

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de L'enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed khider – Biskra

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie Civil et  
D'Hydraulique

Référence : ..... / 2024



جامعة محمد خيضر بسكرة

كلية العلوم والتكنولوجيا

قسم الهندسة المدنية والري

المرجع: ..... / 2024

**Mémoire de Master**

**Filière : Génie Civil**

**Spécialité : Contrôle technique des constructions**

**Thème**

**ETUDE D'UN BATIMENT (R+10+SOUS-SOL) A USAGE  
D'HABITATION AVEC CONTREVENTEMENT MIXTE A M'SILA**

Soutenu le 13/06/2024

Dirigé par :

Pr. TAALA BACHIR

Présenté par :

GUESSOUM Zakaria

**Promotion : Juin 2024**



---

## الشكر

---

مصداقا لقوله تعالى ❁ و لئن شكرتم لأزيدنكم ❁

سبحانك ربي لا نحصي ثناء أنت كما أثبتت على نفسك نشكرك يا الله  
على منك علينا بإنجاز هذا العمل والصلاة والسلام على إمام المرسلين  
تتعثر الأحرف في مثل هذه اللحظات ويتوقف اليراع - العقل - ليفكر  
قيل تخط الحروف ليجمعها في كلمات وعبثا أن يحاول تجميعها في  
سطور كثيرة تنمو في الخيال ولا يبقى لنا في نهاية المطاف الأ قليل  
من الذكريات وصور تجمعنا برفاق كانوا إلى جانب وواجب علينا شكرهم  
ووداعهم نحن نخط خطواتنا الأولى في عمارة الحياة ونحضا بجزيل الشكر  
والعرفان إلى كل من أشعل شمعة في دروب عملنا إلى من وقف على المنابر  
وأعطى منا حصيلة فكره لينير دربنا وإلى الأساتذة الكرام في قسم الهندسة المدنية  
والرى  
ونتوجه بالشكر الجزيل الى الأساتذ المشرف \* طعالله بشر \* الذي تفضلوا بالأشراف  
على هذا البحث وجزاه الله عنا كل خير وله منا كل التقدير والاحترام كما نتقدم بالشكر  
إلى كل من ساعدنا في إنجاز هذا البحث إلى أن يخرج في أحسن حلة له  
اللهم صلي على نبينا محمد خاتم الأنبياء (صلى الله عليه وسلم).

قسوم زكرياء

---

## الإهداء

---

أهدي هذا العمل المتواضع إلى:

إلى من كان لي سنداً وعوناً عند الشدائد طوال عمري، إلى الرجل الأبرز في حياتي

أبي العزيز

إلى القلب المعطاء والصدر الحاني

أمي الحبيبة

إلى من شد الله بهم عضدي فكانوا خير معين

إخواني وأخواتي

إلى كل من ساعدني ولو بحرف في حياتي الدراسية..

إلى هؤلاء جميعاً: أهدىكم هذا العمل

قسوم زكرياء

---

## Résumé

---

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage habitation constitué d'un Rez-de-chaussée plus (10) étages plus sous-sol, implanté à la wilaya de M'sila. Cette région est classée en zone **IIa** selon le **RPA99** version 2003.

Ce mémoire est scindé en deux parties :

- **Partie 1** : elle porte sur la question de suivi de chantiers à travers le contrôle de l'installation du Chantier, des matériaux utilisés et la pose du ferrailage.
- **Partie 2** : elle est consacrée à l'étude du projet en utilisant des règlements de calcul et de vérifications des structures en béton armé à savoir le règlement parasismique algérien **RPA99** version 2003 et le règlement **B.A.E.L91** modifié 99).

Cette partie est divisée en six chapitres :

**Le chapitre I** présente une description générale du projet suivi des caractéristiques des matériaux utilisés.

**Le chapitre II** présente le pré dimensionnement de la structure ainsi que la descente de charges.

**Le chapitre III** est dédié calcul des planchers.

**Le chapitre IV** est dédié calcul des éléments secondaires (escaliers, acrotère,).

**Le chapitre V** présente l'étude dynamique de la structure en utilisant le logiciel Robot.

**Le chapitre VI** est consacré au ferrailage des éléments porteurs.

**Le chapitre VII** est destiné à l'étude de l'infrastructure.

### ملخص :

يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لعمارة سكنية مكونة من طابق أرضي بالإضافة إلى (10) طوابق بالإضافة إلى سرداب، تقع بولاية المسيلة. تم تصنيف هذه المنطقة في المنطقة IIa وفقاً لإصدار RPA99 لعام 2003.

وتنقسم هذه الأطروحة إلى قسمين:

- الجزء الأول: يتعلق بمسألة مراقبة الموقع من خلال مراقبة تركيب الموقع والمواد المستخدمة وتركيب التسليح.

- **الجزء الثاني:** خصص لدراسة المشروع باستخدام قواعد حساب والتحقق من الهياكل الخرسانية المسلحة وهي النظام الزلزالي الجزائري RPA99 نسخة 2003 والنظام B.A.E.L91 المعدل (99).

وينقسم هذا الجزء إلى ستة فصول:

ويقدم **الفصل الأول** وصفاً عاماً للمشروع متبوعاً بخصائص المواد المستخدمة.

يعرض **الفصل الثاني** التصميم المسبق للهيكل بالإضافة إلى خفض الأحمال.

أما **الفصل الثالث** فقد خصص لحساب الأرضية.

أما **الفصل الرابع** فقد خصص لحساب العناصر الثانوية (الدرج، الدرابزين، الخ).

يعرض **الفصل الخامس** الدراسة الديناميكية للهيكل باستخدام برنامج الروبوت.

وخصص **الفصل السادس** لتعزيز العناصر الداعمة. ويخصص **الفصل السابع** لدراسة البنية التحتي

# Sommaire

الشكر.....	I
الاهداء .....	II
<b>RESUME .....</b>	<b>III</b>
<b>SOMMAIE.....</b>	

## Partie1 : Contrôle de chantier

1)PRESENTATION DU PROJET :.....	1
2)PLAN D'INSTALLATION DU CHANTIER ET DES EQUIPEMENTS. ....	1
3)MOYEN MATERIEL .....	2
4)MATERIAUX .....	4
5)TRAVAUX DE CONSTRUCTION.....	5
5-1Terrassement : .....	5
5-2Infrastructure : .....	7
5-3Poteaux et voiles.....	8
5-4 Dalle Plain .....	9
5-5 Escalier .....	10
5-6 Etanchéité .....	10
5-7 Travaux de finitions .....	11
5-8 Laboratoire .....	11
6)INSPECTION ET CONTROLE DE QUALITE .....	13
7)CONCLUSION.....	13

## Partie 2 : Etude de la structure de bâtiment

INTRODUCTION GENERALE .....	13
-----------------------------	----

### Chapitre I : Présentation du projet

I.1 PRESENTATION DE L'OUVRAGE :.....	20
I.1.1 Introduction : .....	20
I.1.2 Description de l'ouvrage :.....	20

I.1.3 Conception de la Structure :	20
I.1.4 Présentation Structurale :	21
I.2 REGLES ET NORMES DE CALCUL :	21
I.2.1 Caractéristique des matériaux.....	22
I.2.1.1 Béton :	22
I.2.1.2 Les armatures :	25

## Chapitre II : Pré-dimensionnement

II.1 INTRODUCTION .....	29
II.2 PRE DIMENSIONNEMENT.....	29
II.2.1 Les éléments principaux. ....	29
II.2.1.1 LES PLANCHERS :	29
II.2.1.2 -Dalle Pleine :	30
II.2.1.3 LES POUTRES :	31
II.2.1.4 Les poteaux :	33
II.2.1.5 Les voiles .....	34
II.2.2 Les éléments secondaires .....	35
II.2.2.1 L'ACROTERE :	35
II.2.2.2- L'ESCALIER :	36
II. 3 EVALUATION ET DESCENTE DE CHARGES: (DTR.B.C.2.2).....	37
II.3.1 Plancher terrasse accessible (Niveau+33,66) :	37
II.3.2 Plancher courant à usage d'habitation.....	38
II.3.3 Dalle pleine du sous-sol :	39
II.3.4 Murs extérieurs en maçonnerie (e = 30cm) :	40
II.3.5 L'acrotère .....	40
II.3.6 Les escaliers :	41
II.3.7 Les poutres: .....	41
II.3.8 Les voile :	41

II.4 CALCUL DES SURCHARGES D'EXPLOITATION SELON LA LOI DE DEGRESSION LOI DE DEGRESSION DES CHARGE.....	43
II.4.1 Effort normal dû aux charges d'exploitation .....	44
II.4.2 Vérification selon le RPA99version 2003 .....	47

### Chapitre III : Etude Planchers

III.1 INTRODUCTION .....	49
III.2 PLANCHER POUTRELLES : .....	49
III.2.1 Méthodes de calculs : .....	49
III.2.2 Les types des planchers : .....	50
III.2.3 Les Charges permanente et surcharge de planchers terrasse et étages Coura : .....	51
III.2.4 La méthode de calcul de poutrelles : .....	51
III.2.4.1 La méthode forfaitaire : .....	51
III.2.4.2 Vérification de l'effort tranchant à(ELU):.....	56
III.3 PLANCHER A DALLE PLEINE : .....	61
III.3.1 Méthode de calcul : .....	61
III.3.1.1 Combinaison fondamentales : .....	63
III.3.1.2 Calcul des sollicitations : .....	63
III.3.1.3 Calcul du ferrailage de la dalle pleine : .....	67
III.3.1.4 Calcul des efforts tranchants : .....	67
III.3.1.5 Les armatures de répartition : .....	68
III.3.1.6 Vérification des contraintes : .....	68
III.3.1.7 Vérification à L'E.L.S.....	69

### Chapitre IV : Eléments secondaires

IV.1 INTRODUCTION.....	76
IV.2 L'ACROTERE.....	76
IV.2.2 Evaluation des sollicitations .....	76
IV.2.3 Détails du Ferrailage .....	77
IV. 3 ESCALIER.....	80
IV. 3.1 Combinaison des charges .....	81

IV.3.2 Calcul E.L.U :	81
IV.3.3 Ferrailage :	82
IV.3.4 Poutre palier	89
IV.3.4.1 Pré dimensionnement :	89
IV.3.4.2 Evaluation des charges :	89
IV.3.4.3 Calcul de la poutre en flexion :	90
IV.3.4.4 Calcul du ferrailage à l'E.L. U :	90
IV.3.4.5 Armature longitudinale :	93
IV.3.4.6 Armature longitudinale pour la torsion :	94
IV.3.4.7 Armatures transversales :	94

## Chapitre V : Etude Dynamique

V.1 INTRODUCTION	98
V.2 CLASSIFICATIONS RELATIVES A L'OUVRAGE :	98
V.3 CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL :	98
V.3.1 Méthode statique équivalente:	98
V.3.2 Méthode dynamique modale spectrale :	98
V.3.2.1 Spectre de réponse de calcul :	99
V.4 SYSTEME DE CONTREVENTEMENT :	100
V.4.1 CHOIX DE DISPOSITION DES VOILES.....	100
V.5 CALCUL DE L'ACTION SISMIQUE	100
V.5.1 Nombre de modes à considérer :	100
V.5.2 Centre de masse et centre de torsion de la structure:	101
V.5.2.1 Calcul de l'excentricité :	102
V.5.2.2 Vérification de l'effort tranchant à la base :	105
V.5.2.3 Calcul de l'effort tranchant à la base par la méthode statique équivalente :	105
V.5.2.4 Vérification des déplacements :	109
V.5.2.5 Vérification de l'effet $P - \Delta$ :	110
V.5.2.6 Vérification au renversement :	110

V.5 CONCLUSION .....	111
<b>Chapitre VI : Ferrailage des éléments porteurs</b>	
VI.1 FERRAILLAGE DES POUTRES .....	113
VI.1.1 Introduction : .....	113
VI.1.2 Combinaisons des charges : En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes : .....	113
VI.1.3 Armatures longitudinales : .....	113
Les vérifications : .....	114
VI.1.3 Armatures transversales : .....	115
VI.1.4 Exemple de ferrailage : .....	116
VI.1.4.1 Ferrailage des Poutre principale : .....	116
VI.1.4.3 Ferrailage en travée : selon la combinaison $1,35G + 1,5Q$ . .....	119
VI.1.4.3 Ferrailage Sur Appuis: .....	120
VI.1.4.4 Ferrailage transversal : .....	120
VI.2 FERRAILLAGE DES VOILES .....	133
VI.2.1 Le rôle de contreventement : .....	133
VI.2.2 Ferrailage des voiles. ....	133
VI.2.3 Combinaison .....	133
VI.2.4 Prescriptions imposées par RPA99 .....	134
VI.2.5 Ferrailage vertical : .....	135
VI.2.6 Exemple d'application : .....	135
VI.2.6.1 Armatures verticales: (NAVIER-BERNOULLI) .....	135
VI.2.6.2 Armatures minimales du RPA 99: .....	136
VI.2.6.3 espacements : .....	137
VI.2.6.4 Ferrailage horizontal à l'effort tranchant : .....	137
VI.2.6.5 Les armatures transversales : .....	139
<b>Chapitre VI : Etude de l'infrastructure</b>	
VII.1 INTRODUCTION : .....	141

VII.2 ÉTUDE DU VOILE PERIPHERIQUE : .....	141
VII.2.1 Dimensionnement : .....	141
VII.2.2 Calcul des contraintes : .....	142
VII.3 ETUDE DE FONDATION.....	145
VII.3.1 Les types de fondations .....	145
VII.3.2 Choix de type de fondation : .....	145
VII.3.3 Le plan de travail .....	145
VII.3.3 Dimensionnement des semelles isolées : .....	145
VII.3.4 Calcul du radier : .....	146
VII.3.3.1 Pré dimensionnement du radier : .....	146
VII.3.3.2 Condition forfaitaire: .....	146
VII.3.3.3 Condition de rigidité : .....	146
VII.3.3.4 Vérification au non poinçonnement : [C.B.A art A.5.2.4.3].....	147
VII.3.3.5 Calcul de ferrailage: .....	148
VII.3.3.6 Dimensionnement est Ferrailage De la Nervure : .....	149
CONCLUSION GENERALE.....	154
BIBLIOGRAPHIE .....	155
ANNEX .....	156

## Listé des Figures

Figure 1 : Plan d'installation de chantier .....	2	
Figure 2 : Central à béton pour confection	Figure 3:Camion malaxeur+Camion pompe ....	2
Figure 4 : Grue pour la manutention	Figure 5 : Camion-Citerne.....	3
Figure 6 : Bétonnière pour la production à petit	Figure 7 : Camion à Bain pour le transport .	3
Figure 8 : Pelle Mecanque	Figure 9 : Chargeur .....	3
Figure 10: Stokage des granulats .....		4
Figure 11: Silo de stockage de ciment.....		4
Figure 12 : Stockage des armatures.....		5
Figure 13 : Démarrage des travaux de terrassement .....		6
Figure 14: Travaux de terrassement en avancement .....		6
Figure 15: Travaux de terrassement terminés .....		7
Figure 16 : Excavation des fouilles	Figure 17 : Béton de Propriété .....	7
Figure 18 : Ferrailage,Coffrage et Coulage des Fondations .....		8
Figure 19 : Coulage des fondations terminées .....		8
Figure 20 : Ferrailage des poteaux /poteaux après décoffrage .....		8
Figure 21 : Ferrailage, Coffrage et coulage des voiles .....		9
Figure 22 :Coffrage et Ferrailage des poutres.....		9
Figure 23 : Coffrage , Ferrailage et coulage du Dalle Pleine.....		9
Figure 24 : Montage des Escaliers Préfabriqué.....		10
Figure 25 : Travaux d'étanchéité en cours.....		10
Figure 26 : Travaux de finitions interne et externe .....		11
Figure 27 : Prélèvement des Eprouvettes	Figure 28 : Essai D'affaissement cône .....	11
Figure 29 : Bassin pour la conservation des eprouvettes.....		12
Figure 30 : Presse à Béton .....		12
Figure 31: diagramme de contraintes .....		24
Figure 32:diagramme contrainte déformation d'acier .....		25
Figure 33 : Coupe d'un plancher à corps creux .....		30
Figure 34 : Panneau dalle pleine .....		31
Figure 35: Coup poutres principales.....		31
Figure 36 : Coup poutres secondaire .....		32
Figure 37: Coffrage des poteaux.....		33
Figure 38 : forces internes (L'acrotère).....		35
Figure 39: Schéma d'un plancher terrasse .....		37
Figure 40 : Schéma d'un plancher d'étage courant.....		38
Figure 41: Coupe transversale d'un plancher à dalle pleine.....		39
Figure 42: Murs extérieurs.....		40
Figure 43: Section afférente d'un poteau sollicité .....		43
Figure 44: Les types de planchers terrasse et étages Courant.....		50

Figure 45: Calcul la charge "P" à L'ELU et L'ELS .....	51
Figure 46: Les moment type 1-2-3 .....	52
Figure 47: Ferrailage de poutrelle .....	61
Figure 48: dimensions d'un panneau de dalle .....	62
Figure 49: schéma representatif des differents types de panneaux. ....	64
Figure 50: schéma panneau P12. ....	64
Figure 51: Schéma de ferrailage de la dalle pleine .....	74
Figure 52: Dimensions de la section dangereuse de l'acrotère pour une bande d'un mètre ...	77
Figure 53: Schéma de ferrailage de l'acrotère .....	80
Figure 54: vue en plan et coupe verticale d'escalier. ....	80
Figure 55: Schéma statique de l'escalier. ....	81
Figure 56: coupe Poutre palier .....	89
Figure 57 : Schéma de la poutre palière à la torsion. ....	90
Figure 58: Shéma ferrailage .....	95
Figure 59: Disposition des voiles .....	100
Figure 60: Efforts tranchants sismiques de l'étage .....	105
Figure 61: Poutre principale .....	116
Figure 62: Poutre secondaire .....	119
Figure 63: Schéma des ferrailages des poutres principale .....	122
Figure 64: Schéma des ferrailages des poutres principale .....	123
Figure 65: Schéma de ferrailage de poteau .....	133
Figure 66: $\sigma_2$ - $\sigma_1$ .....	136
Figure 67: Schéma de ferrailage Des voiles .....	140
Figure 68: coupe de voile périphérique en élévation .....	142
Figure 69: schéma statique de voile périphérique .....	142
Figure 70: Ferrailage du voile .....	144
Figure 71: Schéma de ferrailage Nervure .....	153
Figure 72: Schéma de ferrailage radier .....	153

---

*Liste des Tableaux*

---

Table 1: Type armatures .....	26
Table 2: dimensions des voiles .....	35
Table 3: Evaluation des charges permanentes terrasse.....	37
Table 4: Evaluation des charges permanentes Plancher courant .....	38
Table 5 : Evaluation des charges permanentes Dalle pleine .....	40
Table 6: Evaluation des charges permanentes Murs extérieurs .....	40
Table 7: Evaluation des charges permanentes de l'acrotère .....	40
Table 8: Evaluation des charges permanentes de l'acrotère .....	41
Table 9: Evaluation des charges permanentes des poutres .....	41
Table 10: Evaluation des charges permanentes des poutres .....	42
Table 11: Effort normal dû aux charges permanentes des planchers repris par le poteau le plus sollicité .....	44
Table 12: Effort normal dû aux charges permanentes des poutres repris par le poteau le plus sollicité.....	44
Table 13: Effort normal dû aux charges d'exploitation.....	44
Table 14: Dégression des charges .....	45
Table 15: Efforts normaux par la descente des charges et sections adoptées .....	46
Table 16: Vérification selon le RPA 99 version 2003.....	47
Table 17: récapitulatif des moments en travée et appui à l'ELU .....	53
Table 18: récapitulatif des moments en travée et appui à l'ELS.....	53
Table 19: récapitulatif des efforts tranchants.....	54
Table 20: récapitulatif.....	66
Table 21: tableau des moments flechissant maximums.....	66
Table 22: Ferrailage dalle pleine .....	67
Table 23: charges and évaluation .....	76
Table 24: Ferrailage de l'acrotère « calcul à l'ELS et vérification à l'ELU ».....	79

Table 25: combinaison des charges de l'escalier .....	81
Table 26: Ferrailage de l'escalier .....	82
Table 27: Périodes et facteurs de participation sismique .....	101
Table 28: récapitulatifs de centres de masse, de torsion.....	102
Table 29: L'excentricité théorique .....	103
Table 30: Efforts tranchants sismiques de l'étage .....	104
Table 31: valeurs des pénalités $P_q$ .....	107
Table 32: Vérification des déplacements entre étages. ....	109
Table 33: Vérification à l'effet $P-\Delta$ .....	110
Table 34: Vérification au renversement .....	111
Table 35: Coefficients de sécurité et contraintes caractéristiques .....	113
Table 36: Ferrailage des poutres principales et secondaire En travée.....	119
Table 37: Ferrailage des poutres principales et secondaire sur appui (nappe supérieur) .....	120
Table 38: Ferrailage transversales des poutres principales et secondaire .....	120
Table 39: Vérification des sections (poutres principales).....	121
Table 40: Vérification des sections (poutres secondaires) .....	121
Table 41: Coefficients de sécurité et contraintes caractéristiques .....	124
Table 42 : les ferrailages max et min.....	125
Table 43 : ferrailage des poteaux dans la situation durable.....	125
Table 44 : ferrailage des poteaux dans la situation durable.....	125
Table 45:: ferrailage des poteaux dans la situation accidentelle.....	126
Table 46: ferrailage des poteaux dans la situation accidentelle.....	126
Table 47: ferrailage des poteaux dans la situation accidentelle.....	126
Table 48: Ferrailages horizontal des voiles .....	139
Table 49 : Ferrailages vertical des voiles .....	140
Table 51: Ferrailage du voile périphérique sens x-x et y-y .....	144
Table 52: Ferrailage de nervure a l'ELU et l'ELS .....	151

# Contrôle et suivi de chantier

### **1) Présentation du projet :**

Il s'agit de la réalisation d'une station de Séparation et Compression de brut (HGA) situé dans le site de HASSI GHETAR, Sud HASSI MESSAOUD.

Le type de projet est un EPC (Engineering, Procurement et Construction), réalisé par la société Indien DODSAL.

Le projet est construit par différents installations à savoir :

- Piping
- Mécanique
- Electricité
- Civil.

Dans notre étude en doit basé sur la partie civil.

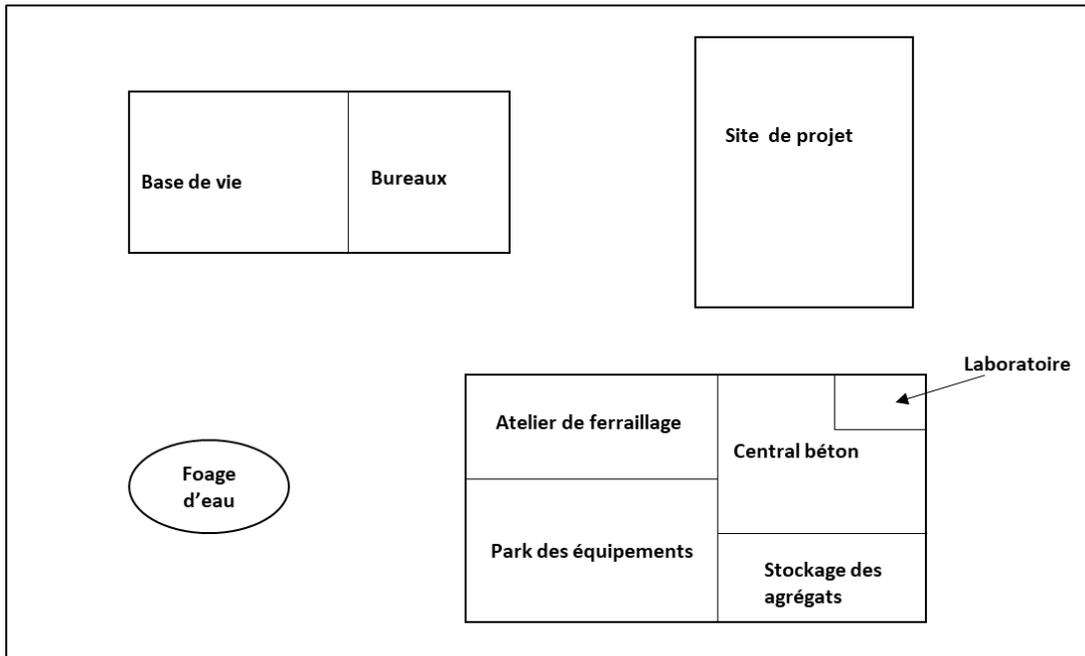
Durant le suivi des travaux de génie civil, nous avons basé sur le suivi de bâtiment de contrôle.

La salle de contrôle a été réalisée pour résister à l'explosion (plaste prof) ; avec voiles en béton armé et les dalles pleins.

Les démontions de bâtiment sont : 30 m x 35 m et 15 m de hauteur.

### **2) Plan d'installation du chantier et des équipements.**

Il faut donner une très bonne importance sur l'installation de chantier sur tout le lieu des ateliers, comme l'atelier de ferrailage, centrale à béton, laboratoire, atelier de soudage ...ect, afin d'éviter plisseur obstacles durant tout la phase de réalisation de projet.



**Figure 1: Plan d'installation de chantier**

**3) Moyen matériel**



**Figure 2 : Central à béton pour confection**



**Figure 3:Camion malaxeur+Camion pompe**



**Figure 4 : Grue pour la manutention**



**Figure 5 : Camion-Citerne**



**Figure 6 : Bétonnière pour la production à petit quantité**



**Figure 7 : Camion à Bain pour le transport des matériaux de construction**

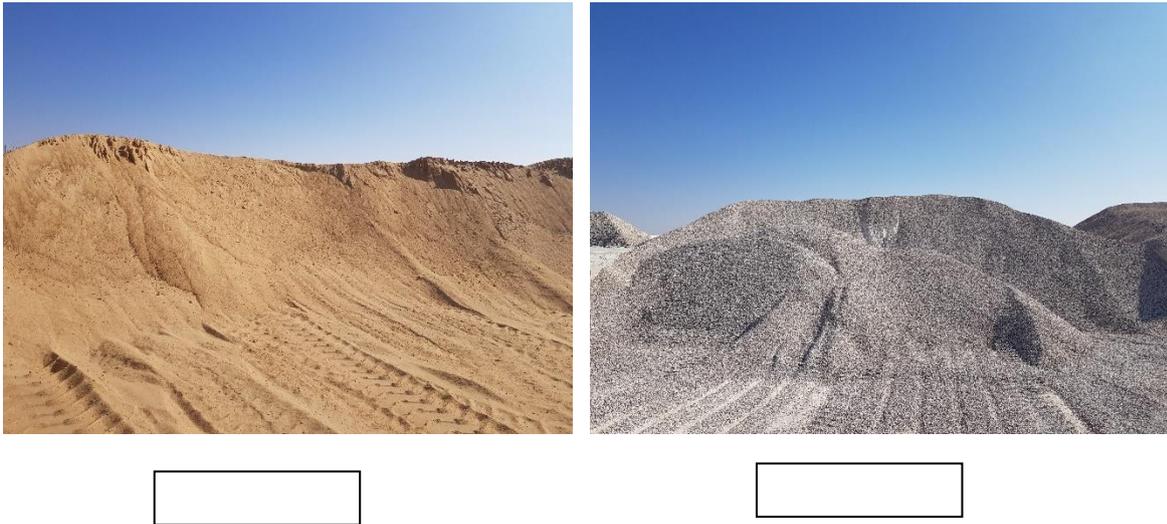


**Figure 8 : Pelle Mecanique**



**Figure 9 : Chargeur**

**4) Matériaux**



**Figure 10: Stokage des granulats**



**Figure 11: Silo de stockage de ciment**



**Figure 12 : Stockage des armatures**

## **5) Travaux de construction**

### **5-1 Terrassement :**

Le terrain de chantier été très accidentel (plus de 2 million de mètre cube de déblai et remblai), pour cela des travaux de terrassement énormes ont été effectués en impliquant des moyens humain et matériel à savoir :

- 60 camions à bain.
- 10 bull dozer.
- 25 pelles.
- 10 compacteurs diffringents types et poids.
- 10 camions citernes.
- 15 marteaux piqueurs.
- 15 chargeurs.



**Figure 13 : Démarrage des travaux de terrassement**



**Figure 14: Travaux de terrassement en avancement**



**Figure 15: Travaux de terrassement terminés**

**5-2 Infrastructure :**



**Figure 16 : Excavation des fouilles**



**Figure 17 : Béton de Propriété**

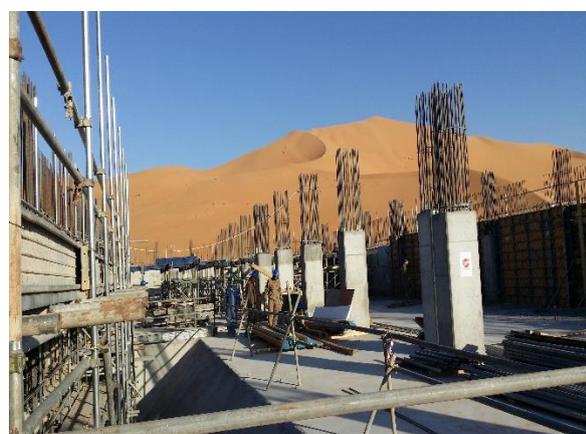


**Figure 18 : Ferrailage, Coffrage et Coulage des Fondations**



**Figure 19 : Coulage des fondations terminées**

### **5-3 Poteaux et voiles**



**Figure 20 : Ferrailage des poteaux /poteaux après décoffrage**

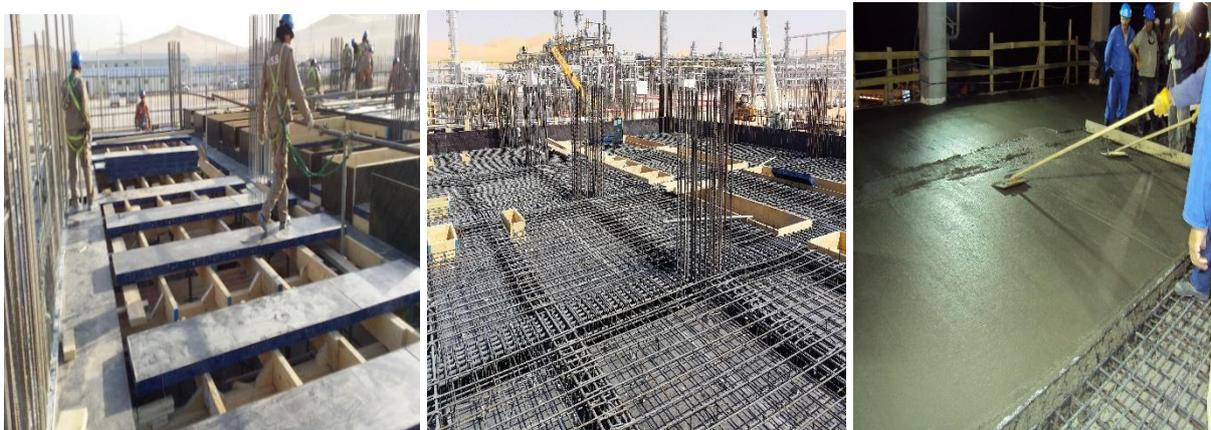


**Figure 21 : Ferrailage, Coffrage et coulage des voiles**

**5-4 Dalle Plain**



**Figure 22 :Coffrage et Ferrailage des poutres**



**Figure 23 : Coffrage , Ferrailage et coulage du Dalle Pleine**

**5-5 Escalier**



**Figure 24 : Montage des Escaliers Préfabriqué**

**5-6 Etanchéité**



**Figure 25 : Travaux d'étanchéité en cours**

**5-7 Travaux de finitions**



**Figure 26 : Travaux de finitions interne et externe**

**5-8 Laboratoire**



**Figure 27 : Prélèvement des Echantillons**



**Figure 28 : Essai D'affaissement cône d'Abrams**



**Figure 29 : Bassin pour la conservation des éprouvettes**



**Figure 30 : Presse à Béton**

### 6) Contrôle de qualité

Chaque étape des travaux (implantation, excavation, béton de propriété, ferrailage coffrage, coulage de béton ...ect, doit faire un objet de vérification et inspection par le personnels qualités (selon La norme Iso 9001), afin de donne l'autorisation de continuation des travaux, sachant qu'un PV d'inspection doit être établir pour tout contrôle selon le plan de qualité de projet (voir annexe model des PV d'inspection) ,aussi un PV de chantier doit être établie par la CTC pour chaque visite.

### 7) Conclusion

A travers cette observation en milieu de travail, j'ai enregistré des points positifs qui pourraient fonctionner l'avancement des travaux :

✓ Installation et équipement du chantier :

Le site et les équipements ont été installés avec succès, de manière à assurer la sécurité des personnes et des équipements.

✓ Ressources Humaines :

- Suivre les protocoles de sécurité, comme le port d'un équipement de protection individuelle tels que des casques, des lunettes de sécurité, des gants et des chaussures à embout d'acier.

- Placer des panneaux appropriés sur tout le chantier de construction pour avertir les travailleurs des dangers

Possible.

✓ Stockage des matériaux sur le chantier :

- Stockage du ciment dans des entrepôts étanches.

- Conservez le fer dans un endroit à l'abri de l'humidité et exempt de sable.

Au final, ce suivi m'a permis d'approfondir et d'acquérir certaines de mes connaissances. Autres expériences, notamment en matière d'organisation d'équipes de

travail, Modalités de réalisation des travaux sur chantier. Mais ces réalisations ne peuvent être réalisées e Devoir surmonter des difficultés.

2eme Partie  
Modélisations et  
conception de  
structure

---

## Introduction Générale

---

Mon projet de fin d'étude du cycle master, génie civil option calcul et contrôle technique des constructions consiste à l'étude d'un bâtiment en « RDC+10 +SOUS-SOL » à usage d'habitation. Et le suivi de chantiers à travers le contrôle de l'installation du chantier, des matériaux utilisés et la pose du ferrailage.

Nous allons opter pour une structure à éléments en béton armé de portiques plans Poutres-poteaux et des voiles.

Dans cette étude on utilise un logiciel de calcul par éléments finis, c'est « ROBOT2024 » qui est particulièrement efficace dans la modélisation des bâtiments à plusieurs étages. Il va nous permettre non seulement de déterminer les caractéristiques statiques et dynamiques de la structure, mais aussi les efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure et les déplacements. Les efforts engendrés dans la structure, sont ensuite utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant

les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le BAEL91 et les Règles Parasismiques Algériennes "RPA99/Version 2003."

Cette étude sera présentée de la manière suivante:

- Le premier chapitre qui se veut un chapitre de présentation des données et de choix des propriétés des matériaux .
- Le deuxième chapitre présentera le pré dimensionnement des éléments structuraux de la structure ainsi que la descente de charges.
- Le troisième chapitre ,calcul planches.
- Le quatrième chapitre ,sera consacré au calcul des éléments secondaires ,

- Le cinquième chapitre, présentera une étude dynamique de la structure et une étude des

Actions du vent ,

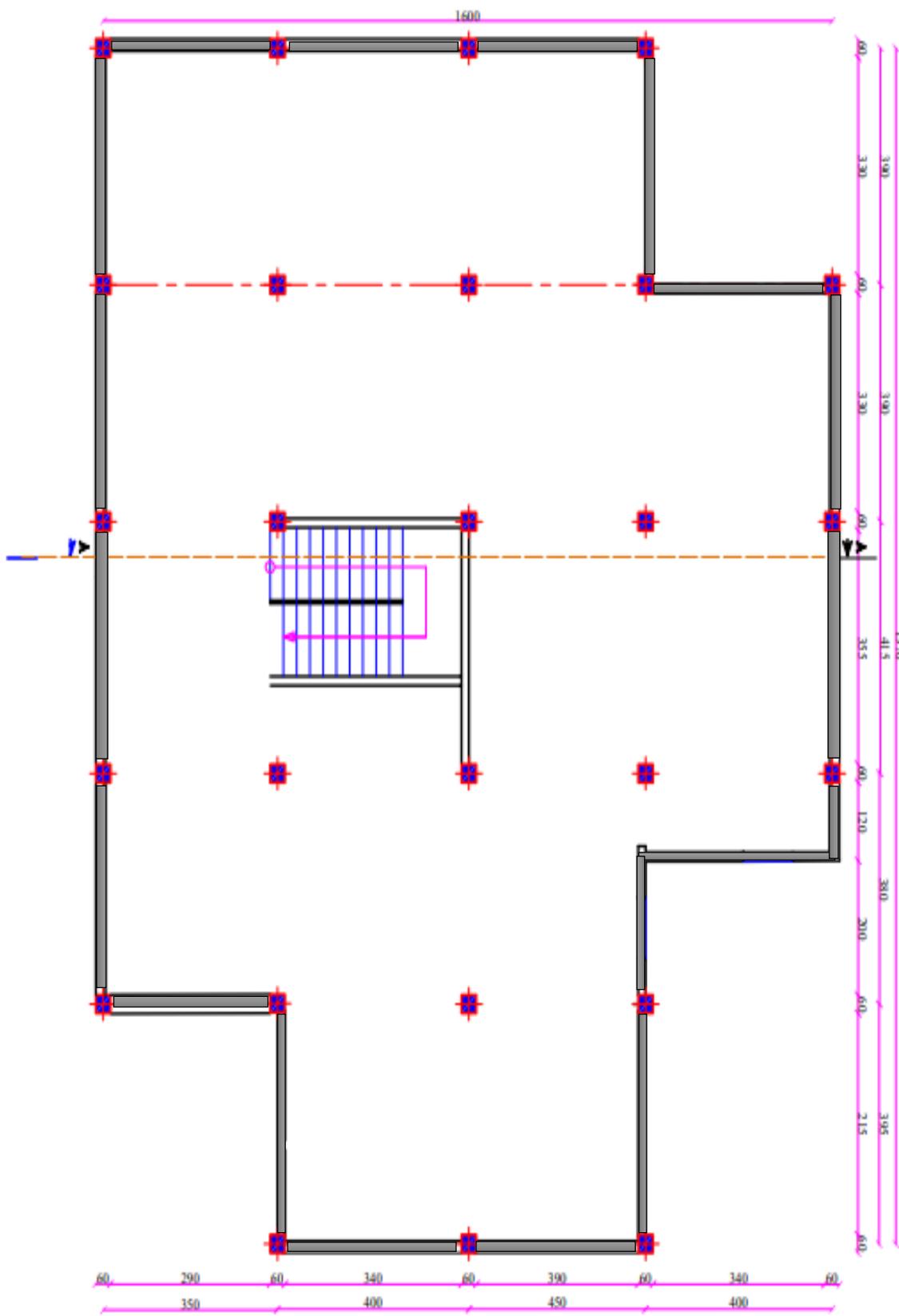
- Le sixième chapitre sera destiné au calcul des éléments structuraux principaux :

Poutres, poteaux, et voiles .

