularité en élévation..... observée
- Contrôle de la qualité des matériaux : on suppose que les matériaux dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés
- Contrôle de la qualité de l'exécution : bien qu'un suivi sur chantier est prévu, on considère que ce critère est non observé

$$Q = 1 + 0,05 + 0 + 0,05 + 0,05 + 0,05 + 0,10 = 1.3$$

- Poids propre de la structure W :

Tableau V.2 : poids propre de la structure

Eléments	Poids propre(KN)	RDC	1 <sup>er</sup>	2 <sup>ème</sup> +3 <sup>ème</sup>	4 <sup>ème</sup>	5 <sup>ème</sup>
Acrotère	$G_{acr} \times \Sigma L$	/	/	/	/	236.39
Plancher CC	$G_{cc} \times S$	1356.95	1334.21	1377.36	1399.54	1551.75
poteaux	$n \times b \times h \times \gamma_b \times H_t$	648	648	496,13	364.5	364.5
P. principales	$b \times h \times \gamma_b \times \Sigma l$	389.37	389.37	389.37	389.37	381.12
P.secondaires	$b \times h \times \gamma_b \times \Sigma l$	318.50	324.34	324.34	324.34	330.53
Murs ext	$0,8 \times G_m \times H_t \times \Sigma L$	448.15	448.15	455.11	462.07	462.07
Murs voiles	$e \times \gamma_{BA} \times H \times \Sigma L$	417.96	417.96	417.96	417.96	417.96
escaliers	$(G_{p1} \times S_{p1}) +$ $(G_{p2} \times S_{p2}) + G_p \times S_p$	52.11	53.22	53.22	53.22	/
balcons	$G_B \times S_B + G_{GC}$	50.996	50.996	50.996	50.996	50.996
Charges permanentes	$\Sigma G_i$	3682.04	3666.25	3564.49	3462.00	3795.32
Charges d'exploitation	$P = Q \times S_t$	399.11	392.42	405.11	411.63	282.65
Poids total $W_i$	$G + \beta \times P$	3761.86	3744.73	3645.51	3544.33	3851.85
$\Sigma (G_i + \beta P)$	22193.79					

$$V_x = V_y = V = \frac{A D Q}{R} W = \frac{0.15 \times 2.2 \times 1.3}{5} \times 22193.79 = 1904.23 \text{ KN}$$

### V.5.2L'analyse modale spectrale

#### 5.2.1 Principe : [RPA.ART 4.3.1]

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

#### 5.2.2. Spectre de réponse de calcul : [RPA.ART 4.3.3]

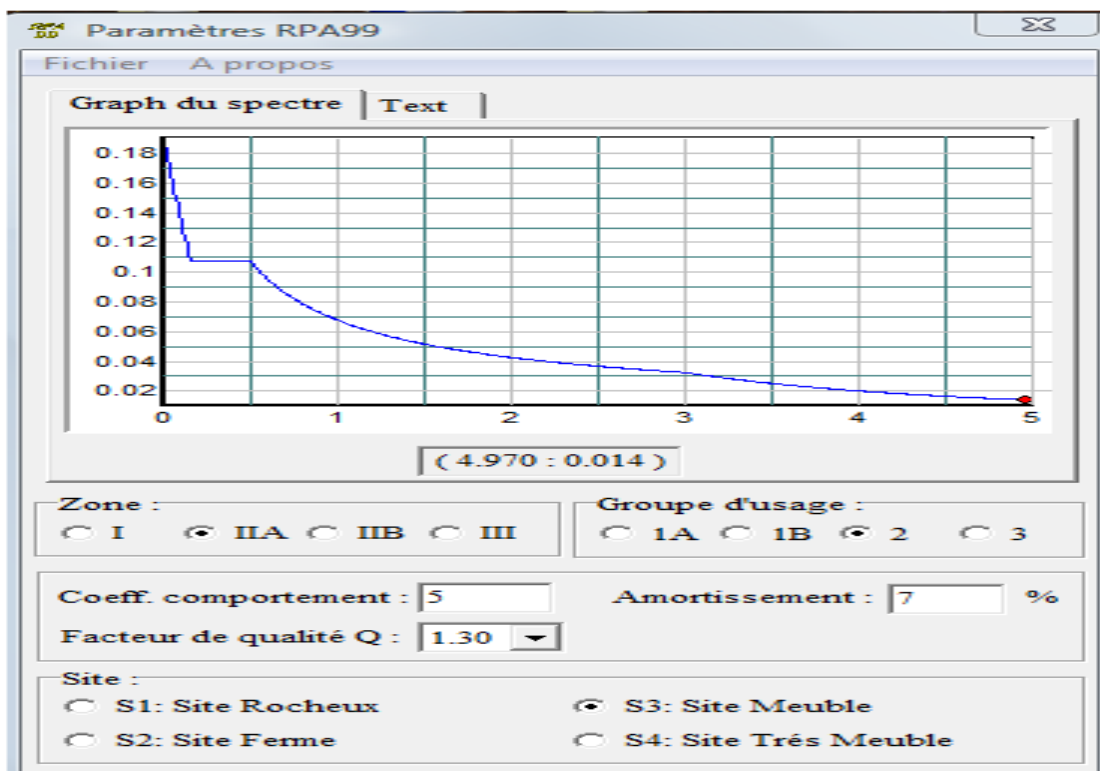
L'action sismique est représentée par le spectre de réponse de calcul suivant :

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

$$T_1 = 0.15 < T_x = 0.346 < T_2 = 0.50$$

$$T_1 = 0.15 < T_y = 0.380 < T_2 = 0.50$$

$$\frac{S_a}{g} = 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) = 2.5 \times 0.88 \times (1.25 \times 0.15) \times \left( \frac{1.30}{5} \right) = 0.11$$



**Figure V.3 : Spectre de réponse de calcul de la structure.**

○ **Nombre de modes à considérer : [RPA ART4.3.4]**

1. Pour les structure représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de mode de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :
  - La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
  - Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la

structure. Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

2. Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :  $K \geq 3\sqrt{N}$  et  $T_k \leq 0,20 \text{ sec}$

N : nombre de niveau au-dessus du sol et  $T_k$  : la période du mode K.

Les trois modes premiers modes de vibration sont comme suit :

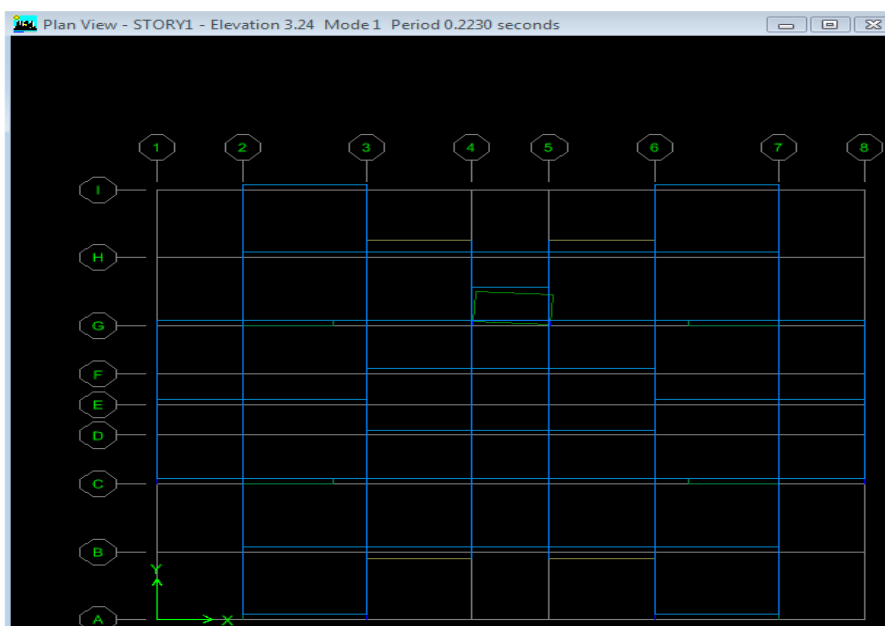


Figure V.4: Mode 1

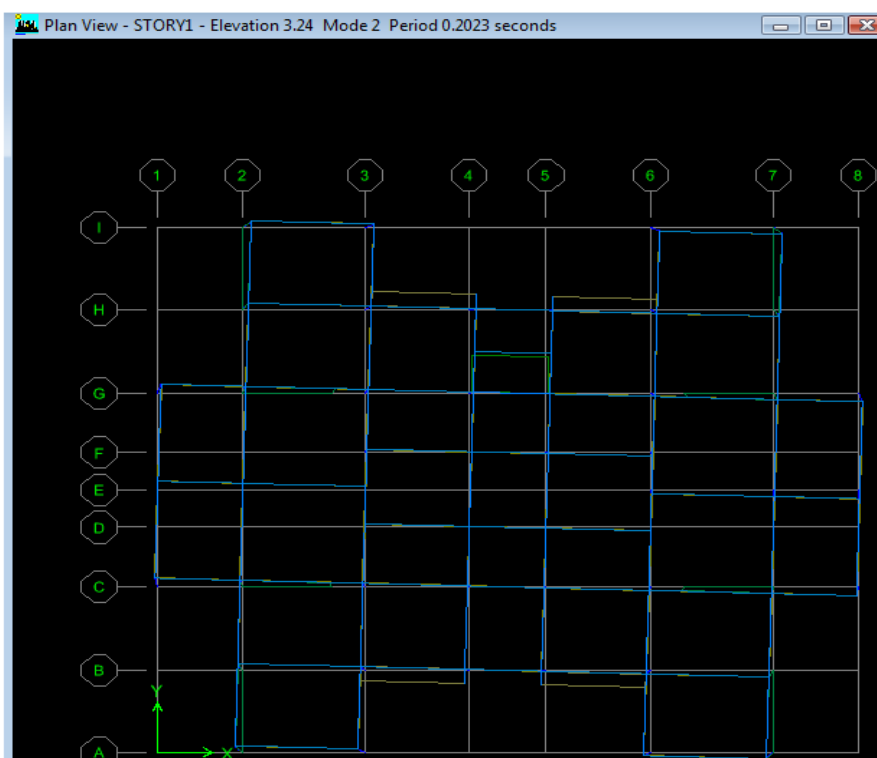


Figure V.5 : Mode 2



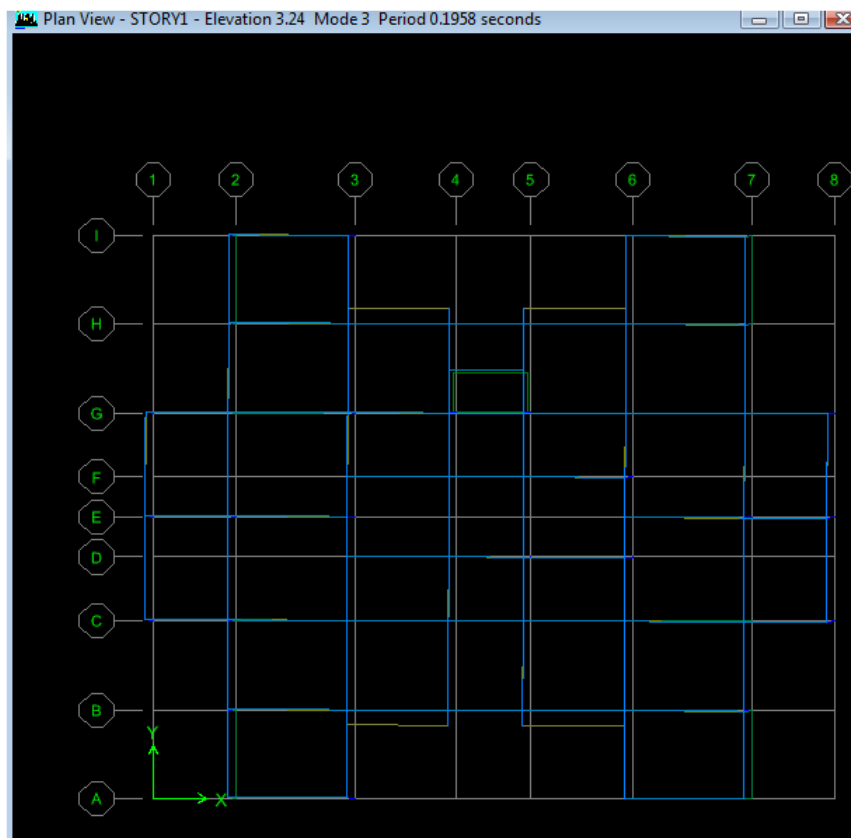


Figure V.6 : Mode 3

Tableau V.3 : modes et périodes

Mode	Période
1	0.22302
2	0.202272
3	0.195772
4	0.073652
5	0.066915
6	0.066144
7	0.041814
8	0.039183
9	0.038005
10	0.029629
11	0.028644
12	0.02696

