



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche  
جامعة عبد الحميد ابن باديس مستغانم  
Université Abdelhamid Ibn Badais de Mostaganem  
كلية العلوم والتكنولوجيا  
Faculté des Sciences et de la Technologie



N° d'ordre : L...../GC/2021

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie civil.

Spécialité : Structures.

### *Thème*

**Etude technico-économique et géotechnique d'un  
bâtiment à usage d'habitation (R+9) à Mostaganem**

Présenté par :

➤ MAHAMAT ZENE AYOUB

*Soutenu le 11/07/2021 devant le jury composé de :*

➤ Président : Mr. MALIKI MUSTAPHA

➤ Examineur : Mr. ZELMAT YASSINE

➤ Encadrant : Mr. BENSOUA MOHAMED

Année Universitaire : 2020/ 2021

## *Dédicaces*

*Je dédie ce modeste mémoire à mes très chers parents qui n'ont jamais cessé à m'encourager, me conseiller et me soutenir durant tout au long de mes parcours.*

*Je dédie également à mes deux grand-mères qui n'ont jamais abandonné de me conseiller et de prier pour que je serai sous la protection divine.*

*Je dédie aussi à mon grand-père ABDELGADIR OUSMANE pour tous ces efforts fournis à ma faveur et qui est toujours présent à mes côtés.*

*Je dédie aussi à mes frères, sœurs, mes oncles et mes tantes pour leurs prestigieux conseils, soutiens et surtout leurs appuis moraux.*

*Par la même opportunité, je tiens à le dédier à mes amis et mes promotions de 2016 pour les fabuleuses années qu'on a passé ensemble.*

*En signe de ma profonde et affectueuse reconnaissance pour toute la complicité durant mes études, que ce mémoire soit pour vous un témoignage de mes reconnaissances et affections.*

*Mahamat Lene Ayoub*

## ***Remerciements***

*Louange à Allah le tout miséricordieux de m'avoir donné pleinement la santé, le courage et la détermination d'entamer et d'achever ce modeste mémoire.*

*Tout d'abord, ce travail ne serait pas riche et n'aurait pu avoir le jour sans l'aide et l'encadrement de **Mr. Bensoula Mohamed**, je le remercie pour la qualité de son encadrement exceptionnel, sa patience, sa rigueur, son partage du savoir et sa disponibilité inconditionnelle durant la préparation de ce mémoire.*

*Mes remerciements vont également à tous les professeurs qui m'ont enseigné durant tout au long de ma formation universitaire.*

*Je remercie également les membres du jury, d'avoir lu et examiner le présent travail.*

*Et enfin mes remerciements vont à ma famille pour les sacrifices fait pour que je termine mes études.*

# *Résumé*

Ce modeste mémoire est intitulé sur le thème : « études technique, économique et géotechnique d'un bâtiment en R+9 en béton armé ». Ce bâtiment est implanté dans la commune de Hassi Mamèche dans la willaya de Mostaganem. Cette région est classée en zone sismique IIa selon le Règlement Parasismique Algérienne (RPA99/V2003).

Avant l'exécution de ce projet, une étude géotechnique était menée pour déterminer les caractéristiques du sol, la contrainte admissible du sol et la hauteur d'ancrage.

Après avoir fait une bonne analyse sismique, il est conseillé d'assurer les contreventements par des voiles porteurs, car les charges verticales portés conjointement par les voiles sont strictement supérieures à 20 %. Ainsi, le dimensionnement et le ferrailage des éléments structuraux et non structuraux en plus de l'infrastructure ont été faites tout en respectant les conditions dictées par le RPA 99 version 2003 et le CBA 93.

Et enfin une étude économique a été réalisé pour déterminer l'estimation du coût des matériaux et matériels de ce bâtiment.

**Mots clés** : Sols, armatures, stabilité, devis, béton.

# *Abstract*

This modest thesis is entitled on the theme: "technical, economic and geotechnical studies of a building in R + 9 in reinforced concrete". This building is located in the commune of Hassi Mamèche in the willaya of Mostaganem. This region is classified in seismic zone IIa according to the Algerian Parasismic Regulations (RPA99 / V2003).