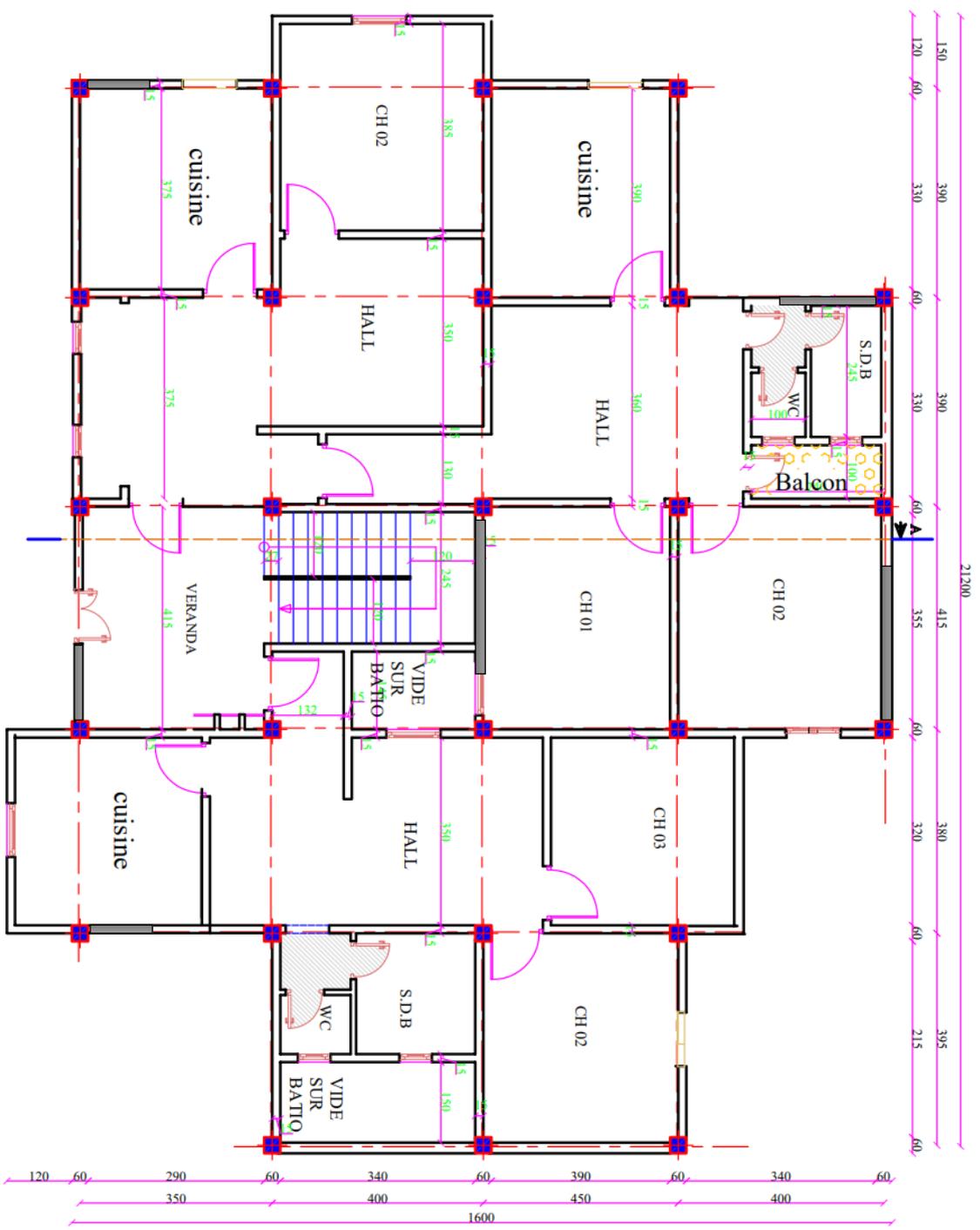
- Le Septième chapitre sera consacré à l'étude de l'infrastructure.

En fin nous donnerons une conclusion générale qui synthétise notre travail.

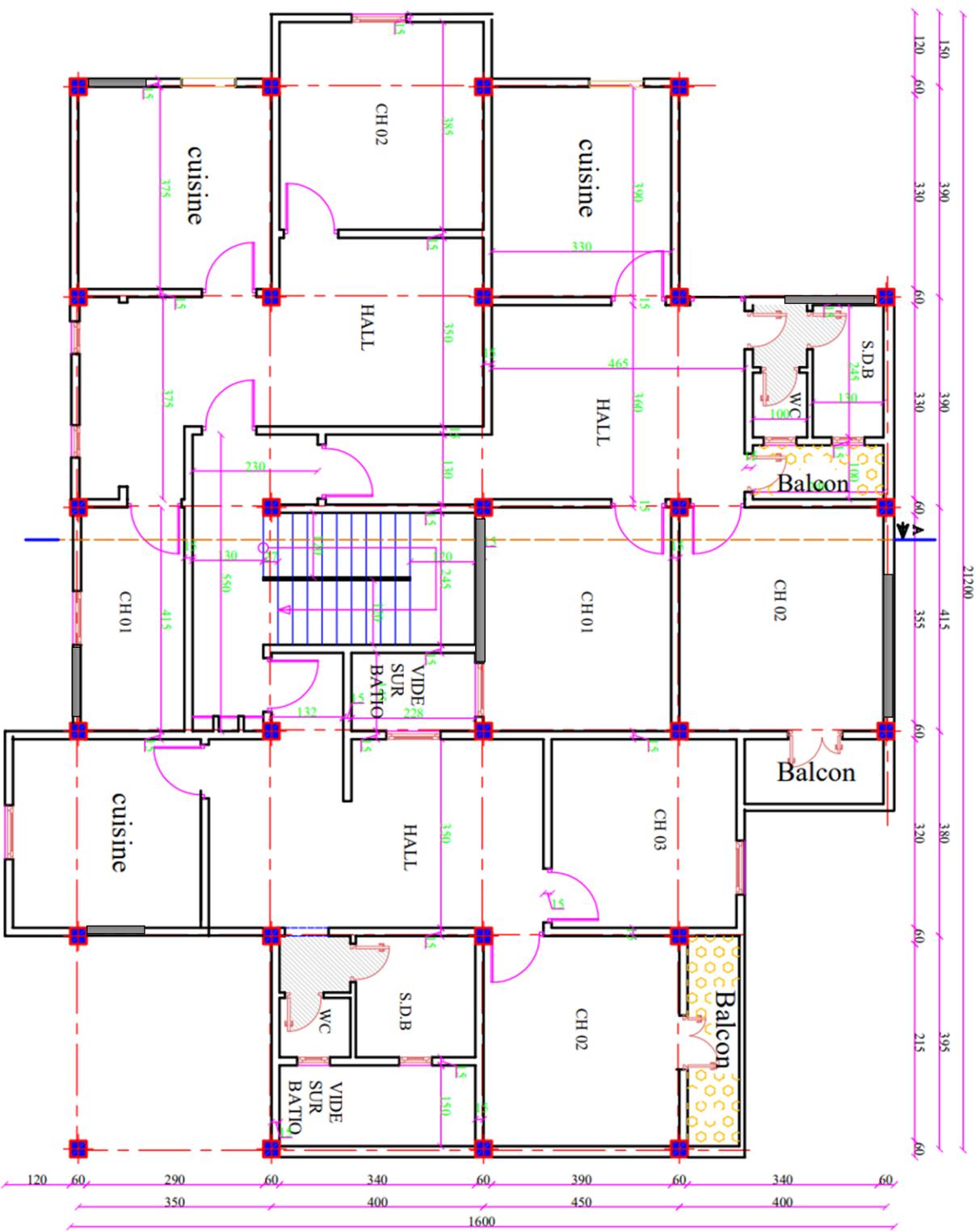
PLAN DU SOUS-SOL ECH :  $\frac{1}{50}$



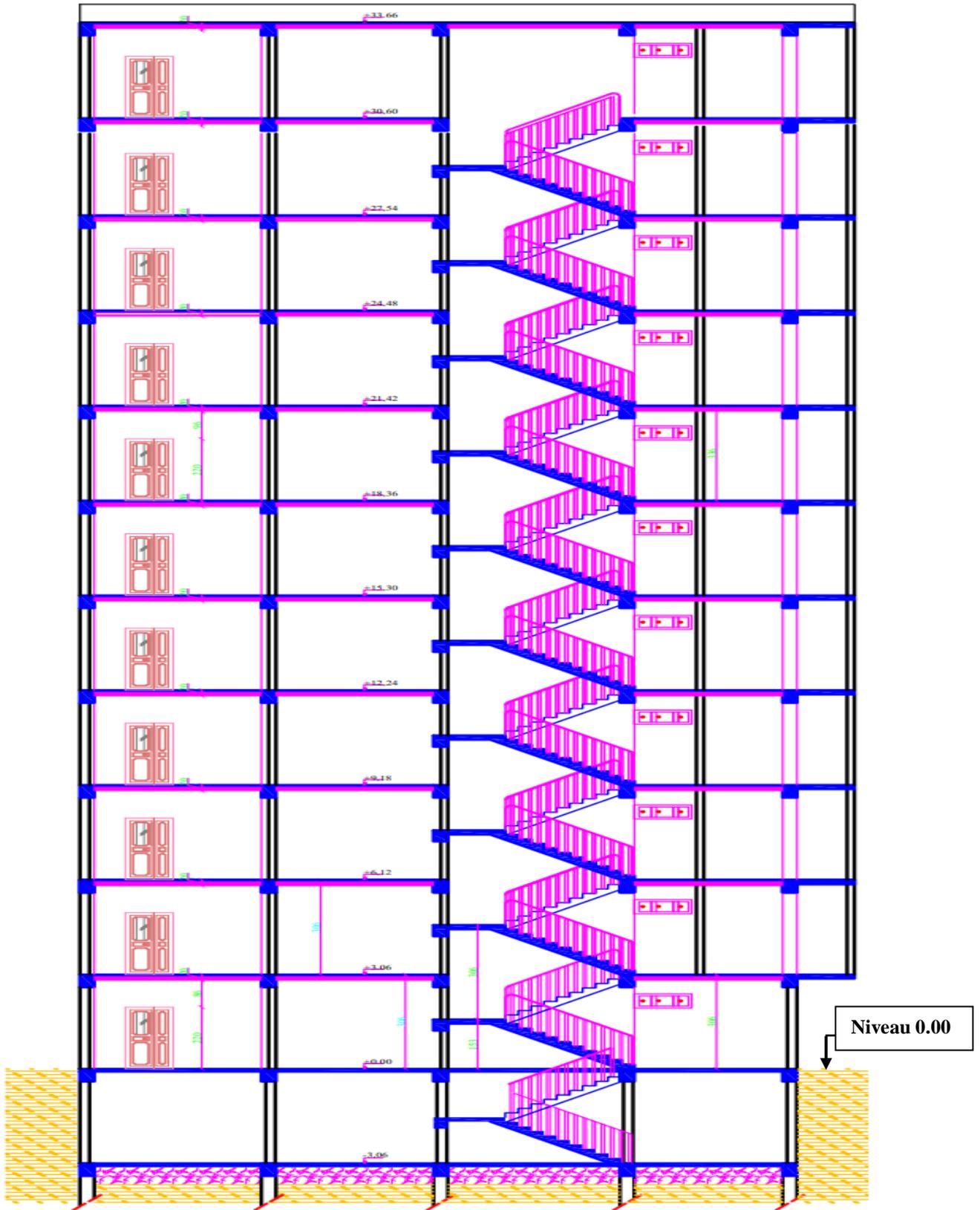
# PLAN DU R.D.C ECH : 1/50



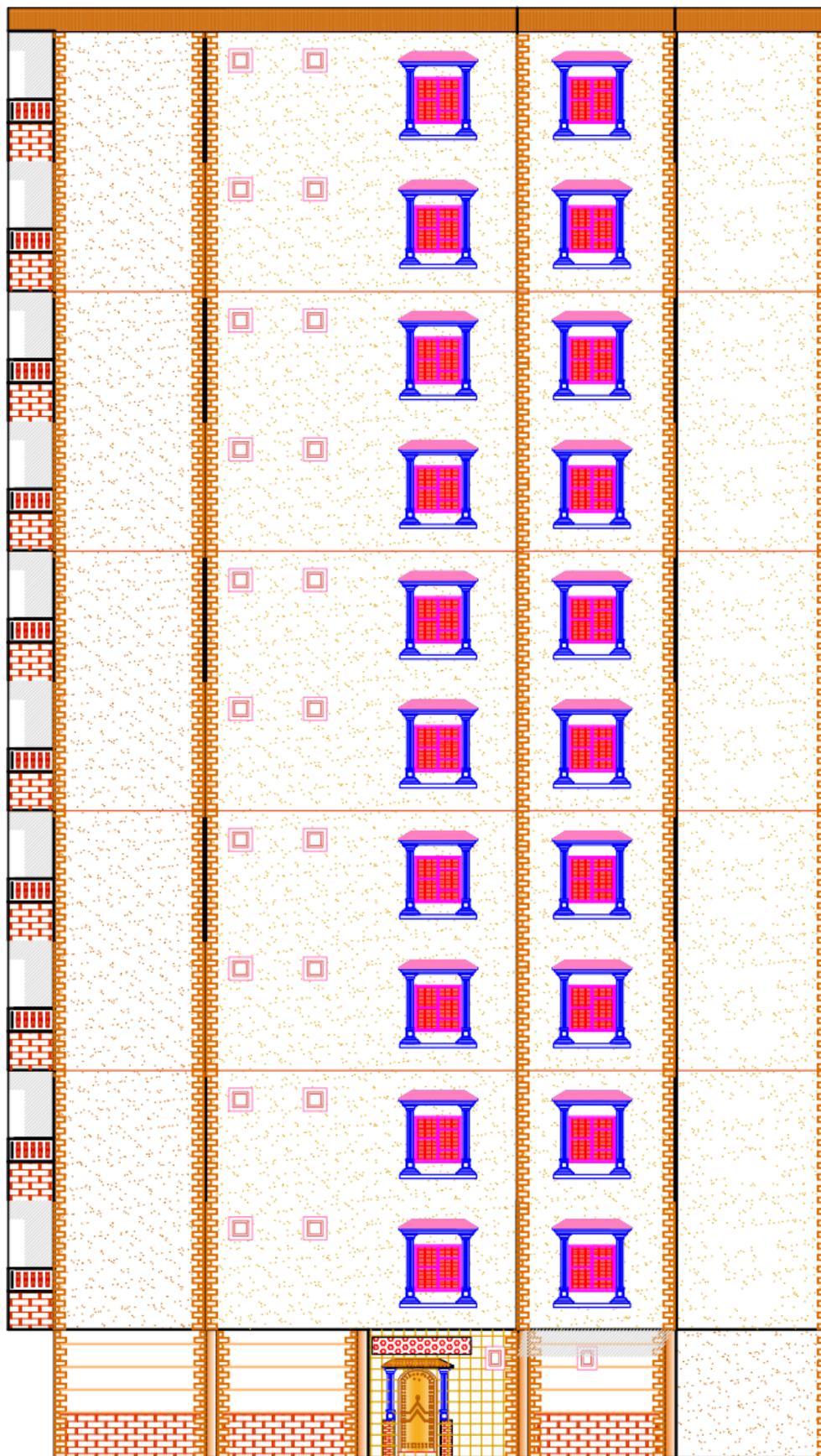
# PLAN DE ETAGE ECH : 1/50



COUPE A\*A ECH  $\frac{1}{50}$



FAÇADE PRINCIPAL ech  $\frac{1}{50}$



# Chapitre I

## Présentation du projet

## **I.1 Présentation de l'ouvrage :**

### **I.1.1 Introduction :**

Notre projet consiste à étudier un bâtiment les étages courants a usage d'habitation et sous-sol.

Ce bâtiment sera implanté à la wilaya de M'SILA classé comme zone (IIa) à moyenne sismicité et selon leur importance classé au « groupe 2 » (ouvrage d'importante moyenne, bâtiment d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas 48 m) d'après les règles parasismiques algériennes « R.P.A 99 version 2003» .

### **I.1.2 Description de l'ouvrage :**

Ce bâtiment est composé de :

- Un sous-sol .
- Un RDC à usage d'habitation.
- Dix(10) étages à usage d'habitation.
- Une terrasse inaccessible.

Les dimensions en élévation :

- Hauteur du sous-sol .....3.06 m.
- Hauteur de chaque étage courant : .....3,06 m.
- Hauteur de rez-de-chaussée : .....3,06 m.
- Hauteur total avec l'acrotère : .....37,38 m.

Les dimensions en plan :

- Longueur : 19.7 m.
- Largeur : 16 m.

La communication entre les étages se fait au moyen de deux escaliers

### **I.1.3 Conception de la Structure :**

La conception de la structure doit répondre aux critères suivants : stabilité, résistance; confort.

Le calcul à été fait de telle façon à assurer une bonne résistance aux sollicitations provoquées par :

- Des charges verticales (surcharges, charges permanentes).
- Des charges horizontales (dues à l'action du séisme et vent).

### **I.1.4 Présentation Structurale :**

- Les éléments qui constituent la superstructure portante sont des portiques, et des voiles selon les deux directions.
- Les planchers sont réalisés en corps creux pour les raisons suivantes :
  - les portées des poutres ne sont pas importantes.
  - la facilité de réalisation.
  - diminue le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Les façades sont des murs en double parois (murs extérieurs en briques creuses  $e=15\text{cm}$  et murs intérieurs en briques creuses  $e=10\text{cm}$ ) séparés par une l'âme d'air d'épaisseur  $e=5\text{cm}$  pour le but d'isolation phonique et thermique.
- L'accession d'un étage à un autre s'effectue à l'aide d'un escalier de type droit à trois volées coulées en place, plus une cage d'ascenseur.
- L'acrotère est une murette en béton armée coulée sur place ayant pour rôle la sécurité humaine et la protection de l'étanchéité.

### **I.2 Règles et normes de calcul :**

Pour le calcul et la vérification on utilise :

- Les règles parasismiques algériennes (RPA 2003).
- Les règles BAEL 91.
- Les règles (CBA 93).
- Charges permanentes et charges d'exploitation (DTR-B.C 2.2).
- Charge du vent et du neige (RNV2013).

### **I.2.1 Caractéristique des matériaux**

Les bétons et les aciers seront choisis conformes aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93) les règlements en vigueur en Algérie.

#### **I.2.1.1 Béton :**

Le béton est un matériau de construction hétérogène, constitué artificiellement par un mélange intime de matériaux inertes appelés « granulats » (sable, graviers, pierres cassées, ...). Avec du ciment et de l'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

##### **a) Composition du béton :**

Le dosage de différents constituants du béton dépend du type de matériau recherché, déterminé par ses utilisations.

En effet, ses propriétés physiques et mécaniques dépendent de sa composition et de ses facteurs extérieurs, tel que la température.

La formulation de béton est déterminée par plusieurs méthodes, on peut citer la méthode DREUX-GORISSE. Dans ce projet on adopte la formulation ci-après :

❶ 350 kg/m<sup>2</sup> de ciment :

Ciment CPJ-CEM II /A 42.5 pour la superstructure.

Ciment CPJ-CEM I /A 42.5N SR3 LH pour l'infrastructure.

❷ 400 litres de sable de diamètre 0 à 5.

❸ 800 litres de gravier de diamètre 15 à 25.

❹ 175 litres d'eau de gâchage.

##### **b) Caractéristiques Physique et Mécaniques De Béton :**

###### **• Masse Volumique :**

La masse volumique des bétons est comprise entre 2200 et 2400 kg/m<sup>3</sup>. Cette masse volumique peut augmenter avec la modalité de mise en œuvre, en particulier avec la vibration. On prendra dans notre cas une masse volumique de 2500 kg/m<sup>3</sup>

- **Retrait Hygrométrique**

Au cours de sa vie les bétons subit une variation de son volume lorsque le béton conserve dans une atmosphère séché, il diminue de volume c'est le retrait.

- **Fluage :**

Le retrait sous charges et vient s'ajouter au retrait hygrométrique.

- **Résistance caractéristique à la compression :**

- 1) module de déformation longitudinale :

Dans le cas courant un béton est défini par sa résistance à la compression a 28 jours. Cette valeur est déterminée par des essais.

Ces essais consistent en l'écrasement au moyen d'une presse, des éprouvettes constituées par des cylindres droits de béton ayant une section de 200 cm<sup>2</sup>

( $\varnothing = 15.95$  cm) et une hauteur de 32 cm.

A partir de la résistance moyenne obtenue, on calcul la résistance caractéristique dans notre cas on prendra comme données :

$$F_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

- Compression :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

- Traction :  $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$

Le C.B.A93 préconise pour  $j < 28$  jours

$$F_{cj} = (j \cdot f_{c28}) / (4.76 + 0.83 \cdot j) \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa}$$

$$F_{cj} = (j \cdot f_{c28}) / (1.40 + 0.95 \cdot j) \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ Mpa}$$

- 2) Module de déformation longitudinale au béton :

Pour le module de déformation longitudinale :

Les règles CBA93 le fixe à la valeur suivante

- Module instantané :

( pour les charges d'une durée d'application  $< 24$  h)

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.195 \text{ Mpa}$$

- Module différé :

pour les charges de longue durée

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

c) La contrainte de calcul béton comprimé :

Etat Limite Ultime de Résistance (E.L.U.R) :

si  $0 \leq \zeta_{bc} \leq 2\text{‰}$  : La courbe est sous forme d'une parabole.

$$\sigma_{bc} = 0.85 * f_{c28} / \theta \cdot \gamma_b \left[ 1 - \left( 2 - \frac{\zeta_{bc}}{2} \right) \right]$$

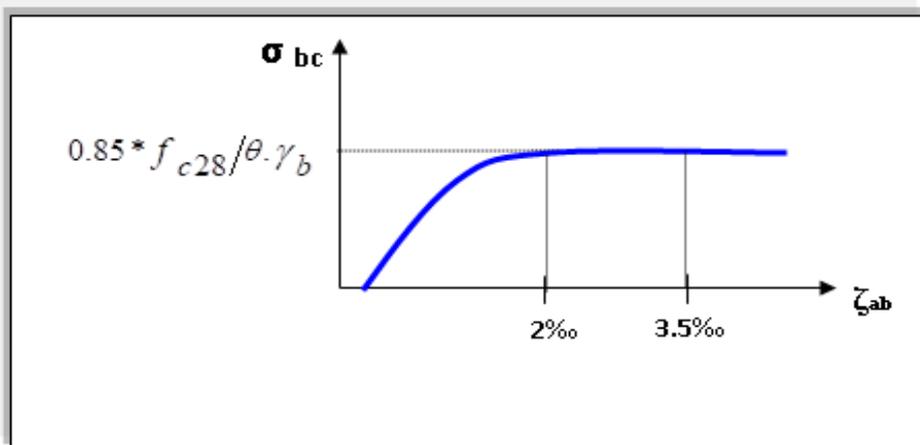
$\zeta_{bc}$  : la déformation du béton à la compression

$$\theta \begin{cases} = 1 & \text{Si } t > 24 \text{ heures} \\ = 0,9 & \text{Si } 1 \leq t \leq 24 \text{ heures} \end{cases}$$

Si  $2\text{‰} \leq \zeta_{ab} \leq 3.5 \text{‰}$  :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b}$$

La courbe est sous forme d'une droite constante



**Figure 31: diagramme de contraintes**

❖ Etat Limite Service (E.L.S) :

La contrainte admissible du béton à la compression :

$$\sigma_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15Mpa$$

Coefficient de poisson: 
$$\nu = \frac{\Delta a / a}{\Delta L / L}$$

Avec :

- $\Delta a / a$  : allongement relatif de la section transversale
- $\Delta L / L$  : allongement relatif de la section longitudinale

- $\nu = 0.2$  pour l'état limite service (E.L.S).
- $\nu = 0$  pour l'état limite ultime de résistance (E.L.U.R).

### **I.2.1.2 Les armatures :**

#### **a) Définition :**

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorbé les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.

Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :  $E^s = 200\ 000$  MPa.

#### **b) Caractéristiques mécaniques :**

Valeur de la limite d'élasticité garantie  $f^e$

Type	Nuance	$f_e$ (MPa)	Emploi
Ronds lisses Type 1	Fe E 22 Fe E 24	215 235	Emploi courant Epingle de leage des pièces préfabriquées
Barre HA Type 2	Fe E 40 Fe E 50	400 500	Emploi courant
Fils tréfiles HA type 3	Fe E40 Fe E	400 500	Emploi sous forme de Barres droites ou de treillis
Fils tréfiles HA type 4	TL 50 $\phi > 6$ mm TL 52 $\phi \leq 6$ mm	500 520	Treillis soudés uniquement emploi courant

Table 1: Type armatures

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de F<sup>e</sup> TE40 type 2.

$f_e = 400$  MPa.

### c) Contrainte de calcul d'acier :

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armature sont données de façon empirique à partir des essais de traction, en déterminant la relation entre  $\sigma$  et la déformation relative  $\zeta$ .

❖ Etat Limite Ultime (E .L .U) :

$F_e$  (limite d'élasticité de l'acier) = 400 MPa

$\gamma_s$  (coefficient de sécurité) = 1,15 (généralement)

$\gamma_s$  (coefficient de sécurité) = 1 (situation accidentelle)

$E_s$  (module d'élasticité de l'acier) =  $2 \cdot 10^5$  MPa

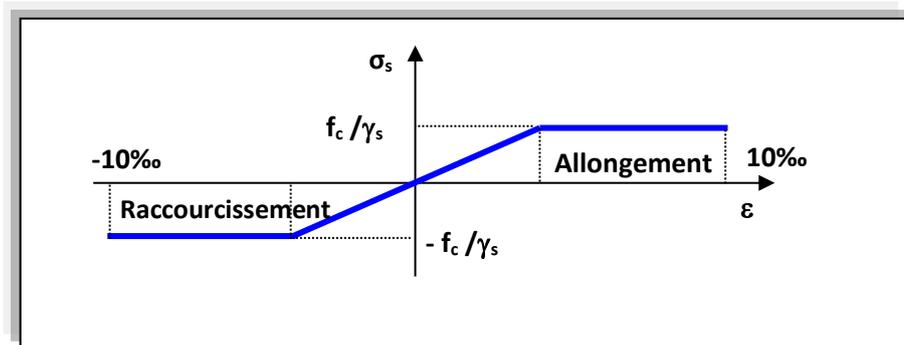
$$\zeta_L = \frac{F_e}{\gamma_s * E_s} = \frac{400}{1.15 * 10^5} = 1.739 \%$$

Si  $\zeta S < \zeta L$  alors  $\sigma_s = \zeta S * E_s$

$$\zeta S < \zeta L \implies \sigma_s = F_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPA}$$

$$\alpha L = 3.5 / (3.5 + 1.739) = 0.668 \text{ MPA}$$

$$\mu L = 0.8 \alpha L (1 - 0.4 * \alpha L) = 0.392.$$



**Figure 32:diagramme contrainte déformation d'acier**

❖ Etat Limite Service (E.L.S) :

Les contraintes admissibles de l'acier sont

Données comme suite :

Fissuration préjudiciable, il n'y a aucune

Vérification à effectuer en ce qui concerne  $\sigma_s$ .

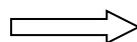
Fissuration peu préjudiciable.

$$\sigma_s \leq \sigma_s \text{ avec } \sigma_s = \min \left( \frac{2 * f_e}{3} * 110 \sqrt{\eta f_{c28}} \right)$$

Fissuration très préjudiciable.

$$\sigma_s \leq \sigma_{bc} \text{ avec } \sigma_{bc} = \min \left( \frac{f_e}{2} * 90 \sqrt{\eta f_{c28}} \right)$$

Avec  $\eta$  : coefficient de fissuration



$$\begin{cases} \eta = 1 & \text{pour Rond Lisse} \\ \eta = 1,6 & \text{pour Haute Adhérence} \end{cases}$$

# Chapitre II

## Pré dimensionnement

## II.1 Introduction

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

Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directs.

Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Nous dimensionnons dans le présent chapitre les éléments de la structure suivant : RPA99 version (2003), BAEL91.

## II.2 Pré dimensionnement

### II.2.1 Les éléments principaux.

#### II.2.1.1 LES PLANCHERS :

##### - Prédimensionnement du plancher à Corps Creux :

Les hourdis doivent avoir une épaisseur minimale de 4 cm, selon le BAEL 91 (art B.6.8,423).

- Condition de flèche : BAEL91 (art B.6.8, 424).

La rigidité n'est valable que pour des poutrelles pour lesquelles le rapport  $h/L$  est au moins égal à  $1/22,5$ .

$L$  : est la plus grande portée parallèle au poutrelles ( $L= 450$  cm).

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5} = \frac{450}{22.5} = 20 \text{ cm}$$

Soit  $h_t = 20$  cm (16+4).

-  $h_t$  : L'épaisseur totale du plancher.

-  $L$  : La plus grande portée entre nus d'appuis de la poutrelles.

- **Poutrelle :**

- On a  $B = 2b_1 + b_0$ .

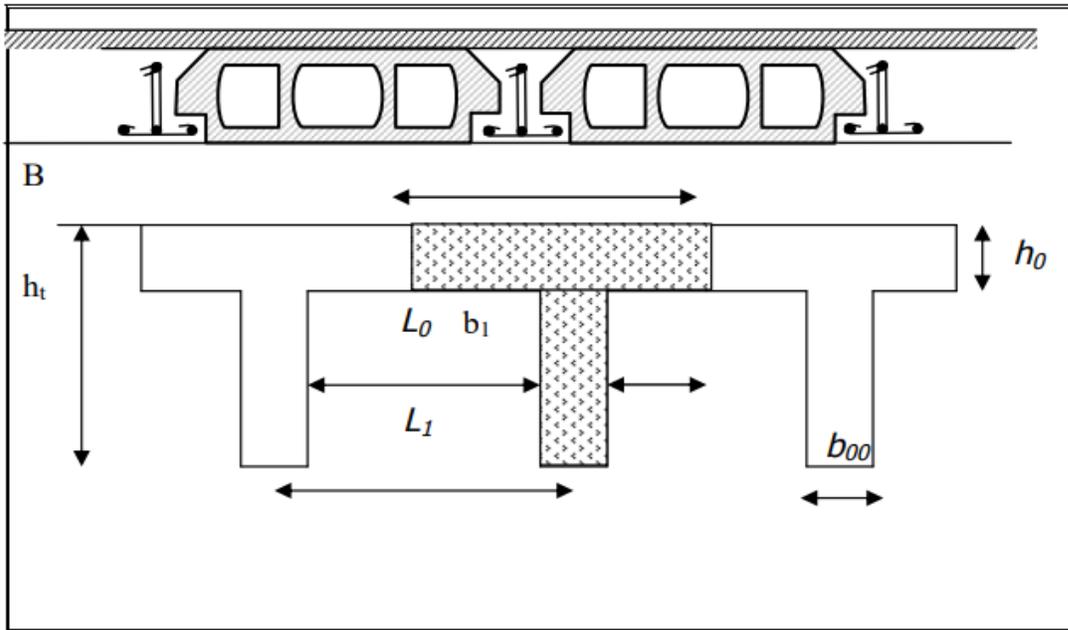
-  $b_0 \geq [ 0,3 h_t ; 0,4 h_t ]$  avec  $h_t = 20$  cm.

-  $b_0 \geq [ 6 ; 8 ] \Rightarrow$  on adopte  $b_0 = 10$  cm.

-  $b_1 \geq \min[ L/2 ; L_{\max}/10 ]$  tel que :  $L= b - b_0 = 65 - 10 = 55$  cm.

-  $b_1 \geq \min[ 55/2 ; 350/10 ] = \min (27,5 ; 35)$  cm ; on adopte  $b_1 = 27,5$  cm.

-  $B = 2b_1 + b_0 = 2(27,5) + 10 = 65 \text{ cm.}$



**Figure 33 : Coupe d'un plancher à corps creux**

**II.2.1.2 -Dalle Pleine :**

On utilise généralement des dalles pleines aux étages supérieurs du sous-sol, Car à ce niveau il y a une concentration de forces sismiques qui s'accumulent depuis les étages supérieurs.

Le prédimensionnement de la dalle pleine se fait selon les conditions BAEL91 (article B.6.424) :

**-La résistance à la flexion :**

Dimensions du panneau :  $l_x$  et  $l_y$

- Cas d'une dalle qui porte suivant deux sens: (dalle pleine sur 3 ou 4 appuis)-  $0.4 \leq \rho \leq 1$  - La charge est uniformément répartie

- Ou bien dalle soumise à une charge concentrée.

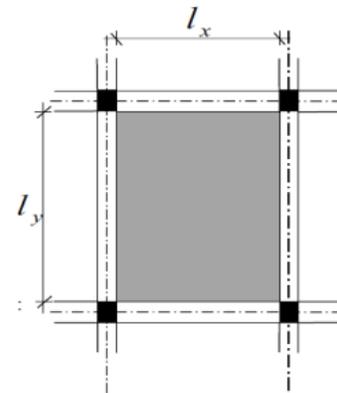
(Quel que soit la valeur de  $\rho$ ).

$l_x$  : Plus petite dimension du panneau de dalle  $\Rightarrow l_x=415\text{cm}$

$l_y$  : Plus grande dimension du panneau de dalle.  $\Rightarrow l_y=450\text{cm}$

$$\frac{415}{50} \leq e \leq \frac{415}{40} \Rightarrow 8,3 \text{ cm} \leq e \leq 10,4 \text{ cm} .$$

$e_1=10 \text{ cm}$



**Figure 34 : Panneau dalle pleine**

**- Résistance au feu :**

- $e=7 \text{ cm}$  pour une heure de coupe-feu.
- $e=11 \text{ cm}$  pour deux heures de coupe-feu.
- $e=17,5 \text{ cm}$  pour quatre heures de coupe-feu.

On choisit :  $e_2= 16 \text{ cm}$ .

**- Isolation phonique :**

Le confort et l'isolation phonique exigent une épaisseur minimale de :  $e_3 =12\text{cm}$ . On voit bien que pour l'ensemble des dalles pleines, c'est le critère de coupe-feu qui est déterminant .

Donc, on adopte pour les dalles pleines d'épaisseur  $e= 20 \text{ cm}$ .

**II.2.1.3 LES POUTRES :**

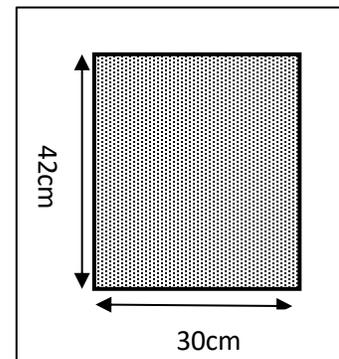
**- Poutres Transversales (Principales) :**

- Condition de la portée: BAEL91

$$h = \left( \frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max} .$$

$L$  : distance maximale entre nu d'appuis ( $L_{\max} = 4.5-0.30 = 4.2\text{m}$ )

$L_{\text{Max}}$ : la plus grand portées,  $L_{\text{Max}}= 4.50 \text{ m}$ .



**Figure 35: Coup poutres principales**

$$h = \left( \frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) 420 = (30 \div 45) \text{ cm.}$$

on prend :  $h = 45 \text{ cm}$  .

la largeur de la poutre suivant cette condition :

$$b = (0,2 \div 0,5) h .$$

$$b = (0,2 \div 0,5) 42 = (8,4 \div 21) \text{ cm} .$$

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

▪ Condition R.P.A.99 version (2003) :

les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \rangle 20 \text{ cm} \quad (\text{c.v}).$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 42 \text{ cm} \rangle 30 \text{ cm} \quad (\text{c.v}).$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{42}{30} = 1,4 < 4 \quad (\text{c.v}).$$

$$b_{\text{Max}} \leq 1,5 h + b_1 \Rightarrow b_{\text{Max}} = 30 \text{ cm} .$$

$$1,5 h + b_1 = 90 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} \langle 90 \text{ cm} \quad (\text{c.v}) .$$

Toutes les conditions sont vérifiées, Alors on prend les dimensions des poutres transversales  $(30 \times 42) \text{ cm}^2$ .