## V.6. Combinaisons d'action

On va utiliser les combinaisons d'actions ci-dessous, selon les états limites :

**Sollicitation du 1<sup>er</sup> genre (BAEL 91) :** combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires

- ELU : 1.35 G +1.5Q
- ELS : G+Q

**Sollicitation du 2<sup>ème</sup> genre [RPA 99 (version 2003)] :** combinaisons accidentelles Art 5.2

- ELA : G+Q ±E (5-1)
- ELA : 0,8G ±E (5-2)

Avec :

G : Charges permanentes

Q : Charges d'exploitation

E : Effort sismique

## V.7. Caractéristiques géométriques :

➤ Calcul de l'excentricité :

- L'excentricité accidentelle :

L'article « 4.2.7 du RPA » exige une excentricité au moins égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment.

$$\begin{cases} e_{xtheorique} \leq 0.05L_x = 1.28m \\ e_{ytheorique} \leq 0.05L_y = 1.06m \end{cases} \rightarrow e_{theorique} = 1.28m$$

On va donner pour notre structure les centres de torsion et de masse pour chaque niveau dans le tableau suivant logiciel ETABS :

**Tableau V.4 centre de rigidité et centre de masse de la structure**

Etages	Centre de masse [m]		Centre de rigidité [m]		Excentricité théorique [m]		Excentricité accidentelle[m]	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
<b>RDC</b>	<b>12.575</b>	<b>10.593</b>	<b>12.575</b>	<b>10.458</b>	<b>0.000</b>	<b>0.135</b>	<b>1.28</b>	<b>1.0</b> □
<b>1</b>	<b>12.575</b>	<b>10.569</b>	<b>12.574</b>	<b>10.461</b>	<b>0.001</b>	<b>0.108</b>	<b>1.28</b>	<b>1.06</b>
<b>2</b>	<b>12.575</b>	<b>10.574</b>	<b>12.574</b>	<b>10.45</b>	<b>0.001</b>	<b>0.124</b>	<b>1.28</b>	<b>1.06</b>
<b>3</b>	<b>12.575</b>	<b>10.578</b>	<b>12.574</b>	<b>10.436</b>	<b>0.001</b>	<b>0.142</b>	<b>1.28</b>	<b>1.06</b>
<b>4</b>	<b>12.572</b>	<b>10.472</b>	<b>12.574</b>	<b>10.419</b>	<b>0.002</b>	<b>0.053</b>	<b>1.28</b>	<b>1.06</b>
<b>5</b>	<b>12.575</b>	<b>10.377</b>	<b>12.574</b>	<b>10.393</b>	<b>0.002</b>	<b>0.016</b>	<b>1.28</b>	<b>1.06</b>

On constate que la condition  $e_{xtheorique} \leq 0.05L_x$  est vérifié pour tous les niveaux dans les deux directions

**8.Vérifications**

**8.1.Vérification de la période et l’effort sismique**

$$Temp = \begin{cases} T_x = 0.346sec \\ T_y = 0.38sec \end{cases} . T_{dyn}=0.223sec$$

$$\begin{cases} 1.3 \times T_x = 1.3 \times 0.346 = 0.450sec \\ 1.3 \times T_y = 1.3 \times 0.38 = 0.494sec \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_{xdyn} = 0.223sec \leq 1.3T_x = 0.450sec \\ T_{ydyn} = 0.223sec \leq 1.3T_y = 0.494sec \end{cases} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\begin{cases} T_{xdyn} = 0.223sec \leq 1.3T_x = 0.450sec \\ T_{ydyn} = 0.223sec \leq 1.3T_y = 0.494sec \end{cases} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$V_{xdyn} 2846.1KN \geq 80\%V_{xstat} = 1523.38KN \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{ydyn} = 2788.53KN \geq 80\%V_{ystat} = 1523.38KN \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**8.2.Coefficients de participation modale**

On doit vérifier que :

$$\sum \bar{\alpha}_i \geq 90\%$$

Avec :

$$\bar{\alpha}_i = \frac{\left( \sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki} \right)^2}{\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki}^2} \cdot \frac{1}{\sum_{K=1}^n W_K}$$

Le logiciel **ETABS V9.6.0** peut déterminer directement les valeurs des coefficient de participation modale, les valeurs données sont :

**Tableau V.5 : participation massique modale de la structure**

Mode	Période	SumUX	SumUY
1	0.22302	0.0001	79.8539
2	0.202272	1.261	79.8539
3	0.195772	81.9787	79.854
4	0.073652	81.9787	93.2857
5	0.066915	86.7257	93.2857
6	0.066144	94.4574	93.2857
7	0.041814	94.4574	97.6199
8	0.039183	97.9769	97.6199
9	0.038005	98.1258	97.6199
10	0.029629	98.1259	99.2769
11	0.028644	99.4313	99.2769
12	0.02696	99.442	99.2769

On constate depuis le 4<sup>ème</sup> mode, la structure atteint plus de 90% de sa masse modale selon l'axe y d'où elle l'atteint à partir du 6<sup>ème</sup> mode selon l'axe x.

**a- Sens longitudinal**

$$\Sigma \bar{\alpha}_x = 94.46\% \geq 90\% \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**b- Sens transversal**

$$\Sigma \bar{\alpha}_y = 93.29\% \geq 90\% \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**8.3.Vérification du coefficient de comportement R**

Selon le RPA, le pourcentage des charges verticales supportées par les voiles ne doit pas dépasser 20%.

D'après les résultats d'analyse de structure R+5 par ETABSv9.7.2, on a obtenu :

L'effort normal total supporté par la structure :  $N_{TOT}=35464.13\text{KN}$

L'effort normal total supporté par les voiles  $N_{voiles}= 17522.01\text{KN}$

$$\frac{N_{voiles}}{N_{TOT}} \leq 0.2 \rightarrow \frac{17522.01}{35464.13} = 0.49 \leq 0.2 \dots\dots \text{Condition non vérifiée}$$

Le coefficient de comportement  $R=5$  n'est pas vérifié, donc on va changer le système de contreventement.

On choisit le système de contreventement constitué des par des voiles porteurs en béton armé.

Selon le RPA, les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations verticales, et on considère que la charge verticale est reprise uniquement par les voiles. [RPA 2003. ART 3.4.2]

Le coefficient de comportement sera pris égal à  $R=5$

$$\frac{N_{voiles}}{N_{TOT}} \leq 0.2 \rightarrow \frac{17522.01}{35464.13} = 0.49 \leq 0.2 \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Alors la charge sismique est considérée prise uniquement par les voiles.

Donc le coefficient de comportement est vérifié, et le système de contreventement adopté sera le système constitué des voiles porteurs.

**8.4.Vérification de l'effet P\_Δ**

Sous l'action des forces horizontales. La structure subira des déformations horizontales. Pour éviter l'augmentation des contraintes dans les systèmes de contreventement, les déplacements doivent être calculés pour chaque élément de contreventement, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} \leq \bar{\delta}_K ;$$

Avec :

$$\delta_K = R \times \delta_{ek}$$

R : Coefficient de comportement  $R = 5$ .

$\delta_{ek}$  : Déplacement du aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effort de torsion).

Le tableau suivant résume les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal.

**Tableau V.6 : déplacements relatifs de chaque niveau de la structure.**

Niveau	Sens longitudinal (m)		Sens transversal (m)		$\Delta x(m)$	$\Delta y(m)$
	$\delta_{ex}$	$\delta_x$	$\delta_{ey}$	$\delta_y$		
5 <sup>ème</sup>	0.000049	0.000245	0.000074	0.00037	-0.000155	-0.00015
4 <sup>ème</sup>	0.00008	0.0004	0.000104	0.00052	-0.00004	-0.0001
3 <sup>ème</sup>	0.000088	0.00044	0.000124	0.00062	-0.00006	-0.000065
2 <sup>ème</sup>	0.0001	0.0005	0.000137	0.000685	0.0000	0.00003
1 <sup>er</sup>	0.0001	0.0005	0.000131	0.000655	0.000055	0.00014
RDC	0.000089	0.000445	0.000103	0.000515	0.000445	0.000515

**Tableau V.7: effet  $P_\Delta$  pour chaque niveau selon x-x**

niveau	$P_k \times \Delta_k$	$V_k \times h_k$	$\theta$
5	0.60	14383.27	0.000042
4	0.14	22357.62	0.000006
3	0.22	24674.8	0.000009
2	0	22604.15	0
1	0.21	17136.81	0.000012
RDC	1.67	9221.36	0.000181

Tableau V.8 : effet  $P_{\Delta}$  pour chaque niveau selon y-y

Niveau	$P_k \times \Delta_k$	$V_k \times h_k$	$\theta$
5	0.58	11695.86	0.00005
4	0.35	22424.36	0.000016
3	0.24	24557.77	0.000010
2	0.11	22380.4	0.000005
1	0.52	16877.35	0.000031
RDC	1.94	9034.84	0.000215

On constate que dans les deux directions et pour tous les niveaux, l'effet  $P_{\Delta}$  peut être négligé car  $\theta < 0.10$ , c'est-à-dire la structure est stable vis-à-vis l'effet  $P_{\Delta}$ .

**Chapitre VI:  
Calcul des voiles  
de contreventement**

## VI.1.Introduction

Le système de contreventement est constitué de l'ensemble des éléments structurels participant de façon non négligeable au transfert des actions horizontales créées du fait du mouvement sismique, par effet inertiel dans l'ouvrage.

Le voile de contreventement est un élément de construction verticale surfacique. C'est un mur en béton armé coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction. Dans leurs plans, ils présentent généralement une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales. Ces murs fonctionnent comme des consoles encastrées dans les fondations ou au niveau du rez-de-chaussée. Ces consoles pouvant, en fonction de leur élancement, être analysées soit comme des poutres, soit comme des parois porteuses.

On peut donc résumer le rôle des contreventements comme suit :

- 1) -D'assurer la stabilité des constructions non auto-stables vis-à-vis des charges horizontales (celle des structures auto-stables étant assurée intrinsèquement), donc de transmettre ces charges jusqu'au sol.
- 2) -De raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont source de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

Dans notre construction, le système de contreventement est mixte (voile-portique). Ce système de contreventement est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structures qui obéissent à des lois de comportement différentes de l'interaction portique – voiles, naissent des forces qui peuvent changer de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'à ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacement. Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure.

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (TORSION) .
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher) .
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portiques-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

## VI.2.Principe de calcul du voiles

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable.

Selon les combinaisons suivantes :

- $G + Q \pm E$  (vérification du béton).



➤ **0,8G ± E** (calcul des aciers de flexion).

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement **R.P.A 99/ (version 2003)**.

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs) .
- Armatures transversales.

### 2.1.La méthode de calcul du voiles

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85.f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa.}$$

#### Avec

N : Effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliqué.

A : Section du voile.

V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : Moment d'inertie.

On distingue **3 cas** :

➤ **1<sup>er</sup> cas**

Si :  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$  la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le **R.P.A 99/ version 2003**

$$A_{\min} = 0,15 \times a \times L$$

➤ **2<sup>ème</sup> cas**

Si :  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$  la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée".

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$A_v = Ft / f_e$  . on compare  $A_v$  par la section minimale exigée par le **R.P.A 99 /version 2003**.

-Si :  $A_v < A_{\min} = 0,15 \% a \times L$ , on ferraille avec la section minimale.

-Si :  $A_v > A_{\min}$ , on ferraille avec  $A_v$ .

➤ **3<sup>ème</sup> cas**

Si :  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$  sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

### 2.2.Les recommandations du R.P.A99/version 2003

#### Armatures verticales

Ils sont disposés on deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le **R.P.A 99/version 2003** exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile.

**Armatures horizontales**

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures. les barres horizontales doivent être disposé vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15% .
- En zone courante 0,10 %.