Before the execution of this project, a geotechnical study was carried out to determine the characteristics of the soil, the allowable soil stress and the anchoring height.

After having made a good seismic analysis, it is advisable to ensure the bracing by load-bearing walls, because the vertical loads carried jointly by the walls are strictly greater than 20%. Thus, the sizing and reinforcement of structural and non-structural elements in addition to the infrastructure were made while respecting the conditions dictated by RPA 99 version 2003 and CBA 93.

And finally an economic study was carried out to determine the estimated cost of materials and equipment for this building.

**Keywords:** Soils, reinforcements, stability, specifications, concrete.

# Liste de symboles

*ELU : Etat limite ultime de résistance*

*ELS : Etat limite de service*

*G : Charge permanents*

*Q ; P : Charge d'exploitation*

*E : Charge sismique*

*qu : Chargement ultime*

*qs : Chargement de service*

*Mf : Moment fléchissant*

*Mt : Moment de flexion en travée*

*Ma : Moment de flexion en appui*

*Md : Moment en appui droite*

*Mg : Moment en appui gauche*

*N : Effort normal*

*Td : Effort tranchant à droit du point considéré*

*Tg : Effort tranchant à gauche du point considéré*

*f<sub>c28</sub> : Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours d'âge*

*f<sub>t28</sub> : Résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours d'âge*

*E<sub>ij</sub> : Module de déformation longitudinale instantané*

*E<sub>vj</sub> : Module de déformation longitudinale différée*

*γ<sub>s</sub> : Coefficient de sécurité pour l'acier*

*γ<sub>b</sub> : Coefficient de sécurité pour le béton*

*h : Hauteur des éléments (poteaux, poutres)*

*b : Largeur des éléments*

*h<sub>0</sub> : Hauteur de la table de compression*

*σ<sub>b</sub> : Contrainte de calcul dans le béton*

*σ̄<sub>b</sub> : Contrainte admissible limite dans le béton*

*σ<sub>s</sub> : Contrainte de calcul dans l'acier*

*σ̄<sub>s</sub> : Contrainte admissible limite dans l'acier*

$\tau_u$  : Contrainte tangentielle de calcul

$\bar{\tau}_u$  : Contrainte tangentielle limite

$\Phi_t$  : Diamètre des armatures

$S$  : Espacement entre armatures transversales

$A_u$  : Armatures calculées à l'ELUR

$A_s$  : Armatures calculées à ELS

$A_a$  : Armatures en appuis

$A_t$  : Armatures en travées

$I_{xx}$  : Inertie par rapport à l'axe des abscisses

$I_{yy}$  : Inertie par rapport à l'axe des ordonnées

$M_{zz}$  : Inertie massique

$L_f$  : Longueur de flambement

$Br$  : Section réduite

$L_x$  : La plus petite dimension d'un panneau de dalle pleine

$L_y$  : La plus grande dimension d'un panneau de dalle pleine

$I_0$  : Moment d'inertie de la section homogène

$I_f$  : Moment d'inertie fictif

$f$  : Flèche due à une charge considérée ( $g$ ;  $j$ ;  $p$ )

$\Delta_{ft}$  : Flèche total

$\zeta$  : Rapport entre deux dimensions ( $L_x/L_y$ )

$\lambda$  : Elancement

$W$  : Poids total de la structure.

$\beta$  : Coefficient de pondération.

# Table de matières

Dédicaces	
Remerciements	
Résumé, Abstract .....	i
Liste de symboles.....	ii
Liste de figures .....	x
Liste des tableaux .....	xiii
INTRODUCTION GENERALE.....	1
A. PREMIERE PARTIE : ETUDE GEOTECHNIQUE.....	3
I. Introduction.....	3
I-1. But du géotechnicien .....	3
I-2. Géotechnique .....	3
I-3. Les étapes d'une étude géotechnique .....	4
I-4. Présentation de l'étude géotechnique .....	4
I-5. Essais de l'étude géotechnique.....	4
I-5.1. Essai in-situ.....	5
I-6. Partie pratique .....	22
I-6.1. Caractéristiques du site .....	22
I-6.2. Sondage carotté.....	23
I-6.3. Essai de pénétrations dynamique lourd .....	24
I-6.4. Essai pressiométrique .....	26
I-6.5. Essais au laboratoire .....	27
I-6.6. Essai mécanique.....	29
I-6.7. Essai chimique .....	30
I-6.8. Détermination de la contrainte admissible .....	30
B. DEUSXIEME PARTIE : ETUDE TECHNIQUE.....	33
Chapitre I : Généralités.....	33
I. Introduction.....	33
I-1. Présentation du projet.....	33