**-Poutres Longitudinales (Secondaire) :**

• Condition de la portée:

$$l = \left( \frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{\text{Max}}$$

$L$  : distance maximale entre nu d'appuis ( $L_{\text{max}} = 4.15 - 0.30 = 3,85\text{m}$ )

$$h = (25.6 \div 38.5) \text{ cm.}$$

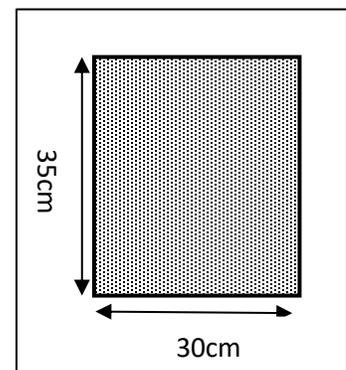
On prend :  $h = 35 \text{ cm}$ .

$$b = (0,2 \div 0,5) h = (7 \div 17.5) \text{ cm.}$$

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

• Condition de R.P.A.99 :

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \rangle 20 \text{ cm} \quad (\text{c.v}).$$



**Figure 36 : Coup poutres secondaire**

$$h \geq 35 \text{ cm} \Rightarrow h = 30 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \quad (\text{c.v.})$$

$$\frac{a}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{40}{30} = 1.16 \leq 4 \quad (\text{c.v.})$$

$$b_{\text{Max}} < 1,5 h + b_1 \Rightarrow b_{\text{Max}} = 30 \text{ cm} .$$

$$1,5 h + b_1 = 82.5 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} < 82.5 \text{ cm} \quad (\text{c.v.}) .$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on prend les dimensions des poutres longitudinales égale (30 × 35 ) cm<sup>2</sup>.

### II.2.1.4 Les poteaux :

#### 1. Coffrage des poteaux.

L'article 7.4.1 du R.P.A99/version 2003 les dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes :

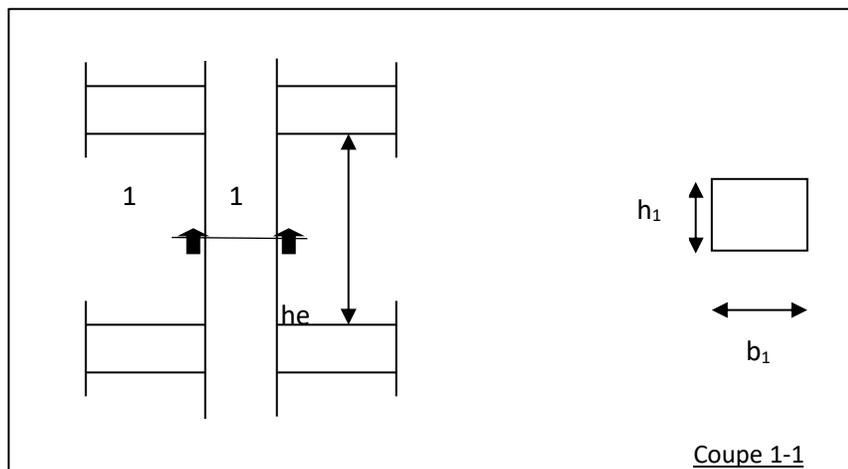


Figure 37: Coffrage des poteaux.

**Pour la zone sismique IIa :**

$$- \text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} .$$

$$- \text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20 .$$

$$- 1/4 < b_1 / h_1 < 4 \Rightarrow 0.25 .$$

**- Vérification de l'effort normal l'article ( B.8.4.1) du CBA93 (article B.8.11) :**

Le calcul de la section du béton sera fait en compression centrée, les règles CBA93 (article B.8.11) préconisent de prendre la section réduite (due à la ségrégation du béton). D'après l'article B.8.4.1 du CBA93 : l'effort normal ultime NU d'un poteau doit être plus égal à la valeur suivante :

$$N_{ult} \leq \alpha \left[ \frac{B_r * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{A_s * f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec

Nul : Effort normal maximal à l'ELU calculé par la descente de charge ;

Br : Section réduite du poteau calculée à partir des dimensions réelles réduites de 2cm (1cm sur le pourtour) ;

$\gamma_b = 1.5$  et  $\gamma_s = 1.15$  : coefficients de sécurité du béton et de l'acier ;

fc28 et Fe : résistances caractéristiques du béton et de l'acier ;

As : section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,8% de la section réelle du poteau en zone (IIa) d'après le RPA 99/2003.

$\alpha$  : Coefficient fonction de l'élançement du poteau donné par le CBA 93 comme suit :

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

Avec :

$\lambda$  : Élançement du poteau. :  $\lambda = L_f / i$ .

Lf : longueur de flambement ;  $L_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.14$  m.

l0 : longueur libre du poteau ;  $l_0(x) = 306$ .

i : rayon de giration de la section du béton ;  $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{b \times h^3}{12 \times b \times h}} = \sqrt{\frac{h}{12}}$

I : moment d'inertie (dans le sens de la section susceptible de se déformer) de la section du béton par rapport à son centre de gravité.

### II.2.1.5 Les voiles

a) -Voile de contreventement :

Zone IIa - nombre d'étages  $\geq 4$

- la hauteur  $\geq 12$

### b) - Voile de soutènement :

Pour soutenir le sol et avoir une bonne sécurité Le R.P.A 99(version 2003) considère comme voiles de contreventement les voiles satisfaisant la condition suivante :

$$L \geq 4a$$

$$a \geq h_e / 20$$

c : L : longueur du voile

a : épaisseur des voiles (a min =15 cm)

h<sub>e</sub> : hauteur libre d'étage (266cm)

$$a \geq 266/20=13.3 \text{ cm}$$

Niveau	Epaisseur (cm)
Sous sol	20
RDC + 1 .....10 <sup>ème</sup> étages	20

Table 2:dimensions des voiles

## II.2.2 Les éléments secondaires

### II.2.2.1 L'ACROTÈRE :

L'acrotère est un élément de protection conçu à contourner le bâtiment, c'est un mur périphérique réalisé en béton armé.

Le rôle d'acrotère est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales et leur ruissellement sur les façades.

$$S=(0.03 \times 0.12)/(2)+(0.07 \times 0.1)+(0.1 \times 0.6)=0,0688 \text{ Kg/m}^2$$

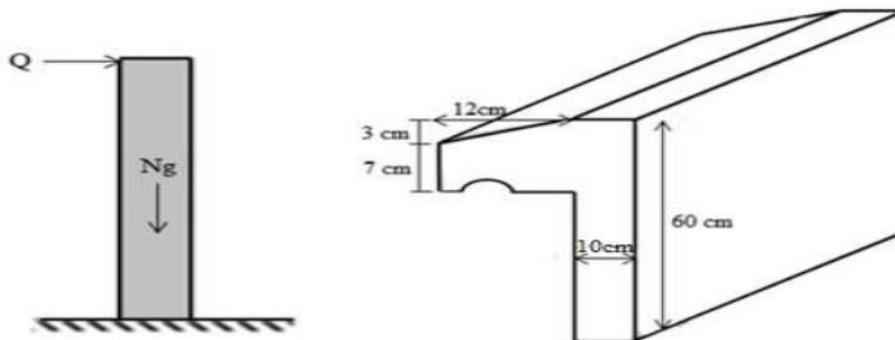


Figure 38 : forces internes (L'acrotère)

### II.2.2.2- L'ESCALIER :

#### 1 -Condition d'accès facile :

Pratiquement :\* la hauteur de la contre marche h :  $14 \leq h \leq 18 \text{ cm}$  .

\* la largeur de la marche 'giron' g :  $25 \leq g \leq 32 \text{ cm}$  .

Nous choisissons: h=17cm ; g= 30cm ;

La formule de BLONDEL très empirique qui les lie est :

$$2h + g = m \quad \text{avec } 53 \text{ cm} \leq m \leq 66$$

$$2 \times 17 + 30 = 64 \rightarrow 53 \text{ cm} \leq 64 \leq 66 \text{ cm} \rightarrow \text{c.v}$$

Pour dire que l'escalier est confortable..

#### 2- Le nombre des marches :

$$* n = h_e / h$$

- $h_e$  : hauteur d'étage.
- h : hauteur de la contre marche

-

$$n = 306 \div 17 = 18 \text{ marches}$$

$$n = 9 \text{ Pour une volée}$$

#### 3- Inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg } \alpha = \frac{h_e / 2}{L} = \frac{306 / 2}{270} = 0,566 \rightarrow \alpha = 29,50^\circ$$

#### 4- Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

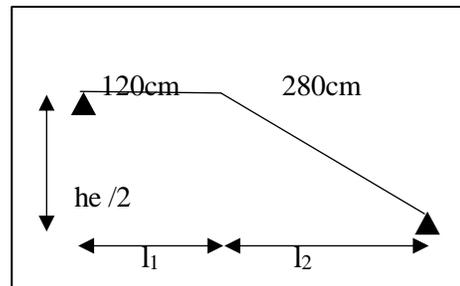
En assimilant la paillasse à une dalle appuyée sur deux cotés.

$$e = \left( \frac{1}{30} \div \frac{1}{20} \right) \cdot L_{\max}$$

$$L_{\max} = l_2 + l_{1\text{paillasse}} \rightarrow L_{\max} = 280 + 120 = 390 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \rightarrow \frac{390}{30} \leq e \leq \frac{290}{20} \rightarrow 13 \text{ cm} \leq e \leq 19,5 \text{ cm}.$$

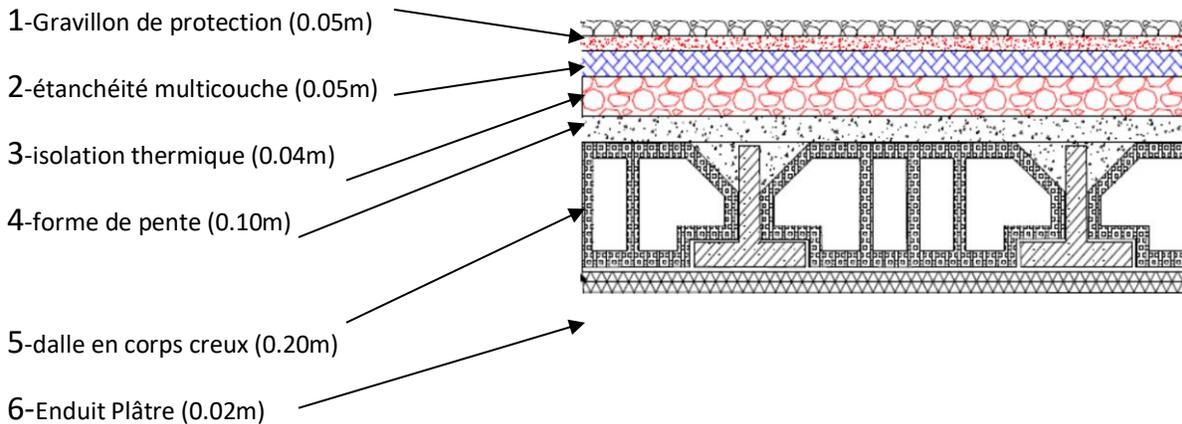
Soit : e=15 cm.



- :Schéma d'Escalier

**II. 3 Evaluation et descente de charges: (DTR.B.C.2.2)**

**II.3.1 Plancher terrasse accessible (Niveau+33,66) :**

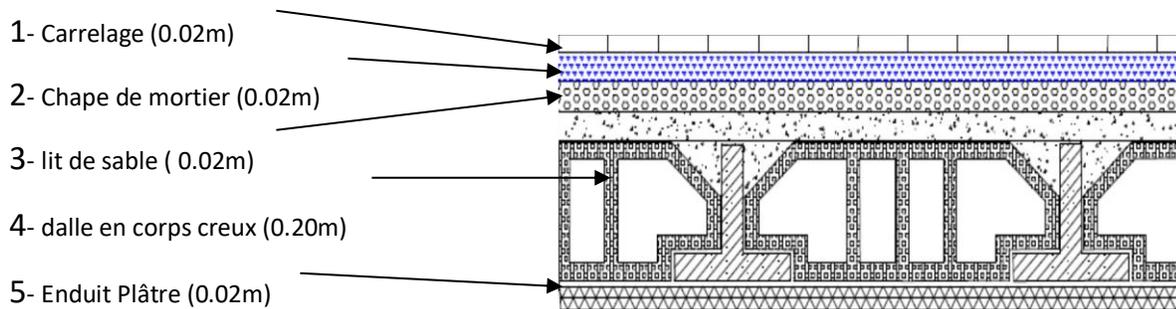


**Figure 39: Schéma d'un plancher terrasse**

N	Matériaux	Pds volumique (Kg/m <sup>3</sup> )	Epaisseur(m)	Charges permanente(
1	Gravillon de protection	1500	0.05	75
2	étanchéité multicouche	200	0.05	10
3	isolation thermique	400	0.04	16
4	forme de pente	2200	0.10	220
5	dalle en corps creux	1360	0.20	272
6	Enduit Plâtre	1000	0.02	20
Surcharges d'exploitation : Q= 100 (Kg/m <sup>2</sup> )				G=613 (Kg/m <sup>2</sup> )

**Table 3:Evaluation des charges permanentes terrasse**

**II.3.2 Plancher courant à usage d'habitation**

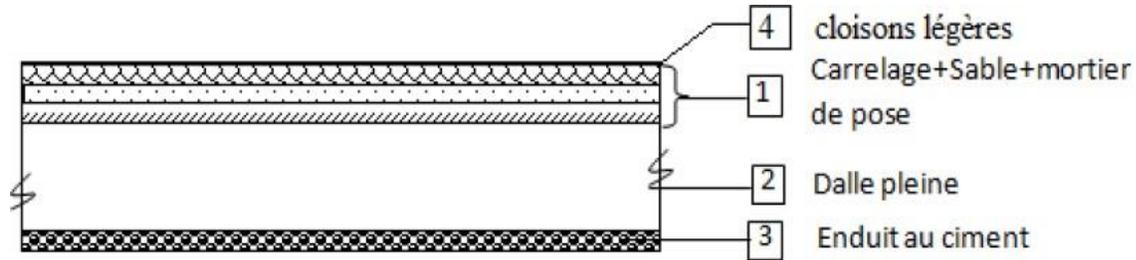


**Figure 40 : Schéma d'un plancher d'étage courant**

N	Matériaux	Pds volumique (Kg/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Charges permanente (Kg/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	2200	0.02	44
2	Chape de mortier	2000	0.02	40
3	lit de sable	1800	0.02	36
4	dalle en corps creux	1360	0.20	272
5	Enduit Plâtre	1000	0.02	20
6	Cloisons légères	/	/	100
Surcharges d'exploitation : Q= 150 (Kg/m <sup>2</sup> )				G=512 (Kg/m <sup>2</sup> )

**Table 4:Evaluation des charges permanentes Plancher courant**

**II.3.3 Dalle pleine du sous-sol :**

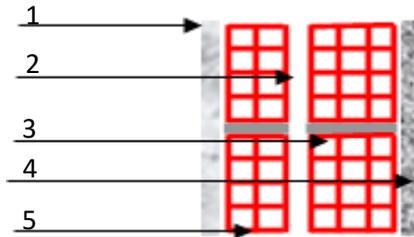


**Figure 41: Coupe transversale d'un plancher à dalle pleine.**

TYPE	N	Matériaux	Pds volumique (Kg/m <sup>3</sup> )	Epaisseur(m)	Charges permanente (Kg/m <sup>2</sup> )
Dalle pleine du sous-sol	1	Cloisons légères	/	/	100
	2	Carrelage	2200	0.02	44
		Sable	1800	0.02	36
		mortier de pose	2000	0.02	40
	3	Dalle pleine	2500	0.16	400
	4	Enduit Plâtre	1000	0.02	20
<b>Surcharges d'exploitation : Q= 500 (Kg/m<sup>2</sup>)</b>					<b>G=615 (Kg/m<sup>2</sup>)</b>
Dalle pleine balcon.:	2	Carrelage	2200	0.02	44
		Sable	1800	0.02	36
		mortier de pose	2000	0.02	40
	3	Dalle pleine	2500	0.16	400
	4	Enduit Plâtre	1000	0.02	20
<b>Surcharges d'exploitation : Q= 350 (Kg/m<sup>2</sup>)</b>					<b>G=615(Kg/m<sup>2</sup>)</b>
Dalle pleine balcon.: terrasse	1	Gravillon de protection	1500	0.05	75
	2	étanchéité multicouche	200	0.05	10
	3	isolation thermique	400	0.04	16
	4	forme de pente	2200	0.10	220
	5	Dalle pleine	2500	0.16	400
	6	Enduit Plâtre	1000	0.02	20

	Surcharges d'exploitation : Q= 100 (Kg/m <sup>2</sup> )	G=741(Kg/m <sup>2</sup> )
--	---	---------------------------

**II.3.4 Murs extérieurs en maçonnerie (e = 30cm) :**



**Figure 42: Murs extérieurs**

N	Matériaux	Pds volumique(Kg)	Epaisseur (m)	Charges permanente (Kg/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de ciment	1800	0.02	36
2	Brique creux	900	0.15	135
3	Ame d'air	/	0.05	/
4	Brique creux	900	0.10	90
5	Enduit de plâtre	1000	0.02	20
				G=281 (Kg/m <sup>2</sup> )

**Table 6:Evaluation des charges permanentes Murs extérieurs**

$$G= 281 \times (3.06 - 0.40) = 747 \text{ (Kg/m}^2\text{)}$$

$$\text{Avec 30\% d'ouverture : } 747 \times 0.7 = 523 \text{ (Kg/m}^2\text{)}$$

**II.3.5 L'acrotère**

On fait les **Table 5 : Evaluation des charges permanentes Dalle pleine** calculs pour 1m de longueur.

**. Charge permanente**

$$G_{acr} = 2500 S_{acr} \text{ (l'acrotère est fait en B.A)} + S_{rev} \times 1800$$

$$G_{acr} = \left[ (0.6 \times 0.1) + (0.05 \times 0.1) + \frac{0.03 \times 0.12}{2} + (0.07 \times 0.1) \right] \times 2500 + [(0.6 + 0.1 + 0.10 + 0.24 + 0.50) \times 0.02] \times 1800$$

**Charge permanente G=243.3 (Kg/m<sup>2</sup>)**

**Evaluation des charges permanentes de l'acrotère**

**II.3.6 Les escaliers :**

**Charge Permanente :**

Matériaux	Poids volumique (KN/m3)	Epaisseur (m)		G (KN/m2)	
		Paillasse	Palier	Paillasse	Palier
<b>Carrelage</b>	22	0,02	0,02	0,44	<b>0,44</b>
<b>Mortier de pose</b>	20	0,02	0,02	0,40	<b>0,40</b>
<b>Marche</b>	22	0,083(1)	/	1,87	/
<b>Dalle en BA</b>	25	0,17(2)	0,14	4,13	<b>3,50</b>
<b>Enduit ciment</b>	14	0.01	0,01	0,14	<b>0,14</b>
<b>Gardes corps</b>	/	/	/	0,1	/
<b>TOTAL</b>				<b>7,42</b>	<b>4,80</b>

**Table 7:Evaluation des charges permanentes de l'acrotère**

**Charge d'exploitation :**

$$Q = 2,50 \text{ KN/m}^2 \text{ (Art.7.2.2.DTR.B.C.2.2)}$$

**II.3.7 Les poutres:**

TYPE	Charge permanente des poutres G[ kg/m <sup>2</sup> ]	Charges permanente (Kg/m <sup>2</sup> )
Poutres Longitudinales (Secondaire)	$G_{pL} = 2500(3,85 \times 0.3 \times 0.35)$	1010,62
Poutres Transversales (Principales)	$G_{pT} = 2500(4.20 \times 0.3 \times 0.42)$	1323

**Table 8:Evaluation des charges permanentes des poutres**

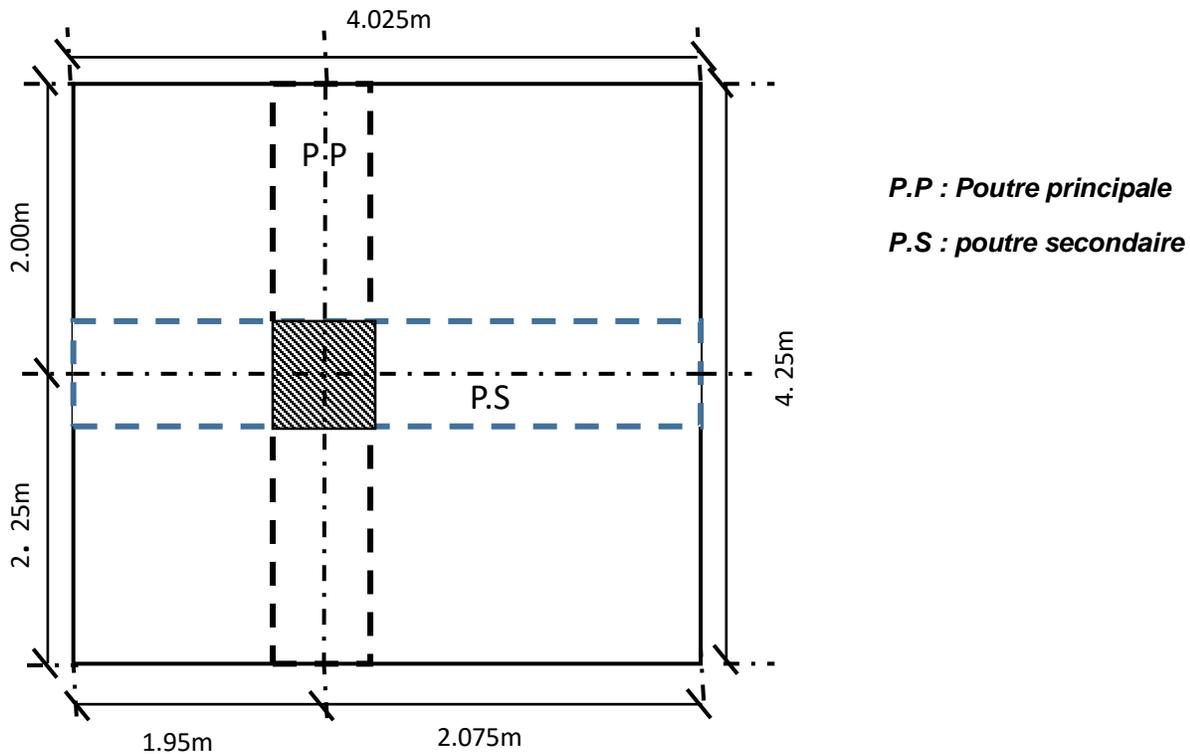
**II.3.8 Les voiles :**

TYPE	N	Matériaux	Pds volumique (Kg/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Charges permanente(K
<b>VOILE SOUS SOL</b>		Voile en béton armé	2500	0.20	500
	2	Enduit de ciment	1800	0.02	36
	3	Enduit de plâtre	1000	0.02	20

VOILE RDC + 1 .. 10 <sup>ème</sup> étages	1	Voile en béton armé	2500	0.15	375
	2	Enduit de ciment	1800	0.02	36
	3	Enduit de plâtre	1000	0.02	20
					G=431 (Kg/m <sup>2</sup> )

**Table 9: Evaluation des charges permanentes des poutres**

**II.4 Calcul des surcharges d'exploitation selon la loi de dégression**  
**Loi de dégression des charge**



**Figure 43: Section afférente d'un poteau sollicité**

Soit  $S=17.11m^2$  la surface d'influence revenant au poteau le plus sollicité dans un niveau. Pour chaque niveau l'effort normal dû aux charges permanentes repris par ce poteau est donné par :

$$N_G = N_{plancher} + N_{poutres} + N_{poteau}$$

$N_{plancher}$  : Effort normal dû aux charges permanentes des planchers repris par le poteau le plus sollicité.

$N_{poutres}$  : Effort normal dû aux charges permanentes des poutres repris par le poteau le plus sollicité.

$N_{poteau}$  : Effort normal dû aux poids propre du poteau.

Soit : 
$$N_{plancher} = G_{plancher} \times S$$

plancher	Charge permanente [KN\m <sup>2</sup> ]	Surface d'influence S [m <sup>2</sup> ]	$N_{plancher}$ [KN]
<b>Terrasse</b>	6.13	17.11	104.88
<b>Etage courant</b>	5.12	17.11	87.60
<b>Sous-sol</b>	6.15	17.11	105.22

**Table 10: Effort normal dû aux charges permanentes des planchers repris par le poteau le plus sollicité**

$$N_{poutres} = G_{poutres} \times l$$

l : longueur des poutres revenant au poteau.

Poutre	Charge permanente $G_{Poutre}$ [KN\m <sup>2</sup> ]	Longueur d'influence [m <sup>2</sup> ]	$N_{Poutre}$ [KN]	$N_{Poutre} =$ <b>23,95[KN]</b>
<b>Poutre longitudinale (30x42)</b>	0.3 x 0.42 x 25	4.25	$N_{Pl}=13,39$	
<b>Poutre transversale (30x35)</b>	0.3 x 0.5 x 25	4.025	$N_{Pt}=10,56$	

**Table 11: Effort normal du aux charges permanentes des poutres repris par le poteau le plus sollicité**

$N_{poteau} = a \times b \times 3.06m \times 25 \text{ KN}\backslash\text{m}^2$  avec a et b les dimensions du sont les dimensions de la section des poteaux. Dans notre cas la section est carrée.

**II.4.1 Effort normal dû aux charges d'exploitation**

Pour chaque niveau, l'effort normal  $N_Q$  du aux charges d'exploitation est donné par :

$$N_Q = Q_{plancher} \times S$$

$Q_{plancher}$  : Charges d'exploitation des différents planchers.

plancher	Charge permanente $Q_{plancher}$ [KN\m <sup>2</sup> ]	Surface d'influence S [m <sup>2</sup> ]	$N_{Q_{plancher}}$ [KN]
<b>Terrasse</b>	$Q_0=1$	17.11	17.11
<b>Etage courant</b>	$Q_{ec}=1.5$	17.11	25.66
<b>Sous-sol</b>	$Q_{SS}=5$	17.11	85.55

**Table 12: Effort normal dû aux charges d'exploitation**

Niveau	Opération		Surface d'influence S[m <sup>2</sup> ]	N <sub>Q</sub> cumulée [kN]
terrasse	Q <sub>0</sub>	1	17.11	17.11
10 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>0</sub> + Q <sub>ec</sub>	1+1.5	17.11	26.665
9 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>0</sub> + 0.95 (2Q <sub>ec</sub> )	1+0 .95(2X1.5)	17.11	65.8735
8 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>0</sub> + 0.9 (3Q <sub>ec</sub> )	1+0 .9 (3X1.5)	17.11	86.4055
7 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>0</sub> + 0.85 (4Q <sub>ec</sub> )	1+0 .85(4X1.5)	17.11	104.371
6 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>0</sub> + 0.8 (5Q <sub>ec</sub> )	1+0 .8(5X1.5)	17.11	119.77
5 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>0</sub> + 0.75 (6Q <sub>ec</sub> )	1+0 .75(6X1.5)	17.11	132.6025
4 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>0</sub> + 0.71 (7Q <sub>ec</sub> )	1+0 .71(7X1.5)	17.11	144.6651
3 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>0</sub> + 0.69 (8Q <sub>ec</sub> )	1+0 .69(8X1.5)	17.11	158.7808
2 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>0</sub> + 0.67 (9Q <sub>ec</sub> )	1+0 .67(9X1.5)	17.11	171.87
1 <sup>ème</sup> étage	Q <sub>0</sub> + 0.65 (10Q <sub>ec</sub> )	1+0 .65(10X1.5)	17.11	183.9325
RDC	Q <sub>0</sub> + 0.64 (11Q <sub>ec</sub> )	1+0 .64(11X1.5)	17.11	197.7916

**Table 13: Dégression des charges**

Pour satisfaire la condition de l'effort normal ultime il faut que pour chaque niveau :

$$1.1N_{ult} \leq N_{CBA}$$

Avec :

$$N_{ult} \leq \alpha \left[ \frac{B_r * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{A_s * f_e}{\gamma_s} \right]$$

N<sub>CBA</sub>: l'effort normal résistant.

1.1N<sub>ult</sub>: Effort normal calculé par la descente de charge et majoré par 10%.

Niveau	Charge permanente						Charge d'exploit (kN)	1.1 N <sub>ult</sub> (kN)	Section adopté	NCBA (kN)	Vérification
	N <sub>plancher</sub> (kN)	N <sub>poutres</sub> (kN)	N <sub>poteau</sub> (kN)	N <sub>G</sub> (kN)	N <sub>G cumulé</sub> (kN)	N <sub>Q cumulé</sub> (kN)					
10 <sup>ème</sup> étage	104.88	23,95	6.885	135.085	135.085	17.11	236.7849	40X40	2651.406296	Vérifié	
9 <sup>ème</sup> étage	87.6	23,95	6.885	117.805	252.89	26.665	463.67475	40X40	2651.406296	Vérifié	
8 <sup>ème</sup> étage	87.6	23,95	6.885	117.805	370.695	65.8735	755.258625	40X40	2651.406296	Vérifié	
7 <sup>ème</sup> étage	87.6	23,95	12.24	123.16	493.855	86.4055	1085.548406	40X40	2651.406296	Vérifié	
6 <sup>ème</sup> étage	87.6	23,95	12.24	123.16	617.015	104.371	1445.481263	40X40	2651.406296	Vérifié	
5 <sup>ème</sup> étage	87.6	23,95	12.24	123.16	740.175	119.77	1830.822469	40X40	2651.406296	Vérifié	
4 <sup>ème</sup> étage	87.6	23,95	19.125	130.045	870.22	132.6025	2242.733419	50X50	4217.97972	Vérifié	
3 <sup>ème</sup> étage	87.6	23,95	19.125	130.045	1000.265	144.6651	2674.547659	50X50	4217.97972	Vérifié	
2 <sup>ème</sup> étage	87.6	23,95	19.125	130.045	1130.31	158.7808	3129.652804	50X50	4217.97972	Vérifié	
1 <sup>ème</sup> étage	87.6	23,95	19.125	130.045	1260.355	171.87	3606.355129	50X50	4217.97972	Vérifié	
RDC	87.6	23,95	27.54	138.46	1398.815	183.9325	4115.456854	50X50	4217.97972	Vérifié	
SOUS-SOL	105.22	23,95	27.54	156.08	1554.895	197.7916	4673.591794	60X60	6146.672256	Vérifié	

Table 14: Efforts normaux par la descente des charges et sections adoptées

On remarque que les efforts normaux correspondant aux sections adoptée sont nettement supérieurs à ceux calculées par la descente de charge, cette marge à été laissée pour satisfaire aux conditions qui vient par la suite et qui tient compte des charges sismiques. (Effort normal réduit par exemple).

**II.4.2 Vérification selon le RPA99version 2003**

Poteaux ( bxh )	Conditions exigées par RPA99 ver 2003	Valeurs calculées	observation
RDC+SOUS SOL 60x60 cm	$\text{Min}(b1, h1) \geq 25\text{cm}$	$\text{Min}(b1, h1)=60\text{cm}$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b1, h1) \geq h_e/20$	$h_e/20=15,3$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b1/h1 \leq 4$	$b1/h1=1$	Condition vérifiée
Etagés courants 1;2;3et 4éme 50x50cm	$\text{Min}(b1, h1) \geq 25\text{cm}$	$\text{Min}(b1, h1)=50\text{cm}$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b1, h1) \geq h_e/20$	$h_e/20=15,3\text{cm}$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b1/h1 \leq 4$	$b1/h1=1$	Condition vérifiée
Etagés courants 5 .....10éme 40x40 cm	$\text{Min}(b1, h1) \geq 25\text{cm}$	$\text{Min}(b1, h1)=40\text{cm}$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b1, h1) \geq h_e/20$	$h_e/20=15,3\text{cm}$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b1/h1 \leq 4$	$b1/h1=1$	Condition vérifiée

**Table 15: Vérification selon le RPA 99 version 2003**

# Chapitre III

## Calcul Des Planchers

### **III.1 Introduction**

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges Verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages Du point de vue thermique et acoustique.

Cette étude se fait en suivant : évaluation des charges sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes on respectant la réglementation en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99 / 2003...) .

### **III.2 Plancher poutrelles :**

Le sol est une pièce de structure horizontale dont la largeur est supérieure à son volume. Ils reposent sur des éléments porteurs (poutres, murs de soutènement, etc.) et sont considérés comme des éléments horizontaux infinis (éléments invariants).

Ils jouent un rôle important dans la construction :

- Résistance à toutes charges permanentes et actives ;
- Il reflète les forces horizontales résultant du vent, du tremblement de terre ou de la pression des terres sur le bateau de bord et transfère ces forces aux éléments de support ;
- Séparez les différents niveaux et contrôlez l'acoustique et la température acoustique optimales.

#### **III.2.1 Méthodes de calculs :**

Pour le calcul des sollicitations on peut les déterminer par deux méthodes qui sont :

1-Méthode approchées :

##### **a- Méthode forfaitaire.**

Les conditions d'applications de la méthode imposées par le BAEL 91/99

Sont les suivantes :

1. la charge d'exploitation modérer :  $P \leq \max (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$
2. l'inertie est constante (les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans toutes les travées).
3. le rapport entre deux portées successives doit être comprise entre 0,8 et 1,25.
4. la fissuration est peu nuisible.

**b- Méthode de Caquot :**

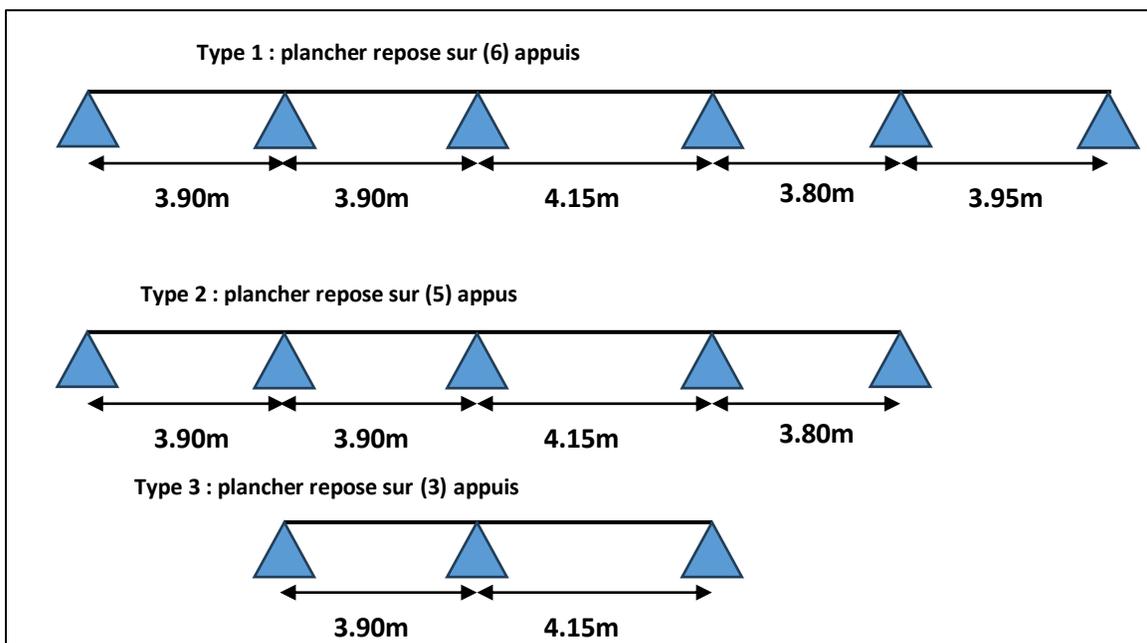
Elle est utilisée pour la détermination des efforts (M) et (T), si :

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

**III.2.2 Les types des planchers :**

Dans le cas de notre projet on a trois types de poutrelles dans les planchers d'étages courant et terrasse inaccessible :

- **Type 1 :** Poutre repose sur 6 appuis
- **Type 2 :** Poutre repose sur 5 appuis
- **Type 3 :** Poutre repose sur 3 appuis



**Figure 44: Les types de planchers terrasse et étages Courant**

**III.2.3 Les Charges permanente et surcharge de planchers terrasse et étages Coura :**

**E.L.U** :  $q = 1.35G+1.5Q$  .

**E.L.S** :  $q = G+Q$ .

**La charge "P" à L'ELU et L'ELS :**

$P_u = (1.35G+1.5Q) \times E$   $E=0.65m$

$P_s = (G+Q) \times E$

Niveau	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	Pu (KN/ml)	Ps (KN/ml)
<b>Etages courants</b>	5.12	1.5	5.95	4.30
<b>Etages terrasse</b>	6.13	1	6.35	4.63

**Figure 45:Calcul la charge "P" à L'ELU et L'ELS**

**III.2.4 La méthode de calcul de poutrelles :**

**III.2.4.1 La méthode forfaitaire :**

On applique la méthode forfaitaire pour le calcul des planchers à surcharge modérée.