**Armatures transversales**

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m<sup>2</sup> au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieure ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieur ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

**Armatures de couture**

Le long des joints de reprise de collage, l'effort tranchant doit être pris par la section des aciers de couture doit être calculée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V}{f_e} \text{ Avec : } V = 1,4 V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

**VI.3.Calcul du ferrailage des voiles****Exemple de calcul**

$$A = 0.72\text{m}^2.$$

$$I = 0.78 \text{ m}^4.$$

$$V = 1.6 \text{ m}.$$

$$N = 1612.33\text{KN}$$

$$M = 1440.35\text{KN.m}$$

$$T = 706.86\text{KN}$$

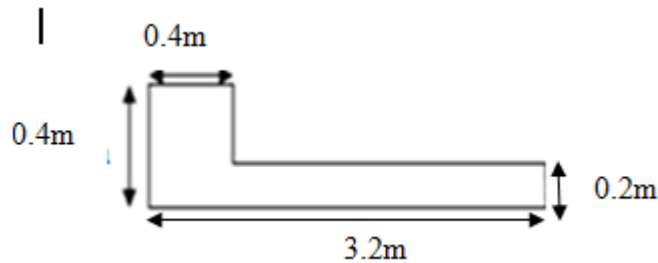


Figure VI.1 : schéma du voile à calculer

### 3.1. Détermination des contraintes

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \frac{1612.33 \times 10^3}{0.72 \times 10^6} + \frac{(1440.35 \times 10^6) \times (1.6 \times 10^3)}{0.78 \times 10^{12}} = 5.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} = \frac{1612.33 \times 10^3}{0.72 \times 10^6} - \frac{(1440.35 \times 10^6) \times (1.6 \times 10^3)}{0.78 \times 10^{12}} = -0.72 \text{ MPa}$$

#### ➤ 3<sup>ème</sup> cas

Si : ( $\sigma_1$  et  $\sigma_2$ ) sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

### 3.2. Calcul des armatures verticales

#### • Longueur tendue

$$L_t = \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_2 + \sigma_1|} L = \frac{0.72}{4.48} L = 0.51 \text{ m}$$

$$L_c = L_{TOT} - L_t = 3.2 - 0.51 = 2.69 \text{ m}$$

$$L_{courante} = L_{TOT} - 2L_t = 3.2 - 2 \times 0.51 = 2.18 \text{ m}$$

$$d \leq \min \left\{ \frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right\} = \min \{1.62, 1.87\} \rightarrow d \leq 1.62 \text{ m} = 162 \text{ cm}$$

$$d_1 = h_{poteau} = 0.4 \text{ m} = 40 \text{ cm} \cdot d_2 = L_t - d_1 = 0.11$$

$$\sigma_t = \frac{\sigma_g \cdot d_2}{L_t} = \frac{-0.72 \times 0.11}{0.51} = -0.155 \text{ MPa}$$

$$N_{t1} = \sigma_t \cdot S = \frac{\sigma_g + \sigma_t}{2} \times (a \times d_1) = \frac{-0.72 - 0.155}{2} \times (200 \times 400) = -35 \text{ KN}$$

$$N_{t1} = \sigma_t \cdot S = \frac{\sigma_t}{2} \times (a \times d_2) = \frac{-0.155}{2} \times (200 \times 110) = -1.705 \text{ KN}$$

$$A_{v1} = \frac{N_{t1}}{\sigma_s} = \frac{35000}{348} = 100.76 \text{ mm}^2 = 1 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_{t2}}{\sigma_s} = \frac{1705}{348} = 4.9 \text{ mm}^2$$

#### ➤ L'espacement

Selon le **B.A.E.L 91 modifier 99**, on a :

$$S_t \leq \min \{ 2 \times a ; 33 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t \leq \min \{ 2 \times 20 ; 33 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

Selon le **R.P.A 99/version 2003** on a :

$$S_t \leq \min \{ 1,5 \times a ; 30 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t \leq \min \{ 1,5 \times 20 ; 30 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots (2).$$

$$\text{Donc : } S_t \leq \min \left\{ S_{t_{\text{BEAL}}} ; S_{t_{\text{RPA99}}} \right\} \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}.$$

On adopte un espacement de 25cm.

Le choix de la section des armatures verticales est 4T12 ( $A_{\text{adopté}} = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ).

**3.3.Calcul des armatures horizontales**

D'après le **R.P.A99/version 2003**, on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit 4T12 ( $A_{\text{adopté}} = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ), avec un espacement de 20.

**3.4.Calcul des armatures transversales**

D'après le **D.T.R-B.C-2,42 et le B.A.E.L 91 modifier 99**, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4/m<sup>2</sup> au moins. On prend donc 4Ø8 par m<sup>2</sup>.

**VI.4.Vérification de la contrainte de cisaillement  $\tau_b$**

**4.1.Vérification de la contrainte de cisaillement  $\tau_b$**

On calcul la contrainte de cisaillement

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.L}$$

Avec :  $\bar{T} = 1.4T_{\text{cal}}$  l'effort tranchant de calcul majoré de 40% .

a : Épaisseur du voile .

L : Longueur du voile.

$$\bar{T} = 1.4T_{\text{cal}} = 1.4 \times 706.86 = 989.604 \text{KN}$$

Cette contrainte est limitée par:  $\bar{\tau} = 0.2 \times f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{MPa}$

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.L} = \frac{989.604 \times 10^3}{200 \times 3200} = 1.546 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque de cisaillement.

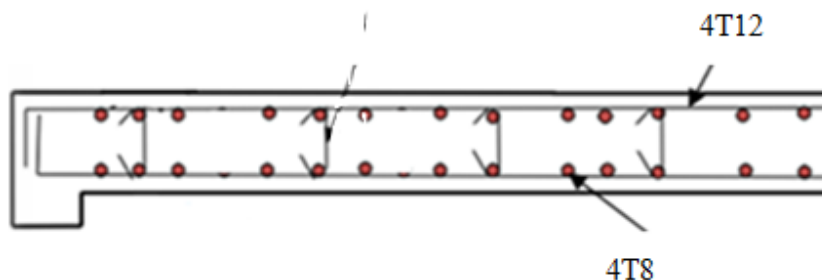


Figure VI.2 : schéma de ferrailage d'un voile

# **Chapitre VII:**

# **Ferraillage des Portiques**

## VII.1.Introduction

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **BAEL 91** et le **RPA99 version 2003**.

## VII.2.Hypothèses

Pour faciliter le calcul des quantités d'armatures longitudinales nécessaires dans les éléments structuraux, nous allons introduire les simplifications :

La section d'armatures dans les poteaux sera calculée pour chaque poteau, ce qui n'est pas le cas pour une étude destinée à l'exécution (où l'on adopte généralement le même ferrailage pour les poteaux du même niveau). Les poutres seront ferrillées avec la quantité maximale nécessaire sur chaque niveau. La section minimale à prévoir pour chaque élément est celle donnée par le règlement parasismique.

## VII.3.Diamètre des barres

Pour les voiles le diamètre des barres utilisées ne doit pas dépasser le dixième de l'épaisseur des voiles, ce qui nous donne un diamètre maximal de 20mm. D'après **RPA 99 ver 2003** Le diamètre minimal des barres longitudinales est de 12mm pour les poteaux et les poutres et de 10mm pour les voiles.

## VII.4.Ferrailage des poteaux

### 4.1.Introduction

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations. Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N) qui est due à l'excentricité de l'effort normal (N) par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant »M« dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants:

Section entièrement tendue SET.

Section entièrement comprimée SEC.

Section partiellement comprimée SPC.

### Méthode de calcul :

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée.

### Combinaisons spécifiques de calcul :

- Combinaisons fondamentales : « 1<sup>er</sup> genre » **BAEL 9**

$$1,35 \times G + 1,5 \times Q \dots \dots \dots (\text{ELU})$$

$$G + Q \dots \dots \dots (\text{ELS})$$

- Combinaisons accidentelles : « 2<sup>ème</sup> genre » RPA 99

$$\{0,8 \times G \pm E$$

Dans le calcul relatif au « ELU » on introduit des coefficients de sécurités ( $\gamma_s, \gamma_b$ ) :

$$\begin{array}{l} \text{Pour une situation accidentelle :} \\ \left\{ \begin{array}{l} \gamma_s=1 \Rightarrow \sigma_s=400 \text{ MPa.} \\ \gamma_b=1,15 \Rightarrow \sigma_b=18,48 \text{ MPa} \end{array} \right. \\ \\ \text{Pour une situation courante} \\ \left\{ \begin{array}{l} \gamma_s =1,15 \Rightarrow \sigma_s=348 \text{ MPa.} \\ \gamma_b=1,5 \Rightarrow \sigma_b=14,17 \text{ MPa} \end{array} \right. \end{array}$$

**Ferrailage exigé par R.P.A 99(version 2003) .....RPA (art 7, 4, 2,1)**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet.
- Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de 0,8% (zone IIa)
- Le pourcentage maximal des aciers sur toute la longueur sera de 4% en zone courante, 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale de recouvrement est de 40 Ø (zone IIa)
- La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en (zone IIa).

**Tableau VII.1: les sections min et max. imposée par le R.P.A 99(version 2003)**

Type de poteaux	(40x40)	(35x35)	(30x30)
Amin=0.8% x S [cm²]	12,8	9,8	7,2
Amax1=4% x S [cm²]	64	49	36
Amax2=6% x S [cm²]	96	73,5	54

Nous avons une section transversale (40x40), (35x35) et (30x30). Pour le calcul des poteaux, on considère le cas le plus défavorable qui donne la contrainte maximale de traction des armatures et celle maximale de compression du béton.

Tableau VII.2 : valeur de combinaison de calcul max.

POTEAUX	COBINAISON	1.35G+1.5Q	G+Q+Ex	0.8G±E
<b>40X40</b>	<b>N (KN)</b>	616.30	632	486.8
	<b>T(KN)</b>	0.03	68.54	37.21
	<b>M (KN.m)</b>	4.6	10.43	10.04
<b>35X35</b>	<b>N(KN)</b>	372.5	387.7	297.5
	<b>T(KN)</b>	5.6	82.95	61.43
	<b>M(KN.m)</b>	8.12	20.22	18.23
<b>30X30</b>	<b>N(KN)</b>	176	172.7	133.4
	<b>T(KN)</b>	6.5	82.95	61.43
	<b>M(KN.m)</b>	9.07	18.2	15.59

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du niveau RDC et le reste des résultats de ferrailage des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif.

Données :

**Exemple RDC et 1<sup>er</sup> étage :**

B=40cm . h=40cm . d=36cm.

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du RDC, avec les sollicitations suivantes :

**ELU**

N<sub>max</sub>=616,30 KN ; M<sub>max</sub>=4,6KN.m

a0.)Calcul sous N<sub>max</sub> et M :

**Détermination du centre de pression :**

$$e = M/N = \frac{4,6}{616,30} = 0,0074 \text{ m} = 0,74 \text{ cm}$$

e=0.0074m < h/2=0.4/2=0.2m (le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA')

$$M_u = N_u(d-h/t+e) = 616,30 (0,36-0.4/2+0.016) = 88,75 \text{ m}$$

**Vérification si la section est surabondante:**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h_t \\ M_u \leq N_u \times d \left( 1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases}$$

**N<sub>u</sub>=616,30 ≤ 1836 ,4KN.....vérifie**

**M<sub>u</sub>=88,75KN.m < 2183,46 KN.m.....vérifie**

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne



sont pas nécessaires ( $A_1=0$ ).

**Combinaison de 2<sup>ème</sup> genre (0,8G±E):**

$$N_{min}=486,800 \text{ KN} . M_{cor} = 10,04 \text{ KN.m}$$

**Détermination du centre de pression :**

$$e = M/N = 0,020 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \times \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 68,152 \text{ KN.m}$$

**Vérification si la section est surabondante:**

$$N_u \leq 0.81 f_{bc} . b . h \quad N_u = 486,80 \text{ KN} < 1836,4 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$M_u \leq N_u . d (1 - 0,514 N_u / b . d . f_{bc}) \quad M_u = 68,152 \text{ KN.m} < 251.80 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_2=0$ ).

**Combinaison de 3eme genre (G+Q±1,2E):**

$$M_{max} = 10,43 \text{ KN.m} . N_{cor} = 632 \text{ KN}$$

**Détermination du centre de pression :**

$$e = M/N = 0.02 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \times \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 88,48 \text{ KN.m}$$

**Vérification si la section est surabondante:**

$$N_u \leq 0,81 f_{bc} . b . h \quad N_u = 632 \text{ KN} < 1836,4 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$M_u \leq N_u . d (1 - 0,514 N_u / b . d . f_{bc}) \quad M_u = 88,48 \text{ KN.m} < 76,94 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{non vérifiée}$$

Donc la section est surabondante.