I-2. Caractéristique géométrique .....	33
I-3. Conception de la structure .....	34
I-3.1. Ossature de l'ouvrage .....	34
I-3.2. Planchers .....	34
I-3.3. Revêtement .....	34
I-3.4. Poutres .....	35
I-3.5. Poteaux .....	35
I-3.6. Maçonnerie .....	35
I-3.7. Escalier .....	35
I-3.8. Acrotères .....	35
I-3.9. Gaine d'ascenseurs .....	35
I-3.10. Fondation .....	35
I-4. Caractéristiques mécaniques des matériaux .....	36
I-4.1. Béton.....	36
I-4.2. L'acier .....	38
Chapitre II : Prédimensionnement.....	41
II-1. Introduction .....	41
II-2. Prédimensionnement des poutres .....	41
II-2.1. La condition de la flèche .....	41
II-2.3. Les dimensions des poutres en respectant l'article 7.5.1 de l'RPA99 (version 2003) .....	41
II-2.4. Poutre Principale .....	42
II-2.5. Poutre secondaire .....	42
II-3. Prédimensionnement des planchers .....	42
II-3.1. Planchers à corps creux.....	42
II-3.2. Descente des charges.....	43
II-4. Prédimensionnement des poteaux .....	44
II-4.1. Critère de résistance .....	44
II-4.2. Vérification des conditions de l'RPA 99 V2003.....	46
II-4.3. Vérification des conditions de flambement .....	46
II-4.4. Loi de dégression .....	46
II-4.5. Les surcharges d'exploitations cumulées .....	47

II-4.6. Détermination de la section afférente .....	47
II-4.7. Exemple de calcul d'un poteau .....	48
II-5. Prédimensionnement du voile .....	51
Chapitre III : Etude de plancher .....	52
III-1. Introduction.....	52
III-2. Plancher à corps creux .....	52
III-2.1. Prédimensionnement des poutrelles .....	52
Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux .....	68
IV-1. Etude des escaliers .....	68
IV-1.1. Prédimensionnement .....	68
IV-1.2. Descente des charges .....	70
IV-1.3. Ferrailage des escaliers .....	71
IV-1.4. Etude de la poutre palière .....	78
IV-2. Etude de l'acrotère .....	82
IV-2.1. Détermination des sollicitations .....	82
IV-2.2. Détermination des armatures .....	83
IV-2.3. Dessin de ferrailage .....	89
Chapitre V : Eude sismique.....	90
V-1. Introduction.....	90
V-2. Etude sismique .....	90
V-2.1. Présentation du logiciel.....	90
V-2.2. Etape de la modélisation .....	91
V-2.3. Détermination des charges .....	91
V-2.4. Combinaison des charges.....	92
V-2.5. Choix de la méthode de calcul .....	92
V-2.5.1. Conditions d'application de la méthode statique équivalente .....	92
V-2.5.2. Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale .....	93
V-2.5.3. Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme .....	94
V-2.6. Classification des ouvrages selon leur importance .....	94
V-2.7. Utilisation de La méthode d'analyse modale spectrale .....	95
V-2.7.1. Nombre de modes à considérer (RPA.99 / Version 2003 4.3.4).....	95