**a) Condition d’application :**

Plancher étage courant :

1)  $Q_{\text{étage}} \leq \text{Max} (2G, 5 \text{ KN/m}^2) \longrightarrow 1.5\text{KN/m}^2 \leq \text{Max} (10.24 \text{ KN/m}^2, 5 \text{ KN/m}^2)$

$1.5\text{KN/m}^2 \leq 5 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots(\text{c.v})$

$Q_{\text{terrasse}} \leq \text{Max} (2G, 5 \text{ KN/m}^2) \longrightarrow 1.5\text{KN/m}^2 \leq \text{Max} (12.24 \text{ KN/m}^2, 5 \text{ KN/m}^2)$

$1.5\text{KN/m}^2 \leq 12.24 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots(\text{c.v})$

2) Les moments d’inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées (c.v)

3) La fissuration n’est pas préjudiciable. (c.v)

4) Les portées successives sont comprises entre (0.8 et 1.25) :  $0.8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1.25$

**Type 1.2et 3 pour Etage courant :**

$0.8 \leq 3.90/3.90=1 \leq 1.25$

$0.8 \leq 3.90/4.15=0.93 \leq 1.25$

$0.8 \leq 4.15/3.80=1.1 \leq 1.25$

$0.8 \leq 3.80/3.95= 0.96 \leq 1.25$

**Type 1.2et 3 Terrasse inaccessible :**

$0.8 \leq 3.90/4.15=0.93 \leq 1.25$  .....(c.v).

✓ Tout les conditions vérifier alors la méthode forfaitaire applicable.

**b) Calcul des moments :**

Le moment isostatique :  $M_0 = \frac{P.L^2}{8}$

➤ Les moments en appuis :

- $0.2M_0$  pour appui de rive.
- $0.5M_0$  pour appui voisins des appuis de rive pour poutre de plus deux travées.
- $0.4M_0$  pour appui voisins des appuis de rive pour poutre de plus trois travées.

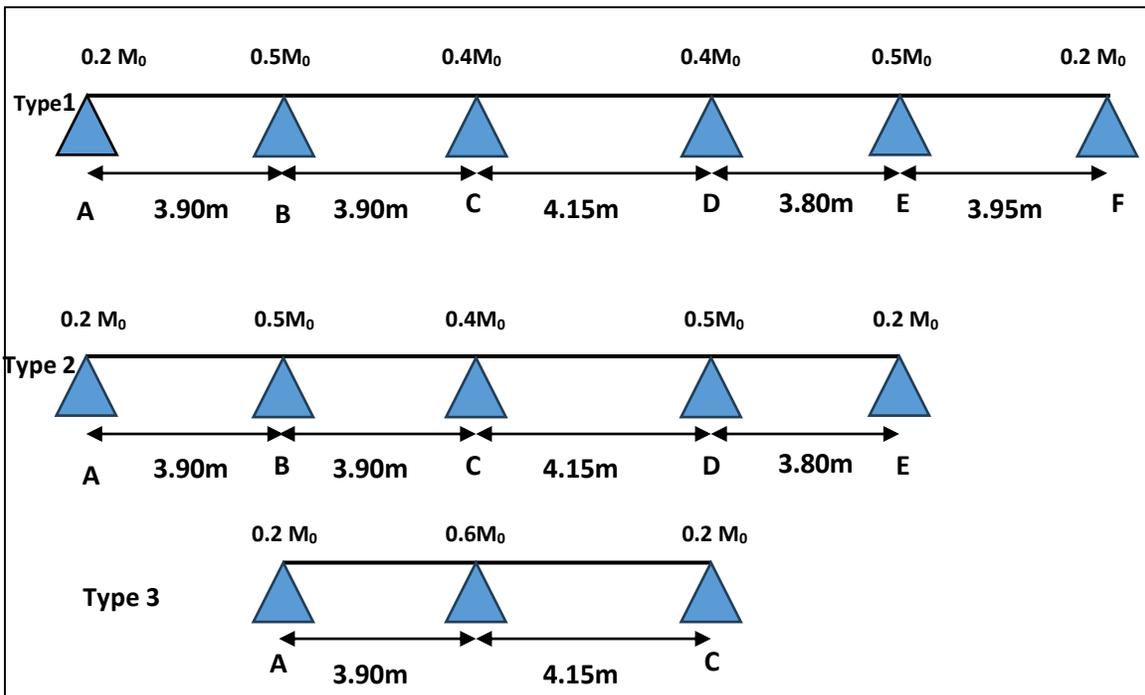


Figure 46: Les moment type 1-2-3

➤ Calcul des moments travées :

$$M_0 = \frac{P \cdot L^2}{8}$$

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{100}{100+612} = 0.14$$

La travée de rive :

$$M_t = \max(1.05 M_0, (1+0.3\alpha) M_0 - \frac{Mg+Md}{2})$$

La travée intermédiaire :

$$M_t = \max(1.05 M_0, (1+0.3\alpha) M_0 - \frac{Mg+Md}{2})$$

Type	Travée	L (m)	P <sub>U</sub> (kg)	M <sub>0</sub> (kg.m)	M <sub>g</sub> (kg.m)	M <sub>d</sub> (kg.m)	M <sub>t</sub> (kg.m)
Type1	A-B	3.90	6.35	12.07	2.41	6.03	12.67
	B-C	3.90	6.35	12.07	6.03	4.83	12.67
	C-D	4.15	6.35	13.67	4.83	5.47	14.35
	D-E	3.80	6.35	11.46	5.47	5.73	12.03
	E-F	3.95	6.35	12.38	5.73	2.41	13.00
Type2	A-B	3.90	6.35	12.07	2.41	6.03	12.67
	B-C	3.90	6.35	12.07	6.03	4.83	12.67
	C-D	4.15	6.35	13.67	4.83	5.47	14.35
	D-F	3.80	6.35	11.46	5.47	5.73	12.03
Type3	A-B	3.90	6.35	12.07	2.41	7.24	12.67
	B-C	4.15	6.35	13.67	7.24	2.73	14.35

Table 16:récapitulatif des moments en travée et appui à l'ELU

Type	Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (kg)	M <sub>0</sub> (kg.m)	M <sub>g</sub> (kg.m)	M <sub>d</sub> (kg.m)	M <sub>t</sub> (kg.m)
Type1	A-B	3.90	4.63	8.80	1.76	4.40	9.24
	B-C	3.90	4.63	8.80	4.40	3.52	9.24
	C-D	4.15	4.63	9.96	3.98	3.98	10.46
	D-E	3.80	4.63	8.35	3.34	4.17	8.77
	E-F	3.95	4.63	9.02	4.51	1.80	9.48
Type2	A-B	3.90	4.63	8.80	1.76	4.40	9.24
	B-C	3.90	4.63	8.80	4.40	3.52	9.24
	C-D	4.15	4.63	9.96	3.98	3.98	10.46
	D-F	3.80	4.63	8.35	3.34	4.17	8.77
Type3	A-B	3.90	4.63	8.80	4.40	3.52	9.24
	B-C	4.15	4.63	9.96	5.98	1.99	10.46

Table 17:récapitulatif des moments en travée et appui à l'ELS

➤ **Calcul des efforts tranchants :**

$$a = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_g + P}{M_d + M_T}}}$$

$$b = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_d + M_T}{M_g + M_T}}}$$

$$V_d = -2 \frac{M_d + M_t}{a} \quad \text{et} \quad V_g = 2 \frac{M_g + M_t}{b}$$

Type	Travée	a (m)	b (m)	V <sub>d</sub> (kN)	V <sub>g</sub> (kN)
Type1	A-B	2.03	1.82	-18.35	16.52
	B-C	1.90	1.96	-18.42	19.02
	C-D	2.07	2.03	-19.11	18.81
	D-E	1.89	1.87	-18.78	18.65
	E-F	1.85	2.05	-16.58	18.23
Type2	A-B	2.03	1.82	-18.35	16.52
	B-C	1.90	1.96	-18.42	19.02
	C-D	2.07	2.03	-19.11	18.81
	D-F	1.89	1.87	-18.78	18.65
Type3	A-B	2.07	1.79	-19.24	16.80
	B-C	1.93	2.17	-17.68	19.81

**Table 18:récapitulatif des efforts tranchants.**

**c) Calcul du ferrailage en travée :**

Calculation of forces acting as a T-section in simple bending, taking into account the negative space in the aperture:

$$M_{u, travée} = M_{t,1} = 16.92 \text{ kN.m}$$

Avec :

$$h = 20 \text{ cm}; \quad b = 65 \text{ cm}; \quad d = 0.9h = 18 \text{ cm}; \quad b_0 = 10 \text{ cm}$$

**Position de l'axe neutre :**

✓ **Calcul de moment équilibré par la table de compression :**

$$\text{On a } M_t = \mu_0 b d^2 f_{bc}$$

$$\alpha_0 = \frac{h_0}{d} = \frac{4}{18} = 0.22$$

$$\alpha_0 = 0.22 \Rightarrow \mu_0 = 1.14\alpha_0 - 0.57\alpha_0^2 - 0.07 = 0.153 \text{ .(BAEL 91 p127)}$$

$$M_t = 0.153 \times 0.65 \times 0.18^2 \times 14.20 \times 10^3 = 45.75 \text{ KN.m}$$

$$M = 45.75 \text{ kN.m} > M_u = 14.35 \text{ kN.m}$$

Le neutre est donc correct sur la table des chaussettes. Le béton vertical ne contribuant pas au calcul de la résistance, le calcul est effectué comme s'il s'agissait d'un rectangle de largeur fixe avec une section égale à la largeur du tableau b.

**En travée:**

$$\mu = \frac{M_{ut}}{bd^2f_{bc}} = \frac{14.35 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.20} \Rightarrow \mu = 0.048 < \mu_{lim} = 0.186.$$

$$\Rightarrow \dot{A}_s = 0.$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.048)}) \Rightarrow \alpha_u = 0.061.$$

$$A_s = \frac{0.8 \alpha_u bd f_{bc}}{\sigma_{su}} = \frac{0.8 \times 0.061 \times 65 \times 18 \times 14.2}{348} = 2.33 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité:**

$$A_{smin} \geq \max \left\{ \frac{bh}{1000}; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \Rightarrow A_{smin} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$A_s > A_{smin}$ , on prend  $A_{smin}$  et on adopte (2HAT10) de section  $A = 1.57 \text{ cm}^2$

**a) En appui :**

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{7.24 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18^2 \times 14.20} \Rightarrow \mu = 0.157 < \mu_{lim} = 0.186$$

$$\Rightarrow \dot{A}_s = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.173}) \Rightarrow \alpha_u = 0.21$$

$$A_s = \frac{0.8 \alpha_u b_0 d f_{bc}}{\sigma_{su}} = \frac{0.8 \times 0.21 \times 10 \times 18 \times 14.2}{348} = 1.23 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité:**

$$A_{smin} = \max \left\{ \frac{b_0 h}{1000}; 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \Rightarrow A_{smin} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$A_s > A_{smin}$ , on prend  $A_s$  et on adopte (2HAT10) de section  $A = 1.57 \text{ cm}^2$

**Armatures transversales :** selon l'article (A.7.2.2) de BAEL 91

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l \right\} \Rightarrow \phi_t \leq 5,71 \text{ mm}, \text{ donc on prend } \phi_t = 6 \text{ mm}$$

**Espacement :** d'après RPA99/V2003 [7.5.2.2]

Dans les zones nodales :

$$St = \{ \min h/4; 12\phi_l \} \Rightarrow St = 5 \text{ cm}$$

En dehors de la zone nodale :

$$St \leq h/2 = 10 \text{ cm} \Rightarrow St = 10 \text{ cm}$$

**III.2.4.2 Vérification de l'effort tranchant à(ELU):**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{19.81 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18} = 0.17 \text{ MPa}$$

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

Donc :

$$\tau_u = 0.17 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ Mpa} \quad (C.V)$$

**III.2.4.3 Vérification à l'ELS:**

**Vérification des contraintes :** (fissuration peu préjudiciable).

- En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{14.35}{10.46} = 1.37$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{fc28}{100} = \frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435 > \alpha = 0.021$$

- En appui :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{7.24}{4.65} = 1.64$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{fc28}{100} = \frac{1.64 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.57 > \alpha = 0.021$$

**Vérification de la flèche:**

Avant de passer à la vérification de la flèche proprement dit, on doit examiner les conditions de non vérification de la flèche par l'article B.7.5 des règles BAEL comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq \max \left\{ \frac{415}{16}; \frac{M_t L}{10 M_0} \right\} \Rightarrow h = 20 \text{ cm} \leq 25.93 \text{ cm} \quad \text{c v} \\ A_s \leq 4.2 \times \frac{b \times d}{f_e} \Rightarrow A_s = 1.57 \text{ cm}^2 \leq 12.28 \quad \text{c v} \\ L \leq 8 \text{ m} \Rightarrow 4.15 \text{ m} \leq 8 \text{ m} \quad \text{c v} \end{array} \right.$$

Puisque la première condition est non vérifiée, on doit donc faire une vérification de la flèche comme suit, on examinant la condition suivante :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

Avec :

$\bar{f}$  : est la flèche admissible, elle se calcule selon l'article B.6.5.3 du BAEL91 comme suit :

Pour  $l < 5m$  :

$$\bar{f} = l/500 = 4150/500 = 8.3 \text{ mm}$$

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

$$y = \frac{15A_s}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{bd}{7.5 A_s}} - 1 \right] = \frac{15 \times 1.57}{65} \left[ \sqrt{1 + \frac{65 \times 18}{7.5 \times 1.57}} - 1 \right] \Rightarrow y = 3.27 \text{ cm}$$

- **l'inertie de la section :**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = \frac{65 \times 3.27^3}{3} + 15 \times 1.57(18 - 3.27)^2$$

$$\Rightarrow I = 5867.30 \text{ cm}^4$$

- **l'inertie de la section total homogène :**

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \left[ A_s \left( \frac{h}{2} - d'' \right)^2 \right] = \frac{65 \times 20^3}{12} + 15 \left[ 1.57 \left( \frac{20}{2} - 2 \right)^2 \right]$$

$$= 44840.53 \text{ cm}^4$$

**Calcul les facteurs  $\lambda_i$  et  $\lambda_v$  :**

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \quad \text{Avec} \quad \rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{1.57}{10 \times 18} \Rightarrow \rho = 0.008$$

$$\Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.008 \left( 2 + 3 \times \frac{8}{65} \right)} = 5.33$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 2.13$$

- **Calcul des moments :**

1. Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes ( $M_g$ ) :

2. Cas de terrasse inaccessible :

$$G = 6.13 \times 0.65 = 3.98 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1.00 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$$

$$M_g = \frac{G \times L^2}{8} = \frac{3.98 \times 4.15^2}{8} = 8.57 \text{ KN.m}$$

3. Le moment dû aux charges permanentes appliquées avant la mise en œuvre des revêtements ( $M_j$ ):

$$M_j = \frac{j \times L^2}{8} = \frac{2.72 \times 4.15^2}{8} = 5.85 \text{ KN.m}$$

4. Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation :

$$M_p = M_t^{ser} = 10.46 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des contraintes :**

$$\begin{cases} \sigma_{sg} = \frac{15 M_g}{I} (d - y) = \frac{15 \times 8.57}{5867.30 \times 10^{-3}} (18 - 3.25) \Rightarrow \sigma_{sg} = 323.16 \text{ MPa} \\ \sigma_{sj} = \frac{15 M_j}{I} (d - y) = \frac{15 \times 5.85}{5867.30 \times 10^{-3}} (18 - 3.25) \Rightarrow \sigma_{sj} = 220.60 \text{ MPa} \\ \sigma_{sp} = \frac{15 M_p}{I} (d - y) = \frac{15 \times 10.46}{5867.30 \times 10^{-3}} (18 - 3.25) \Rightarrow \sigma_{sp} = 394.43 \text{ MPa} \end{cases}$$

- **Calcul des paramètres ( $\mu$ ) :**

$$\begin{cases} \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.008 \times 323.16 + 2.1} \Rightarrow \mu_g = 0.295 \\ \mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.008 \times 220.60 + 2.1} \Rightarrow \mu_j = 0.401 \\ \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.008 \times 394.43 + 2.1} \Rightarrow \mu_p = 0.644 \end{cases}$$

- **Calcul de l'inertie fissurée :**

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fv}^g = \frac{1.1 \times I_0}{1 + 0.4\lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 44840.53}{1 + 0.4 \times 5.33 \times 0.295} \Rightarrow I_{fv}^g = 30280.17 \text{ cm}^4 \\ I_{fi}^g = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 44840.53}{1 + 5.33 \times 0.295} \Rightarrow I_{fi}^g = 19174.91 \text{ cm}^4 \\ I_{fi}^i = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 44840.53}{1 + 5.33 \times 0.401} \Rightarrow I_{fi}^i = 15721.83 \text{ cm}^4 \\ I_{fi}^p = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 44840.53}{1 + 5.33 \times 0.644} \Rightarrow I_{fi}^p = 11127.89 \text{ cm}^4 \end{array} \right.$$

### III.2.4.4 Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm ; pour les armatures perpendiculaire aux nervures.
- 30 cm ; pour les armatures parallèle aux nervures.

Les sections doivent être :

- si  $l < 50\text{cm} \Rightarrow A_s > \frac{200}{f_e} (cm^2) f_e \text{ en MPa}$

- si  $50\text{cm} < l < 80\text{cm} \Rightarrow A_s > \frac{4l}{f_e} (cm^2)$

$l$ : Longueur entre l'axe des poutrelles (cm).

Dans notre cas :  $f_e = 400 \text{ MPa}$  ;  $l = 65 \text{ cm}$

-  $50\text{cm} < l < 80\text{cm} \Rightarrow A_s > \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 (cm^2)$

Le diamètre des barres doit être :

$$\phi \leq \frac{h_0}{10} = \frac{4}{10} = 0.4 \text{ cm}$$

On prend un diamètre  $\phi = 6 \text{ mm}$  pour les deux sens. On prend  $(3\phi6)$  de surface  $A_{s1} = 0.85 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $St = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ C v}$

Donc : pour  $1\text{ml}$  on prend  $5\phi6 / \text{ml}$  de surface  $A_s = 1.41 \text{ cm}^2$

Pour les armatures parallèles aux nervures, elles doivent vérifiées :

$$A_{s2} \leq \frac{A_{s1}}{2} = \frac{1.41}{2} = 0.705 \text{ cm}^2$$

Soit  $5\phi 6$  Avec un espacement  $St = 20 \text{ cm}$

Donc pour la dalle de compression, on adopte un triller soudé d'un quadrillage à maille de 20 cm suivant les deux sens.

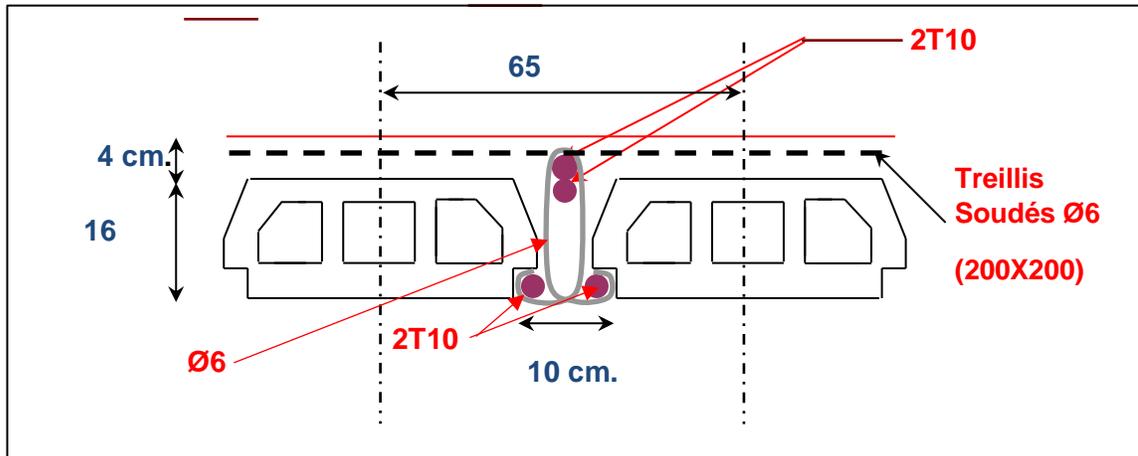


Figure 47: Ferrailage de poutrelle

### III.3 Plancher à dalle pleine :

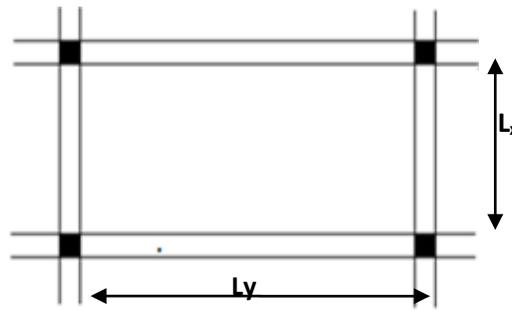
Les dalles pleines sont des plaques généralement rectangulaires de dimensions  $L_x$  et  $L_y$  ( $L_x \leq L_y$ ) et d'épaisseur  $h_d$ ) dont les appuis sont des poutres ou des voiles en béton armé (dalles partiellement ou totalement encastrées sur le contour) ou des murs en maçonnerie (dalles simplement appuyée sur le contour).

#### III.3.1 Méthode de calcul :

La méthode de calcul dépend du rapport  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

- Pour  $\rho < 0,4$  ; la dalle porte dans un seul sens.

- Pour  $0,4 \leq \rho \leq 1$  ; la dalle porte suivant deux directions.



**Figure 48: dimensions d'un panneau de dalle**

Les dalles de notre structure portent suivant deux directions (voir chapitre II)  $\Rightarrow$  le calcul se fait en flexion simple .

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle. BEAL 91

$$\Phi_{\max} \leq \frac{h_d}{10} \text{ avec } \Rightarrow \phi_{\max} \leq \frac{16}{10} = 1.6 \text{ cm} ; h_d = 16 \text{ cm}$$

On prend :  $\phi = 10 \text{ mm}$

La fissuration est considérée comme peu nuisible

$$a = 1 \text{ cm}$$

$$C_x = a + \frac{\phi}{2} = (10 + \frac{10}{2}) = 15 \text{ mm}$$

$$C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} = (10 + 10 + \frac{10}{2}) = 25 \text{ mm}$$

Hauteurs utiles :

$$d_x = h_d - C_x = 16 - 1,5 = 14,5 \text{ cm} ; d_y = h_d - C_y = 16 - 2,5 = 13,5 \text{ cm}$$

Evaluation des charges et combinaisons fondamentales :

D'après la descente de charges effectuée dans le chapitre II ;

on a :

$$G = 6,15 \text{ kN/m}^2,$$

$$Q = 5 \text{ kN/m}^2 ;$$

**III.3.1.1 Combinaison fondamentales :**➤ **Etat limite ultime (E .L.U) :**

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

$$q_u = 1,35 \times 6,15 + 1,5 \times 5 = 15,76 \text{ KN/m}^2$$

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

$$q_{ser} = G + Q$$

$$q_{ser} = 6,15 + 5 = 11,13 \text{ KN/m}^2$$

**(Art BC 2.2)**

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_u = q_u \times 1,00 = 15,76 \text{ KN/m}_L$$

$$q_{ser} = q_{ser} \times 1,00 = 11,13 \text{ KN/m}_L$$

**III.3.1.2 Calcul des sollicitations :****Etat limite ultime (E .L.U) :**

$$M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times l_x^2 \quad \text{Suivant la direction } L_x$$

$$M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u \quad \text{Suivant la direction } L_y$$

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

$$M_x^u = \mu_x^{ser} \times q_{ser} \times l_x^2 \quad \text{Suivant la direction } L_x$$

$$M_y^u = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} \quad \text{Suivant la direction } L_y$$

Avec :  $\mu_x$  et  $\mu_y = f(\rho, \nu)$ .

Mode d'encastrement :

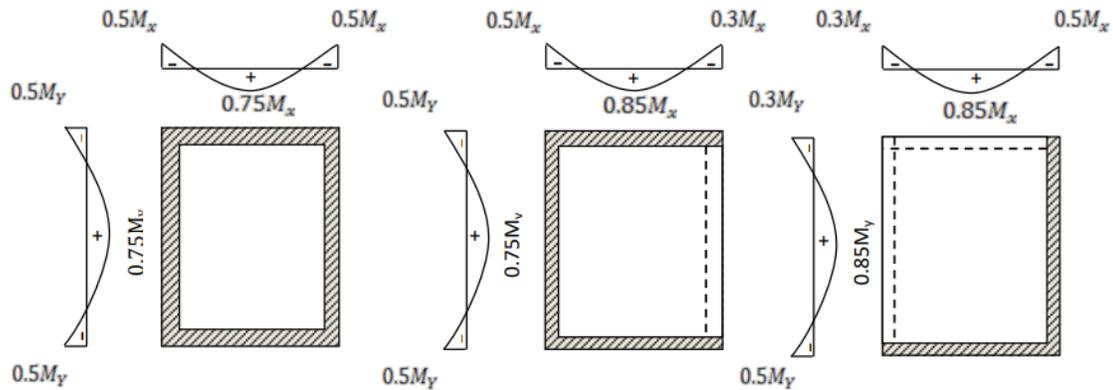


Figure 49: schéma representatif des différents types de panneaux.

-types de panneaux

- Types 1 : Panneaux 2 travée intermédiaire ( P1/ P4 /P10 /P14 / P15 / P16).
- Types 2 : Panneaux 3 travée intermédiaire ( P2/ P3 /P5 /P13).
- Types 3 : Panneaux 4 travée intermédiaire ( P6/ P7 /P8 /P11 /P12).

Calcul détaillé (panneau P12) : 4 travée intermédiaire

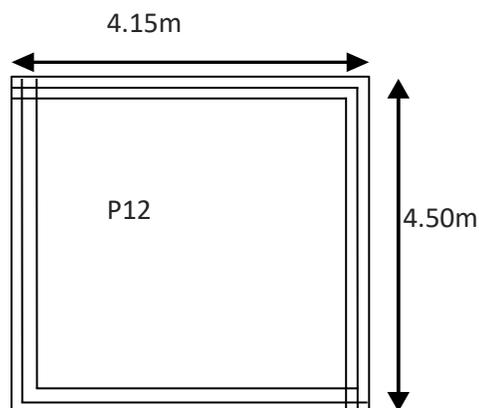


Figure 50: schéma panneau P12.

**On :**

$$M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times l_x^2$$

$$M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u \quad \text{BAEL 91(article IV.2)}$$

**ELU**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.92 > 0. \quad \text{Le panneau porte suivant deux sens.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \mu_x = 0,0437 \\ \mu_y = 0,825 \end{array} \right\} \begin{array}{l} v : 0 \text{ Coefficient de poisson} \\ [CBA93/A.2.1.3] \end{array}$$

**En travé**

$$M_x^u = 0,0437 \times 15,76 \times 4.15^2 = 11.86 \text{ Kn. m}$$

$$M_y^u = 0,825 \times 11.86 = 9.8 \text{ Kn. m}$$

**En appui**

$$M_x^t = M_y^t = 0.5 M_x^u = 5.93 \text{ Kn. m}$$

**ELS**

$$\left. \begin{array}{l} Q = 11.13 \text{ KN/m} \\ \mu_x = 0,0509 \\ \mu_y = 0,879 \end{array} \right\} \begin{array}{l} v : 0.2 \text{ Coefficient de poisson} \\ [CBA93/A.2.1.3] \end{array}$$

$$M_x^s = \mu_x^s \times q_s \times l_x^2$$

$$M_y^s = \mu_y^s \times M_x^s$$

$$M_x^s = 0,0509 \times 11.13 \times 4.15^2 = 9.76 \text{ Kn. m}$$

$$M_y^s = 0,879 \times 9.76 = 8.58 \text{ Kn. m}$$

**En travé**

$$M_x^t = 0.85 \times M_x^s = 8.3 \text{ Kn. m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times M_y^s = 6.94 \text{ Kn. m}$$

**En appui**

$$M_x^t = M_y^t = 0.5 M_x^s = 4.15 \text{ Kn. m}$$

Etats Appui/Travée	Moments (KN.m)		
	Sens	ELU	ELS
Appui	x	$-0,5.M_x = -5.93$	$-0,5.M_x = -4.15$
	y	$-0,5.M_y = -5.93$	$-0,5.M_y = -4.15$
Travée	x	$0,85.M_x = 11.86$	$0,85.M_x = 8.3$
	y	$0,85.M_y = 9.8$	$0,85.M_y = 6.94$

Table 19: récapitulatif

Panneaux	Sens	L (m)	$\rho$	ELU					ELS											
				q KN/ml	$\mu$	M (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	q KN/m	$\mu$	M (KN.m)	$M_t$ (KNm)	$M_a$ (KNm)							
P1 2	X	4.14	0.92	15,76	0,0437	9.76	11.86	-5.93	11.13	0,0509	9.76	8.3	-4.15							
								-					4.15							
	Y	4.50						15,76					0,825	8.58	9.8	5.93	0,879	8.58	6.94	-4.15
																5.93				-4.15

Table 20: tableau des moments flechissant maximums

**III.3.1.3 Calcul du ferrailage de la dalle pleine :**

D’après le tableau, on va prendre pour le calcul de ferrailage les moments fléchissant du RDC (plancher bas).

**E.L.U**

Section		M (KN.m)	$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot d^2 \cdot b}$	$\alpha = 1.25 \cdot (1 - (1 - 2\mu)^{1/2})$	$\beta = 1 - 0.4x\alpha$	$As = \frac{M}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$ (cm <sup>2</sup> )	As	As (cm <sup>2</sup> )
Travée	X	11.86	0.042	0.053	0.98	2.83	4HA14	6.16
	Y	9.8	0.035	0.044	0.98	2.05	4HA14	6.16
Appuis	X/Y	5.93	0.021	0.026	0.99	1.23	4HA10	3.13

**Table 21: Ferrailage dalle pleine**

$$\mu < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{smin} = \max \left\{ \frac{b_0 h}{1000}; 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \Rightarrow A_{smin} = 1.6 \text{ cm}^2$$

$A_s > A_{smin}$ , on prend  $A_s$

**III.3.1.4 Calcul des efforts tranchants :**

$$T_W = -T_E = Q_{eq}^u \times \frac{l}{2} = 14.88 \text{ KN.}$$

$$\tau_U = \frac{T_W}{b \cdot d} = \frac{14.88}{100.14} \times 10 = 0.106 \text{ Mpa.}$$

**La fissuration :**

$$\bar{\tau} = \min (0.13 \cdot f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) = \min (3.25; 4 \text{ Mpa}) = 3.25 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.106 < \bar{\tau} = 3.25 \text{ (Mpa)} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

L'espacement des armatures longitudinales

Soit  $St=12.5$  cm

### Transversal

D'après (Art A.5.2) du BAEL91, il n'y a pas lieu de prévoir des armatures transversales si :

$$\bar{\tau}_u = \frac{T_w}{bd} < 0,05f_{c28} = 1,25MPa$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage.

Nous avons :  $\bar{\tau}_u = \frac{14.88.10^{-3}}{1 \times 0.14} = 0,10 < 1,25$  , donc la condition est vérifiée.

Les armatures transversales ne sont pas alors nécessaires, néanmoins nous prévoyons des cadres pour relever les armatures principales.

### III.3.1.5 Les armatures de répartition :

En travée X /Y:  $A = \frac{A_t}{4} = 1.54m^2$ . on adopte 2HA10 ;(1.57 cm<sup>2</sup>)

Sur appui :  $A = \frac{A_a}{4} = 0.78$  cm<sup>2</sup>. On adopte 2 HA8 . ;(1.01 cm<sup>2</sup>)

### Calcul à l'E.L.S :

$$Q_{eq}^{ser} = 11.13 \text{ KN/ml}$$

$$M_0^{ser} = Q_{eq}^{ser} \cdot \frac{l^2}{8} = 23.96 \text{ KN.m}$$

Moment sur appuis :  $M_a = 0.5.M_0 = 11.98 \text{ KN.m}$

Moment sur travée :  $M_t = 0.85.M_0 = 20.36 \text{ KN.m}$

### III.3.1.6 Vérification des contraintes :

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y_1^2 + 15A_t(y_1 - d) = 0$$

$$\frac{100}{2}y_1^2 + 15 \times 3.14(y_1 - 14) = 0$$

$$50y_1^2 + 92.4y_1 - 1293.6 = 0$$

$$y_1 = 4.24 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15A_t(d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100}{3} (4.24)^3 + 15 \times 6.16 \times (14 - 4.24)^2$$

$$I = 11342.6 \text{ cm}^4$$

Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{23.96 \times 10^6}{11342.6 \times 10^4} \times 4.24 \times 10 = 8.95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8.95 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$  .....condition vérifier.

Contraintes d'acier à l'ELS :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} (d - y_1) = \frac{15 \times 23.96 \times 10^6}{11342.6 \times 10^4} (14 - 4.24) \times 10$$

$$\sigma_s = 309.2 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15}$$

$$\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$  .....condition vérifier.

### III.3.1.7 Vérification à L'E.L.S

En travée :

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{11.86}{8.3} = 1.42$$

$$\alpha = \frac{y_1}{d} \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\alpha = \frac{4.24}{14} = 0.30 \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.42 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.46 \text{ .....condition vérifier.}$$

Sur appuis :

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y_1^2 + 15Aa(y_1 - d) = 0$$

$$\frac{100}{2}y_1^2 + 15 \times 3.13 \times (y_1 - 14) = 0$$

$$50y_1^2 + 46.9y_1 - 657.3 = 0$$

$$y_1 = 3.18\text{cm}$$

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{5.93}{4.15} = 1.4$$

$$\alpha = \frac{y_1}{d} \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\alpha = \frac{3.08}{14} = 0.22 \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.4 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.46 \dots\dots\dots\text{condition vérifier.}$$

**Vérification de la flèche :**

Selon B.A.E.L 91 Art B-6.5.1 :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.16}{4} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.04 < 0.063\dots\dots\dots\text{condition non vérifier.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0.16}{4} = 0.04 < 0.085 (M_t=0.85M_0) \dots\dots\text{condition non vérifier.}$$

Les deux conditions de flèche n'est pas vérifier.