Le calcul de la section d'armature se fait à la flexion simple avec :

$$M_u = 88,75 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_b = 18,48 \text{ Mpa} \quad \sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 \text{ Mpa} \quad b = 40 \text{ cm} \quad d = 36 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{88,75 \times 10^6}{18,48 \times 360^2 \times 400} = 0.092 < \mu_l = 0.392 \quad A' = 0$$

$$\beta = 0.5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0.95$$

$$A_{3s} = \frac{M \mu}{\sigma_b \times d \times \sigma_s} = \frac{88,75 \times 10^6}{0.95 \times 360 \times 400} = 6,48 \text{ cm}^2$$

➤ **section adoptee:**

Donc La section d'armature qu'on doit tenu en compte c'est le max entre les trois sections calculées et la section minimale exigée par **RPA 99 V.2003**

**Donc :**

$$A_{adopté} = \max (A_1, A_2, A_3, A_{min(RPA)})$$

Pour une section de béton (40x40) cm<sup>2</sup>

$$A_{\min(R.P.A)} = (0.008 \times 40 \times 40) = 12,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = \max(A_1, A_2, A_3, A_{\min(RPA)}) = \max(0,00. 0,00 .6,48 .12,8) = \mathbf{12,8\text{cm}^2}$$

On adopte **4T16+4T14 =14,2 cm<sup>2</sup>**

**Tableau VII.3 : ferrailage des poteaux.**

Niveau	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) RPA	A adoptée (cm <sup>2</sup> )
RDC et 1 <sup>er</sup> étage	40x40	6,48	12.8	4T16+4T14=14,2
2 <sup>e</sup> et 3 <sup>e</sup> étage	35x35	4,30	9.8	8T14=12,31
4 <sup>e</sup> et 5 <sup>e</sup> étage	30x30	3,71	7,2	4T12+4T12=9,04

**Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$T_{\max} = 22 \text{ KN.m}$$

$$\text{Contrainte tangente : } \tau_u = T / (b.d) = 22 \times 10^3 / (400 \times 360) = 0,153 \text{ MPa.}$$

$$\text{Contrainte tangente admissible : } \tau_u = \min(0,2 f_{c28} . 5 \text{ Mpa}) = 4,34 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = 0,153 \text{ MPa} < \tau_u = 4,34 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

**Calcul des armatures transversales**

Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t = \Phi_l / 3$$

$$\Phi_t = 20 / 3 = 6,67 \text{ mm}$$

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

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

V<sub>u</sub> : Effort tranchant de calcul

h<sub>1</sub> : hauteur totale de la section brute

f<sub>e</sub> : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

ρ<sub>a</sub> : est un coefficient correcteur égal à 2,5 si l'élan0cement géométrique λ<sub>g</sub> ≥ 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

S<sub>t</sub> : Espacement des armatures transversales.

**b.1- Calcul de l'espacement**

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

$$\text{En zone nodale : } S_t \leq \min(10 \Phi_L . 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm} . \text{ Soit } S_t = 10 \text{ cm.}$$

$$\text{En zone courante : } S_t \leq 15 \Phi_L = 16 \text{ cm} . \text{ Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

Calcul de l'élançement géométrique  $\lambda_g$

RDC et 1<sup>er</sup> étage

$$\lambda_g = L_f / b$$

Avec:  $L_f$ : Longueur de flambement du poteau.

$b$  : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0,7 L_0$$

$$\lambda_g = 0,7 \cdot L_0 / b = 0,7 \times 3,24 / 0,40 = 5,67$$

$\lambda_g = 5,67 > 5 \Rightarrow \rho_0 = 2,5$  (d'après le RPA.99 « Art 7.4.2.2 »).

$$\text{donc : } A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} = \frac{15.2.5.22 \cdot 10}{40.235} = 0,88 \text{ cm}^2$$

2<sup>ème</sup> étage et 3<sup>ème</sup> étage.

$$\lambda_g = 0,7 \cdot L_0 / b = 0,7 \cdot 3,24 / 0,35 = 6,48$$

$\lambda_g = 5,6 > 5 \Rightarrow \rho_0 = 2,5$  (d'après le RPA.99 « Art 7.4.2.2 »).

$$\text{donc : } A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} = \frac{15.2.5.27 \cdot 10}{35.235} = 1,23 \text{ cm}^2$$

c- Quantité d'armatures transversales minimales :

- $A_t / t \cdot b$  en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 3 < 5,67 > 5 : \quad 0,55\%$$

$$\text{Alors : } \begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,003 \cdot 10 \cdot 40 = 1,2 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,003 \cdot 15 \cdot 40 = 1,8 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Le choix : } \quad A_t = 8\phi 8 = 4,02 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Alors : } \begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,003 \cdot 10 \cdot 35 = 1,05 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,003 \cdot 15 \cdot 35 = 1,58 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Le choix : } \quad A_t = 6\phi 8 = 3,02 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

d- Vérification de la section minimale d'armatures transversales

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau_u ; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\text{Zone courante : } \frac{4,02 \times 400}{40 \times 15} = 2,68 \text{ Mpa} \geq 0,4 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Zone nodale : } \frac{4,02 \times 400}{40 \times 10} = 4,02 \text{ Mpa} \geq 0,4 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

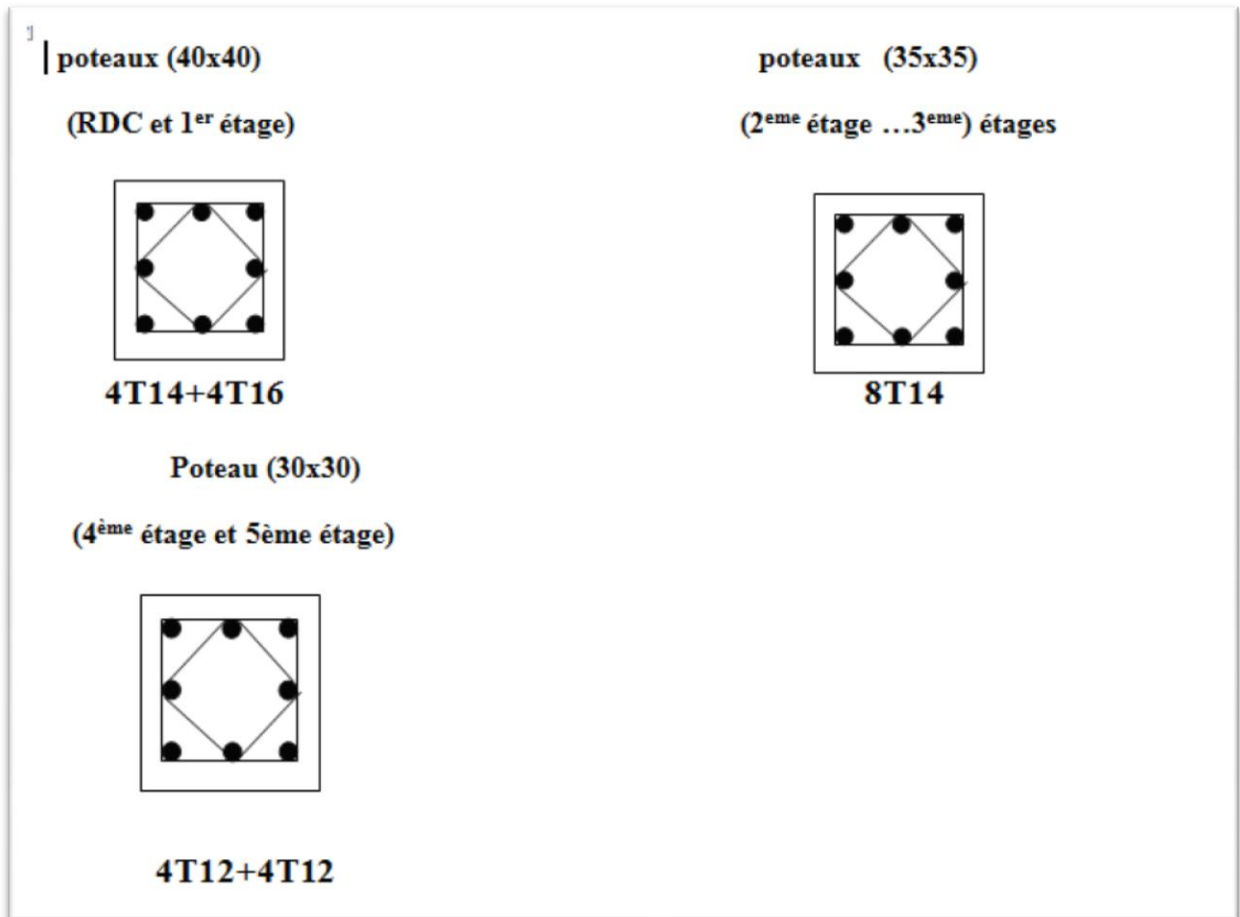


Figure VII.1: Dessin descriptif du ferrailage des poteaux

### VII.5.Ferrailage des poutres

#### Méthode de calcul

En cas général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible donc on fait le calcul en flexion simple.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1<sup>ier</sup> et du 2<sup>ème</sup> genre :

Sollicitations du 1<sup>ier</sup> genre (BAEL 91) :  $1,35G + 1,5Q \Rightarrow$  Moment correspondant  $M_{sp1}$

Sollicitations du 2<sup>ème</sup> genre (RPA 99/2003) :  $\begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow$  Moment correspondant  $M_{sp2}$

Dans le calcul relatif à l'ELU, on induit des coefficients de sécurités ( $\gamma_s \cdot \gamma_b$ ).

Pour la situation accidentelle :  $\begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa} \end{cases}$

Pour la situation normale ou durable :  $\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 384 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{cases}$

#### Les armatures longitudinales

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

- Section d'armature minimale :  $A_{min} = 0,5\% bh_t$  (en toute section).

- Section d'armature maximale:  $A_{\max 1} = 4\% bh_t$  (Zone courante).

$$A_{\max 2} = 6\% bh_t \text{ (Zone de recouvrement).}$$

Le diamètre minimum est de 12 mm

La longueur minimale des recouvrements est de:  $40 \phi$  en zone I et II

### 1) Sens longitudinal : « poutre secondaire »

#### 1.1) Armatures longitudinales

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

**Tableau VII.4** : les sections min et max. imposée par le R.P.A 99(version 2003)

	b (cm)	h (cm)	Section (cm <sup>2</sup> )
$A_{\min} = 0,5\%b.h_t$	30	30	4.5
$A_{\max 1} = 4\%b.h_t$	30	30	36
$A_{\max 2} = 6\% b.h_t$	30	30	54

-Sens transversal : « poutre principale » :

#### 2.1) Armature longitudinale :

On présente un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des autres niveaux seront donnés dans un tableau

**Tableau VII.5** : les sections min et max. imposée par le R.P.A 99(version 2003)

	b (cm)	h (cm)	Section (cm <sup>2</sup> )
$A_{\min} = 0,5\%b.h_t$	30	40	6
$A_{\max 1} = 4\%b.h_t$	30	40	48
$A_{\max 2} = 6\% b.h_t$	30	40	72

#### Exemple de calcul :

La section des armatures calculée doit satisfaire les conditions suivantes :

D'après BAEL 91 :

- Condition de non fragilité :  $A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_t \times 28}{f_e} = 1.3 \text{ cm}^2$
- Le pourcentage minimal d'armature :  $A_{\min \text{ BAEL}} = 0.001 \times b \times h = 1.2$
- Les valeurs des moments max en appuis et en travées ainsi l'effort tranchant de 1<sup>er</sup> et 2<sup>eme</sup> genre sont résumées dans les tableaux suivants.