V-2.7.2. Résultante des forces sismiques de calcul (RPA99 (version 2003) /4.3.6) .....	95
V-2.7.3. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente (RPA99/4.2.3) .....	95
V-2.7.4. Coefficient d'accélération de zone A .....	96
V-2.7.5. Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D .....	96
V-2.7.6. Calcul de la résultante des forces .....	96
V-3. Etude des variantes .....	100
V-3.1. Etude du premier Modèle .....	100
V-3.1.1. Constations .....	101
V-3.1.2. Vérification de la période (RPA99 ver 2003 /A.4.2.4.4) .....	101
V-3.2. Etude du deuxième modèle .....	102
V-3.2.1. Constations .....	103
V-3.2.2. Vérification de la période (RPA99 ver 2003 /A.4.2.4.4) .....	103
V-4. La résultante des forces sismiques .....	103
V-4.1. Vérification .....	104
V-4.2. Calcul et vérification des déplacements .....	104
V-5. Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ (RPA99 version 2003/art.5.9) .....	105
V-6. Vérification de la répartition des charges verticales du système de contreventement .....	108
Chapitre VI : Etude des éléments structuraux .....	109
VI-1. Ferrailage des poteaux .....	109
VI-1.1. Caractéristiques des matériaux .....	109
VI-1.2. Combinaisons de charges .....	110
VI-1.3. Armatures longitudinales .....	110
VI-1.4. Armatures transversales .....	111
VI-1.5. Les types des poteaux .....	112
VI-1.6. Calcul des armatures .....	114
VI-2. Ferrailage des poutres .....	136
VI-2.1. Combinaison des charges .....	136
VI-2.2. Vérification des règlements .....	136
VI-2.3. Les types des poutres .....	137
VI-2.4. Les sollicitations des poutres .....	137
VI-2.5. Calcul des armatures .....	138

VI-3. Ferrailage des voiles .....	146
VI-3.1. Introduction.....	146
VI-3.2. Voile de contreventement .....	146
VI-3.3. Armatures verticales .....	147
VI-3.4. Armatures horizontales .....	148
VI-3.5. Règles communes pour les armatures verticales et horizontales .....	148
VI-3.6. Longueur de recouvrement .....	148
VI-3.7. Calcul des voiles par la méthode de contrainte .....	148
VI-3.7.3. Disposition constructive des armatures .....	150
VI-3.8. Calcul de ferrailage du voile de contreventement .....	150
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure .....	164
VII.1. Etude de fondation.....	164
VII.2. Calcul des semelles.....	165
VII.2.1. Semelle isolée .....	165
VII.3. Etude du radier .....	166
VII.3.1. Prédimensionnement du radier .....	167
VII.3.2. Prédimensionnement des poutres .....	169
VII.3.3. Surface nécessaire .....	170
VII.3.4. Ferrailage du radier.....	175
VII.3.5. Détermination des armatures .....	178
VII.3.6. Dessin de ferrailages .....	186
C. TROISIEME PARTIE : ETUDE ECONOMIQUE.....	187
I. Introduction.....	187
I.1. Description du projet.....	187
I.2. Organisation du chantier .....	188
I.2.1. Définition .....	188
I.2.2. Les principaux intervenants dans l'acte de construction .....	189
I.2.3. Le maître d'ouvrage (le client) .....	189
I.2.4. Le maitre d'œuvre (architecte ou bureau d'études) .....	190
I.2.5. Entreprise de construction.....	191
I.2.6. Les fournisseurs .....	191

I.2.7. Installation du chantier.....	192
I.2.8. Circulation.....	193
I.3. Coût-temps.....	194
I.3.1. Temps unitaire .....	194
I.3.2. Le temps d'équipe .....	195
I.3.3. Le rendement (R) – la production .....	195
I.3.4. Calcul du nombre d'heures total de main d'œuvre (crédit d'heures global (HG)) .....	195
I.3.5. Détermination des effectifs et leur répartition .....	195
I.3.6. Détermination du délai d'exécution prévisionnel total des travaux .....	196
I.4. Instrument de la planification des travaux .....	196
I.4.1. Les modes de représentation du planning.....	196
I.4.1.1. Le planning Gantt .....	196
I.4.1.2. Le planning PERT .....	196
I.4.1.3. La méthode des potentiels.....	196
I.5. Le métré .....	197
I.5.1. Définition .....	197
I.5.2. But .....	197
I.5.3. Les différents types de métré .....	197