Calcul de la flèche :

Position de centre de gravité :

$$y_G = \frac{b \cdot \frac{h}{2} + \eta \cdot A \cdot d}{b \cdot h + \eta \cdot A} = \frac{100 \times 16 \times \frac{16}{2} + 15 \times 6.16 \times 14}{100 \times 16 + 15 \times 6.16} = 10.21 \text{ cm.}$$

Calcul du moment d'inertie rendue homogène :

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

$$I_0 = \left[ \frac{100 \times 16^3}{12} + 100 \times 16 \left( \frac{16}{2} - 10.21 \right)^2 \right] + 15 \times 6.16 \times (14 - 10.21)^2 = 43275.14 \text{ cm}^4$$

Les charges :

J: charge permanente avant mise en place des cloisons

$$J = 6.15 \times 1 = 6.15 \text{ kN/ml}$$

Charge après mise du revêtement (g)

$$g = 6.16.$$

Charge à l'ELS

$$\Rightarrow P = 11.15 \text{ kN/ml}$$

Les moments correspondants :

$$M_J = \frac{J \times L^2}{24} = \frac{6.15 \times 4.14^2}{24} = 4.39 \text{ kN.m}$$

$$M_g = \frac{g \times L^2}{24} = \frac{6.15 \times 4.14^2}{24} = 4.39 \text{ kN.m}$$

$$M_p = \frac{p \times L^2}{24} = \frac{11.15 \times 4.14^2}{24} = 7.96 \text{ kN.m}$$

$$\rho = \frac{A_t}{b \times d} = \frac{6.16}{100 \times 14} \Rightarrow \rho = 0.0044$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{5\rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{5 \times 0.0044} = 4.77$$

$$\text{Et : } \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1.90$$

Calcul des contraintes :

$$\rho_1 = \rho \cdot 100 = 0.44$$

$$\beta_1 = 0.98$$

$$\sigma_j = \frac{M_j}{A_t \times \beta_1 \times d} = \frac{4.39 \times 10^6}{6.16 \times 10^2 \times 0.98 \times 14 \times 10} = 51.94 \text{MPa}$$

$$\sigma_g = \frac{M_g}{A_t \times \beta_1 \times d} = \frac{4.39 \times 10^6}{6.16 \times 10^2 \times 0.98 \times 14 \times 10} = 51.94 \text{MPa}$$

$$\sigma_p = \frac{M_p}{A_t \times \beta_1 \times d} = \frac{7.96 \times 10^6}{6.16 \times 10^2 \times 0.98 \times 14 \times 10} = 94.18 \text{MPa}$$

Calcul de coefficients  $\mu$  :

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_j + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0033 \times 51.94 + 2.1} = 0.136$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_g + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0033 \times 51.94 + 2.1} = 0.167$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_p + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0033 \times 94.18 + 2.1} = 0.117$$

Module de déformation longitudinale instantanée :

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

Module de déformation longitudinale différée :

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{MPa}$$

Calcul des inerties :

$$I_j = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 36573.3}{1 + 6.36 \times 0.136} = 21571.84 \text{cm}^4$$

$$I_g = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 36573.3}{1 + 6.36 \times 0.167} = 19509.35 \text{cm}^4$$

$$I_p = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 36573.3}{1 + 6.36 \times 0.117} = 23066.43 \text{ cm}^4$$

$$I_v = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 36573.3}{1 + 2.54 \times 0.167} = 19509.35 \text{ cm}^4$$

Flèche correspondant :

$$F_J = \frac{M_J \times L^2}{10 \times E_i \times I_J} = \frac{5.33 \times 10^6 \times (4000)^2}{10 \times 32164.2 \times 21571.84 \times 10^4} = 0.122 \text{ cm}$$

$$F_g = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_g} = \frac{4.91 \times 10^6 \times (4000)^2}{10 \times 32164.2 \times 19509.35 \times 10^4} = 0.125 \text{ cm}$$

$$F_p = \frac{M_p \times L^2}{10 \times E_i \times I_p} = \frac{5.64 \times 10^6 \times (4000)^2}{10 \times 32164.2 \times 23066.43 \times 10^4} = 0.126 \text{ cm}$$

$$F_v = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_v \times I_v} = \frac{4.91 \times 10^6 \times (4000)^2}{10 \times 10818.86 \times 19509.35 \times 10^4} = 0.427 \text{ cm}$$

$$\Delta_{F_{\text{tot}}} = (F_v - F_J) + (F_p - F_g) = 0.427 - 0.122 + 0.126 - 0.125 = 0.306 \text{ cm}$$

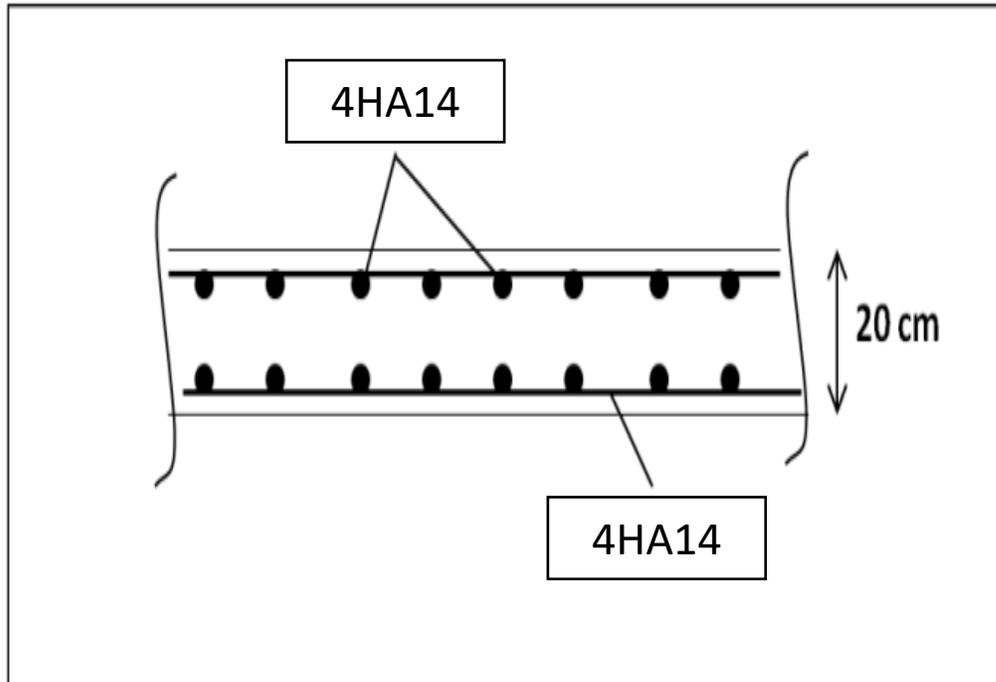
$$\Delta_{F_{\text{tot}}} = 0.306$$

Selon l'article B65.3 du CBA93.

$$\Delta F_{\text{tot}} \leq F_{\text{adm}} = L_{\text{max}} / 500 ; \text{ si la porté } L \text{ est au plus égale à } 5\text{m.}$$

$$F_{\text{adm}} = \frac{400}{500} = 0.8$$

$$\Delta F_{\text{tot}} \leq F_{\text{adm}} \dots\dots\dots \text{ (condition vérifiée)}$$



**Figure 51: Schéma de ferrailage de la dalle pleine**

# Chapitre IV

## Eléments secondaires

**IV.1 Introduction**

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et éléments secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse seulement à l'étude des éléments secondaires (escalier, acrotère et l'ascenseur). Cette étude se fait en suivant : évaluation des charges sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes on respectant la réglementation en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99/2003...).

**IV.2 L'acrotère.**

L'acrotère sera donc calculé comme une console encastrée à la base, elle sera soumise à main courante prise pour assurer la sécurité des ouvriers.

En plus, des efforts dus aux réisimes et aux vents qui ne seront pas pris en compte car le calcul donne des sections d'aciers faibles raison de la petite hauteur de l'élément.

**IV.2.2 Evaluation des sollicitations**

Les demandes de calcul seront évaluées au niveau de la section dangereuse, qui est la zone où l'acrotère campe sur le plancher de la terrasse.

L'acrotère est rompu en tenant compte d'une bande d'un mètre de long.

Le Tableau compile le solde des charges et l'évaluation des demandes :

<b>G [kN/m]</b>	$25 [0.6 \times 0.1 \times 1 + 0.07 \times 0.12 \times 1 + 0.5 \times 0.12 \times 0.03 \times 1] = 1.76$		
<b>Q [kN/m]</b>	1		
<b>Sollicitations</b>	M [kN.m/m]	N [kN/m]	V [kN/m]
<b>ELU</b>	$M_u = 1.5 \times Q \times h = 0.90$	$N_u = 1.35 \times G = 2.38$	$V_u = 1.5 \times Q = 1.50$
<b>ELS</b>	$M_{ser} = Q \times h = 0.60$	$N_{ser} = G = 1.76$	$V_{ser} = Q = 1.00$

**Table 22:charges and évaluation**

### IV.2.3 Détails du Ferrailage

La fissuration est considérée comme préjudiciable parce que les éléments sont exposés aux intempéries, (variation de température, l'eau, neige, etc. ...) donc, le calcul effectuera à l'ELS. La section dangereuse est représentée dans le schéma suivant (Fig 52)

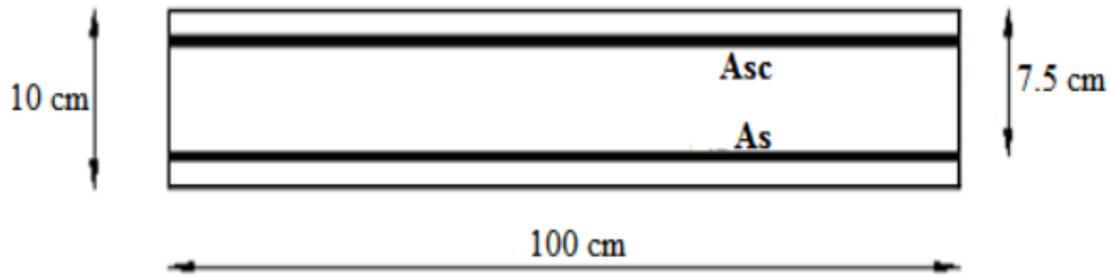


Figure 52: Dimensions de la section dangereuse de l'acrotère pour une bande d'un mètre

### IV.2.4 Ferrailage à l'ELS

Données

$$M_{ser} = 0.6 \text{ kN/ml ;}$$

$$N_{ser} = 1,76 \text{ kN/ml } d = 0.075 \text{ m ;}$$

$$h = 0.10 \text{ m}$$

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

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6$$

$$f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \min ( .fe, 110\sqrt{\eta f_{tj}} ) = 201.6 \text{ MPa. (Fissuration préjudiciable ; avec : } \eta = 1.6)$$

#### Calcul de l'excentricité

$$e = \frac{M_{SER}}{N_{SER}} = \frac{0.6}{1.75} = 0.34 \text{ m} \rightarrow e = 34.1 \text{ cm.}$$

$$\frac{h}{6} = 1.66 \text{ cm} \rightarrow \text{La section est partiellement comprimée (S.P.C).}$$

#### Méthode de calcul

Evaluation des moments aux niveaux des armatures tendues.

Le calcul des armatures s'effectue également en se ramenant à une étude de flexion simple.

$$M_{ser,a} = M_{ser} + N_{ser} (d - h/2)$$

### Calcul du moment limité de service M'

$$y = \frac{15 \sigma_{bc} * d}{15 \sigma_{bc} + \sigma_{st}} \quad \text{donc : } d-y / 3$$

$$M' = 0.5 * b * y * z * \sigma_{bc}$$

$$\frac{M_{ser. a}}{Z * \sigma_{st}} = \frac{N_{ser}}{\sigma_{st}}$$

### Vérification à l'ELU

$$M_u = 0.9 \text{ (KN /ml) ;}$$

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b_0 d^2 f_{bc}} \text{ Moment réduit}$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

Il faut que :  $AS.ELU < AS.SER$

### Verification au cisaillement

$$\tau_u < \bar{\tau}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ Mps.}$$

### Vérification au séisme

D'après le RPA 99/2003 (Article 6.2.3), les forces horizontales de calcul  $F_p$  agissant sur les éléments non structuraux sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4. A . CP. W_p.$$

Où :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) « RPA99 » pour la zone et le groupe d'usage appropriés.

Cp : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (voir tableau 6.1) « RPA99 ».

Wp : Poids de l'élément considéré.

Pour notre étude, il vient :

A = 0.15 (groupe 2, zone II.a).

Cp = 0,80 (élément en console)

Wp = 0.176 t/ml Aussi,

le ferrailage de l'acrotère à retenir est celui obtenu à l'état limite ultime ou à l'état limite de service si :  $F_p < 1.5 Q$ .

**Résultats :**

ELS	Mser,a [kN.m/ ml]	Y [cm]	Z [cm]	M' [MN.m]	Aser [cm 2 /ml]
	0.99	4	6.2	0.0186 Mser < M' donc A <sub>SC</sub> = 0	0.3927
ELU	$\mu$	$\alpha$	A <sub>S</sub> ELU [cm <sup>2</sup> /ml]	$\tau_u$ [MPa]	Fp [t/ml]
	0.01129	0.01419	0.3467 A <sub>S</sub> ELU < A <sub>S</sub> SER condition vérifiée	0.02 $\tau_u < \bar{\tau}$ condition vérifiée	0.0844 Fp < 1.5 Q condition vérifiée

**Table 23: Ferrailage de l'acrotère « calcul à l'ELS et vérification à l'ELU »**

**Vérification de condition de non fragilité**

Nous avons :

$$A_{S,min} = 0.23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.90 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{SER} < 0.90 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow A_{S,max}(A_{S,min}; A_{SER})$$

Nous prenons donc:  $A_s = 0.9056 \text{ cm}^2/\text{ml}$

-  $A_s = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ . Avec un espacement [RPA]:  $St \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) \rightarrow St \leq 30 \text{ cm}$ . On prend donc :  $St = 25 \text{ cm}$ .

-  $A_r = A_s/4$  donc :  $A_r = 4HA6 = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$ . Avec un espacement :  $St = 15 \text{ cm}$ . Le ferrailage de l'acrotère est représenté dans la figure qui suit :

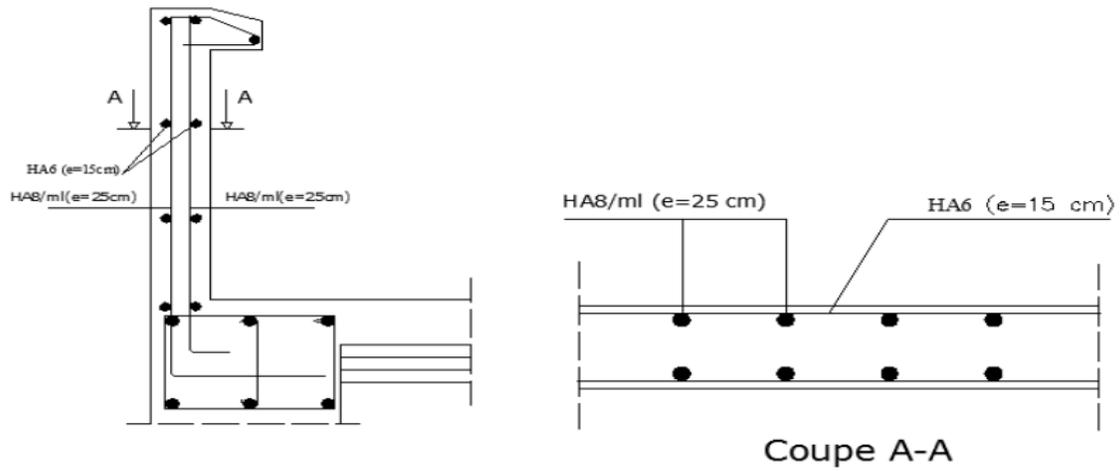


Figure 53: Schéma de ferrailage de l'acrotère

IV. 3 Escalier

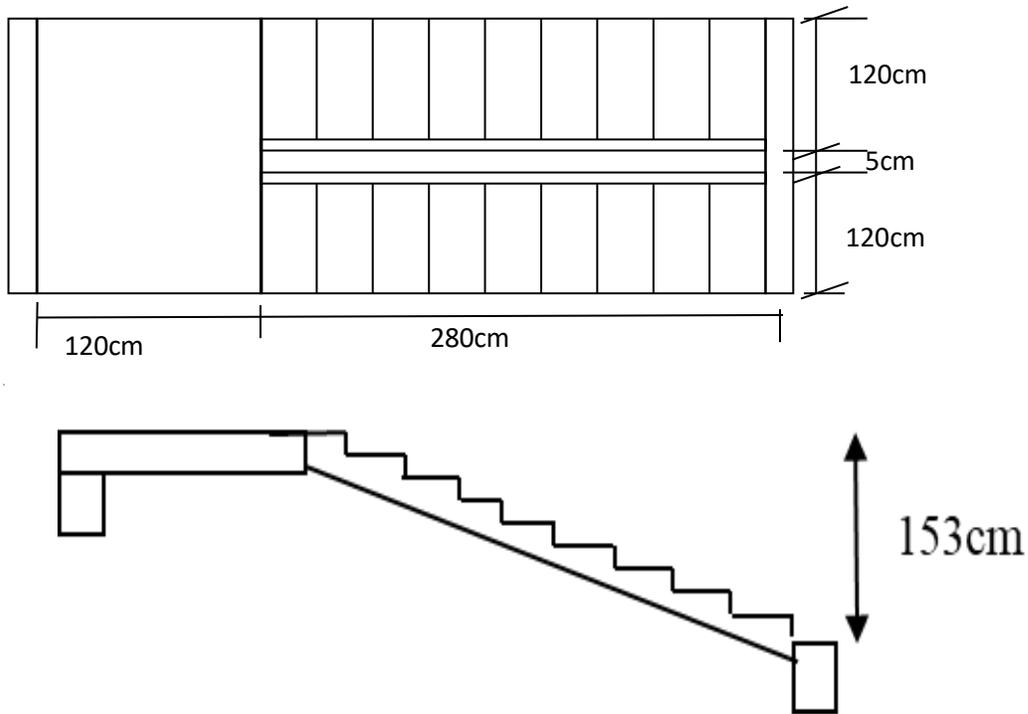


Figure 54:vue en plan et coupe verticale d'escalier.

**IV. 3.1 Combinaison des charges**

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

A l'état limite ultime :  $q_u = 1.35G + 1.5 Q$

A l'état limite service :  $q_{ser} = G + Q$

	G (KN)	Q (KN)	Q <sub>U</sub> (KN)	Q <sub>SER</sub> (KN)
Palier(Q <sub>2</sub> )	4,80	2,5	10.23	7.3
Paillasse(Q <sub>1</sub> )	7,42	2,5	13.77	9.94

**Table 24: combinaison des charges de l'escalier**

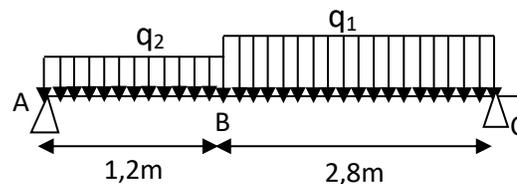
**IV.3.2 Calcul E.L.U :**

$$Q_{eq}^u = \frac{\sum q_i L_i}{\sum L_i} = \frac{Q_2^u \cdot l_1 + Q_1^u \cdot l_2}{l_1 + l_2} = \frac{10.23 \times 1.2 + 13.77 \times 2.8}{1.2 + 2.8} = 12.7 \text{ KN/ml.}$$

$$M_0^u = Q_{eq}^u \cdot \frac{l^2}{8} = 25.4 \text{ KN.m}$$

Moment sur appuis :  $M_a = 0.5 M_0 = 12.7 \text{ KN.m}$

Moment sur travée :  $M_t = 0.85 M_0 = 21.59 \text{ KN.m}$



**Figure 55: Schéma statique de l'escalier.**

**IV.3.3 Ferrailage :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \\ f_e = 400 \text{ Mpa} \\ b = 100 \text{ cm} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ Mpa} \\ \mu_l = 0.392 \\ d = 14 \text{ cm} ; h = 16 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Section	M (KN.m)	$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot d^2 \cdot b}$	$\alpha = 1.25 * (1 - (1 - 2\mu)^{1/2})$	$\beta = 1 - 0.4x\alpha$	$A_s = \frac{M}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d}$ (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub>	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travée	21.59	0.08	0.10	0.96	4.61	3HA14	<b>4.62</b>
Appuis	12.7	0.04	0.05	0.98	2.66	2HA14	3.08

**Table 25: Ferrailage de l'escalier**

$$\mu < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{smin} = \max \left\{ \frac{b_0 h}{1000}; 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \Rightarrow A_{smin} = 1.6 \text{ cm}^2$$

A<sub>s</sub> > A<sub>smin</sub>, on prend A<sub>s</sub>

**Calcul des efforts tranchants :**

$$T_W = -T_E = Q_{eq}^u \times \frac{l}{2} = 25.4 \text{ KN.}$$

$$\tau_U = \frac{T_W}{b \cdot d} = \frac{25.4}{100 \cdot 14} \times 10 = 0.181 \text{ Mpa.}$$

**La fissuration :**

$$\bar{\tau} = \min (0,13 \cdot f_{c28} ; 4 \text{ Mpa}) = \min (3.25 ; 4 \text{ Mpa}) = 3.25 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.181 < \bar{\tau} = 3.25 \text{ (Mpa)} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

L'espace des armatures longitudinales

Soit St=12.5 cm

**Transversal**

D'après (Art A.5.2) du BAEL91, il n'y a pas lieu de prévoir des armatures transversales si :

$$\bar{\tau}_u = \frac{T_u}{bd} < 0,05 f_{c28} = 1,25 MPa$$

En travée :  $A = \frac{A_t}{4} = 1.15 cm^2$ . on adopte 4 HA12 ; (4.52 cm<sup>2</sup>)

Sur appui :  $A = \frac{A_a}{4} = 0.77 cm^2$ . On adopte 5 HA12.

**Calcul à l'E.L.S :**

$$Q_{eq}^{ser} = \frac{\sum q_i L_i}{\sum L_i} = \frac{Q_2^{ser} \cdot l_1 + Q_1^{ser} \cdot l_2}{l_1 + l_2} = \frac{7.3 \times 1.2 + 9.94 \times 2.8}{1.5 + 2.4}$$

$$Q_{eq}^{ser} = 9.14 \text{ KN/ml}$$

$$M_0^{ser} = Q_{eq}^{ser} \cdot \frac{l^2}{8} = 18.38 \text{ KN.m}$$

Moment sur appuis :  $M_a = 0.5 \cdot M_0 = 9.19 \text{ KN.m}$

Moment sur travée :  $M_t = 0.85 \cdot M_0 = 15.62 \text{ KN.m}$

**Vérification des contraintes :**

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y_1^2 + 15 A_t (y_1 - d) = 0$$

$$\frac{100}{2} y_1^2 + 15 \times 4.62 (y_1 - 12) = 0$$

$$50 y_1^2 + 69.3 y_1 - 831.6 = 0$$

$$y_1 = 4.01 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 A_t (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100}{3} (4.01)^3 + 15 \times 4.62 \times (14 - 4.01)^2$$

$$I = 8152.35 \text{ cm}^4$$

**Contrainte du béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{15.62 \times 10^6}{8152.35 \times 10^4} \times 4.01 \times 10 = 7.68 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 7.68 MPa$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 MPa$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

**Contraintes d'acier à l'ELS :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} (d - y_1) = \frac{15 \times 15.62 \times 10^6}{8152.35 \times 10^4} (14 - 4.01) \times 10$$

$$\sigma_s = 287.11 MPa$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15}$$

$$\bar{\sigma}_s = 348 MPa$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

**Vérification à L'E.L.S**

En travée :

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{21.59}{15.62} = 1.4$$

$$\alpha = \frac{y_1}{d} \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\alpha = \frac{4.01}{14} = 0.29 \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.4 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45 \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

Sur appuis :

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y_1^2 + 15 A a (y_1 - d) = 0$$

$$\frac{100}{2}y_1^2 + 15 \times 3.08 \times (y_1 - 14) = 0$$

$$50y_1^2 + 46.2y_1 - 646.8 = 0$$

$$y_1 = 3.16\text{cm}$$

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{12.7}{9.19} = 1.4$$

$$\alpha = \frac{y_1}{d} \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\alpha = \frac{3.08}{14} = 0.22 \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.4 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45 \dots\dots\dots\text{condition vérifier.}$$

**Vérification de la flèche :**

Selon B.A.E.L 91 Art B-6.5.1 :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.16}{4} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.04 < 0.063 \dots\dots\dots\text{condition non vérifier.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0.16}{4} = 0.04 < 0.085 \text{ (} M_t = 0.85M_0 \text{) } \dots\dots\text{condition non vérifier.}$$

Les deux conditions de flèche n'est pas vérifier.

Calcul de la flèche :

Position de centre de gravité :

$$y_G = \frac{b \cdot h \cdot \frac{h}{2} + \eta \cdot A \cdot d}{b \cdot h + \eta \cdot A} = \frac{100 \times 16 \times \frac{16}{2} + 15 \times 4.62 \times 14}{100 \times 16 + 15 \times 4.62} = 8.42 \text{ cm.}$$

Calcul du moment d'inertie rendue homogène :

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

$$I_0 = \left[ \frac{100 \times 16^3}{12} + 100 \times 16 \left( \frac{16}{2} - 8.42 \right)^2 \right] + 15 \times 4.62 \times (14 - 8.42)^2 = 36573.3\text{cm}^4$$

**Les charges :**

Charge avant mise du revêtement (J)

$$J = \frac{[(G_{\text{dalle pleine}} \times L_{\text{palier}})] + [(poide de la pailleasse + poids de marche) \times L_{\text{pailleasse}}]}{L_{\text{palierr}} + L_{\text{pailleasse}}}$$

$$J = \frac{[(4.82 \times 1.2)] \times 2 + [(7.42 + 1.87)2.8]}{1.2 + 2.8} = 6.8\text{KN/ml}$$

$$J = 8\text{kN/ml}$$

Charge après mise du revêtement (g)

$$g = \frac{(G_{\text{palier}} \times L_{\text{palier}}) + (G_{\text{pailleasse}} \times L_{\text{pailleasse}})}{L_{\text{palierr}} + L_{\text{pailleasse}}}$$

$$g = \frac{(4.82 \times 1.2) + (7.42 \times 2.8)}{1.2 + 2.4} = 7.37\text{KN/ml}$$

$$g = 7.37\text{kN/ml}$$

Charge à l'ELS

$$\Rightarrow P = 8.47 \text{ kN/ml}$$

**Les moments correspondants :**

$$M_J = \frac{J \times L^2}{24} = \frac{8 \times 4^2}{24} = 5.33\text{kN.ml}$$

$$M_g = \frac{g \times L^2}{24} = 4.91\text{kN.ml}$$

$$M_p = \frac{p \times L^2}{24} = 5.64\text{kN.ml}$$

$$\rho = \frac{A_t}{b \times d} = \frac{4.62}{100 \times 14} \Rightarrow \rho = 0.0033$$

$$\lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{5\rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{5 \times 0.0089} = 6.36$$

$$\text{Et : } \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 2.54$$

**Calcul des contraintes :**

$$\rho_1 = \rho \cdot 100 = 0.33$$

$$\beta_1 = 0.96$$

$$\sigma_J = \frac{M_J}{A_t \times \beta_1 \times d} = \frac{5.33 \times 10^6}{4.62 \times 10^2 \times 0.96 \times 14 \times 10} = 85.83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_g = \frac{M_g}{A_t \times \beta_1 \times d} = \frac{4.91 \times 10^6}{4.62 \times 10^2 \times 0.96 \times 14 \times 10} = 79.07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_p = \frac{M_p}{A_t \times \beta_1 \times d} = \frac{5.64 \times 10^6}{4.62 \times 10^2 \times 0.96 \times 14 \times 10} = 90.83 \text{ MPa}$$

Calcul de coefficients  $\mu$  :

$$\mu_J = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_J + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0033 \times 85.83 + 2.1} = 0.136$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_g + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0033 \times 79.07 + 2.1} = 0.167$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_p + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0033 \times 90.83 + 2.1} = 0.117$$

Module de déformation longitudinale instantanée :

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

Module de déformation longitudinale différée :

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$$

**Calcul des inerties :**

$$I_j = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 36573.3}{1 + 6.36 \times 0.136} = 21571.84 \text{ cm}^4$$

$$I_g = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 36573.3}{1 + 6.36 \times 0.167} = 19509.35 \text{ cm}^4$$

$$I_p = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 36573.3}{1 + 6.36 \times 0.117} = 23066.43 \text{ cm}^4$$

$$I_v = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 36573.3}{1 + 2.54 \times 0.167} = 19509.35 \text{ cm}^4$$

**Flèche correspondant :**

$$F_j = \frac{M_j \times L^2}{10 \times E_i \times I_j} = \frac{5.33 \times 10^6 \times (4000)^2}{10 \times 32164.2 \times 21571.84 \times 10^4} = 0.122 \text{ cm}$$

$$F_g = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_g} = \frac{4.91 \times 10^6 \times (4000)^2}{10 \times 32164.2 \times 19509.35 \times 10^4} = 0.125 \text{ cm}$$

$$F_p = \frac{M_p \times L^2}{10 \times E_i \times I_p} = \frac{5.64 \times 10^6 \times (4000)^2}{10 \times 32164.2 \times 23066.43 \times 10^4} = 0.126 \text{ cm}$$

$$F_v = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_v \times I_v} = \frac{4.91 \times 10^6 \times (4000)^2}{10 \times 10818.86 \times 19509.35 \times 10^4} = 0.427 \text{ cm}$$

$$\Delta_{F_{tot}} = (F_v - F_j) + (F_p - F_g) = 0.427 - 0.122 + 0.126 - 0.125 = 0.306 \text{ cm}$$

$$\Delta_{F_{tot}} = 0.306$$

Selon l'article B65.3 du CBA93.

$\Delta F_{tot} \leq F_{adm} = L_{max} / 500$  ; si la porté L est au plus égale à 5m.

$$F_{adm} = \frac{400}{500} = 0.8$$

$$\Delta F_{tot} \leq F_{adm} \dots\dots\dots \text{ (condition vérifiée)}$$

**IV.3.4 Poutre palière**

**IV.3.4.1 Pré dimensionnement :**

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{355}{15} \leq h_t \leq \frac{355}{10}$$

$$\Rightarrow 24 \text{ cm} \leq h \leq 35.5 \text{ cm}$$

D'après le RPA  $h \geq 30\text{cm}$  ; Donc on prend  $h = 35\text{cm}$

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

D'après le RPA :

-  $b \geq 20\text{cm}$  (vérifiée)

$$- \frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1,16 \leq 1,16$$

- Donc la section de la poutre palière est  $(35 \times 30) \text{ cm}^2$

**IV.3.4.2 Evaluation des charges :**

Poids propre de la poutre :  $g = 0,35 \times 0,30 \times 25 = 2,625 \text{ KN}$

On prend une largeur d'escalier qui est:  $b = 1\text{m}$

-Poids du palier :  $G = 4,80 \text{ KN/ml}$

-Poids de la paillasse :  $G = 7,42 \text{ KN/ml}$

→ La réaction d'escalier ou niveau du palier :

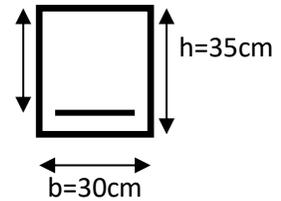
$$P = P_{eq} \times \frac{L}{2} = \left( \frac{7,42 \times 1,2 + 4,66 \times 2,8}{1,2 + 2,8} \right) \times \frac{4,0}{2} = 10,97 \text{ KN/ml}$$

La surcharge :

$$q = Q \times \frac{L}{2} = 2,5 \times \frac{4,0}{2} = 5,0 \text{ KN/ml}$$

Poids du mur :

$$P_m = G_m \times \frac{h}{2} - h_{p.sec} = 2,85 \times \left[ \left( \frac{3,06}{2} \right) - 0,35 \right] = 3,36 \text{ KN/ml}$$



**Figure 56: coupe Poutre palier**

**IV.3.4.3 Calcul de la poutre en flexion :**

A- Combinaison d'action :

$$\underline{ELU} : P_u = 1.35(g+p+p_m) + 1.5q$$

$$P_u = 1.35(2.625 + 10.97 + 3.36) + 1.5(5) = 30.39 \text{ KN/ml}$$

$$\underline{ELS} : P_{ser} = g+p+p_m + q$$

$$P_{ser} = 2.625 + 10.97 + 3.36 + 5 = 21.96 \text{ KN/ml}$$

Les sollicitations :

ELU :

$$M_a = P_u \times \frac{L^2}{12} = 30390 \times \frac{4.15^2}{12} = 43615.98 \text{ N.m}$$

$$M_t = P_u \times \frac{L^2}{24} = 30390 \times \frac{4.15^2}{24} = 21807.99 \text{ N.m}$$

$$T_u = P_u \times \frac{L^2}{2} = 30390 \times \frac{4.15^2}{2} = 261695.89 \text{ N}$$

ELS :

$$M_a = P_s \times \frac{L^2}{12} = 21960 \times \frac{4.15^2}{12} = 31517.175 \text{ N.m}$$

$$M_t = P_s \times \frac{L^2}{24} = 21960 \times \frac{4.15^2}{24} = 15758.58 \text{ N.m}$$

$$T_u = P_s \times \frac{L^2}{2} = 21960 \times \frac{4.15^2}{2} = 189103.05 \text{ N.m}$$

**IV.3.4.4 Calcul du ferrailage à l'E.L. U :**

Armatures Longitudinales On va calculer le balcon plus sollicité : fissuration peu nuisible On prend :

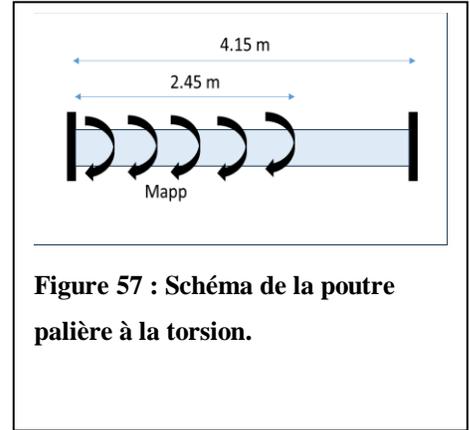
$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm,} \\ h = 35 \text{ cm,} \\ d = 32 \text{ cm,} \\ c = 3 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

**Sur appui :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{43615.98}{30 \times 32^2 \times 14,2} = 0,094 < \mu_{lu} = 0.294 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.124$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 32(1 - 0.4 \times 0,124) = 31,36 \text{ cm}$$



**Figure 57 : Schéma de la poutre palière à la torsion.**

$$A_u = \frac{M_u}{z \times f_{su}} = \frac{43615.98}{31,36 \times 348} = 3.99 \text{ cm}^2$$

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

$$A_s \geq 0,23. b. d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23.30.33 \frac{2,1}{400} = 1,19 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = \max(3.99 ; 1.19) \quad A_s = 3.99 \text{ cm}^2$$

**En travée :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{15758.58}{30 \times 33^2 \times 14,2} = 0,034 < \mu_{lu} = 0.294 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.043$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 33(1 - 0.4 \times 0,542) = 32.43 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{M_u}{z \times f_{su}} = \frac{15758.58}{32.43 \times 348} = 1.40 \text{ cm}^2$$

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

$$A_s \geq 0,23. b. d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23.30.33 \frac{2,1}{400} = 1,19 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = \max(1.40 ; 1.19) \quad A_s = 1.40 \text{ cm}^2$$

**Moment fléchissant**

$$M_u = \frac{p_u \cdot l^2}{24} = \frac{30.39 \times 4,15^2}{24} = 21.81 \text{ KN.m}$$

$$M_{ut} = 0,85 \times 21.81 = 18.54 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua} = 0,4 \times 21.81 = 8,72 \text{ KNm}$$

**Effort tranchant**

$$V_u = \frac{p_u \cdot l}{2} = \frac{30.39 \times 4,15}{2} = 63.06 \text{ KN}$$

**Couple de torsion :**

Les couples de torsion appliqués à la poutre sont les moments d'encastrement des paliers, c'est-à-dire :

$$l'ELU: C_u = M_u^{palier} = 12.7 \text{ KNm/ml},$$

$$T_{u\max} = M_a \frac{l}{2} = 12.7 \times \frac{2,45}{2} = 15.56 \text{ KNm}$$

**Vérification du béton**

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{cm}, \\ h = 35\text{cm}, \\ d = 32\text{cm}, \\ c = 3\text{cm}. \end{array} \right.$$

**Contrainte tangente due a l'effort tranchant**

$$\tau_{uv} = \frac{v_u}{b.d} = \frac{0,06306}{0,3 \times 0,33} = 0,64\text{MPa}$$

**Contrainte tangente due au couple de torsion**

$$\tau_{uT} = \frac{T_{umax}}{2 \times b_0 \times \Omega}$$

$b_0$  : épaisseur de la paroi de la section creuse équivalent

$T_{umax}$  : couple de torsion  $T_{umax}=0.01556\text{MNm}$

$a$  : diamètre de plus grande cercle  $a=b=30\text{cm}$

$$b_0 = \frac{a}{6} = \frac{0,3}{6} = 0,05\text{m}$$

$$\Omega = (h-b_0)(b-b_0) \text{ aire grisée} \quad \Omega = (35-5)(30-5) = 750\text{cm}^2$$

$$\tau_{uT} = \frac{0,01556}{2 \times 0,05 \times 0,0750} = 2,07\text{MPa}$$

**Vérification du béton**

**La contrainte tangentielle :**

On doit respecter :

$$\tau_u = \frac{V_{umax}}{b.d} \leq \tau_{ulim}$$

Pour des fissurations peu préjudiciables : on a

$$\tau_{ulim} \leq \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_{ulim} \leq 3.33 \Rightarrow \tau_{ulim} = 3\text{Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{umax}}{b.d} = \frac{63.06 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.33} = 0.64 \text{ MPa}$$

$$\tau_u + \tau_u = 2.71 \text{ MPa} \leq \tau_{ulim} = 3 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (cv)$$

#### IV.3.4.5 Armature longitudinale :

##### Armatures longitudinales pour la flexion

En travée :

$$\gamma = 1,38$$

$$\mu_{lu} = 0,294 \quad \left[ 10^4 \mu_{lu} = \begin{cases} 3220\theta\gamma + 51 \frac{f_{c28}}{\theta} - 3100 \rightarrow Fe500 \\ 3440\theta\gamma + 49 \frac{f_{c28}}{\theta} - 3050 \rightarrow Fe400 \end{cases} \right]$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{18.54 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,33^2 \times 14,2} = 0,040 < \mu_{lu} = 0.294 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,051$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 33(1 - 0.4 \times 0,084) = 32.33 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{M_u}{z \times f_{su}} = \frac{18.54 \times 10^3}{32.33 \times 348} = 1.647 \text{ cm}^2$$

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

$$A_s \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 30 \cdot 33 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,19 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = \max(1.64 ; 1.19) \quad A_s = 1.64 \text{ cm}^2$$

En appuis :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{8,72 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,33^2 \times 14,2} = 0,019 < \mu_{lu} = 0.294 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,024$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 33(1 - 0.4 \times 0,038) = 32,68 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{M_u}{z \times f_{su}} = \frac{8,72 \times 10^3}{32,68 \times 348} = 0.77 \text{ cm}^2$$

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

$$A_s \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 30 \cdot 33 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,19 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = \max(0,77 ; 1,19) \quad A_s = 1,19 \text{ cm}^2$$

**IV.3.4.6 Armature longitudinale pour la torsion :**

$$\frac{A_t}{u} = \frac{T_u}{2 \times \Omega \times f_{ed}} = \frac{0,016}{2 \times 0,0750 \times 348} 10^2 = 0,030 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

u : périmètre de  $\Omega$

$A_t$ : Armature longitudinale

$$A_t = 0,030 \times 2(b - b_0 + h - b_0) = 0,030 \times 2(0,3 - 0,05 + 0,35 - 0,05) 10^2$$

$$A_t = 3,3 \text{ cm}^2 \quad \text{Compte tenu des aciers de flexion}$$

$$A_t + A_s = 3,3 + 1,19 = 4,49 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend : 4HA12} \quad A_s = 4,52 \text{ cm}^2$$

**Pourcentage minimal :**

$$\frac{A_t}{b_0 \times u} f_e \geq 0,4 \text{ MPa} \quad \frac{A_t}{u} \geq \frac{0,4}{348} = 0,001 \leq 0,030 \text{ cm}^2 / \text{cm} \quad ((\text{cv}))$$

**IV.3.4.7 Armatures transversales :**

**Pour l'effort tranchant :**

$$\frac{A_t}{b \cdot s_t} \times \frac{f_{et}}{\gamma_s} = \frac{\tau_u - 0,3 \cdot k \cdot f_{tj}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\alpha: \text{Inclinaison des } A_t \quad k = 1 (\text{pas de reprise de bétonnage}) \quad \alpha = 90$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_t} \cdot f_{et} \geq 0,4 \text{ MPa}$$

$$\tau_{uv} = 0,64 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_t} \times f_{et} \geq 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{s_t} = \frac{30 \times 0,4}{348} = 0,034 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

**Espacement minimal**

$$s_t \leq \text{Min} \begin{cases} 0,9 \cdot d \\ 40\text{cm} \\ 15\phi \end{cases}$$

$$s_t = 12\text{cm} = \text{Min} \begin{cases} 0,9 \times 33 = 30\text{cm} \\ 40\text{cm} \\ 15 \times 0,8 = 12 \end{cases}$$

**Pour la torsion :**

$$\frac{A_t}{s_t} f_{ed} = \frac{T_u}{2 \cdot \Omega}$$

$$\frac{A_t}{s_t} = 0,030\text{cm}^2/\text{cm}$$

**Pour deux paliers**

$$\frac{A_t}{s_t} = 2 \times 0,030 = 0,06\text{cm}^2/\text{cm}$$

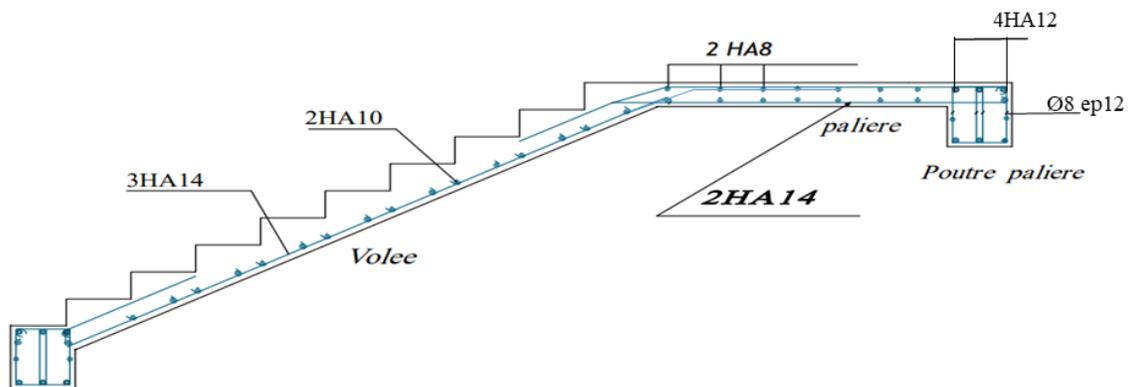
**Donc :le cumul des systèmes d'armateurs transversales donne**

$$\frac{A_t}{s_t} = 0,034 + 0,06 = 0,121\text{cm}^2/\text{cm} \quad 1\text{HA8}$$

**Pourcentage minimal**

$$\frac{A_t}{b \cdot s_t} \times f_{et} \geq 0,4\text{MPa}$$

$$\frac{A_t}{s_t} = 0,124\text{cm}^2/\text{cm} \geq \frac{0,4 \times 30}{348} = 0,034\text{cm} \quad ((\text{cv}))$$



**Figure 58:Shema ferrailage**

Chapitre V  
Etude  
Sismique

## **V.1 Introduction**

Le but de cette étude est de déterminer les sollicitations engendrées par un éventuel séisme dans tous les éléments structuraux du bâtiment selon Les Règles Parasismiques Algériennes (RPA) .