Tableau VII. 6: Moments max des Poutres principales et secondaires

Etage	Type	position	Moment max(KN.m)		Rapport M2/M1	Moment de calcul (KN.m)
			M2	M1		
RDC et 1 <sup>er</sup> étage	PP	Travée	20,09	18,20	1,03	20,09
		Appuis	25,6	20,9	1,22	25,6
	PS	Travée	16,3	13,7	1,19	16,3
		Appuis	7,1	1,67	4,25	7,1
2 <sup>e</sup> et 3 <sup>e</sup> étage	PP	Travée	22,1	16,1	1,37	22,1
		Appuis	30,8	16,3	1,88	30,8
	PS	Travée	31,1	17	1,83	31,1
		Appuis	16,8	1,7	9,88	16,8
4 <sup>e</sup> et 5 <sup>e</sup> étage	PP	Travée	23,6	16,9	1,40	23,6
		Appuis	25,6	2,8	9,14	25,6
	PS	Travée	23	17,6	1,30	23
		Appuis	7,1	1,67	4,25	7,1

**Exemple de calcul (poutre principale RDC)**

**Poutre principale (30\*40)**

**Ferrailage longitudinales**

**Armatures longitudinales**

Calculons d'abord les sections min. et max. des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

$$A_{min} = 0,5\%(bxh) = 0,5 \times 30 \times 40 / 100 = \mathbf{6,00cm^2}$$
 (sur toute la section)

$$A_{max1} = 4\%(bxh) = 4 \times 30 \times 40 / 100 = \mathbf{48cm^2}$$
 (zone courante)

$$A_{max2} = 6\%(bxh) = 6 \times 30 \times 40 / 100 = \mathbf{72cm^2}$$
 (zone de recouvrement)

Le calcul du ferrailage est en flexion simple :

**❖ En travée :**

$$(Sp1) \Rightarrow M_{tsp1} = 20,90 \text{ KN.m}$$

$$(Sp2) \Rightarrow M_{tsp2} = 18,20 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{tsp2}}{M_{tsp1}} = 0,87 < 1,15 \text{ Donc le calcul se fait sous } (Sp1)$$

**Données :**

• Largeur de la poutre  $b = 30\text{cm}$ .

• Hauteur de la section  $h_t = 40\text{cm}$ .

•Hauteur utile des aciers tendus  $d = 0.9 \times h_t = 36 \text{ cm}$

•Fissuration non préjudiciable

• $F_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$

• $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$F_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

$M_t = 20,90 \text{ KN.m}$

D'après BAEL 91(G+Q+-E) :

$$\sigma_b = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.17 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{20,90 \times 10^6}{18,48 \times 360^2 \times 300} = 0.0014$$

$$\mu = 0.0014 < \mu_l = 0.392 \quad A' = 0$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\beta = 0.5 + \frac{\sqrt{1 - 2 \times \mu}}{2}$$

$$\beta = 0.5 + \frac{\sqrt{1 - 2 \times 0.0014}}{2}$$

$$\beta = 0.99$$

$$A_t = \frac{M_t \times \mu}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{20,90 \times 10^6}{0.99 \times 360 \times 348} = 1,68 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{cal}} = 1,68 > A_{\text{min}} = 1.20 \text{ cm}^2$$

❖ **En appuis :**

$$(\text{Sp1}) \Rightarrow M_{\text{asp1}} = 25,60 \text{ KN.m}$$

$$(\text{Sp2}) \Rightarrow M_{\text{asp2}} = 20,9 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{\text{asp2}}}{M_{\text{asp1}}} = 1,22 > 1.15 \quad \text{Donc le calcul se fait sous (Sp2)}$$

$$M_a = 25,60 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_b = 18,48 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{25,60 \times 10^6}{18,48 \times 360^2 \times 300} = 0,0356$$

$$\mu = 0.0356 < \mu_l = 0.392 \quad A' = 0$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\beta = 0.5 + \frac{\sqrt{1 - 2 \times \mu}}{2}$$

$$\beta = 0.5 + \frac{\sqrt{1 - 2 \times 0.0356}}{2}$$

$$\beta = 0.98$$

$$A_t = \frac{M_a \times \mu}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{25,60 \times 10^6}{0.98 \times 360 \times 348} = 2,08 \text{ cm}^2$$

Tableau VII.7: Récapitulations du ferrailage des poutres des poutres principales et secondaires intermédiaire

Étage	Type	Position	As calculé	As min(RPA)	A <sub>min</sub> (BAEl)	Choix	As
RDC et 1 <sup>ère</sup> étage	Pp	Travée	1,68	6	1,20	3T14+2T12	6,88
		Appuis	2,08			Renf	
	Ps	Travée	1,73	4,5	0,98	3T14+3T12	8,01
		Appuis	0,77			chapeau	
2et3 <sup>ème</sup> étage	Pp	Travée	1,80	6	1,20	3T14+2T12	6,88
		Appuis	2,50			3T14+3T12	
	Ps	Travée	3,37	4,5	0,98	3T12	
		Appuis	1,82			3T14fil+3T12	
4et 5 <sup>ème</sup> étage	Pp	Travée	1,92	6	1,20	3T14	4,62
		Appuis	2,08			3T14fil+2T12	
	Ps	Travée	2,49	4,5	0,98	3T12	3,39
		Appuis	0,77			3T12fil+3T12	
						chapeau	

**Vérification nécessaire pour les poutres**

-Sens transversal : « poutre principale»

**Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23b \times d \times ft28/fe = 0.23 \times 30 \times 36 \times 2.1/400 = 1.30cm^2$$

A adoptée>A min.....condition vérifiée

**Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T / (b.d) = 47 \times 10^3 / (300 \times 360) = 0,44 \text{ MPa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \tau_u = \min (0,13 f_{c28} . 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

$\tau_u = 0,44 < \tau_u \equiv 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

Pas de risque de cisaillement (les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre).



**Calcul les armatures transversales:**

**Diamètre des armatures transversales doivent vérifiées :**

$$\Phi_t \leq \min (h/35 .b/10 . \phi_l)$$

$$\Phi_t \leq \min (11.43 .30 .12) \text{ mm}$$

On adopte :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Calculs de l'espacement :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min (0,9d. 40 \text{ cm}) \\ S_t \leq \min (32.40 \text{ cm}. 40 \text{ cm}) = 32.40 \text{ cm} \end{array} \right.$$

A partir d'article 7.5.2.2 de RPA 99/version 2003, les armatures doivent respecter les conditions suivantes

Zone nodale :

$$S_t \leq \min (h/4 . 12\phi_l .30 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (10 \text{ cm}. 16,8 \text{ cm} .30 \text{ cm})$$

Zone courante:

$$S_t \leq h/2.$$

$$S_t \leq 20 \text{ cm}.$$

Zone nodale :  $S_t=10 \text{ cm}.$

Zone courante :  $S_t=20 \text{ cm}.$

**La section des armatures transversales :**

$$\frac{At}{b.st} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3k.f_{ij}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots\dots\dots(*)$$

$k=1$  (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

$$f_{ij}^* = \min (2,1 . 3,3 \text{ MPa}) = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\alpha=90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$F_e = 235 \text{ MPa} . \gamma_s = 1,15$$

$$(*) \Rightarrow \left( \frac{At}{S_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,74 - 0,3.1.2,1).30}{0,9.1. \frac{235}{1,15}} = 0,02 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

**-Pourcentage minimal des armatures transversales :**

$$\frac{At \times f_e}{b \times s_t} \geq \max \left( \frac{0,74}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right) = 0,4 \text{ MPa} \quad \frac{At \times f_e}{b \times s_t} \geq \max \left( \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right)$$

$$\left( \frac{At}{S_t} \right)_{min} \geq \frac{0,4 \times b}{f_e} = \frac{0,4 \times 30}{235} = 0,05 \text{ cm} \dots\dots\dots(2)$$

De (1)et(2):  $A_t/s_t < 0,05 \text{ cm}$ , on prend:  $S_t = 10 \text{ cm}$

$$D'où: A_t \geq 0,7 \text{ cm}^3 \Rightarrow \begin{cases} 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

**Vérification des contraintes (ELS) :**

$$M_{\text{ser}} = 37,58 \text{ KN.m}$$

**1-position de l'axe neutre :**

$$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{8,01}{30} = 4,01 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 4,01 \times 36 = 288,72 \text{ cm}^2$$

$$Y = -4,01 + \sqrt{4,01^2 + 288,72} = 13,45 \text{ cm}$$

**2-moment d'inertie:**

$$I = by^3/3 + A_s (d-y)^2 = 85427$$

**3-Coefficient:**

$$K = M_{\text{ser}}/I = 0,44 \text{ MPa/cm}$$

**4- contrainte maximal dans le béton comprimée  $\sigma_{bc}$ :**

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 0,44 \times 13,45 = 5,92 \text{ MPa}$$

**5-Contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = 15 K (d-y)$$

$$= 15 \times 0,44 (36 - 13,45) = 148,83 \text{ MPa}$$

**Vérification de contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,92 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**Vérification de la flèche :**

$$M_{t \text{ max}} = 26,58 \text{ KN.m}, M_0 = (G+Q) l^2/8 = (44,62 + 21,28) \times (3,84)^2/8 = 121,46 \text{ KN.m} \quad (\text{à l'ELS})$$

$$A_s = 7,70 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h/L > 1/16 \dots\dots\dots 0,1 > 0,0625 \quad (\text{condition vérifiée}) \\ h/L > M_t/10M_0 \dots\dots\dots 0,1 > 0,07 \quad (\text{condition vérifiée}) \\ A_s/bd < 4,2/f_c \dots\dots\dots 0,005 < 0,0105 \quad (\text{condition vérifiée}). \end{array} \right.$$

Tableau VII.8 : ferraillage des sections des poutres principales (40\*30)

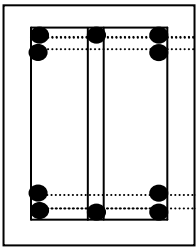
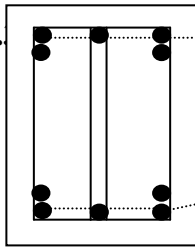
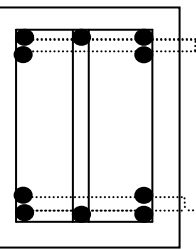
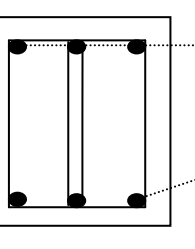
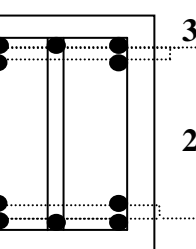
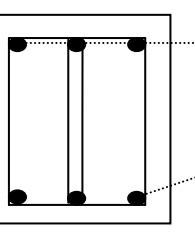
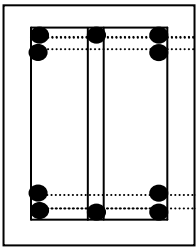
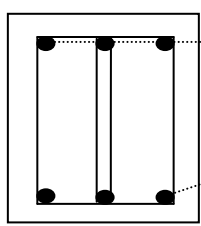
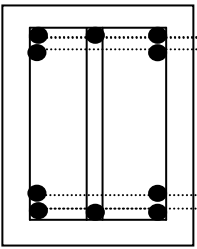
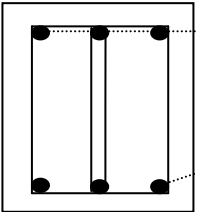
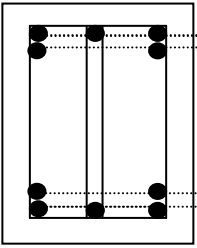
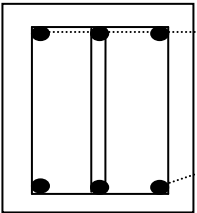
Niveau	En Appuis	En travée
RDC et 1 <sup>ère</sup> étage	 <p>3T14</p> <p>3T12</p> <p>3T14</p>	 <p>3T14</p> <p>2T12</p> <p>3T14</p>
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	 <p>3T14</p> <p>3T12</p> <p>3T14</p>	 <p>3T14</p> <p>2T12</p> <p>3T14</p>
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	 <p>3T14</p> <p>2T12</p> <p>3T14</p>	 <p>3T14</p> <p>3T14</p>

Tableau VII.9 : ferrailage des sections des poutres secondaire (30\*30)

Niveau	En Appuis	En travée
RDC et 1 <sup>ère</sup> étage	 <p>3T14 3T12 3T14</p>	 <p>3T12 3T12</p>
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	 <p>3T14 3T12 3T14</p>	 <p>3T12 3T12</p>
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	 <p>3T12 3T12 3T12</p>	 <p>3T12 3T12</p>

# **Chapitre VIII:**

# **Etude des fondations**

### VIII.1.Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrages qui sont en contact avec le sol, auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevée, et d'autre part la force portante du sol. D'après le rapport du sol notre terrain à une contrainte admissible de 2,00 bars à un ancrage de 3,10m.

- Pour qu'il n'y ait pas de chevauchement entre deux fondations, il faut au minimum une distance de 40 cm.
- Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura 10 cm d'épaisseur.
- Le calcul des fondations se fait comme suit :
  - Dimensionnement à l'E.L.S :  $N_{ser} = G + Q$  .
  - Ferrailage à l'E.L.U :  $N_u = 1,35 G + 1,5 Q$  .
  - Vérification de la stabilité et des contraintes à l'état accidentel :  $\begin{cases} 0,8 G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases}$
  - La facilité de réalisation.