## Liste des figures

### A. PREMIERE PARTIE : ETUDE GEOTECHNIQUE

Figure 1 : Pénétromètre dynamique lourde .....	5
Figure 2 : caisse de carottes prélevées après un sondage .....	6
Figure 3 : contrôleur pression volume.....	8
Figure 4 : coupe présentatif de l'essai pressionométrique .....	9
Figure 5 : Serie de tamis.....	10
Figure 6 : matériels de l'essai sédimentométrique.....	12
Figure 7 : Materiel d'essai .....	15
Figure 8 : Calcimètre.....	17
Figure 9 : la coupelle de Casagrande.....	17
Figure 10 : Détermination de la limite de plasticité par la méthode du rouleau .....	19
Figure 11 : Dosage de la suspension .....	22
Figure 12 : Site d'implantation .....	22
Figure 13 : Schéma de situation et d'implantation des essais « In Situ » .....	23

### B. DEUXIEME PARTIE : ETUDE TECHNIQUE

Figure I. 1 : Plan en élévation. ....	33
Figure I. 2 : vue en plan.....	34
Figure II. 1 : Dimensionnement à respecter pour les poutres.....	41
Figure II. 2 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	42
Figure II. 3 : Section réduite du béton.....	45
Figure II. 4 : Schéma de la surface afférente.....	47
Figure II. 5 : Coupe de voile en élévation .....	51
Figure III. 1 : Schéma d'un plancher à corps creux .....	52
Figure III. 2 : Section de calcul d'un plancher à corps creux.....	52
Figure III. 3 : Section de calcul .....	53
Figure III. 4 : Différents types des poutrelles.....	55
Figure III. 5 : Section transversale de calcul de la poutrelle .....	60
Figure III. 6 : Section de ferrailage .....	61
Figure III. 7 : Ferrailage du plancher à corps creux .....	67
Figure IV. 1 : Coupe d'un escalier.....	69
Figure IV. 2 : Schema d'un cage d'escalier .....	70
Figure IV. 3 : Schémas statique d'un escalier à paillasse avec un palier de l'étage courant. ....	71
Figure IV. 4 : Coupe du section I-I .....	72
Figure IV. 5 : coupe section II-II .....	73

Figure IV. 6 : Section de calcul.....	74
Figure IV. 7 : Ferrailage de l'escalier .....	77
Figure IV. 8 : Schémas statique de la poutre palière.....	78
Figure IV. 9 : Section de calcul.....	79
Figure IV. 10 : Section de calcul.....	81
Figure IV. 11 : Ferrailage de poutre <i>palière</i> .....	81
Figure V. 1 : Dimension et schéma statique de l'acrotère.....	82
Figure V. 2 : Section de calcul .....	83
Figure V. 3 : Position du point d'application de l'effort normal $N_u$ .....	84
Figure V. 4 : Position du point d'application de l'effort normal $N_s$ .....	86
Figure V. 5 : Ferrailage de l'acrotère.....	89
Figure VI. 1 : <i>Modélisation</i> en 3D par ROBOT.....	91
Figure VI. 2 : Spectre de réponse.....	99
Figure VI. 3 : Disposition des voiles du 1er model.....	100
Figure VI. 4 : Disposition des voiles du 2e model .....	102
Figure VII. 1 : Zone nodale .....	111
Figure VII. 2 : Position du point d'application de l'effort normal $N'1$ .....	115
Figure VII. 3 : La zone nodale .....	133
Figure VII. 5 : dessin de ferrailage des poteaux.....	135
Figure VII. 6 : Section de calcul.....	139
Figure VII. 7 : Section de calcul.....	141
Figure VII. 8 : Dessin de ferrailage des poutre principales et secondaires .....	145
Figure VII. 9 : Schéma d'un voile .....	147
Figure VII. 10 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	148
Figure VII. 11 : Section de voile le plus défavorable.....	151
Figure VII. 12 : Section des calculs suivant x-x .....	151
Figure VII. 13 : Schéma des contraintes appliquées sur le voile au 1e cas.....	152
Figure VII. 14 : Schéma des contraintes appliquées sur le voile au 2e cas.....	155
Figure VII. 15 : Schéma des contraintes appliquées sur le voile au 3e cas.....	159
Figure VII. 16 : Figure Schéma de ferrailage du voile suivant X-X.....	163
Figure VIII. 1 : Semelle isolée .....	165
Figure VIII. 2 : Schéma du radier général.....	166
Figure VIII. 3 : Dimension de radier.....	169
Figure VIII. 4 : Dimension des poutres.....	169
Figure VIII. 5 : schéma statique du débord.....	170
Figure VIII. 6 : Enrobage de la dalle du radier .....	177
Figure VIII. 7 : Sections de calcul.....	177
Figure VIII. 8 : Ferrailage du radier.....	186