L’RPA est un document technique réglementaire fixe les règles de conception et de calcul des constructions en zones sismiques. Sachant que ces règles visent à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement approprié.

## **V.2 Classifications relatives à l’ouvrage :**

1. Zones sismiques : sismicité moyenne (IIa)
2. Importance de l’ouvrage : Groupe 2 : Ouvrages courants ou d’importance moyenne
3. Sites : Catégorie S2 (site ferme).

## **V.3 Choix de la méthode de calcul :**

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- par la méthode statique équivalente
- par la méthode d’analyse modale spectrale
- par la méthode d’analyse dynamique par accélérogrammes

### **V.3.1 Méthode statique équivalente:**

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

### **V.3.2 Méthode dynamique modale spectrale :**

Cette méthode est plus exacte que la précédente, elle est basée sur l’utilisation de spectres de réponses adopté au site de la construction. Pour cette méthode il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de réponse de calcul.

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure. Cette méthode est applicable dans tous les cas et en particulier dans le cas où la méthode statique n'est pas permise.

**Remarque :**

Dans cette étude nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale. La méthode statique équivalente sera utilisée pour déterminer l'effort tranchant à la base, avec lequel nous comparerons l'effort tranchant à la base calculé par la méthode dynamique selon l'article 4.3.6 des RPA99.

**V.3.2.1 Spectre de réponse de calcul :**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant

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

- $S_a / g$  : Accélération spectrale (4-13)
- $A$  : coefficient d'accélération de zone (Tab 4.1 Art 4.2.3)  $\Rightarrow A = 0,15$
- $\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2),  $\Rightarrow \xi = 7\%$
- $\eta$  : Facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \Rightarrow \eta = 0,882$$

- $R$  : coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3, RPA 99)

Mixte portique/voile avec interaction :  $R = 3,5$

- $T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7)

$$\text{Site ferme : } T_1 = 0,15s \quad ; \quad T_2 = 0,40s$$

- $Q$  : facteur de qualité, il est déterminé par la forme :  $Q = 1 + \sum_1^b P_q$

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité  $q$  soit satisfait ou non. Sa valeur est donnée par le **tableau IV.1** des règles RPA99 v2003.

✓ L'analyse dynamique modale spectrale de notre bâtiment sera faite en utilisant le logiciel Robot Structural Analysais.

**V.4 Système de contreventement :**

Pour assurer la stabilité de notre bâtiment qui a un longueur de 33,66m ,nous choisis un Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques dont,

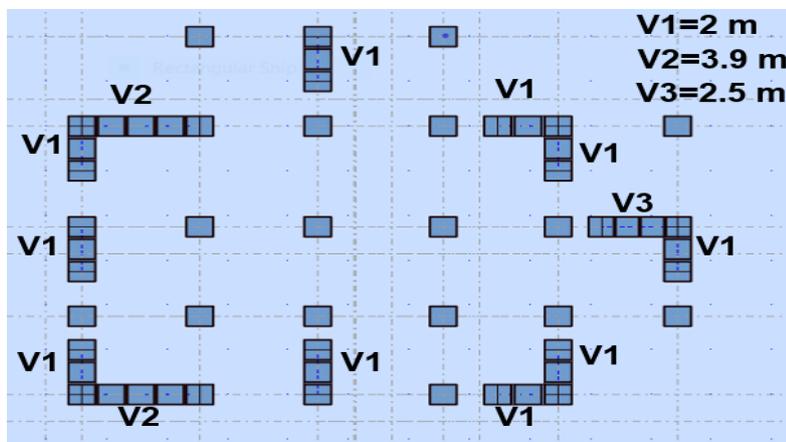
Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques, proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux ;

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

**V.4.1 Choix de disposition des voiles.**

La disposition des voiles adoptée pour notre bâtiment est montrée sur la figure :



**Figure 59: Disposition des voiles**

**V.5 Calcul de l'action sismique**

**V.5.1 Nombre de modes à considérer :**

Selon les RPA, Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 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.

Le tableau suivant présente les périodes et les pourcentages des masses modales effectives des différents modes retenus

Mode	Période	UX	UY	Somme UX	Somme UY
1	0.81	0.07	72.06	0.07	72.06
2	0.71	73.07	0.00	73.14	72.06
3	0.56	1.43	3.56	74.57	75.62
4	0.22	0.00	11.88	74.58	87.50
5	0.18	12.90	0.00	87.48	87.50
6	0.15	0.65	0.27	88.12	87.78
7	0.11	0.00	4.74	88.12	92.52
8	0.09	4.84	0.00	92.97	92.52
9	0.07	0.30	0.05	93.27	92.57
10	0.07	0.00	2.64	93.27	95.21

**Table 26: Périodes et facteurs de participation sismique**

Donc on prend en considération 10 modes de vibration dans le calcul de la réponses total de la structure.

**V.5.2 Centre de masse et centre de torsion de la structure:**

**Centre de masse :** les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \qquad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M<sub>i</sub> : la masse de l'élément i

X<sub>i</sub>, Y<sub>i</sub> : coordonnées du centre de masse de l'élément i par rapport au repère global.

Les caractéristiques massiques de la structure sont présentées dans le tableau suivant :

Les étages	centre de masse		centre de torsion	
	X(m)	Y(m)	X(m)	Y(m)
<b>RDC</b>	10.48	7.18	9.65	6.20
<b>1</b>	10.47	7.15	9.65	6.20
<b>2</b>	10.47	7.15	9.65	6.20
<b>3</b>	10.47	7.15	9.65	6.20
<b>4</b>	10.47	7.15	9.65	6.20
<b>5</b>	10.47	7.08	9.65	6.20
<b>6</b>	10.47	7.15	9.65	6.20
<b>7</b>	10.47	7.15	9.65	6.20
<b>8</b>	10.47	7.15	9.65	6.20
<b>9</b>	10.47	7.15	9.65	6.20
<b>10</b>	10.46	7.20	9.65	6.21

**Table 27: récapitulatifs de centres de masse, de torsion**

#### **V.5.2.1 Calcul de l'excentricité :**

L'excentricité est la distance entre le centre masse et le centre de torsion. D'après le RPA 99 /V 2003 l'excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment au niveau considéré.
- Excentricité théorique résultante des plans.

**a) Calcul de l'excentricité théorique :**

$$* e_{x1} = |X_m - X_t| \quad ; \quad * e_{y1} = |Y_m - Y_t|$$

Diaphragme	Excentricité théorique	
	ex1	ey1
RDC	1.05	0.86
1	1.05	0.86
2	1.05	0.86
3	1.05	0.86
4	1.05	0.86
5	1.05	0.86
6	1.05	0.86
7	1.05	0.86
8	1.05	0.86
9	1.05	0.86
10	1.05	0.86

**Table 28:L'excentricité théorique**

**b) Calcul de L'excentricité accidentelle :**

D'après l'article (4.3.7) RPA99/2003 :

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

Dimension dans le sens X est  $D_x = 19.7$  m donc :

$$e_x = 0.05 \times D_x \Rightarrow e_x = 0.05 \times 19.7 = 0.985\text{m}$$

Dimension dans le sens Y est  $D_y = 16$  m donc :

$$e_y = 0.05 \times D_y \Rightarrow e_y = 0.05 \times 16 = 0.8\text{m}$$

L'effort tranchant obtenu par Robot Structural Analysis anl est :

Etage	Efforts tranchants sismiques de l'étage	
	Sens longitudinal FX (TOTAL) [kN]	Sens transversal FY (TOTAL) [kN]
<b>RDC</b>	2756.81	2518.24
<b>1</b>	2714.13	2471.99
<b>2</b>	2614.33	2373.43
<b>3</b>	2480.53	2252.39
<b>4</b>	2322.47	2099.95
<b>5</b>	2125.17	1912.03
<b>6</b>	1882.30	1700.93
<b>7</b>	1602.80	1452.39
<b>8</b>	1294.21	1167.49
<b>9</b>	929.89	846.23
<b>10</b>	481.73	446.95
<b>Effort tranchant à la base <math>V_{base}</math></b>	2756.81	2518.24

**Table 29: Efforts tranchants sismiques de l'étage**

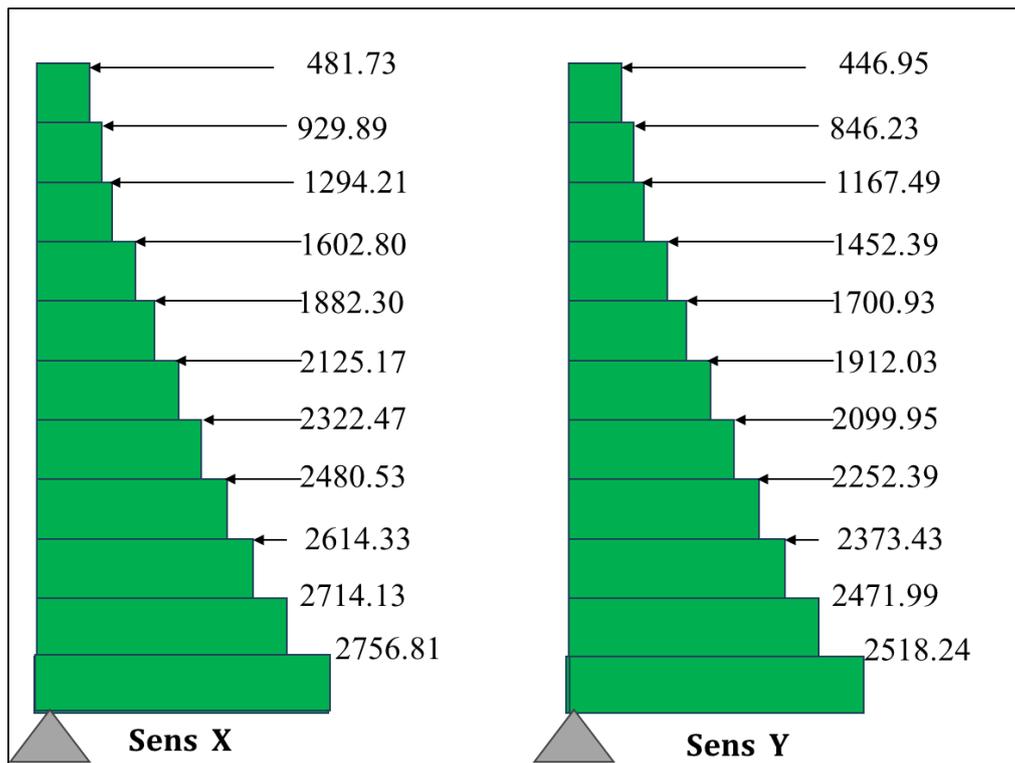


Figure 60: Efforts tranchants sismiques de l'étage

#### V.5.2.2 Vérification de l'effort tranchant à la base :

D'après le RPA 99 /V 2003 la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$ .

Si  $V_t < 0.8V$ . Il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements,

moments...) dans le rapport  $0,8 \times \frac{V}{V_t}$ .

#### V.5.2.3 Calcul de l'effort tranchant à la base par la méthode statique équivalente :

##### Estimation empirique de la période de la structure :

1. La valeur de la période fondamentale ( $T$ ) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par ROBOT.

2. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad (4.6)$$

■  $h_N$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N). l'hauteur de structure étudiée est :  $h_N=40,55\text{m}$

■  $C_T$  : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6. (RPA 99),

(Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé) :  $C_T = 0,05$

Dans ce cas on peut également utiliser aussi la formule :

$$T = 0,09h_N / \sqrt{D} \quad (4.7)$$

■  $D$  : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée. Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque directions considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (4.6) et (4.7)

$D_X=19.7\text{m}$  et  $D_Y=16\text{m}$

$$T_X = 0,09h_N / \sqrt{D_X} = 0,09 \times 33,66 / \sqrt{19,7} = 0,68\text{sec}$$

$$T_Y = 0,09h_N / \sqrt{D_Y} = 0,09 \times 33,66 / \sqrt{16} = 0,75\text{sec}$$

$$T = C_T h_N^{3/4} = 0,05 \times (33,66)^{0,75} = 0,69\text{s}$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_X=0,68\text{s} \\ T_Y=0,75\text{s} \end{array} \right.$$

#### Calcul de l'effort tranchant à la base :

La force sismique totale  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule:

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad (\text{RPA 99 Art: 4.2.3})$$

■  $A$  : coefficient d'accélération de zone (Tab 4.1 Art 4.2.3):

Zone IIa, Groupe d'usage 2 :  $A = 0.15$

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

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

- $T_2$  : période caractéristique, associée à la catégorie du site. (Tableau 4.7)

Site ferme( $S_2$ ) :  $T_2 = 0,4s$

- $T$  : la période fondamentale de la structure:  $T_x=0,68s$   $T_y=0,75s$
- $\xi$  : Pourcentage d’amortissement critique (tableau 4.2),  $\Rightarrow \xi = 7\%$
- $\eta$  : Facteur de correction d’amortissement (quant l’amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \Rightarrow \eta = 0,882$$

$$T_2 \leq T_x \leq 3s \Rightarrow D_x = 2.5 \eta (T_2 / T_x)^{2/3} = 1,54$$

$$T_2 \leq T_y \leq 3s \Rightarrow D_y = 2.5 \eta (T_2 / T_y)^{2/3} = 1,45$$

- $Q$  : facteur de qualité :  $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

- $P_q$ : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non.

Les critères de q	sens	sens
	longitudinal(x)	longitudinal(y)
Condition minimale sur les files de contreventement	0,05	0,05
Redondance en plan	0,05	0,05
Régularité en plan	0,05	0,05
Régularité en élévation	0	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0

**Table 30: valeurs des pénalités  $P_q$ .**

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

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

■ R : coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3, RPA 99)

Calcul de pourcentage des sollicitations due aux charges verticales reprendre par les voiles :

les charges reprendre par des voiles =113505.31 KN

les charges verticales total=295077.62 KN

Les voiles reprennent 38,46% de la totalité des charges verticales ( $\geq 20\%$ ) .

Mixte portique/voile avec interaction : R = 3.5

■ W : poids total de la structure,

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

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

■  $W_{Gi}$  : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes  
Éventuels, solidaires de la structure

■  $W_{Qi}$  : charges d'exploitation

■  $\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5. (RPA 99)

(Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés) :  $\beta = 0,2$

$W_{Gi} = 43898.46$  KN

$W_{Qi} = 29365.78$  KN

$W = 49771.616$  KN

✓ Donc l'effort sismique sera :

$$V_x = \frac{AD_x Q_x}{R} W \Rightarrow V_x = \frac{0.15 \times 1.54 \times 1.05}{3.5} \times 49771.616 \Rightarrow V_x = 3449,17 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{AD_y Q_y}{R} W \Rightarrow V_y = \frac{0.15 \times 1.45 \times 1.05}{3.5} \times 49771.616 \Rightarrow V_y = 3247,6 \text{ KN}$$

Donc :  $\left\{ \begin{array}{l} V_x = 3449,17 \text{ KN} \\ V_y = 3247,60 \text{ KN} \end{array} \right.$

$$\text{Donc (CNV)} \quad \begin{cases} 0.8 \times V_x = 0,8 \times 3449,17 = 2759,33 \text{ KN} > V_{tx} = 2756,81 \text{ KN} \\ 0.8 \times V_y = 0,8 \times 3247,60 = 2598,08 \text{ KN} > V_{ty} = 2518,24 \text{ KN} \end{cases}$$

■ Donc augmenter les paramètres de la réponse (forces. Déplacements. Moments...).

$$\text{Majoration } \alpha = \begin{cases} \text{Sens x} = 1 \\ \text{Sens y} = 1.05 \end{cases}$$

**V.5.2.4 Vérification des déplacements :**

D’après le RPA 99/ V 2003 le déplacement horizontal a chaque niveau "K" de la structure est calculé comme suit :  $\delta_k = R \times \delta_{ek}$

Avec  $\delta_{ek}$  : Déplacement due aux forces sismiques  $F_i$

R : Coefficient de comportement (R=5)

Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "K-1" est égal à :

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

Les déplacements relatifs latéraux d’un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacent. ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l’étage.

$$\text{RDC et Etage courant : } 1\% \times H = 0,01 \times 3,06 = 0,0306m$$

Niveau	$\delta_{kx}$ (cm)	$\Delta_{kx}$ (cm)	$\delta_{ky}$ (cm)	$\Delta_{ky}$ (cm)	1% h (m)	observation
<b>RDC</b>	0.3	0.0	0.3	0.0	0,0306	<b>cv</b>
<b>1</b>	0.8	0.0	1.0	0.1	0,0306	<b>cv</b>
<b>2</b>	1.4	0.1	1.8	0.1	0,0306	<b>cv</b>
<b>3</b>	2.1	0.1	2.6	0.1	0,0306	<b>cv</b>
<b>4</b>	2.9	0.1	3.5	0.1	0,0306	<b>cv</b>
<b>5</b>	3.6	0.1	4.3	0.1	0,0306	<b>cv</b>
<b>6</b>	4.3	0.1	5.1	0.1	0,0306	<b>cv</b>
<b>7</b>	4.9	0.0	5.7	0.1	0,0306	<b>cv</b>
<b>8</b>	5.3	0.0	6.2	0.1	0,0306	<b>cv</b>
<b>9</b>	5.6	0.0	6.6	0.0	0,0306	<b>cv</b>
<b>10</b>	5.8	0.0	6.8	0.0	0,0306	<b>cv</b>

**Table 31: Vérification des déplacements entre étages.**

**V.5.2.5 Vérification de l'effet  $P - \Delta$  :**

Les effets de 2<sup>o</sup> ordre (ou effet  $P - \Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:  $\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0,1$

■  $P_k$ : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus de

niveau (k). 
$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{gi} + \beta W_{qi})$$

■  $V_k$ : effort tranchant d'étage au niveau k

■  $\Delta_k$ : déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1)

■  $h_k$ : hauteur de l'étage k

Niveau	$h_k$ (mm)	$P_k$	Sens longitudinal			Sens transversal		
			$\Delta_{kx}$ (mm)	$V_{kx}$ kn	$\theta$	$\Delta_{ky}$ (mm)	$V_{ky}$ kn	$\theta$
<b>RDC</b>	3060	49771.61	3	2756.81	0.01	3	2518.24	0.01
<b>1</b>	3060	44903.38	5	2714.13	0.02	6	2471.99	0.02
<b>2</b>	3060	40372.29	6	2614.33	0.03	8	2373.43	0.03
<b>3</b>	3060	35841.20	7	2480.53	0.03	9	2252.39	0.03
<b>4</b>	3060	31310.11	8	2322.47	0.03	9	2099.95	0.03
<b>5</b>	3060	26779.02	7	2125.17	0.02	8	1912.03	0.02
<b>6</b>	3060	22284.29	7	1882.30	0.02	7	1700.93	0.02
<b>7</b>	3060	17753.20	6	1602.80	0.02	6	1452.39	0.02
<b>8</b>	3060	13222.11	5	1294.21	0.01	5	1167.49	0.01
<b>9</b>	3060	8691.02	3	929.89	0.009	4	846.23	0.009
<b>10</b>	3060	4149.39	2	481.73	0.005	2	446.95	0.005

**Table 32:Vérification à l'effet P-Δ.**

■ Donc  $\theta < 0,1$  dans tous les niveaux, donc l'effet  $P - \Delta$  est négligé.

**V.5.2.6 Vérification au renversement :**

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité d'un Ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique.

Il faut vérifier que : 
$$\frac{\text{moment résistant}}{\text{moment de renversement}} \geq 1,5$$

\* $M_{\text{resi}} = W \times L/2$

$$*M_{\text{renv}} = \sum F_i \cdot Z_i$$

	Moment résistant	Moment de renversement	Mres/Mrenv	Observation
<b>Le sens x</b>	908858,09	70147,115	12,95 $\geq$ 1,5	Condition vérifiée
<b>Le sens y</b>	853686,75	59112,331	14,44 $\geq$ 1,5	Condition vérifiée

**Table 33: Vérification au renversement**

## V.5 Conclusion

Les systèmes mixtes en portiques et voiles sont donc caractérisés à la fois par une résistance élevée assurée par les voiles et par une bonne capacité à dissiper l'énergie due à la présence des portiques. Toutefois, le système n'atteint le maximum de son efficacité que si la répartition des voiles est symétrique et uniforme et si les liaisons entre les voiles et les portiques ont une bonne ductilité.

Chapitre VI  
Etude  
Des Portique et Des  
Voile

Ferraillage des éléments principaux

VI.1 Ferraillage des poutres

VI.1.1 Introduction :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple. Le ferraillage est obtenu à l'état limite ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et pour les deux situations suivantes :

	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$f_{c28}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
<b>Situation durable</b>	1,5	1,15	14,2	25	<b>348</b>
<b>Situation accidentelle</b>	<b>1,15</b>	<b>1,00</b>	<b>18,48</b>	<b>25</b>	<b>400</b>

Table 34: Coefficients de sécurité et contraintes caractéristiques

VI.1.2 Combinaisons des charges :

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- Selon BAEL 91 : E.L.U. : 1,35 G + 1,5 Q
- Selon le R.P.A 99/version 2003 : G+Q ±E  
0.8G ±E

VI.1.3 Armatures longitudinales :

- La contrainte limite du béton est :  $\sigma_{bc} = F_{bc} = \frac{0,85 \times F_{c28}}{\gamma_b}$

- Le moment réduit :  $\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$  avec

\*  $M_u$  : Moment fléchissant

\* b : Largeur de la poutre

\* d : La hauteur utile de la section

- Si  $\mu < 0,186$  : L'état limite ultime est atteint au pivot A

- Si  $0,186 \leq \mu \leq \mu_{limite}$  : La section d'acier tendus égale à :

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

$$A_s = \frac{0,8 \times \alpha \times b \times d \times \sigma_{bc}}{\sigma_s}$$

**Les vérifications :**

■ **BAEL 91:**

- Condition de non fragilité :  $A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}, 0,23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{f_e} \right\}$

- Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \times \frac{F_{c28}}{\gamma_b}, 5Mpa \right\} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33Mpa$$

- Vérification à l'ELS:

- La fissuration est peut préjudiciable

- Si  $\alpha_u \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100}$  , pas de vérification des contraintes a l'ELS.

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

- Vérification de la flèche:

$$* \frac{h}{L} \geq 0,1 \times \frac{M_t}{M_0}$$

$$* \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$* \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

■ **RPA99/Version2003 :**

-Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est : 0,5% en toute section.

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est :

4% en zone courante

6% en zone de recouvrement

- La longueur minimale de recouvrement est de :  $40\phi_l$

**VI.1.3 Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont calculées suivant le règlement **BAEL91** et le règlement **RPA99**.

■ Selon le **BAEL91**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(0,9d;40cm) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq 0,4MPa \end{array} \right.$$

K=1 pas de reprise de bétonnage.

■ Selon le **RPA99 :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par  $A_t = 0,003 S b$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit:

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

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l\right)$$

- en dehors de la zone nodale:  $S_t \leq \frac{h}{2}$

Choix de  $\phi_t$ :

-  $\phi_t \leq \min\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$  (BAEL 91)

Dans notre cas, nous allons ferrailer les poutres les plus sollicitées .Le ferrailage sera fait pour une situation accidentelle (le cas la plus défavorable).

Les poutres en travée seront ferrillées pour une situation durable et en appui pour une situation accidentelle.

#### VI.1.4 Exemple de ferrailage :

##### VI.1.4.1 Ferrailage des Poutre principale :

###### VI.1.4.1.1 Ferrailage en travée :( situation durable)

Combinaison 1,35G+1,5Q

( élément 651 )

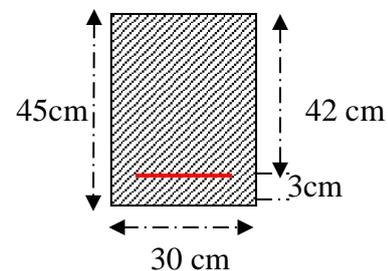


Figure 61:Poutre principale

Le ferrailage sera effectuée pour la poutre la plus sollicitée : L=4.5m, b=30cm, h=45cm, d=42cm.

sens longitudinal ;  $F_e = 400$  MPA.

$M_{ult} = 64.42$  KN.m (d'après les résultats du logiciel)

D'après B.A.E.L 91 :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu = \frac{64.42}{0.3 \times 0.42^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0,0857$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) \Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0857}) = 0,112$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 42(1 - 0,4 \times 0,112) = 40,12 \text{ cm.}$$

$$A_u = \frac{M_u}{z \times f_{su}} = \frac{64.42 \times 10^3}{40,12 \times 348} = 4.61 \text{ cm}^2$$

Vérifications :

- Condition de non fragilité :  $A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}, 0,23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{f_e} \right\}$

.  $\frac{b \times h}{1000} = \frac{30 \times 45}{1000} = 1,35 \text{ cm}^2$

.  $0,23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 42 \times \frac{2,1}{400} = 1,52 \text{ cm}^2$

Donc  $A_{\min} > 1.52$

. Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la section de la poutre d'après le RPA est 0,5% en tout section :  $A_{\min} \geq 0.005 \times b \times h \blacktriangleright A_{\min} \geq 6.75 \text{ cm}^2$

. Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est :

$-4\% \times b \times h = 0,04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$  en zone courante

$-6\% \times b \times h = 0,06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$  en zone de recouvrement

$A_s = 6.75 \text{ cm}^2$

On adopte **5T14** avec  $A_s = 7.70 \text{ cm}^2$

**VI.1.4.1.2 Ferrailage en appuis supérieure :(situation accidentelle)**

Combinaison :G+Q+E

$M_{\text{ult}} = 123.33 \text{ KN.m}$  (d'après les résultats du logiciel) ( élément 601 )

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu = \frac{123.33}{0.3 \times 0.42^2 \times 18.48 \times 10^3} = 0,126$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) \Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.126}) = 0,170$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 42(1 - 0,4 \times 0,170) = 39.14 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{M_u}{z \times f_{su}} = \frac{123.33 \times 10^3}{39.14 \times 400} = 7.877 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :  $A_{\min} > 1.52 \text{ cm}^2$

**$A_s = 7.877 \text{ cm}^2$**

On adopte **3T14+2T16** avec  $A_s = 9.96 \text{ cm}^2$

**VI.1.4.1.3 Ferrailage transversal :**

Suivant le **BAEL91** :  $S_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) = \min(0,9 \times 42; 40\text{cm}) = 37,8\text{cm}$ .

Suivant le **RPA99** :

. Choix de  $\phi_t$  :  $\phi_t \leq \min\left(\varphi_t; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \varphi_t \leq \min\left(120; \frac{450}{35}; \frac{300}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq 12\text{mm}$

Donc on prend  $\phi_t = 8\text{mm}$

. L'espaceur :

$$- S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_t\right) \Rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{45}{4}; 12 \times 1,2\right)$$

$\Rightarrow S_t \leq 11,25\text{cm}$  , on prend  $S_t = 10\text{cm}$  (en zone nodale)

-  $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{45}{2} \Rightarrow S_t \leq 22,5\text{cm}$ , on prend  $S_t = 15\text{cm}$  (en dehors de la zone nodale)

$$A_t = 0,003S_t b: \begin{cases} 0,003 \times 10 \times 30 = 0,90\text{cm}^2 & \text{en zone nodale} \\ 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35\text{cm}^2 & \text{en dehors de la zone nodale} \end{cases}$$

Donc on prend 4HA8 avec  $A_t = 2,01\text{cm}^2$

**Vérification de l'effort tranchant :**

$$\cdot \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{137,85}{300 \times 420} \Rightarrow \tau_u = 1,09\text{MPa} < \bar{\tau}_u \quad (\text{CV})$$

**Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} = \frac{0,45}{4,5} = 0,10 > \frac{1}{16} = 0,0625$$

$$- 0,1 \times \frac{M_t}{M_0} = 0,1 \times \frac{M_0}{M_0} = 0,085 < \frac{h}{L} = 0,10$$

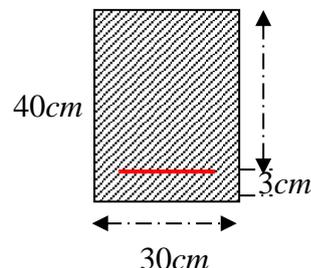
$$- \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{7,70}{30 \times 42} = 0,0061 \leq \frac{4,2}{400} = 0,015$$

Les trois conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches.

**VI.1.4.2 Ferrailage des Poutre secondaire :**

( élément 18 )

L= 4,15



**Figure 62:Poutre secondaire**

**VI.1.4.3 Ferrailage en travée : selon la combinaison 1,35G + 1,5Q.**

$M_{max} = 40,42 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \dots\dots\dots$$

$\mu < 0.186 \Rightarrow$  donc il n'est pas nécessaire de mettre des armatures comprimées

**En travée : (Combinaison 1,35G+1,5Q)**

Poutre	M travée (Kn.m)	$A_s(\text{cm}^2)$	n° des barres	$A_s$ (cm <sup>2</sup> ) adopté	$A_{minBAEL}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> ) R.P.A.99
<b>Poutre principale</b>	64.42	4.61	5T14	7.70	1.52	6.75
<b>Poutre secondaire</b>	40,42	3,26	4T14	6.16	1.34	6

**Table 35:Ferrailage des poutres principales et secondaire En travée**

**VI.1.4.3 Ferrailage Sur Appuis:**

**Sur Appuis supérieur : (Combinaison :G+Q±E)**

Poutre	Mappui (Kn.m)	As(cm <sup>2</sup> )	n° des barres	As (cm <sup>2</sup> ) adopté	A <sub>min</sub> BAEL (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) R.P.A.99
<b>Poutre principale</b>	123.33	7.87	5T14+2T12	9.96	1.52	6.75
<b>Poutre secondaire</b>	78,13	6.54	4T14+2T12	8.42	1.34	6

**Table 36: Ferrailage des poutres principales et secondaire sur appui (nappe supérieur)**

**VI.1.4.4 Ferrailage transversal :**

Armatures transversales dans les poutres principales.

Poutres	Zone	S <sub>t</sub> (cm)	τ <sub>u</sub> (MPa)	A <sub>t min</sub> <sup>BAEL</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t min</sub> <sup>RPA99</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t</sub> <sup>adopté</sup> (cm <sup>2</sup> )	CHOIX
45X30	Nodale	10	1.09	0.30	0.9	2.01	4 φ 8
	Courante	15		0.46	1.35	2.01	4 φ 8
45X30	Nodale	10		0.30	0.9	2.01	4 φ 8
	Courante	15		0.46	1.35	2.01	4 φ 8

**Table 37: Ferrailage transversales des poutres principales et secondaire**

**VI.1.4.5 Vérification :**

**Vérification des sections :**

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux en tout section (RPA99/V2003):

$$A_{s\ adop} \geq A_{S\ min} = 0,005 \times b \times h$$

- Condition de non fragilité d'après le (BAEL91) :

$$A_{s\ adop} \geq \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}, 0,23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{f_e} \right\}$$

- Le pourcentage maximal des aciers longitudinaux (RPA99/V2003) :

En zone courante :  $A_{s\ adop} \prec A_{S\ max} = 4\% \times b \times h$

En zone de recouvrement :  $6\% \times b \times h$

**- Poutre principe:**

L=4.5m, h=45cm, b=30 cm, d=42cm

$A_{S \text{ adop}}$ En travée (cm <sup>2</sup> ) (Sup+inf)	$A_{S \text{ adop}}$ appui sup (cm <sup>2</sup> ) (Sup+inf)	$A_{S \text{ min}}$ (RPA)	$A_{S \text{ max}}$ (RPA)	$A_{S \text{ min}}$ (BAEL)	Observation
15,4	19.92	6.75	54	1,52	Vérifie

**Table 38: Vérification des sections (poutres principales)**

**- Poutre secondaries:**

L=4.15m, h=40 cm, b=30 cm , d=37cm

$A_{S \text{ adop}}$ En travée (cm <sup>2</sup> ) (Sup+inf)	$A_{S \text{ adop}}$ appui sup (cm <sup>2</sup> ) (Sup+inf)	$A_{S \text{ min}}$ (RPA)	$A_{S \text{ max}}$ (RPA)	$A_{S \text{ min}}$ (BAEL)	Observation
12.32	16.84	6	48	1,34	vérifie

**Table 39: Vérification des sections (poutres secondaires) .**

VI.1.4.6 Schéma des ferrailages des poutres :

Poutres principale: ( 30x45 ) cm<sup>2</sup>

En travée : 5T14

Sur appui : 3T14 + 2T16

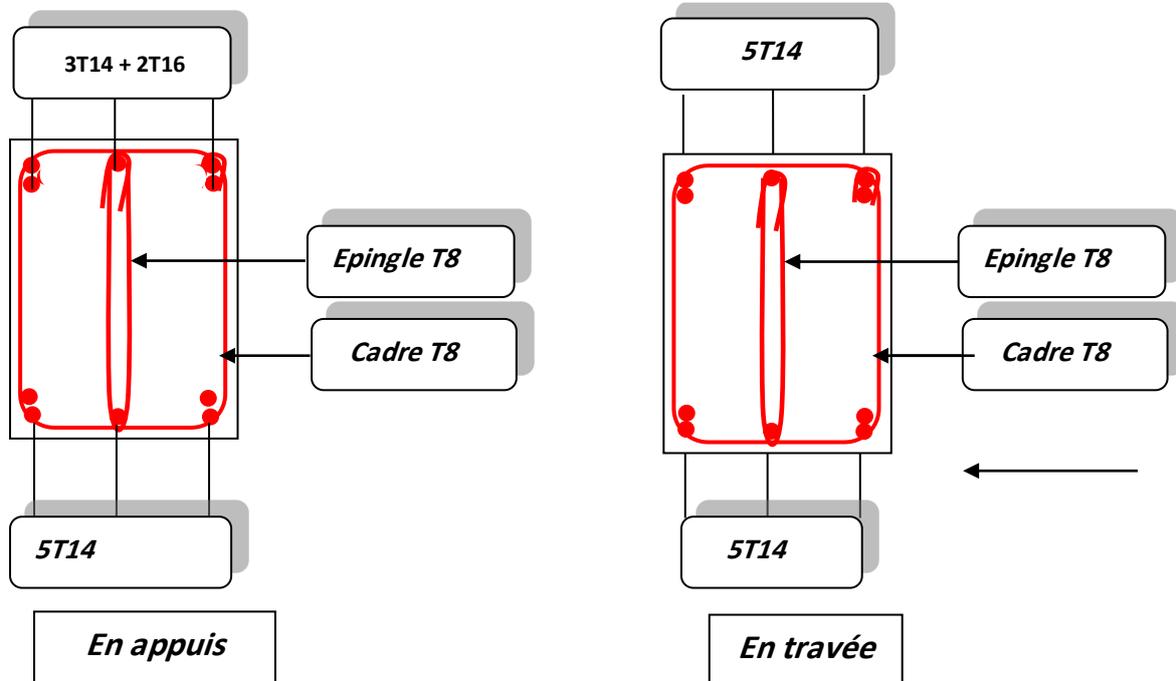


Figure 63: Schéma des ferrailages des poutres principale

**Poutres secondaires ( 30x35 ) cm<sup>2</sup>**

**En travée :** 4T14

**Sur appui :** 4T14 +2T12

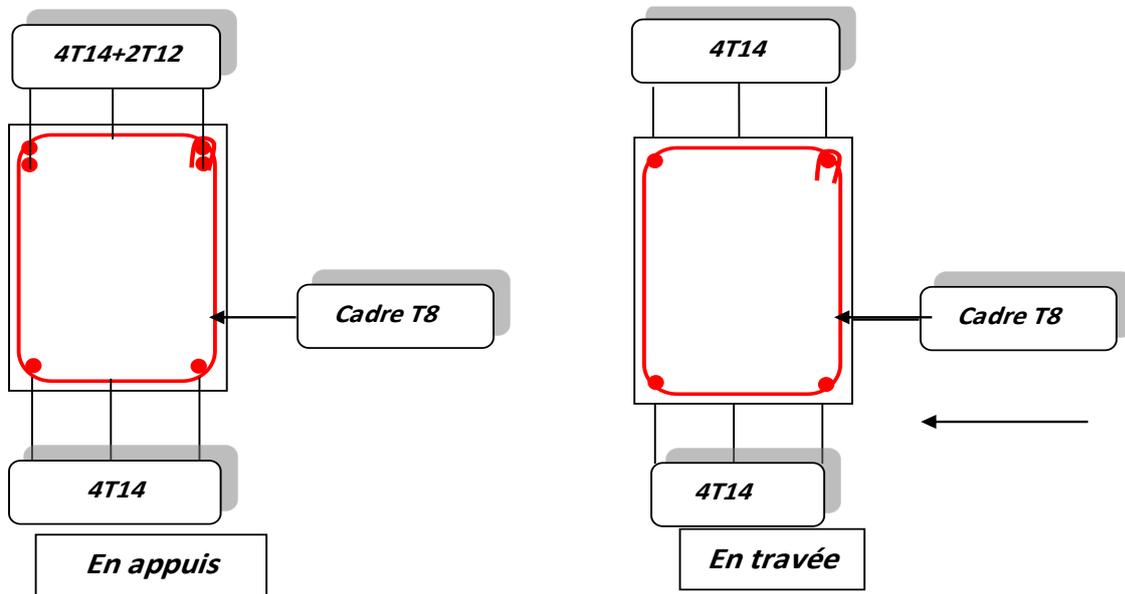


Figure 64: Schéma des ferrillages des poutres principale

**VI.2 Ferrailage des poteaux**

**VI.2.1 Introduction :**

Les poteaux sont calculés en flexion composée. Chaque poteau est soumis un effort (N) et à deux moments fléchissant ( $M_{x-x}$ ,  $M_{y-y}$ ).