### VIII.2.Choix du type de fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

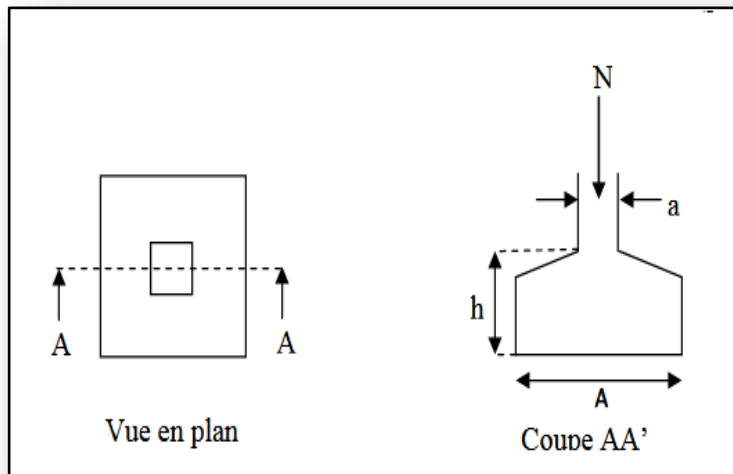
- La capacité portante du sol .
- Les charges transmises au sol .
- La distance entre axes des poteaux .
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant: les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est de 2,00 bars à une profondeur de 3,10 m.

#### 2.1.Vérification des semelles isolées

La vérification à faire est:  $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}}$



**Figure VIII.1:Schéma d'une semelle isolée.**

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

$N$  : L'effort normal agissant sur la semelle obtenu par l'ETABS 9.7.2 .

$S$  : Surface d'appui de la semelle .

$\overline{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.

Le poteau le plus sollicité a une section carrée ( $B \times B$ ), donc  $S = B^2$ .

$$N_s = 1303.72 \text{ KN}$$

$$\overline{\sigma}_{sol} = 150 \text{ KN/m}^2.$$

$$\Rightarrow \frac{N_s}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$$

$$\Rightarrow B^2 \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N_s}{\overline{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{1303.72}{150}} = 2.95 \quad \text{AN : } B \geq 2,50m.$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 3,00 m, on remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

## 2.2.Vérification des semelles filantes

Choisissons une semelle filante, de largeur  $B$  et de longueur  $L$  situé sous un portique formé de 10 poteaux.

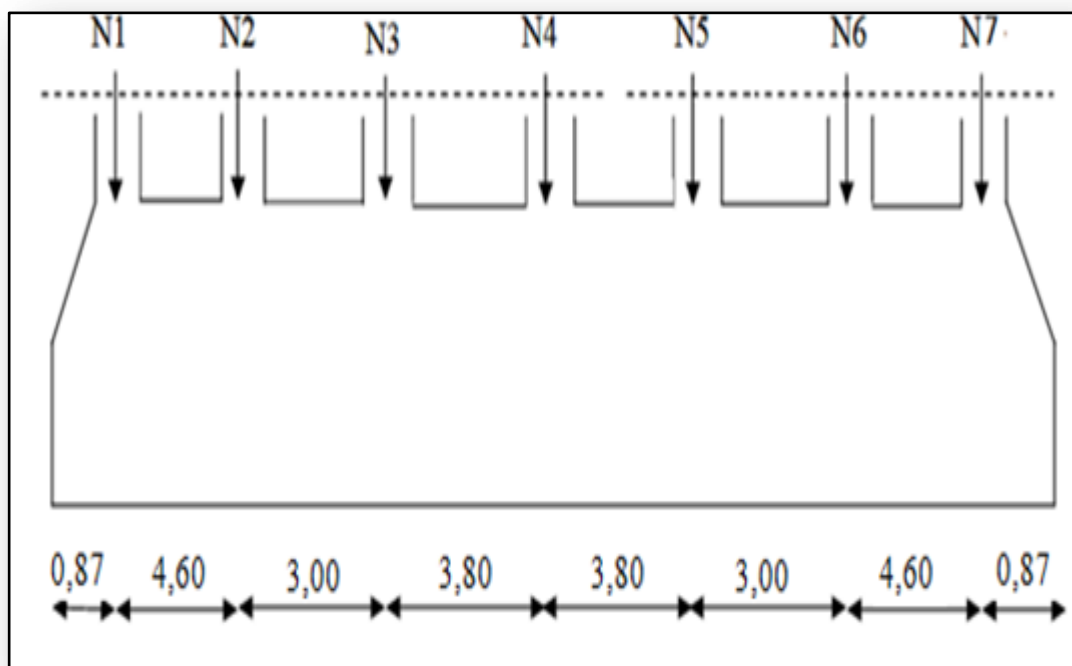


Figure VIII.2: Schéma d'une Semelle filante.

➤ Selon (X)

Tableau VIII. 3: Section des semelles filantes dans le sens longitudinal.

Files	N (kN)	L (m)	B (m)	B choisie(m)	S (m <sup>2</sup> )
1	377.08	25.55	1.57	3	76.65
2	1302.54	25.55	2.95	3	76.65
3	476.93	25.55	1.78	3	76.65
4	474.80	25.55	1.78	3	76.65
5	1303.72	25.55	2.95	3	76.65
6	378.09	25.55	1.59	3	76.65
7	626.47	25.55	2.04	3	76.65
8	604.31	25.55	2.01	3	76.65
9	892.27	25.55	2.44	3	76.65
10	888.86	25.55	2.43	3	76.65



## ➤ Selon (Y)

Tableau VIII.4: Section des semelles filantes dans le sens transversal.

Files	N (kN)	L (m)	B (m)	B choisie(m)	S (m <sup>2</sup> )
1	463.87	21.18	1,76	2	42.36
2	433.93	21.18	1.7	2	42.36
3	474.8	21.18	1,78	2	42.36
4	481.46	21.18	1,79	2	42.36
5	481.39	21.18	1,79	2	42.36
6	476.02	21.18	1,78	2	42.36
7	463.26	21.18	1,76	2	42.36
8	448.07	21.18	1, 73	2	42.36
9	412.77	21.18	1.66	2	42.36

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment .

$$\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} < 50\% .$$

La surface du bâtiment est :  $S_{batiment} = 508,20 \text{ m}^2$ .

$$\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} = \frac{372.141}{397.459} = 0.93 = 93.63\% > 50\% .$$

### 2.3.Vérification des radier général

La surface totale de la semelle dépasse de 50% la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles.

Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence de plusieurs voiles dans cette construction et la faible portance du sol, un radier général a été opter comme type de 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.

### VIII.3.Définition du radier

Le radier c'est une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes de sol.

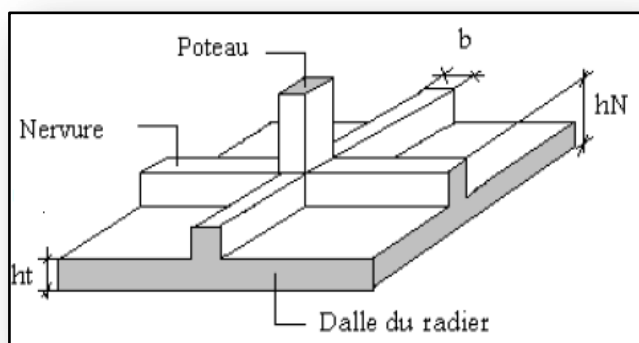


Figure VIII.3: Radier général.

### 3.1. Calcul du radier

Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité. (Réaction de sol  $\approx$  poids total de la structure).

- **Poids supporté par le radier**

$G_T$  : la charge permanente totale.

$Q_T$  : la charge d'exploitation totale.

- **Combinaison d'actions**

**E. L. U** :  $N_U = 1,35G_T + 1,5Q_T = 34575,27\text{KN}$ .

**E. L. S** :  $N_{ser} = G_T + Q_T = 25884,42\text{KN}$ .

- **Prédimensionnement du radier**

- **Surface du radier**

La surface du radier est donnée par la formule suivante :  $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$

Avec :  $\sigma_{sol} = 1,5 \text{ bars} = 150\text{KN/m}^2$ .

$N = N_{ser} = 25884,42\text{KN}$ .

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{25884,42}{150} = 172,56 \text{ m}^2.$$

On prend un débord de  $D = 60 \text{ cm}$  de chaque côté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise  $S_{radier}$ .

$S_{radier} = 425,49 \text{ m}^2$ .

**Avec**

$X$  : Longueur de bâtiment.

$Y$  : Largeur de bâtiment.

- **Calcul de l'épaisseur du radier**

L'épaisseur nécessaire du radier sera déterminée à partir des conditions suivantes.

**1<sup>ère</sup> condition**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0,06 \times f_{c28}$$

$$\Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06 \times f_{c28} \times b}$$

**Avec**

$V_u$  : l'effort tranchant ultime d'une bande de 1 mètre linéaire  $V_u = Q \cdot L / 2$ .

$$Q = 1\text{m} \times (N_u / S) = 81.26 \text{KN/m.}$$

$L$  : Longueur maximal d'une bande 1m .  $L = 4,40$  m.

$$V_u = \frac{(Q \times L)}{2} = \frac{1\text{m} \times (N_u / S) \times L}{2} = \frac{1\text{m} \times (34575.27 / 425.49) \times 4,40}{2} = 178.77 \text{ KN.}$$

$$d \geq \frac{178.77 \times 10^{-2}}{0,06 \times 25 \times 1} = 1.19 \text{ m.} \dots \dots \dots (1)$$

**2<sup>ème</sup> Condition****Critère de rigidité :**

$$L/25 \leq d \leq L/20 \quad , \text{ avec : } L=440$$

$$17.6 \leq d \leq 22 \dots \dots \dots (2)$$

De (1) et (2), on a :  $d \geq 25$  cm

Donc :  $h \geq (d + c) \Rightarrow h \geq (25 + 5) \Rightarrow h \geq 30$  cm

Soit :  $h = 35$  cm et  $d = (0,9 \times 35) = 31.5$  cm.

L'épaisseur qui satisfait aux trois conditions citées ci-avant, nous amène à choisir une hauteur totale du radier égale à  $h_t = 35$  cm.

- **Vérification de la stabilité au renversement**

Quelque soit le type de fondations (superficielles ou profondes) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement.

$$(e = M/N \leq B/4).$$

$$E = \frac{7.136}{25884.42} = 0,0003\text{m} < \frac{25.55}{4} = 6,39 \text{ m.}$$

- **Vérification au poinçonnement (B.A.E.L 91 modifiée 99)**

$$Q_u \leq 0,05 \cdot u_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$U_c = 2(u + v)$$

$$u = a + h_t = 10 + 35 = 45 \text{ cm.}$$

$$v = b + h_t = 10 + 35 = 45 \text{ cm.}$$

$$U_c = 2(45 + 45) = 180 \text{ cm.}$$

$$Q_u = 81.26 \text{KN} \leq 0,05 \times 180 \times 35 \times \frac{2,50}{1,50}$$

$$81.26 \text{KN} \leq 525 \text{KN}.$$

Il n'y a pas de risque de poinçonnement.

- **Détermination de la hauteur de la poutre de libage**

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6}$$

$$\Rightarrow 47,78 \text{ cm} \leq h \leq 71,66 \text{ cm}.$$

On prend :

$$b = 35 \text{ cm}.$$

$$h = 80 \text{ cm}.$$

$$d = 72 \text{ cm}.$$

- **Vérifications des contraintes de la poutre de libage**

En tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b [h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i]$$

$$G_{\text{radier}} = 25 [0,35 \times 425.49 + 0,80 \times 0,35 \times 270.8] = 5618.64 \text{KN}$$

E.L.S :

$$N_{\text{ser}} = 5618.64 + 25884.42 = 31503.058.$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{31503.058}{425.49} = 74.039 \text{KN/m}^2.$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow 74.039 \text{KN/m}^2 \leq 150 \text{KN/m}^2 \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **La longueur élastique**

Longueur élastique de la poutre est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}}$$

Avec :

I : Inertie de la poutre

$$I = bh^3/12 = 0,35 \times (0,80)^3 / 12 = 0,015 \text{m}^4.$$

E : Module d'élasticité du béton

$$E = 3216420 \text{ t/m}^2.$$

b : Largeur de la poutre

$$b = 0,35 \text{ m}.$$

K : Coefficient de la raideur de sol  $k = 40 \text{ t/m}^3$ .