## Liste des tableaux

### **A. PREMIERE PARTIE : ETUDE GEOTECHNIQUE**

Tableau 1 : Caractéristique du sol en fonction de la valeur de l'ES .....	16
Tableau 2 : Valeur du bleu du sol Nature du sol .....	22
Tableau 3 : Tableau : Résultats de l'essai pénétrométrique dans le sondage K1 .....	25
Tableau 4 : Tableau : Résultats de l'essai pénétrométrique dans le sondage K2 .....	25
Tableau 5 : Tableau : Résultats de l'essai pénétrométrique dans le sondage K3 .....	25
Tableau 6 : Resultats de l'essai pressiometrique SP.1 .....	26
Tableau 7 : Résultats de l'essai pressiométrique SP.2 .....	26
Tableau 8 : Resultats de l'essai pressiometrique SP.3 .....	27
Tableau 9 : Caracteristiques du sol dans les differents sondages .....	28
Tableau 10 : Les résultats de la classification du sol .....	28
Tableau 11 : Tableau caracteristiques mécaniques .....	29
Tableau 12 : Résultats des analyses chimiques .....	30

### **B. DEUXIEME PARTIE : ETUDE TECHNIQUE**

Tableau I. 1 : les nuances et les limites d'élasticité des aciers .....	38
Tableau I. 1 : les nuances et les limites d'élasticité des aciers .....	38
Tableau II. 1 : Charge du plancher terrasse .....	43
Tableau II. 2 : Charge du plancher étage courant .....	44
Tableau II. 3 : Tableau des surcharges d'exploitations cumulées .....	47
Tableau II. 4 : Dimensionnement des poteaux .....	50
Tableau III. 1 : Tableau d'évaluation des charges .....	55
Tableau III. 2 : Tableau des méthodes utilisées pour la détermination des sollicitations .....	56
Tableau III. 3 : Tableau d'évaluation des charges fictives .....	57
Tableau III. 4 : Tableau de longueur réduite .....	57
Tableau III. 5 : Tableau d'abscisse du moment en travée. ....	59
Tableau III. 6 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants maximums de chaque type de poutrelle .....	59
Tableau III. 7 : Tableau de Valeur maximum des moments en travée, en appuis et l'effort tranchant .....	60
Tableau VI. 1 : Tableau du Valeur des pénalités .....	98
Tableau VI. 2 : Périodes et facteur de participation massique du 1er model .....	100
Tableau VI. 3 : Période et facteurs de participation massique du deuxième modèle .....	102

Tableau VI. 4 : Tableau de valeurs et vérification des déplacements .....	105
Tableau VI. 5 : Tableau de Vérification de l'effort P suivant x-x .....	107
Tableau VI. 6 : Vérification de l'effort P suivant y-y .....	107
Tableau VI. 7 : Taux des charges verticales portés par les voiles.....	108
Tableau VI. 1 : l'effort normal et ses moments correspondants .....	109
Tableau VII. 2 : Caractéristiques des matériaux .....	109
Tableau VII. 3 : Tableau récapitulatif des sections de poteaux.....	113
Tableau VII. 4 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant, efforts normaux et des efforts tranchants. ....	113
Tableau VII. 5 : Tableau récapitulatif de ferrailage des poteaux .....	134
Tableau VII. 6 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants. ....	138
Tableau VII. 7 : Tableau récapitulatif de ferrailages trouvé par EXPERT BA .....	144
Tableau VII. 8 : Tableau récapitulatif des sollicitations max.....	150
Tableau VII. 9 : Les efforts du voile le plus défavorable suivant X-X .....	151
Tableau VII. 10 : Tableau récapitulatif de ferrailage longitudinal.....	162
Tableau VII. 11 : Tableau récapitulatif de ferrailage transversal.....	163
Tableau VIII. 1 : Dimension des poutres .....	170
Tableau VIII. 2 : Tableau récapitulatif des sollicitations à l'ELU. ....	172
Tableau VIII. 3 : Tableau récapitulatif des sollicitations à l'ELS. : .....	172
Tableau VIII. 4 : Tableau récapitulatif des sollicitations à l'état accidentel.....	172
Tableau VIII. 5 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant en [kN.m]. ....	176
Tableau VIII. 6 : Tableau récapitulatif des sollicitations en appuis et travées en [kN.m] pour un panneau de rive.....	176