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants :

	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$f_{c28}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
<b>Situation durable</b>	1,5	1,15	14,17	25	<b>348</b>

<b>Situation accidentelle</b>	<b>1,15</b>	<b>1,00</b>	<b>18,48</b>	<b>25</b>	<b>400</b>
-------------------------------	-------------	-------------	--------------	-----------	------------

**Table 40: Coefficients de sécurité et contraintes caractéristiques**

**VI.2.2 Combinaisons des charges:**

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

■ **Selon BAEL 91 :**

E.L.U. : Situation durable :  $1,35 G + 1,5 Q \dots\dots\dots(1)$

■ **Selon le R.P.A 99 :** Situation accidentelle (article 5.2 page 40)

$G+Q+E \dots\dots\dots(2)$

$0.8G \pm E \dots\dots\dots(3)$

La combinaison (2) comprend la totalité de la charge d’exploitation ainsi que la charge sismique. Du fait que cette charge (exploitation) est tout à fait improbable, une grande partie de celle-ci (de 40% à 60%) peut effectivement représenter l’effet des accélérations verticales des séismes.

La section d’acier sera calculée pour différentes combinaisons d’effort internes à savoir :

1<sup>ere</sup>)  $N^{max}, M^{corr}$

2<sup>eme</sup>)  $M^{max}, N^{corr}$

3<sup>eme</sup>)  $N^{min}, M^{corr}$

Chacune de ces trois combinaisons donne une section d’acier. La section finale choisie correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable).

**Selon RPA2003 :**

**VI.2.3 Les armatures longitudinales :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

Leur pourcentage **minimal** sera de :

- 0,8% en zone II<sub>a</sub>

Leur pourcentage **maximal** sera de

- 3% en zone courante

- 6% en zone de recouvrement

Le diamètre minimum est de 12 mm

La longueur minimale des recouvrements est de:  $40 \phi$  en zone  $\text{II}_a$

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone  $\text{II}_a$

Niveau	Poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	
			Zone courant	Zone nodale
S-SOL- RDC...10 <sup>ème</sup>	60x60	28.8	108	216

Table 41 : les ferrailages max et min

### VI.2.3 Efforts internes dans les poteaux dus aux combinaisons les plus défavorables :

Les résultats des efforts, et ferrailage des poteaux sont représentés dans les tableaux ci-dessous.

#### a) Situation durable (1,35G+1,5Q)

- Pour  $N^{\max} \rightarrow M^{\text{corr}}$  :

Section (cm <sup>2</sup> )	N <sub>max</sub> (KN)	M <sub>corr</sub> (KN.m)	TYPE	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )
60x60	3290.12	16.68	SEC	0

Table 42 :ferrailage des poteaux dans la situation durable.

- Pour:  $M^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$

Section (cm <sup>2</sup> )	M <sub>max</sub> (KN)	N <sub>corr</sub> (KN)	TYPE	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )
60x60	47.90	371.47	SEC	0

Table 43 :ferrailage des poteaux dans la situation durable.

#### b) Situation accidentelle (G+Q ± E)

- Pour  $N^{\max} \rightarrow M^{\text{corr}}$

Section (cm <sup>2</sup> )	N <sub>max</sub> (KN)	M <sub>corr</sub> (KN.m)	TYPE	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )
60x60	2510.99	19.02	SEC	0

Table 44:: ferrailage des poteaux dans la situation accidentelle.

■ Pour  $M^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$

Section (cm <sup>2</sup> )	M <sub>max</sub> (KN.m)	N <sub>corr</sub> (KN)	TYPE	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )
60x60	114.51	1173.95	SEC	0

Table 45:ferrailage des poteaux dans la situation accidentelle.

c) Situation accidentelle (0.8G±E)

■ Pour:  $N^{\min} \rightarrow M^{\text{corr}}$

Section (cm <sup>2</sup> )	N <sub>min</sub> (KN)	M <sub>corr</sub> (KN.m)	TYPE	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )
60x60	1.68	81.85	SEC	0

Table 46:ferrailage des poteaux dans la situation accidentelle.

#### VI.2.4 calculs :

Poteau de section (60x60) : b = 60cm ; h = 60cm ; d = 57cm ; d' = 3cm ,H=3,06m

Calculé à L'ELU ; (A.4.3.5 C.B.A 93)

$$M_{\max} = 47.9 \text{ KN.m} \rightarrow N_{\text{cor}} = 371.47 \text{ KN}$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} \Rightarrow e_1 = \frac{47.9}{371.47} \Rightarrow e_1 = 0,123 \text{ m}$$

$$.e_a = \max \left\{ 2\text{cm}, \frac{L}{250} \right\} \Rightarrow e_a = \max \left\{ 2\text{cm}, \frac{306}{250} \right\} \Rightarrow e_a = 0.02 \text{ m}$$

$$. \alpha = 10 \times \left( 1 - \frac{M_u}{1,5 \times M_{\text{ser}}} \right) \Rightarrow \alpha = 10 \times \left( 1 - \frac{47.90}{1,5 \times 34.15} \right) \Rightarrow \alpha = 0.64$$

$$\phi = 2,$$

$$L_f = 0,7 \times L_0 \Rightarrow L_f = 0,7 \times 3.06 = 2,14$$

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10000 \times h} \times (2 + \alpha \times \phi) \Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 2,14^2}{10000 \times 0,60} \times (2 + 0,64 \times 2)$$

$$\Rightarrow e_2 = 0,007\text{m}$$

$$\text{Donc } e_T = 0,12 + 0,02 + 0,007 \Rightarrow e_T = 0,147\text{m}$$

**VI.2.4.1 Calcul des armatures :**

$$\text{Calcul de coefficient } \Psi : \Psi = \frac{N_u}{b \times h \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \Psi = \frac{371.47}{0,60 \times 0,60 \times 14,2 \times 1000}$$

$$\Rightarrow \Psi = 0,072$$

$$\Psi = 0,072 < 0,81 \text{ Et } \Psi < \frac{2}{3}, \text{ donc : } \xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\Psi})}$$

On calcule  $e_{Nk} = \xi h$

$$\Psi \leq \frac{2}{3} \Rightarrow \xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\Psi})} = \Psi \leq \frac{2}{3} \Rightarrow \xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,072}}{4(3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,072})} = 0,164$$

$$\text{Donc } e_{Nc} = 0,60 \times 0,164 = 0,098$$

$$\text{On a } e = 0,142 > e_{Nc} = 0,098$$

**donc la section est partiellement comprimée**

**Calcul de ferrailage fictif :**

Calcul le moment fictif :

$$M_{uf} = M_u + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = N_u \left( e + d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{uf} = 1,17395 \left( 0,142 + 0,57 - \frac{0,6}{2} \right) = 0.483 \text{ MN m}$$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_{ser}} = \frac{47.9}{34.15} = 1.40$$

$$\begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ MPa,} \\ \text{acier FeE400.} \end{cases} \rightarrow \mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776$$

$$\rightarrow \mu_{lu} = 0.341 \times 1.40 - 0.1776 = 0.299$$

**Calcul de moment réduit :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uf}}{bd^2f_{bu}} = \frac{0.483}{0.60 \times 0.57^2 \times 14.2} = 0.174 < \mu_{lu} = 0.299$$

Donc l'acier comprimé n'est pas nécessaire :  $A'_{sf} = 0$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.174}) = 0.240$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) = 0.57(1 - 0.4 \times 0.240) = 0.515 \text{ m}$$

$$\sigma_{sc} = 9 \times \gamma \times f_{c28} - \frac{d'}{d} \times (13 \times f_{c28} + 415) \times k$$

$$\sigma_{sc} = 9 \times 1.40 \times 25 - \frac{3}{57} \times (13 \times 25 + 415) \times 1 = 276,05 \text{ MPa}$$

$$M_{lu} = \mu_{lu} bd^2 f_{bc} = 0.299 \times 0.60 \times 0.57^2 \times 14.20 = 0.827 \text{ MNm.}$$

**Calcul de ferrailage fictif:**

$$A_{sf} = \frac{M_{lu}}{Z_b \times \sigma_{su}} + A'_{sf} \times \frac{\sigma_{sc}}{f_{su}}$$

$$A'_{sf} = 0$$

$$A_{sf} = \frac{0.827}{0.515 \times 348} = 0.004614 \text{ m}^2 = 46,14 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage réel se retient comme suit :

$$\left\{ A_s = A_{sf2} - \frac{N_u}{\sigma_{su}} = 46,14 \times 10^{-4} - \frac{0.37147}{348} = 0.354 \text{ cm}^2 \right.$$

Nous voyons que la section d'armature est négative, nous sommes obligés de prendre le ferrailage minimal imposé par le BAEL91 mod99 et RPA99 V2003 :

$$A_s \geq A_{s_{\min}} = \max \left\{ \frac{b h}{1000}; 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{s_{\min}} = \max \left\{ \frac{60 \times 60}{1000}; 0.23 \times 60 \times 57 \times \frac{2.1}{400} \right\} = 4.12 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{s_{\min}} = 4.12 \text{ cm}^2$$

$$\text{dans ce cas } \begin{cases} A'_s = 0 \text{ cm}^2 \\ A_s = 4.12 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

**Calcul à Situation accidentelle (G+Q ± E)**

$$M_{\max} = 114.51 \text{ KN.m} \rightarrow N_{\text{cor}} = 1173.95 \text{ KN}$$

**Détermination de l'excentricité de calcul :**

$$\begin{cases} e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{144.51}{1173.95} = 0.127 \text{ m} \\ e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm}, \frac{L}{250} \right\} = \max \left\{ 2, \frac{380}{250} \right\} = 0.020 \text{ m} \\ e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha\varphi) \end{cases}$$

Où :

$$\varphi = 2. \alpha = \frac{M_G}{M_Q + M_G} = \frac{16.06}{9.68 + 16.06} = 0.62$$

Donc

$$e_2 = \frac{3 \times 2.14^2}{10^4 \times 0.6} \times (2 + 0.62 \times 2) = \mathbf{0.0074 \text{ m.}}$$

**Vérification du flambement :**

D'après le BAEL91 chapitre 8, les sections sollicitées en flexion composée, doivent être vérifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme, par la condition suivante :

$$\frac{L_f}{h} \leq \max \left\{ 15; \frac{(20 \times (e_0 + e_a))}{h} \right\}$$

$$\rightarrow \frac{2.14}{0.6} = 3.5 \leq \max \left\{ 15; \frac{(20 \times (0.127 + 0.020))}{0.60} \right\} = 15 \text{ (CV)}$$

Donc le poteau sera justifié en flexion composée, en tenant en compte de façon forfaitaire de l'excentricité du second ordre. L'excentricité finale vaut la valeur suivante :

$$e = e_0 + e_a + e_2 = 0.127 + 0.020 + 0.0074 = 0.1544 \text{ m.}$$

$$\mathbf{e = 0.1544 \text{ m.}}$$

En utilisant l'organigramme de flexion composée cité dans l'annexe (1) :

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b \times h \times \sigma_{bc}} = \frac{1.17395}{0.3 \times 0.6 \times 14.2} = 0.459 < 0.81$$

$$\zeta = \frac{(3 \times 0.459 - 1)(1 - 0.459)}{4 \times 0.459} = 0.1110$$

$$e_{NC} = \zeta \times h = 0.1110 \times 0.6 = 0.0666\text{m}$$

$$e_{NC} = 0.0666 > e = 0.0591$$

Donc la section est entièrement comprimée.

On prend donc la section minimale de l'RPA99 (v2003).

Le ferrailage minimale du **RPA99**  $A_s = 0.8\% \ b \times h = 28.8\text{cm}^2$

On adopte **8T16 + 4T22 = 31,3 cm<sup>2</sup>**

#### **VI.2.4.2 Armatures transversales : RPA99(2003) Art7.4.2.2**

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

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

- $V_u$  : est l'effort tranchant de calcul.
- $f_e$  : est la contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
- $\rho_a$  : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant; il est prie égal à 2.5 si  $\lambda_g \geq 5$  si non :  $\rho_a = 3.75$
- $S_t$  : est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée par la formule suivante :

- o **Zone nodale : (zone IIa) :**

$$S_t \leq \min (10 \varnothing_l, 15 \text{ cm}) = \min (10 \times 1.6, 15 \text{ cm}) = \min (16 \text{ cm}, 15 \text{ cm}).$$

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

$$\lambda_g = \left(\frac{l_t}{b}\right) = \frac{0.7l_0}{b} = \frac{2.14}{0.60} = 3,56 < 5 \Rightarrow \rho_a = 3,75$$

$$A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} = \frac{10 \times 3,75 \times 1,38 \times 10^2}{60 \times 400} = 2.17\text{cm}^2$$

On adopte : 5HA8 = 2.51 cm<sup>2</sup>

○ **Zone courante : (zone IIa) :**

$S_t \leq 15 \varnothing_1 = 15 \times 1,6 = 24 \text{ cm}$  ,donc: on prend :  $S_t = 15\text{cm}$ .

$$A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} = \frac{15 \times 3,75 \times 0,138 \times 10^2}{60 \times 400} = \mathbf{3.25 \text{ cm}^2}$$

On adopte : 7HA8 = 3.53 cm<sup>2</sup>

- La quantité minimale d'armature transversale est égale à :  $A_t / S_t \cdot b$  en %.

- Si  $\lambda_g \geq 5$  ----- 0,3 %.
- Si  $\lambda_g \leq 3$  -----0,8 %.
- Si  $3 < \lambda_g < 5$  : on interpole entre les valeurs limites précédentes.

$$\left. \begin{array}{l} \lambda_g = 5 \rightarrow 0,3\% \\ \lambda_g = 3,56 \rightarrow x\% \\ \lambda_g = 3 \rightarrow 0,8\% \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{5 - 3,56}{0,3 - x} = \frac{3,56 - 3}{x - 0,8} \Leftrightarrow 1,44x - 1,152 = 0,168 - 0,56x \Rightarrow$$

$$x = 0,66\%$$

$$A_t / S_t \cdot b = 0.66 \% \Rightarrow A_t = S_t \cdot b \cdot 0.0066 = 10 \times 60 \times 0.0066 = 3.96 \text{ cm}^2$$

La quantité d'armatures transversales minimale  $A_t / t b_1$  en % est donnée comme suit:

$$\lambda_g = 3.56 < 5 \Rightarrow \frac{A_t}{t b_1} = 0,3\% \text{ donc :}$$

$$A_t = 0,003 \times 10 \times 60 = 1,8 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{dans la zone nodale (cv)}$$

$$A_t = 0,003 \times 15 \times 60 = 2,7 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{dans la zone courante (cv)}$$

Donc dans la zone nodale en prend 5T8  $A_s = 2.51 \text{ cm}^2$

dans la zone courante 7T8  $A_s = 3.53 \text{ cm}^2$

### VI.2.4.3 Vérification

**Vérification de l'effort tranchant :**

$$-\tau_u = \frac{V}{b d} \Rightarrow \tau_u = \frac{0,13968}{0,60 \times 0,57} = 0.41 \text{ Mpa}$$

$$- \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \times \frac{F_{c28}}{\gamma_b}, 5Mpa \right\} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33Mpa \text{ (BAEL91)}$$

$$- \lambda_g = 3,56 < 5 \text{ donc } \rho_d = 0,04$$

$$- \bar{\tau}_u = \rho_d \times F_{c28} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 1Mpa \text{ (RPA)}$$

$$\cdot \tau_u = 0,41 < \bar{\tau}_u \text{ (BAEL91)} \quad \text{(CV)}$$

$$\cdot \tau_u = 0,41 < \bar{\tau}_u \text{ (RPA)} \quad \text{(CV)}$$

**Vérification à l'ELS :**

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{34.15}{262.18} = 0,13m$$

$$S = b \times h + 15A_{totale} \Rightarrow S = 60 \times 60 + 15 \times 30,9 = 4063.5cm^2$$

$$X_G = 15 \frac{A'_s \times \left( \frac{h}{2} - d' \right) - A_s \times \left( d - \frac{h}{2} \right)}{b \times h + 15(A_s + A'_s)} \Rightarrow X_G = 0$$

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15 \left[ A'_s \left( \frac{h}{2} - d' - X_G \right)^2 + A_s \left( d - \frac{h}{2} + X_G \right)^2 \right] \Rightarrow I = 248960.25cm^4$$

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e - X_G) \left( \frac{H}{2} - X_G \right)}{I} \Rightarrow \sigma_{sup} = 100,46KN/m^2 > 0$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}(e - X_G) \left( \frac{H}{2} + X_G \right)}{I} \Rightarrow \sigma_{inf} = 94,73KN/m^2 > 0$$

$$\cdot \sigma_{sup} = 100,465KN/m^2 = 0,1Mpa < \bar{\sigma}_{bc} = 15$$

**Vérification de flambement :**

$$- \lambda \leq \max \left\{ 50, \min \left( \frac{67 \times e}{h}, 100 \right) \right\} \Rightarrow \lambda \leq 50$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = 108 \times 10^{-4} \text{m}^4, \quad i = \sqrt{\frac{I}{A}} = 0,17; \quad \lambda = \frac{L_f}{i} = 12,58$$

$$\lambda = 12,58 < 50$$

Schéma de ferrailage :

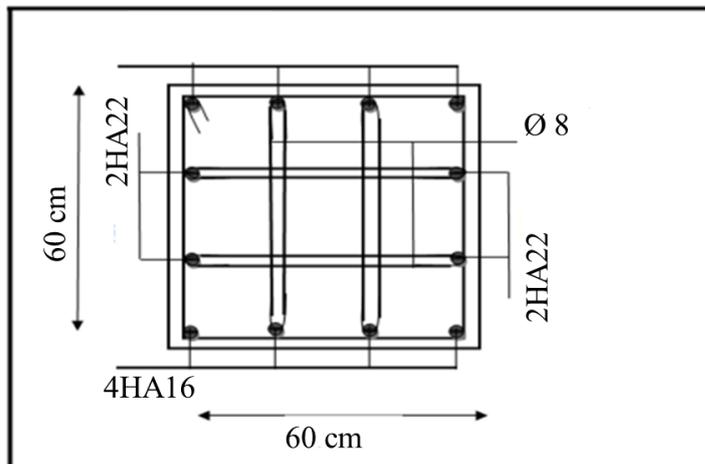


Figure 65:Schéma de ferrailage de poteau

## VI.2 Ferrailage des voiles

### VI.2.1 Le rôle de contreventement :

Le contreventement a donc principalement pour objet :

- Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- De raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont source de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

### VI.2.2 Ferrailage des voiles

Les voiles seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations qui les engendrent, le moment fléchissant et l'effort normal sont déterminés selon les combinaisons comprenant la charge permanente, d'exploitation ainsi que les charges sismiques.

### VI.2.3 Combinaison

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) sont les suivantes :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

**VI.2.4 Prescriptions imposées par RPA99****1) Aciers verticaux**

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il puisse reprendre les contraintes induites par la flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par le **RPA 99** et décrites ci-dessous :

- a) L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20%, de la section horizontale du béton tendu.
- b) Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur des voiles.
- c) À chaque extrémité de voile, l'espacement des barres doit être réduit du dixième de la longueur de voile ( $L/10$ ), cet espacement doit être inférieur ou égal à 15 cm ( $s_t \leq 15\text{cm}$ ).

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

**2) Aciers horizontaux**

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munies de crochets à ( $135^\circ$ ) ayant une longueur de  $10\Phi$ .

**3) Règles générales**

Les armateurs transversaux doivent respectes les dispositions suivantes :

- a) L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur des deux valeurs suivantes.

$$S \leq 1.5.e$$

$$S \leq 30\text{cm}$$

Article 7.7.4.3 RPA

e : épaisseur du voile

**b)** Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingle au mettre carrée. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

**c)** Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zone d'about) ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{10}$  de la l'épaisseur du voile.

**d)** Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- **40Φ** pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts sont possibles.
- **20Φ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

**VI.2.5 Ferrailage vertical :**

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de :

$$d \leq \min\left(he; \frac{2L}{3}\right) \text{ Article 7.7.4 RPA 99 (version 2003)}$$

L : est la longueur de la zone comprimée.

**VI.2.6 Exemple d'application :**

Nous proposons le calcul détaillé en prenant les voiles V<sub>1</sub>(L=3.9 m) en zone I :

-Détermination des sollicitations :

$$M_{\max} = 1942.17 \text{ KN} \cdot \text{m} \qquad I = \frac{b \times L^3}{12} = \frac{0,2 \times 3.3^3}{12} = 0.59 \text{ m}^4$$

$$N_{\text{cor}} = 1157.83 \text{ KN} \cdot \text{m} \qquad \Omega = b \times L = 0,20 \times 3.3 = 0,66 \text{ m}^2$$

$$v = h/2 = 1.65 \text{ m}$$

**VI.2.6.1 Armatures verticales: (NAVIER-BERNOULLI)**

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M \cdot v}{I} = \frac{1157.83}{0.59} + \frac{1942.17 \times 1.65}{0.66}$$

$$\sigma_1 = 6788.52 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M \cdot v}{I} = \frac{1157.83}{0.59} - \frac{1942.17 \times 1.95}{0.66}$$

$$\sigma_2 = -2922.33 \text{ KN/m}^2$$

$$L_t = 0$$

⇒ S.P.C (section partiellement comprimée).

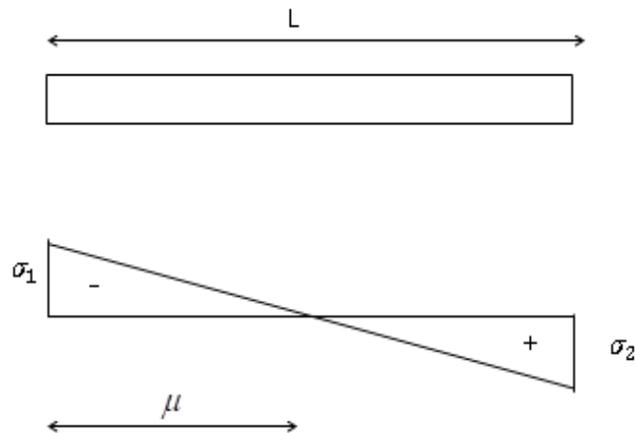


Figure 66:  $\sigma_2 - \sigma_1$

En utilisant les triangles semblables pour la détermination de longueur de compression :

$$\left\{ \begin{aligned} l_c &= \frac{L \times \sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} = \frac{3.3 \times 6788.52}{6788.52 + 2922.33} = 2.31\text{m} \\ \mu &= L - l_c = 3.3 - 2.31 = 0.99\text{m} \end{aligned} \right.$$

$$T = (\sigma_1 \times \mu \times b) / 2$$

$$T = 2922.33 \times 0.99 \times 0.2 / 2 = 0.29021\text{MN}$$

$$A_s = \frac{T}{\left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)}$$

$$A_s = \frac{0.29021}{\left(\frac{400}{1}\right)} = 7.26\text{cm}^2$$

$$A_{\text{adopte}} = 7.26 \text{ cm}^2$$

### VI.2.6.2 Armatures minimales du RPA 99:

$$A_{\min} = 0.2\% \times b \times l_t = 0.0020 \times 20 \times 122 = 4.88\text{cm}^2$$

Donc :  $A_{RPA} = 4.88\text{cm}^2 < A_{\text{adopte}} = 10.88\text{cm}^2$

- **Aciers de couture :**

$$A_{VJ} = 1.1 \times \frac{V}{f_e} = 1.1 \times \frac{0.4301}{400} = 10.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ finl}} = A_v + A_s = 10.75 + 10.88 = 21.63 \text{ cm}$$

### **VI.2.6.3 espacements :**

En zone courante :  $S_t \leq \min (1.5e, 30) = 30 \text{ cm}$ .

Soit :  $S_t = 20 \text{ cm}$

En zone d'about :  $S_{ta} = S_t/2 = 10\text{cm}$ .

- La quantité minimale dans la zone d'about doit être supérieure ou égale à 4HA10.
- La quantité minimale dans la zone courante doit être supérieure à 0.1% de la section du voile.

La zone d'about égale à  $A = 0.001 \times L = 0.001 \times 3000 = 3 \text{ cm}^2$ .

Le ferrailage final sera comme suit (pour une seule nappe) :

- En zone d'about : **2T14** avec un espacement égale à **10cm**
- En zone courante : **7T12** avec un espacement égale à **20 cm**

La section totale d'armature dans la section de voile est égale à **22.00cm<sup>2</sup>**

### **VI.2.6.4 Ferrailage horizontal à l'effort tranchant :**

#### **a. Vérification des voiles à l'effort tranchant :**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvée à la base du voile majorée de 40% (Art 7.7.2 RPA 99).

-La contrainte de cisaillement est :  $\tau_u = 1.4 T_{\text{cal}}/b_0d$

Avec ;

T : l'effort tranchant à la base du voile.

$b_0$  : épaisseur de voile.

d: hauteur utile.=0.9h

h:hauteur totale de la section brute.

-la contrainte limite est :  $\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ .

Il faut vérifier la condition suivante :  $\tau_u \leq \bar{\tau}$

$$\tau_u = 1.4 \frac{T_{calcul}}{b_0 d} = 1.4 \frac{0.4301}{0.2 \times 2.97} = 1.014 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ Mpa}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}$  condition vérifiée.

### b- Calcul du ferrailage horizontal résistant à l'effort tranchant :

Les sections  $A_t$  des armatures d'âme est donnée par la relation :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq (\tau_u - 0.3 f_{ij} K) / 0.8 f_c$$

$K=0$  dans le cas d'une fissuration très préjudiciable ; ou dans le cas de bétonnage non munie d'indentations la surface de reprise.

$K=1$  en flexion simple, sans reprise de bétonnage.

$K=1+3\sigma_{cm}/f_{c28}$  en flexion composée avec N, effort de compression.

$K=1-10\sigma_{tm}/f_{c28}$  en flexion composée avec N, effort de traction.

$\sigma_{tm}$ ,  $\sigma_{cm}$ , étant la contrainte moyenne de traction et de compression obtenus en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Dans notre cas, on n'a pas de reprise de bétonnage ; donc on prend  $k=0$ .

D'autre part la RPA99/version 2003 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

0.15 % de la section du voile considérée si :  $\tau_b \leq 0.025 f_{c28}$

0.25 % de la section de voile considérée si :  $\tau_b > 0.025 f_{c28}$ .

$$S_t \leq \min (1.5a; 30\text{cm}) / S_t = 25\text{cm}$$

$$A_t \geq (0.2 * 0.25 * 1.04) / (0.8 * 400)$$

$$A_t \geq 1,58\text{cm}^2$$

$$A_{S_{\min RPA}} = 0,0015 \times 0,2 \times 3.06 = 9.18\text{cm}^2$$

**8T10** avec un espacement égale à **25cm** (**As=6.28** pour une seule nappe)

- **Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après**

	Voile 1	Voile 2	Voile 3
L (m)	3.3	1.9	1 ,4
A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	9.9	5.7	4.2
L /10 (m)	0,33	0,19	0,14
A <sub>adopte</sub> (L/10)	8T14	8T10	4T10
S <sub>t</sub> (cm)	10	10	10
Z courante (m)	2.64	1.71	1,7
A <sub>adopte</sub>	14T12	16T10	10T10
S <sub>t</sub> (cm)	20	20	20

**VI.2.6.5**

**Les Table 47:Ferrailages horizontal des voiles**

**armatures**

**transversales :**

On

adopte 4 épingles T8 par mètre carré, et des cadres dans les extrémités du voile T8 tous les 15cm.

- **Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après**

voile	L(m)	T (kN)	$\tau_u$ (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	vérificati	At (cm <sup>2</sup> )	A <sub>Smin</sub> RPA	Choix par face	A <sub>h</sub> <sup>adopté</sup>	S <sub>t</sub> (cm)
V1	3.3	430.1	1.014	5	CV	1,58	9,18 cm <sup>2</sup>	12T8	12,06	25
V2	1.9	262.2	0.62	5	CV	0.66	9,18 cm <sup>2</sup>	12T8	12,06	25
V3	1,4	185.04	0,44	5	CV	0.96	9,18 cm <sup>2</sup>	12T8	12,06	25

Table 48 :Ferrillages vertical des voiles

VI.2.6.5 Schéma de ferrillage :

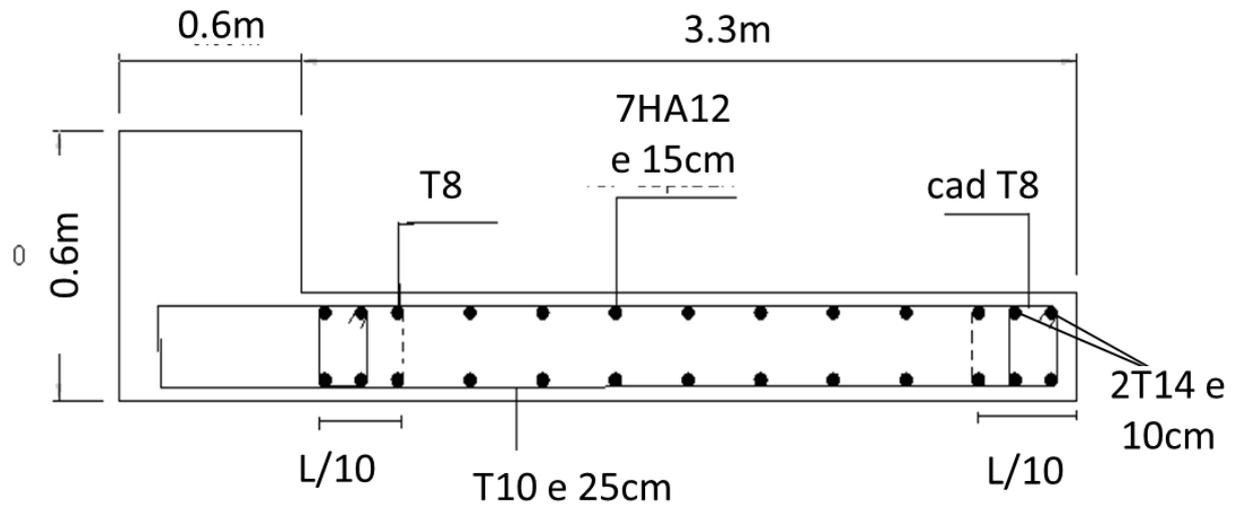


Figure 67:Schéma de ferrillage Des voiles

Chapitre VII  
Étude de  
L'infrastructure

**VII.1 Introduction :**

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par les sous dimensionnements des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales et les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

**VII.2 Étude du voile périphérique :**

Le voile périphérique a pour but de croître la rigidité de la base et de servir d'obstacle de la circulation des eaux dans l'infrastructure. Il est commandé par le RPA 99 pour les ossatures au-dessous du niveau de base.

**VII.2.1 Dimensionnement :**

D'après le RPA99/version 2003, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Epaisseur  $\geq 15$  cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Un recouvrement de  $40 \phi$  pour les renforcements des angles.

On adopte une épaisseur  $e = 20$  cm.

**Hypothèse de calcul**

- Le voile sera calculé pour la poussée des terres. Il est considéré comme une dalle encastrée sur les quatre cotés.
- Le calcul se fait selon une bande de 1m de largeur.

**VII.2.2 Calcul des contraintes :**

**Poussée du au terres :**

$$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_v(z) = K_0 \cdot \gamma_h \cdot z.$$

$$\varphi = 1^\circ$$

$$K_0 = \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,96$$

**K<sub>0</sub>**: coefficient de poussée des terres au repos.

**σ<sub>v</sub>** : contrainte verticale due au poids des terres.

**Z** : profondeur considérée.

**γ** : poids spécifique du sol. (18 KN/m<sup>3</sup>)

$$0 \leq z \leq 2,56$$

$$\sigma_H = 0,96 \times 18 \cdot z \quad \Rightarrow \quad \sigma(0) = 0 \text{ KN/m}^2 \quad \sigma(2,61) = 45,1 \text{ KN/m}^2$$

**Poussée due au surcharge :**

$$\sigma_q = K_0 \cdot q = 0,96 \cdot 5 = 4,8 \text{ KN/m}^2$$

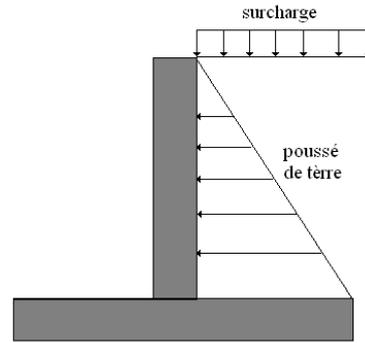
**Contrainte totale :**

$$\sigma_t = \sigma_h + \sigma_q = K_0(\sum \gamma_i \cdot z_i) + \sigma_q$$

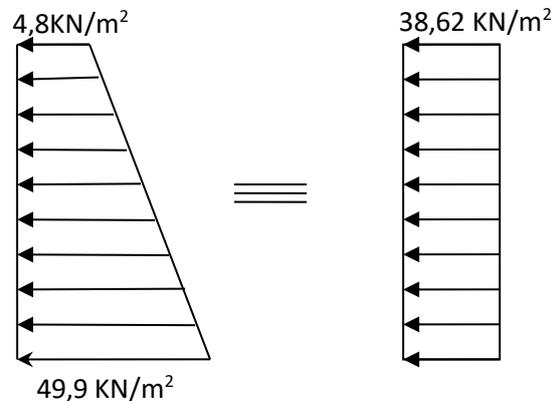
$$\sigma_1 = \sigma_h(2,61) + \sigma_q = 45,1 + 4,8 = 49,9 \text{ KN/m}^2 \quad \sigma_2(0) = 4,8 \text{ KN/m}^2.$$

**Contrainte moyenne est :**

$$\sigma_{\text{moy}} = (3\sigma_1 + \sigma_2) / 4 = 38,62 \text{ KN/m}^2.$$



**Figure 68: coupe de voile périphérique en élévation**



**Figure 69: schéma statique de voile périphérique**

**Conclusion :**

Les charges uniformément réparties appliquées sur les voiles sont :  $P_{ser} = \sigma_{moy} = 49,9 \text{ KN/m}^2$ .