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0,015}{400 \times 0,35}} = 4,31 \text{ m}$$

$$L_{\max} = 4,40 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \times L_e = 6.77 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$L_{\max}$  : La longueur maximale entre nues des poteaux.

• **Calcul des contraintes**

Les contraintes sous le radier sont données par :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{RAD}}} \pm \frac{M}{I_{xx}} X_G$$

$$\sigma_m < 1,5\sigma_s$$

$$\sigma_m = \frac{(3\sigma_1 + \sigma_2)}{4} < \sigma_{\text{adm}} = 1,5\sigma_s$$

**Tableau VIII.3 : Vérification la stabilité du radier en situation accidentelle.**

	0,8G+E, G+Q+E	
	Longitudinal	Transversal
N (t)	10991,86	10991,86
M (t.m)	517,99	14396,05
I (m <sup>4</sup> )	1919,23	448,59
$\sigma_1$	22,51	28,04
$\sigma_2$	16,25	10,78
$\sigma_{\text{moy}}$	20,94	23,72
$\sigma_{\text{adm}}$	30	30
<b>La condition</b>	<b>Vérifié</b>	<b>Vérifié</b>

Pour les combinaisons accidentelles, les contraintes maximales et minimales sont vérifiées. IL n'y a donc aucun risque de soulèvement.

• **Évaluation des charges pour le calcul du radier**

$$Q = \sigma_{\max} = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} = \frac{34575.27}{425.49} = 81.26 \text{ KN/m}^2 .$$

$$\sigma_{\text{radier}} = \gamma_b \times h = 0.35 * 25 = 8.75 \text{KN/m}^2 \Rightarrow Q = \sigma_{\max} - \sigma_{\text{radier}} = 72.51 \text{KN/m}^2 .$$

Donc la charge en « m<sup>2</sup>» à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est de :

$$Q = 72.51 \text{KN/m}^2 .$$

### 3.2.Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les voiles qui est soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges. Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le **B.A.E.L 91 modifier 99**.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut-être alternativement noyé et émergé en eau douce.

- **Méthode de calcul**

Ce radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie. Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur unité (1 ml) et ont pour valeurs :

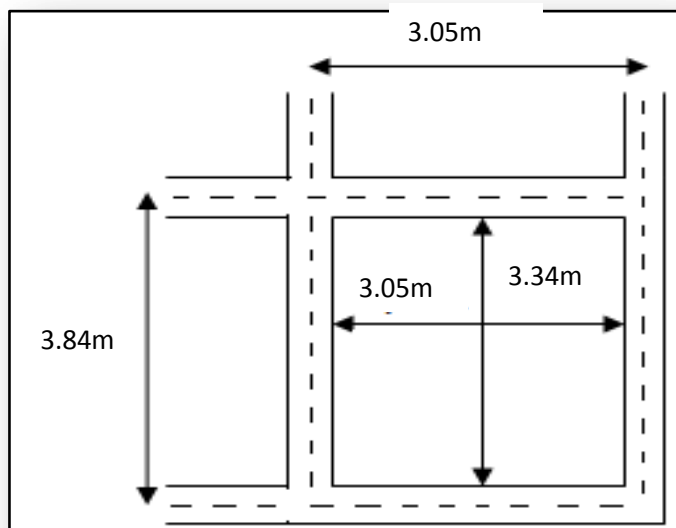
$$\text{Dans le sens de grande portée: } M_{0x} = \mu_x \times Q \times l_x^2$$

$$\text{Dans le sens de petite portée : } M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  : Sont des coefficients fonction de  $\alpha$  et  $\nu'$  ( $\nu'$  prend 0 à l'E.L.U, 0,2 à l'E.L.S), (**cours béton armé B.A.E.L 91 modifier 99**).

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastres aux niveaux des appuis d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis :

- **Calcul du ferrailage :**



**Figure VIII.4: Schéma du panneau le plus défavorable.**

$\alpha = L_x/L_y \geq 0,4$  Pour tous les panneaux constituant le radier, donc la dalle porte dans les deux sens.

• Détermination des efforts

Tableau VIII. 4: les moments fléchissant suivant les deux sens.

L <sub>x</sub> (m)	L <sub>y</sub> (m)	α	Sens(x)				Sens (y)			
			μ <sub>x</sub>	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>a</sub> (KN.m)	μ <sub>y</sub>	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	M <sub>a</sub> (KN.m)
3.05	3.34	0.913	0,042	21.39	18.18	10.7	0,899	19.23	16.35	9.62

• Calcul des armatures

a) Suivant L<sub>x</sub>

En travée

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 \times f_{bc}} = \frac{18.18 \times 10^3}{1 \times 315^2 \times 14.17} = 0.0005 \leq \mu_l = 0.392 \dots \dots \dots A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0005}) = 0.0006$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 315(1 - 0.4 \times 0.0006) = 314.92$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{18.18 \times 10^6}{314.92 \times 348} = 3.29 \text{ cm}^2$$

On adopte **7T14 = 10.78cm<sup>2</sup>**, avec un espacement de 15 cm.

Sur appuis

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{10.7 \times 10^3}{1 \times 315^2 \times 14.17} = 0,0076 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,0076 \Rightarrow \beta = 0,986 \text{ (tirée à partir d'un tableau)}$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10.7 \times 10^3}{0,986 \times 31.5 \times 348} = 1.008 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

On adopte **7T14 = 10.78cm<sup>2</sup>**, avec un espacement de 15 cm

b) Suivant L<sub>y</sub>

➤ En travée

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{16.35 \times 10^3}{100 \times 31.5^2 \times 14.17} = 0,012 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,021 \Rightarrow \beta = 0,989 \text{ (tirée à partir d'un tableau)}$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{16.35 \times 10^3}{0,989 \times 31.5 \times 348} = 1.51 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

On adopte **7T12 = 7.92cm<sup>2</sup>**, avec un espacement de 15 cm.

➤ Sur appuis

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{9.62 \times 10^3}{100 \times 31.5^2 \times 14,17} = 0,012 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,012 \Rightarrow \beta = 0,993 \text{ (tirée à partir d'un tableau)}$$

$$A_s = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9.62 \times 10^3}{0,993 \times 31.5 \times 348} = 0,88 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

On adopte **7T12 7.92cm<sup>2</sup>**, avec un espacement de **15 cm**.

• **Vérification de l'espacement**

Dans le sens le plus sollicité :

$$S_t \leq \min (3.h ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min (105 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}).$$

$S_t \leq 33\text{cm}$  .....Condition vérifiée.

**3.3.Ferrailage des poutres de libages**

Le rapport  $\alpha = L_x/L_y$  pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

**a) Sens longitudinale :**

**a-1) Détermination des chargements :**

Poids propre  $p_p$  :  $P_p = \gamma.h.b = 2,5 \times 0,8 \times 0,35 = 0,7 \text{ t/m}$

$$Q = 72.51 \text{ KN /m}^2$$

Calcul de  $q_u$ :

$$q_u = \sigma_{rad} - p_p = 72.51 - 7 = 65.51 \text{ KN/ml.}$$

**a-2) Calcul de Q' :**

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[ \left( 1 - \frac{Lx_1^2}{3.Ly_1^2} \right) .Lx_1 + \left( 1 - \frac{Lx_2^2}{3.Ly_1^2} \right) .Lx_2 \right]$$



**Figure VIII.5: Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.**



$$L_{x1} = 3,05\text{m} \cdot L_{y1} = 3,34\text{m} \cdot L_{x2} = 3,05\text{m}$$

$$Q = 6.55/\text{m}^2$$

Q : Elle est tirée du chargement de la poutre.

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q' = \frac{Q}{2} \left[ \left( 1 - \frac{L^2_{x1}}{3L^2_{y1}} \right) L_{x1} + \left( 1 - \frac{L^2_{x2}}{3L^2_{y1}} \right) L_{x2} \right] \\ Q' = \frac{65.51}{2} \left[ \left( 1 - \frac{3.05^2}{3 \times 3.34^2} \right) 3.05 + \left( 1 - \frac{3.05^2}{3 \times 3.34^2} \right) 3.05 \right] \\ Q' = 144.28\text{KN/m} \\ M_0 = \frac{Q' \times l^2}{8} = \frac{144.28 \times 3.34^2}{8} = 201.17\text{KN.m} \end{array} \right.$$

### a.3) Calcul du ferrailage :

- En travée :

$$M_t = 0.85 \times M_0 = 170.99\text{KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{170.99 \times 10^3}{35 \times 72^2 \times 14,17} = 0,067 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0 \rightarrow \beta = 0,902 \\ A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{17.09 \times 10^4}{0,978 \times 72 \times 348} = 6.97 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$$

On adopte :  $\begin{cases} 1^{\text{ere}} \text{ lit} : 4\text{T}16 \\ 2^{\text{eme}} \text{ lit} : 4\text{T}16 \rightarrow A = 24,12 \text{ cm}^2 \\ 3^{\text{eme}} \text{ lit} : 4\text{T}16 \end{cases}$

- Sur appuis :

**Tableau VIII.5 : Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens longitudinal.**

	Intermédiaire	Rive
$M_a \text{ (KN.m)}$	$= 0.5 \times M_0 = 85.049$	$= 0.35 \times M_0 = 59.48$
$\mu \rightarrow \beta$	0,033 → 0,983	0,023 → 0,867
$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	3.45	2.74
$A_{adoptée} \text{ (cm}^2\text{)}$	2x4T12 (fil) + 4T12 (chap.) = 13.56	4T12 (fil) + 4T12 (chap.) = 9.04

### b) Sens transversale :

#### b.1) Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q' = \frac{2}{3} \times Q \times L_{x1} = \frac{2}{3} \times 6.55 \times 3.34 = 14.58 \frac{\text{t}}{\text{m}} \\ M_0 = \frac{Q' \times l^2}{8} = \frac{14.58 \times 3,34^2}{8} = 20.34 \text{ t.m} \end{array} \right.$$

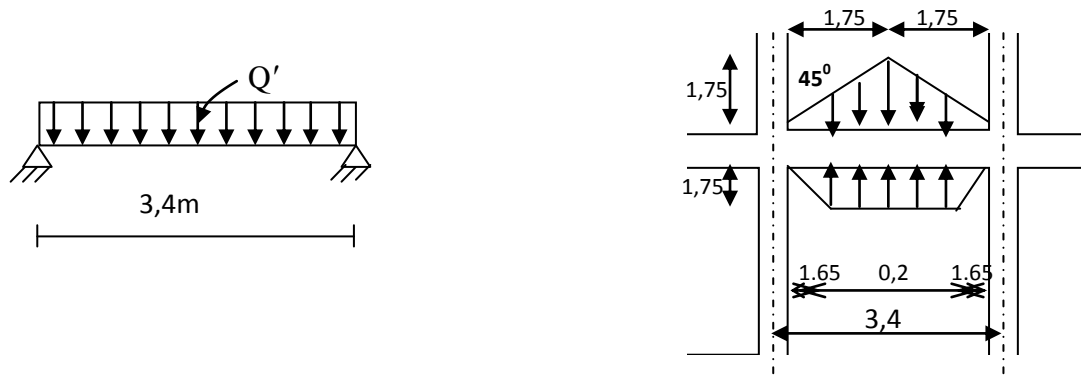


Figure VIII.6: Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.

• **b.2) Calcul du ferrailage :**

En travée :

$$M_t = 0.85 \times M_0 = 17.29 \text{ t.m}$$

$$\left\{ \begin{aligned} \mu &= \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{17.29 \times 10^4}{35 \times 72^2 \times 14,17} = 0,067 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0 \rightarrow \beta = 0,971 \\ A_s &= \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{17.29 \times 10^4}{0,971 \times 72 \times 348} = 7.106 \text{ cm}^2 / \square l \end{aligned} \right.$$

On adopte :  $\begin{cases} 1^{ere} \text{ lit} : 4T12 \\ 2^{eme} \text{ lit} : 4T12 \rightarrow A = 13.56 \text{ cm}^2 \\ 3^{eme} \text{ lit} : 4T12 \end{cases}$

• **Sur appuis**

Tableau VIII.6 : Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens transversal.