**VII.2.3 Ferrailage du voile :**

Le ferrailage sera calculé pour le panneau le plus sollicité en flexion simple

$$l_x = 2,61 \text{ m} \quad l_y = 4,5 \text{ m.}$$

$\alpha = l_x / l_y = 2,61/4,5 = 0.58 > 0,4$  donc le panneau travail dans de sens

$$M_{ox}^s = \mu_x^s \cdot q_s \cdot L_x^2$$

$$M_{oy}^s = \mu_y^s \cdot M_{ox}^s$$

$$\mu_x^s = 0.081$$

$$\mu_y^s = 0.305$$

$$M_{ox}^s = 27.53 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy}^s = 8.40 \text{ KN.m}$$

Le Panneau est intermédiaire:

Sens (**x-x**) la petite portée

$$\text{Au centre} \quad M_{tx} = 0.75 M_{ox} = 20.65 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sur le bord} \quad M_{ax} = -0.5 M_{ox} = -13.76 \text{ KN.m}$$

Sens (**y-y**) la grande porté

$$\text{Au centre} \quad M_{ty} = 0.75 M_{oy} = 6.3 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sur le bord} \quad M_{aey} = -0.5 M_{oy} = -4.2 \text{ KN.m}$$

- **Ferrailage :**

$$\mu = \frac{M}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} \quad , \quad \alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) \quad , \quad A_s = \frac{0,8 \alpha b d \cdot \sigma_{bc}}{\sigma_s}$$

Selon le RPA 99 (art 10.2.1) Préconise un % min d'armatures de 0,1 % dans les deux sens donc :

$$A_H = b.h0,001 = 2 \text{ cm}^2$$

$$A_V = b.h0,001 = 2 \text{ cm}^2.$$

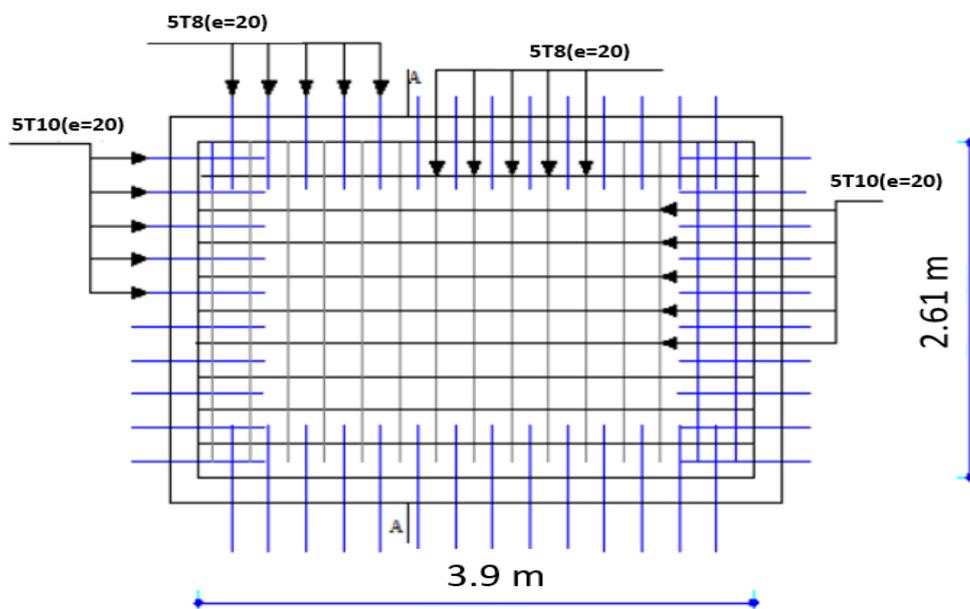
$$A_{min} \text{ (BAEL91)} = \max \left( \frac{bh}{1000} ; \frac{0.23 bh}{f_e} f_{c28} \right)$$

Les résultats sont inscrits dans le tableau ci-dessous

X-X		M	$\mu$	$\alpha$	$A_s \text{ cm}^2$	$A_{min}$	$A_{adopté}$	$A_{ad}$	$S_t$
		(t.m)				$\text{cm}^2$		$\text{cm}^2$	(cm)
X-X	travée	15.83	0.050	0.064	3.76	2	<b>5T10</b>	3.93	20
	appuis	10.55	0.033	0.041		2.40	2	<b>5T10</b>	3.93
Y-Y	travée	8,077	0.0252	0.031	1.82	2	<b>5T8</b>	2.51	20
	appuis	5.38	0.0168	0.021	1.23	2	<b>5T8</b>	2.51	20

**Table 49: Ferrailage du voile périphérique sens x-x et y-y**

**VII.2.4 schéma Ferrailage**



**Figure 70: Ferrailage du voile**

### **VII.3 Etude de fondation**

#### **VII.3.1 Les types de fondations**

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égale à 2 bars, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle isolée.
- Semelle filante.
- Radier général

#### **VII.3.2 Choix de type de fondation :**

Le choix de type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

#### **VII.3.3 Le plan de travail**

Tout d'abords on va supposer que les semelles sont du type superficielles isolées de dimensions (A×B) m<sup>2</sup> qu'on doit calculer, si on obtient des dimensions acceptables (vis à vis les entres axes) on adoptera les semelles telles qu'elles sont calculées, sinon on doit passer à un autre type de fondation superficielle (le radier ou les semelles filantes).

#### **VII.3.3 Dimensionnement des semelles isolées :**

$$B.L = S = \frac{N_{\max}}{\overline{\sigma}_s}$$

$\overline{\sigma}_s$  est la contrainte admissible du sol.(2bar)

$$N_{\max} = G+Q= 73264.23 \text{ KN}$$

$$\text{Alors } B.L = 73264.23 / 200 = 366.32 \text{ m}^2$$

$$* \text{ Surface totale du bâtiment : } S_{\text{bâtiment}} = 315.2\text{m}^2$$

$$* \text{ Surface totale des semelles : } S_{\text{semelles}} = 366.32 \text{ m}^2$$

Le rapport de surface des semelles à celui du bâtiment est :  $S_S / S_B = 86\% > 50\%$

\* La surface totale des semelles dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles.

En effet, cela nous conduit à adopter un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser : c'est le « radier général »

### **VII.3.4 Calcul du radier :**

Ce type de fondation offre une surface d'appui continue sous l'ouvrage et permet une répartition uniforme des charges ; donc d'assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage.

#### **VII.3.3.1 Pré dimensionnement du radier :**

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par l'ossature, il est soumis aux contraintes du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide), son épaisseur doit satisfaire les conditions suivantes :

#### **VII.3.3.2 Condition forfaitaire:**

$$h_t \geq L_{\max} / 10 .$$

$L_{\max}$  : la plus grande distance entre deux poteaux

$h_t$  : épaisseur du radier.

$$h_t \geq 450 / 10 = 45 \text{ cm} .$$

#### **VII.3.3.3 Condition de rigidité :**

Pour que le radier soit considéré comme étant rigide il faut que  $l_{\max} \leq \frac{\pi}{2} l_e$

$l_{\max}$  : la distance entre deux poteaux

$l_e$  : longueur élastique du radier donnée par la formule  $l_e = \frac{\pi}{4} \left( \frac{4EI}{K.b} \right)^{\frac{1}{3}}$

E: module d'élasticité du sol est pris égale à  $E = 2 \cdot 10^7 \text{ KN/m}^2$

I: inertie d'une bande de 1m de largeur  $I = \frac{bh^3}{12}$

K: coefficient de raideur du sol, pour les sols de moyenne résistance il est  $4 \cdot 10^4 \text{ KN/m}^3$

b: largeur de section (bande de 1m)

Donc

$$h^3 \geq \frac{12Kl^4_{\max}}{\pi^4 E^3} = \frac{12 \times 4 \times 10^4 \times 4,5^4}{\pi^4 \times 2 \times 10^7} \\ \Rightarrow h \geq 50\text{cm}$$

Donc on prend  $h = 80\text{cm}$ .

**VII.3.3.4 Vérification au non poinçonnement :** [C.B.A art A.5.2.4.3]

Les armatures de poinçonnement ne sont pas nécessaires si la condition suivante est vérifiée

$$N_u \leq 0,045 \mu_c h f_{c28}$$

$N_u$ : charge de calcul à l'ELU de poteau le plus sollicité  $N_u = 2544,3\text{KN}$

$\mu_c$  : Périmètre du contour sur lequel agit la charge  $\mu_c = 2(a' + b')$

$a' = b' = a + h_r = (80 + 60) = 140\text{cm} \Rightarrow \mu_c = 440\text{cm}$ ,  $h_r$  l'épaisseur total du radier.

$$0,045 \times 4,4 \times 0,6 \times 25 \times 10^3 = 2475\text{KN}$$

$N_u$ : charge de calcul à l'ELU de poteau le plus sollicité  $N_u = 2334,28\text{KN} \leq 2475\text{KN}$  (CV)

Surface nécessaire du radier:  $S_r = \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$

la surface totale de la structure  $S = 315,2\text{m}^2$

$$N_{ser} = N_{structure} + N_{radier}$$

$$N_{radier} = 0,8 \times 315,2 \times 25 = 6304 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = 73264,23 + 6304 = 79568,23 \text{ KN}$$

$$S_r = \frac{79568,23}{200} = 397,84\text{m}^2$$

La surface du radier supérieure à la surface du bâtiment, donc on ajoute débord de 50cm

**VII.3.3.5 Calcul de ferrailage:**

Le radier sera calculé comme un plancher constitué des panneaux (dalle pleine), appuyé sur les voiles et les poteaux et soumise à une charge uniformément répartie égale à la réaction du sol.

Poids total de la structure a l'ELU est de  $P_{su} = 103311.58\text{KN}$

Surface totale du radier est de  $S_r = 421,72 \text{ m}^2$

Poids total du radier est du  $P_r = 0,5 \times 25 \times 421,72 = 5271.5\text{KN}$

Poids total  $P_T = P_{su} + 1,35(P_r) = 110428.10\text{KN}$

Donc la contrainte est de  $\frac{P_T}{S_r} = 261.85 \text{ KN/m}^2$

Le panneau le plus sollicité c'est le panneau de rive dont les dimensions:

$L_x = 4.15\text{m}$  et  $L_y = 4,5\text{m}$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0,92 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$M_{0x} = \mu_x p l_x^2 \quad \text{et} \quad M_{0y} = \mu_y M_{0x}$$

$$\left. \begin{array}{l} \mu_x = 0,0437 \\ \mu_y = 0,825 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \nu : 0 \text{ Coefficient de poisson} \\ \text{[CBA93/A.2.1.3]} \end{array}$$

$$M_{0x} = 0,0437 \times 261.85 \times 4,15^2 = 199.33\text{KNm}$$

$$M_{0y} = 0,8251 \times 199.33 = 164.46 \text{ KNm}$$

$$M_{tx} = 0,85M_{0x} = 169.43\text{KNm}$$

$$M_{ty} = 0,85M_{0y} = 139.79\text{KNm}$$

$$M_{ax,y} = -0,5M_{0x} = -99.66\text{KNm}$$

- Dans le sens de la petite portée:

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2f_{bc}} = \frac{139.79 \times 10^{-3}}{1 \times 0,45^2 \times 14,2} \Rightarrow \mu = 0,048$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,061$$

$$A_s = \frac{0,8\alpha b d f_{bc}}{\sigma_{su}} = 8,96 \text{ cm}^2$$

Condition de non-fragilité:

$$A_{smin} = \max \left\{ \frac{b_0 h}{1000}; 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \Rightarrow A_{smin} = 5,43 \text{ cm}^2$$

$A_s > A_{smin}$ , on prend  $A_s$

Donc on adopte 5T16 avec  $S_t = 15 \text{ cm}$

- Dans le sens de la grande portée:

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{169,43 \times 10^{-3}}{1 \times 0,45^2 \times 14,2} \Rightarrow \mu = 0,059$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,076$$

$$A_s = \frac{0,8\alpha b d f_{bc}}{\sigma_{su}} = 11,16 \text{ cm}^2$$

Donc on prend  $A_s > A_{min} = 6,52 \text{ cm}^2$ , et on adopte 6T16 avec  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

Appui:

$$\mu = \frac{M_{ax,y}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{99,66 \times 10^{-3}}{1 \times 0,45^2 \times 14,2} \Rightarrow \mu = 0,034$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,043$$

$$A_s = \frac{0,8\alpha b d f_{bc}}{\sigma_{su}} = 6,31 \text{ cm}^2$$

Donc on prend  $A_s > A_{min} = 6,52 \text{ cm}^2$ , et on adopte 6T12 avec  $S_t = 15 \text{ cm}$

### **VII.3.3.6 Dimensionnement est Ferrailage De la Nervure :**

#### **VII.3.3.6.1 Hauteur de la nervure :**

Pour avoir une nervure régicide il faut vérifier la condition suivent :

$$L_e \geq \frac{2L_{max}}{\pi}$$

Avec :

$L_{\max}$  : plus grande distance entre deux files parallèles.

$L_e$  : longueur élastique de la nervure

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K}}$$

E : module d'élasticité.

I : inertie de la section du nervure.

K : coefficient de raideur du sol.

b : largeur de nervure

$$L_{\max} = 4,5 \text{ m}$$

$$b = 0,3 \text{ m}$$

$$\text{donc } I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$\text{on a : } h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \cdot K \cdot L_{\max}^2}{E \pi^2 b}}$$

$$E = 3,21 \times 10^6 \text{ t/m}^2 \quad K = 4000 \text{ t/m}^3$$

$$\Rightarrow h \geq 0,742 \text{ m en prend } h = 80 \text{ cm}$$

### **VII.3.3.6.1 Charge et sur charge :**

En à vérifier la condition de la rigidité du nervure, on peut admettre donc que les contraintes varient linéairement le long de la fondation.

Dans ce cas on considère que les nervures sont appuyées au niveau des éléments porteurs de la superstructure et chargées en dessous par les réactions du sol.

Pour le calcul on prend:

$$L_x = 4,5 \text{ m}, L_y = 4,15 \text{ m}$$

Pour les deux Sens :

• **Nervure de rive :**

$$q_u = \frac{N_u}{S_r} = \frac{11112.32}{421,72} = 26,35 \text{ t/m}$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_r} = \frac{8299.45}{421,72} = 19,68 \text{ t/m}$$

- ELU :

$$M_t = 543.32 \text{ KN. m.}$$

$$M_a = -93.46 \text{ KN. m.}$$

- ELS :

$$M_t = 483.59 \text{ KN. m.}$$

$$M_a = -80.30 \text{ KN. m.}$$

• **Ferrailage de nervure a l'ELU et l'ELS .**

		M [KN. m]	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	A <sub>cal</sub>	A <sub>min</sub>	A <sub>adop</sub>	Section adoptée
<b>ELU</b>	<b>Appui</b>	93.46	0.019	0.024	0.99	3.61	24	25.2	8HA20
	<b>Travée</b>	543.32	0.113	0.150	0.94	0.22	24	25.2	8HA20
<b>ELS</b>	<b>Appui</b>	80.30	0.017	0.021	0.99	3.10	24	25.2	8HA20
	<b>Travée</b>	483.59	0.101	0.133	0.94	0.19	24	25.2	8HA20

**Table 50:Ferrailage de nervure a l'ELU et l'ELS .**

**VII.3.3.6.2 Vérifications à l'ELU :**

-Vérifications de là l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b \cdot d} \leq \tau_{ulim}$$

Pour des fissurations peu préjudiciables : on a

$$\tau_{ulim} \leq \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_{ulim} \leq 3.33 \Rightarrow \tau_{ulim} = 3 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = C = 0.30 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.30 \text{ MPa} \leq \tau_{u\text{lim}} = 3 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (cv)$$

•Condition de non fragilité :

$$A_{\text{min}} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} \quad (\text{BAEL91. A. 4.2})$$

$$A_{\text{min}} \geq 0.23 \times 60 \times 75 \times \frac{2.1}{400} = 5.43 \text{ cm}^2$$

**VII.3.3.6.3 Le pourcentage minimal d'armature :**

• Selon BAEL91 :

$$A_{\text{min BAEL}} = 0.001 \times h \times b \quad (\text{BAEL91. B.6.4})$$

$$A_{\text{min BAEL}} = 0.001 \times 80 \times 60 = 4.8 \text{ cm}^2$$

• Selon RPA99/2003 :

$$A_{\text{min RPA}} = 0.5\% \times h \times b \quad (\text{Art.7.5.2.1})$$

$$A_{\text{min RPA}} = 0.5\% \times 80 \times 60 = 24 \text{ cm}^2$$

**VII.3.3.6.4 Armatures transversales minimales**

$$\emptyset \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \emptyset \right) = (22, 60, 20) \rightarrow \text{On prend } \emptyset = 10\text{mm}$$

**VII.3.3.6.5 Espacement des armatures transversales**

• En zone nodale

$$St \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 12\emptyset_L \right) \Rightarrow St \leq \min(22.5, 24) \quad St \leq 20$$

• En zone courante

$$St \leq \frac{h}{2} = \frac{80}{2} \Rightarrow St \leq 40$$

Nous prenons :

$$St = 20 \text{ cm En zone nodale}$$

St = 30 cm En zone courante

VII.3.3.6 Schéma de ferrailage :

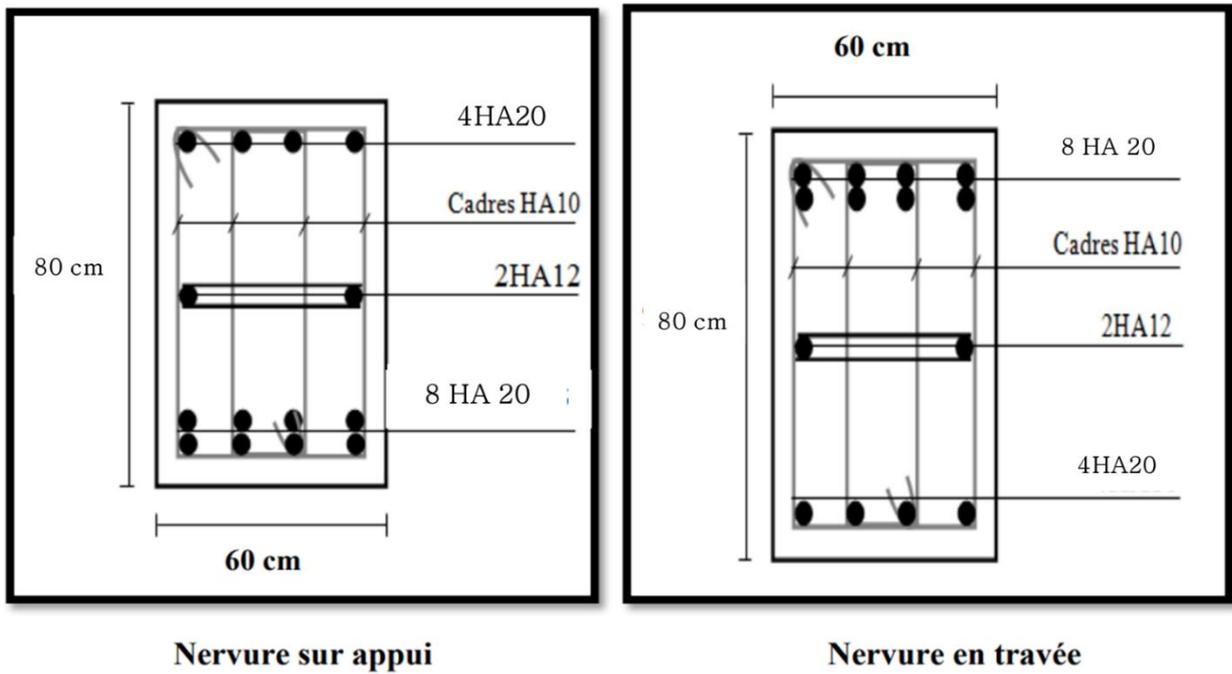


Figure 71: Schéma de ferrailage Nervure

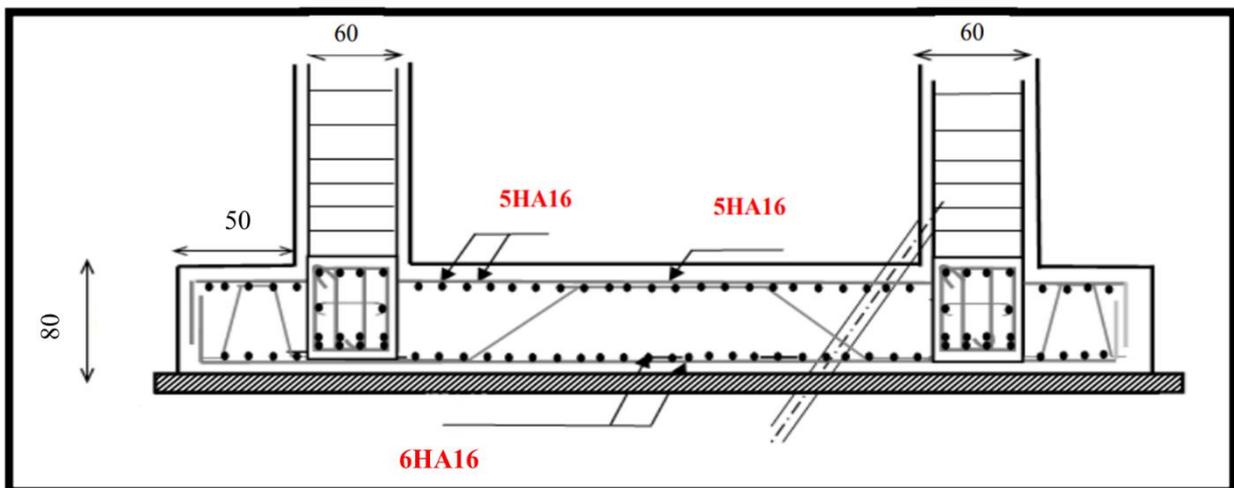


Figure 72: Schéma de ferrailage radier

---

**Conclusion générale**

---

La réalisation de cette étude nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

Ce projet qui constitue pour nous une première expérience, nous a été très bénéfique puisque l'utilisation de l'outil informatique nous a permis d'économiser beaucoup de temps, mais la maîtrise du logiciel reste une étape très importante qui demande les connaissances de certaines notions de base des sciences de l'ingénierie.

Et enfin on a constaté que le travail d'une étude demande beaucoup de vigilance pour assurer une bonne conception parasismique de la structure de l'ouvrage. et aussi les conditions économiques qui sont souvent liées à la simplicité de la conception.

---

## **Bibliographie**

---

### **REGLEMENTS**

-  Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003
-  Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93
-  Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91
-  Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R.B.C .2.2:

### **Cours**

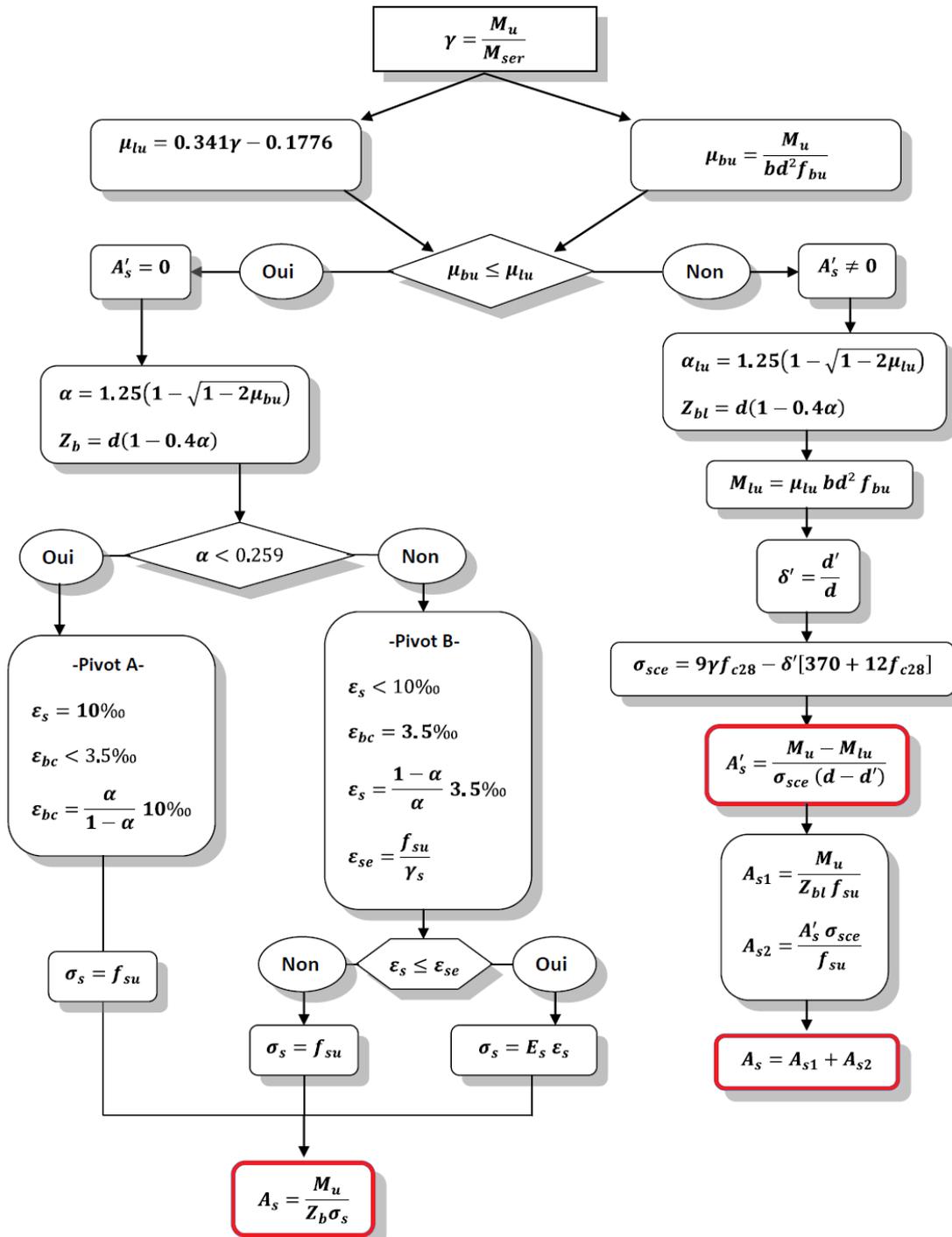
-  Béton armé (**Pr. Tallah Bachir**)
-  Dynamique des structure (**Pr. Machkori .M**)

### **LOGICIELS**

-  Logiciel d'analyse des structures **ROBOT**.
-  EXCEL 2016.
-  WORD 2016.
-  AUTO CAD 2016.

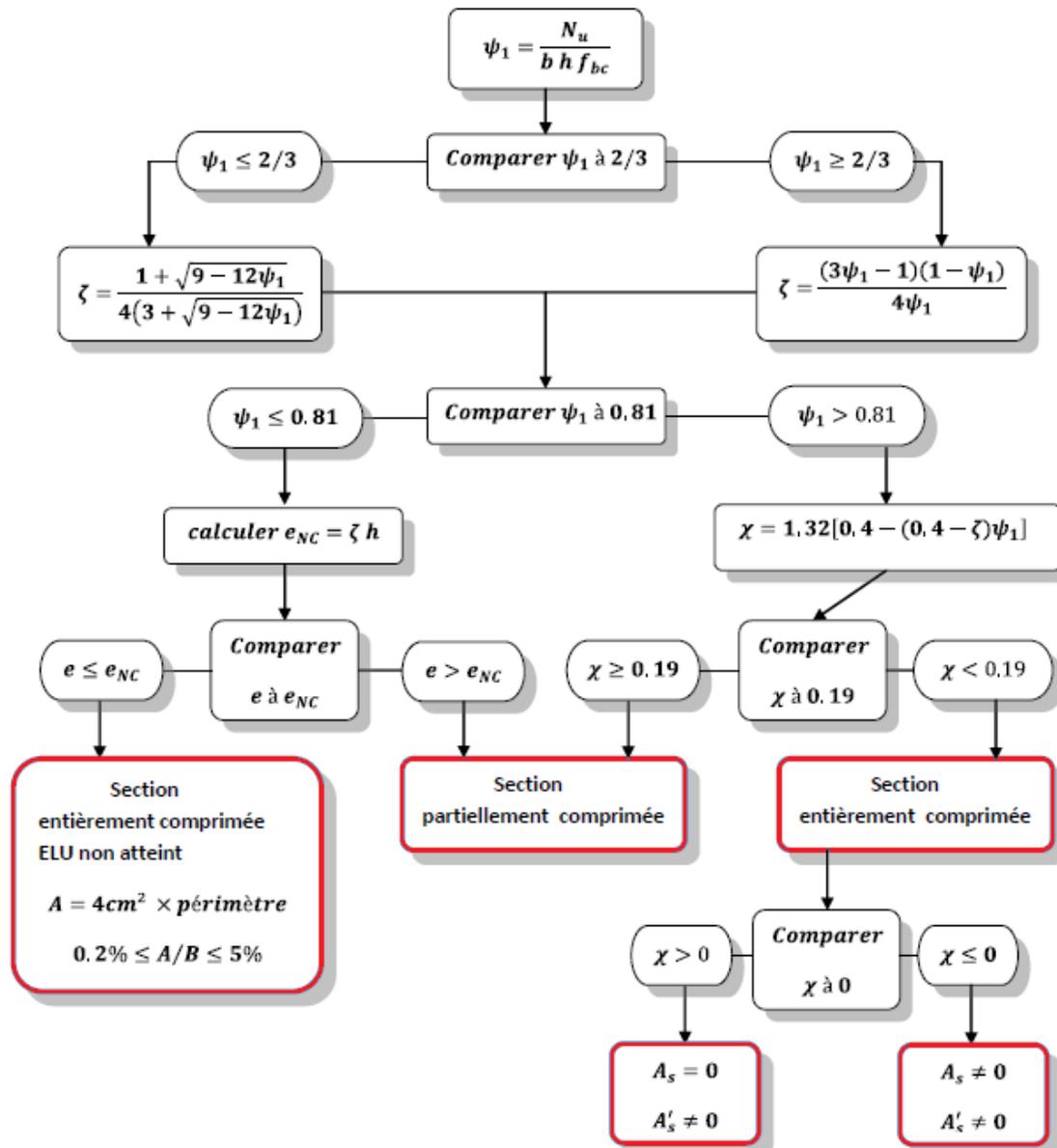
## Annex

**Annexe 1 :** Organigramme pour les principales étapes du ferrailage en flexion simple. *Données :*  $b, h, d, d', d'', f_{c28}, f_e, f_{su}, f_{bu}, M_{ser}$  et  $M_u$



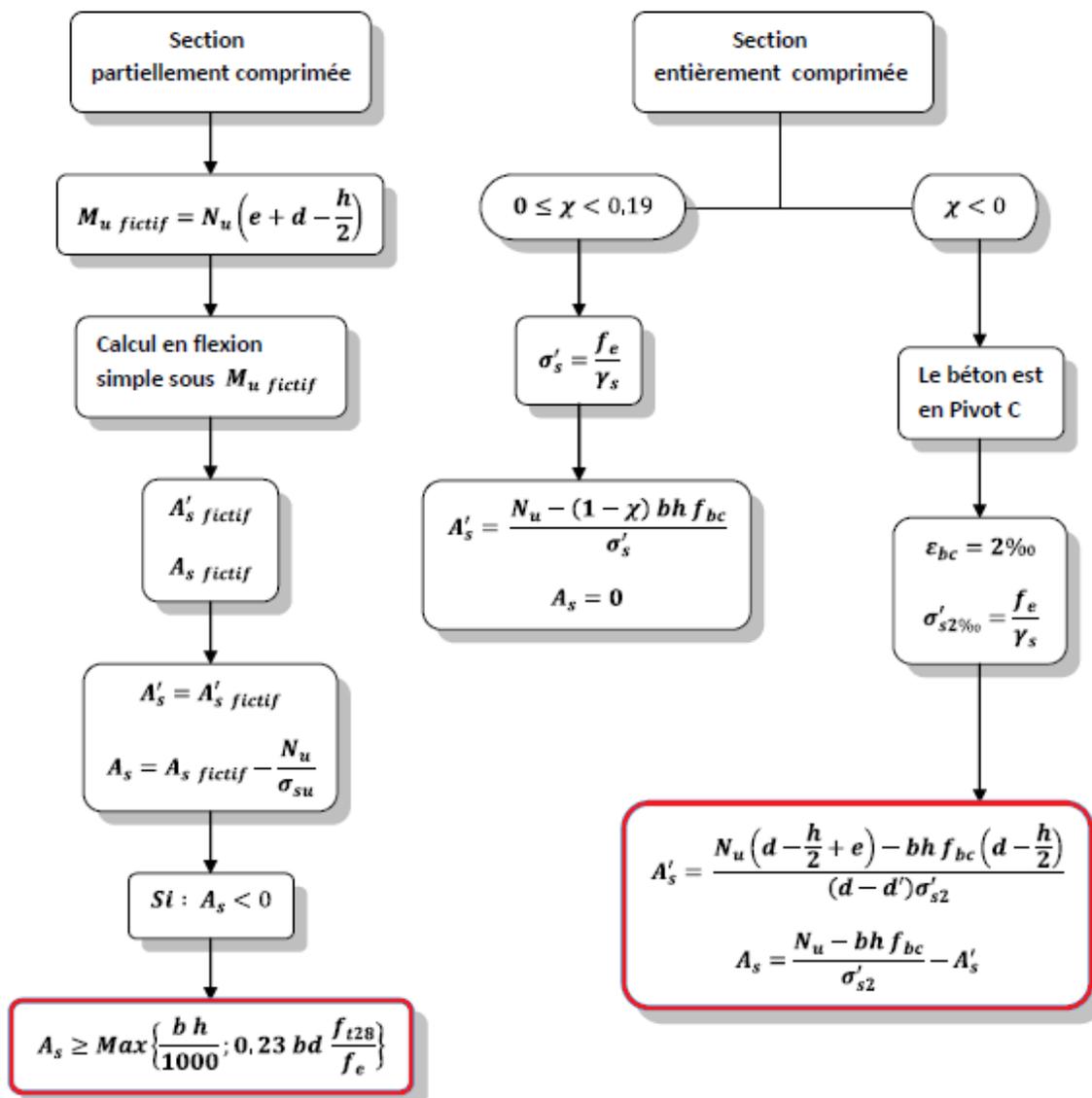
**Annexe 2 :** Organigramme pour connaître si la section est entièrement tendue, entièrement comprimée, ou partiellement comprimée (tendue) .

**Données :**  $b$ ,  $h$ ,  $d$ ,  $e$ ,  $f_{bc}$ ,  $N_u$ ,  $M_{ser}$  et  $M_u = eN_u$



**Annexe 3** : Organigramme pour les principales étapes du ferrailage en flexion composé .

Données :  $b$ ,  $h$ ,  $d$ ,  $e$ ,  $f_{bc}$ ,  $\chi$  et  $N_u$



**Annexe 4** : Exemple de Rapport de Coulage de Béton

ANALYSE DES SOLS, TESTS, ETUDES, & CONSTRUCTIONS						
N°	009					
Date						
<b><i>COULER DU BETON</i></b>						
PROJET :	Bon de commande					
Execution of a separation and compression centre (CSC)	N° 011/2021					
CLIENT: SARL PIPELINE OIL GAZ – NITROGEN	Date 14/02/2021					
Destination						
Prélèvement, confection et transport des échantillons par	Laboratoire ASTEC					
Dosage [kg/m <sup>3</sup> ] /ciment CRS	400 KG/m <sup>3</sup>					
Matériel d'essai : Presse à béton Controls, série n° 03105564						
<b>FORME ET DIMENSIONS DES EPROUVETTES</b>						
Cylindrique	D16H32					
+						
N° Camion	Quantité	Afsm	Tem Beton	Tem Jor	Her	Epr
						A B C D E F
Date charge	Date Crasements 07 J	Date Crasements 28 J	Toute Quantité			
Opérateur			Visa du laboratoire			

**Annexe 5** : Exemple de Rapport Pour les essais de Compression du Béton

ANALYSE DES SOLS, TESTS, ETUDES, & CONSTRUCTIONS							
<p><b>PROCES VERBAL</b>            DETERMINATION DE LA RESISTANCE EN COMPRESSION D'ÉPROUVETTES            DE BETON DURCI</p>							
<p>EN 12 390 – 3 du 05 Février 2003</p>							
<p>PROJET : Execution of a separation and compression centre (CSC)</p>							
<p>CLIENT: SARL PIPELINE OIL GAZ – NITROGEN</p>							
<p>Bon de commande :</p>							
N°	011/20						
Date							
Destination							
Prélèvement, confection et transport des échantillons par	Laboratoire ASTEC						
Dosage [kg/m <sup>3</sup> ] /ciment CRS	400 KG/m <sup>3</sup>						
Matériel d'essai : Presse à béton Controls, série n° 03105564							
<b>FORME ET DIMENSIONS DES EPROUVETTES</b>							
Cylindrique	D16H32						
N°épr	Date de coulage	Date essai	Age (j)	Poids Kg	Charge (KN)	RC (bars)	Moyenne (bars)
- A							
- B							
- C							
Opérateur				Visa du laboratoire			