	Intermédiaire	Rive
$M_a \text{ (t.m)}$	$= 0.5 \times M_0 = 10.17$	$= 0.35 \times M_0 = 7.119$
$\mu \rightarrow \beta$	0,039 → 0,982	0,027 → 0,985
$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	4.13	2.88
$A_{adoptée} \text{ (cm}^2\text{)}$	2X4T12 (fil) + 4T10 (chap.) = 12.18	4T12 (fil) + 4T10 (chap.) = 7.66

• **Armature de peau :**

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre :  $h_a \geq 2 (60 - 0,1 fe) = 40\text{cm}$

Dans notre cas  $h_a = 60 \text{ cm}$  (vérifiée), donc notre poutre est de grande hauteur, dans ce cas il devient nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau). En effet, les armatures déterminées par le calcul et placées à la partie inférieure de la poutre n'empêchent pas la fissuration que dans leur voisinage et les fissures risquent d'apparaître dans la zone de béton tendue. Ces armatures, qui doivent être placées le long de la paroi de chaque côté de la nervure, elles sont obligatoires lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, mais

il semble très recommandable d'en prévoir également lorsque la fissuration peu préjudiciable . leur section est d'au moins 3 cm<sup>2</sup> par mètre de longueur de paroi . pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

Donc pour une poutre de section (h x b<sub>0</sub>) = (0,70x 0,35) m<sup>2</sup>, on a :

$$A_{sp} = 3 \times 2 (b_0 + h) \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_{sp} = 3 \times 2 (0,35 + 0,70) = 6,3 \text{ cm}^2$$

On adopte **4T 16 Fil. A = 8,04cm<sup>2</sup>**.

• **Contrainte de cisaillement :**

$$T_{\max} = QL/2 = 170.09 \times 3,4 / 2 = 289.153 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{289.153 \times 10^{-1}}{0,35 \cdot 0,72 \cdot 100} = 1,15 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 1,15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**Armatures transversales :**

**Diamètre :**  $\varphi_t \leq \min(h/35; \varphi_1; b/10) = \min(22,85; 10; 35) = 10 \text{ mm}$   
on prend  $\varphi_t = 10 \text{ mm}$

**Espacement :**

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\varphi_1\right) = \min(20; 12) = 12 \text{ cm}$$

4T16

on prend  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

$$S_t \leq \frac{0,8 \cdot A_t \cdot f_e}{b (\tau_u - 0,3f_{c28})} \Rightarrow A_t \geq \frac{b (\tau_u - 0,3f_{c28}) S_t}{0,8 f_e}$$

$$A_t \geq \frac{35 \cdot (1,15 - 0,3 \times 2,1) 15}{0,8 \times 400} = 0,85 \text{ cm.}$$

Donc on utilise des armatures HA, Fe400, soit **4T10**, A=3,14 cm<sup>2</sup>.

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max(\tau_u / 2; 0,4 \text{ MPa}) = \max(0,575; 0,4 \text{ MPa}) = 0,575 \text{ MPa}$$

$$\frac{3,14 \cdot 400}{50 \cdot 15} = 2,39 > 0,575 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

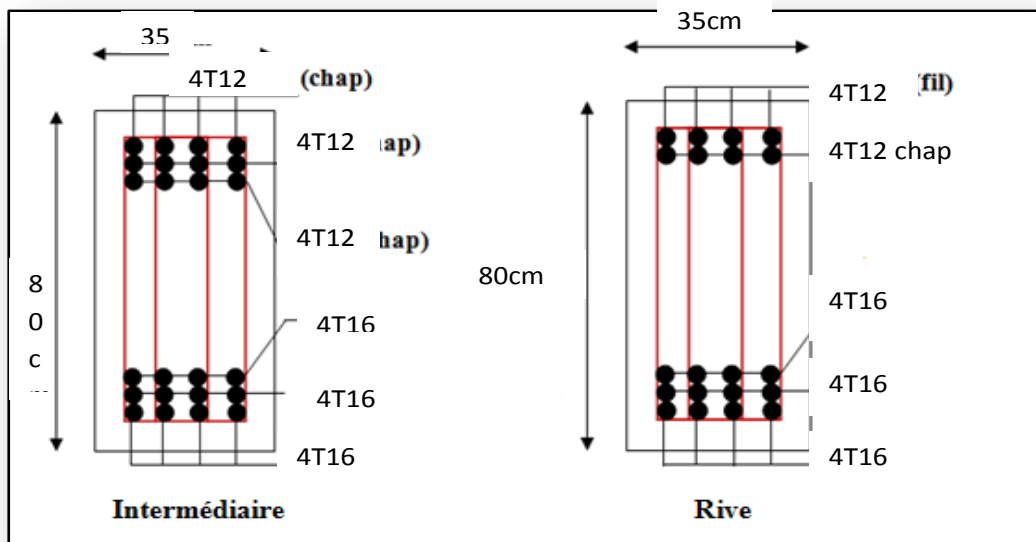


Figure VIII.7: Ferrailage de la poutre de libage suivant le sens longitudinal.

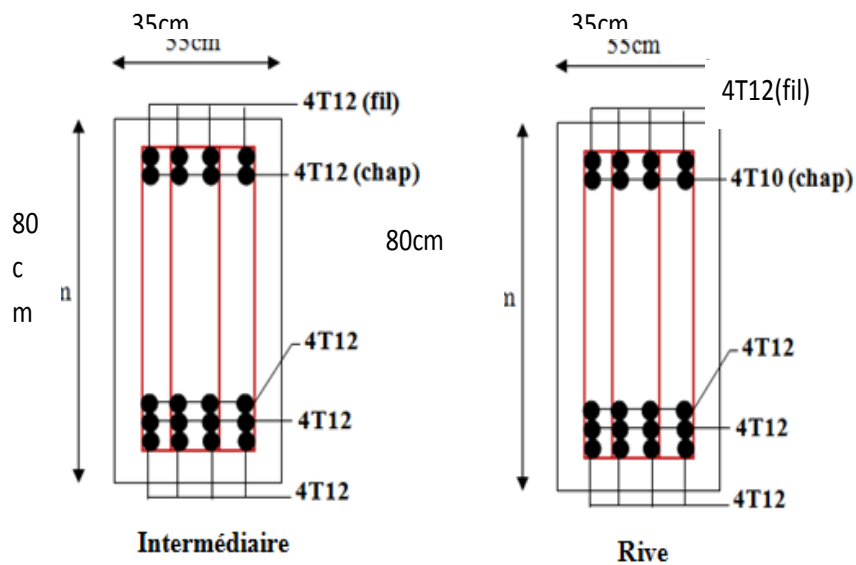


Figure VIII.8: Ferrailage de la poutre de libage suivant le sens transversal.

Conclusion générale :

### Conclusion générale

Ce projet de fin d'études nous a permis d'appliquer et approfondir toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation universitaire. Aussi, nous nous sommes familiarisés avec les différents règlements et logiciel de calcul et de modélisation en les appliquant sur un cas réel.

Ce parcours nous a permis de comprendre le comportement dynamique des différents éléments constituant une structure en béton armé.

Le logiciel utilisé dans ce cas d'étude est ETABS v9.7.2 pour l'analyse dynamique d'une structure en béton armé à usage d'habitation en RDC+5 étages. Les résultats obtenus ont été utilisés pour déterminer le ferrailage de façon économique.

Notons enfin que ce projet qui présente pour nous une première expérience pratique est très bénéfique, beaucoup reste à faire pour enrichir nos connaissances, pour cela, seul le travail continu par une volonté de développer l'esprit de recherche pourra nous aider à atteindre tous les objectifs tracés.

### Références Bibliographiques

- ♣ [15] Abdelhakim Ayadi, et al. Janvier 2015. Séismicité de l'Algérie de 1365 à 2013 : carte d'intensité maximale observée (MOI 2014). Disponible sur :  
[https://www.researchgate.net/publication/270762214\\_Seismicity\\_of\\_Algeria\\_from\\_1365\\_to\\_2013\\_Maximum\\_Observed\\_Intensity\\_Map\\_MOI2014](https://www.researchgate.net/publication/270762214_Seismicity_of_Algeria_from_1365_to_2013_Maximum_Observed_Intensity_Map_MOI2014)
  
- ♣ [14] Bellalem Fouzi. Aléa sismique en un site, 2006/2007. Méthodologie et application. Université de M'Hamed Bougara, Boumerdes. Disponible sur :  
<http://dlibrary.univboumerdes.dz:8080/jspui/bitstream/123456789/956/1/Bellalem%20Fouzi.pdf>
  
- ♣ [2] Céline Deluzarche, 28/03/2020, combien de plaques tectoniques compte le terre ? [en ligne], disponible sur :  
<https://www.futura-sciences.com/planete/questions-reponses/plaque-tectonique-plaques-tectoniques-compte-terre-10922/>
  
- ♣ [8] Comment mesure-t-on la force des séismes? Institut de radioprotection et de sûreté nucléaire. Disponible sur :  
[https://www.irsn.fr/FR/connaissances/Installations\\_nucleaires/La\\_surete\\_Nucleaire/risque\\_sismique\\_installations\\_nucleaires/Pages/2-Comment\\_mesure-t-on\\_la\\_force\\_des\\_seismes.aspx?dId=37cd738c-9f1b-4032-a2d0-e6e8a0ff17dc&dwId=2c2c348f-b077-4fa1-ae22-36c4179d2e48#.X5AdVNTJyt9](https://www.irsn.fr/FR/connaissances/Installations_nucleaires/La_surete_Nucleaire/risque_sismique_installations_nucleaires/Pages/2-Comment_mesure-t-on_la_force_des_seismes.aspx?dId=37cd738c-9f1b-4032-a2d0-e6e8a0ff17dc&dwId=2c2c348f-b077-4fa1-ae22-36c4179d2e48#.X5AdVNTJyt9)
  
- ♣ [11] Enregistrer les séismes. Service Educatif Observatoire Midi-Pyrénées. Disponible sur :  
<https://edu.obs-mip.fr/geosciences-2/>
  
- ♣ [3] Hassani Karim, 01/12.2013, effet du séismes proches et loins sur la performance sismique des structures auto-stables en béton armé, magister : université de Mouloud Maamri de Tizi-Ouzou
  
- ♣ [7] G. Pierre, et al. 18/02/2013. Qu'est ce qu'un séisme,. TPE séisme. Disponible sur :  
<https://sites.google.com/site/tpelesseisme/qu-est-ce-qu-un-seisme/les-ondes-sismiques>
  
- ♣ [9] L'échelle de Richter (mesure de la magnitude d'un séisme). Volcanologie Minéralogie Découverte des Sciences de la Terre et de l'Univers. Disponible sur :  
<https://www.volcanol.fr/lechelle-de-richter-mesure-de-la-magnitude-dun-seisme/>
  
- ♣ [12] Les séismes méthodes d'analyse. SVT for ever : cours de SVT collège et lycée. 07/09/2012. Disponible sur  
<http://svt4vr.e-monsite.com/pages/premiere/la-tectonique-des-plaques/les-seismes.html>
  
- ♣ [10] Mesures et caractéristiques d'un séisme. Les Folies de Namazu Pourquoi seulement certains bâtiments s'écroulent lors de séismes? Disponible sur :

- ♣ <http://namazu.e-monsite.com/pages/theorie-sur-les-ondes-sismiques/mesures-et-caracteristiques-d-un-seisme.html>
- ♣ [6] Ondes sismiques, Musée de Sismologie et collections de Géophysique - Jardins de l'Université – Strasbourg. Tous droits réservés - 2012 - Site web réalisé par la Direction des usages du numérique (DUN). disponible sur :  
<http://musee-sismologie.unistra.fr/comprendre-les-seismes/notions-pour-petits-et-grands/notions-de-base/ondes-sismiques/>
- ♣ [1] Pierre-André Bourque, une théorie planétaire : la tectonique des plaque, Planète Terre, 02/08/2010, disponible sur :  
<http://www2.ggl.ulaval.ca/personnel/bourque/s1/tectonique.pl.html>
- ♣ [4] Qu'est qu'un séisme ?, centre pyrénéen des risques majeurs, disponible sur :  
<https://www.c-prim.org/documentation/dossiers-th%C3%A9matiques/qu-est-ce-qu-un-s%C3%A9isme/>
- ♣ [5] Qu'est ce qu'une faille ?, le réseau sismologique de Nouvelle-Calédonie, disponible sur  
<http://www.seisme.nc/fr/2011-11-22-04-37-24/2012-01-10-05-40-35/construire-une-maquette-pour-modeliser-un-seisme>
- ♣ [13] Règlements parasismiques algériens RPA 99 version 2003.

### LOGICIELS

Logiciel d'analyse des structures ETABS version 9.7.2.....Modélisation