### **C . TROISIEME PARTIE : ETUDE ECONOMIQUE**

Tableau 13 : Tableau de surface pour un niveau.....	188
Tableau 14 : Tableau de circulation des engins .....	193
Tableau 15 : Tableau de circulation des personnes.....	194
Tableau 16 : Tableau récapitulatif des données .....	198

# ***INTRODUCTION GÉNÉRALE***

## INTRODUCTION GENERALE

Construire a été toujours le souci primordial de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La construction des ouvrages a été le sujet de beaucoup de questions axées principalement sur le choix du type d'ouvrage et la détermination dans chaque cas de la structure adéquate et la mieux adaptée parmi celles qui existent.

La construction est l'ensemble des techniques qui permettent de bâtir un refuge pour l'homme et qui nécessite un bon aménagement. Il est donc, nécessaire d'une part de connaître l'éventail des solutions possibles avec leurs suggestions particulières, leurs limites, leurs coûts et d'autre part, de recenser et d'évaluer les contraintes le plus précisément possible, pour ne pas s'exposer à des imprévus pendant les exécutions.

En bref, l'étude d'une structure en béton armé à usage d'habitation multiple ou commercial est une étape clé et un passage primordial dans l'acte de la construction des ouvrages quelconques, elle nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire, économique et durable. L'étude de notre travail a pour but de mettre en œuvre nos connaissances acquises durant tout notre cursus universitaire. L'ouvrage en question consiste à étudier un bâtiment à usage d'habitation en R+9 à HASSI MAMECHE-Mostaganem en béton armé.

Notre étude s'est donc portée sur un seul bâtiment, puis a été généralisée sur le reste des bâtiments. En général, notre travail consiste à effectuer trois études :

- **Etude géotechnique** : consiste à déterminer ce qui suit :
  - ❖ Les différentes couches lithologiques ;
  - ❖ L'existence de la nappe d'eau ;
  - ❖ Profondeur d'ancrage et
  - ❖ La contrainte admissible du sol.
- **Etude technique** : par la justification des différents éléments vis-à-vis la résistance aux sollicitations qui subit les bâtiments.
- **Etude économique** : pour déterminés les délais d'exécutions, le cout du projet et les différents plannings.

En fin, on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

**PREMIERE PARTIE :**  
**ETUDE GEOTECHNIQUE**

## A. PREMIERE PARTIE : ETUDE GEOTECHNIQUE

### I. Introduction

Construire est un grand souci pour l'homme mais connaître la nature du sol est encore plus pour la sécurité humaine. D'abord, tout ouvrage de génie civil est construit sur un sol. Donc, il est indispensable et nécessaire de connaître les caractéristiques et la nature du sol qui supporte l'ouvrage afin de choisir les meilleures options techniques. Ces prises en compte permettront d'adapter le projet au site envisagé, de définir le système de fondation.

Pour de raison de compétence et de sécurité, les problèmes liés au sous-sol sont transférés à un spécialiste géotechnicien.

#### I-1. But du géotechnicien :

- ✓ Définition du cadre géologique, hydrogéologique et topographique général d'un site étudié et prise en compte des avoisinants du projet ;
- ✓ Définition des aléas existants vis-à-vis des risques naturels : détection des cavités, stabilité générale d'un site (par rapport au glissement de terrain par exemple), sismicité ;
- ✓ Définitions des terrassements : faisabilité, réemploi des matériaux, tenus des talus et parois des fouilles ;
- ✓ Définition de l'influence de circulations d'eaux souterraines, agressivité de l'eau vis-à-vis des bétons ;
- ✓ Définition de l'influence de la nature et de la répartition des formations géologiques sur la réalisation des travaux et sur la conception de l'ouvrage : détermination des sollicitations que sont capables de reprendre ces formations en fonction des projets, définition des types de fondations à envisager et évaluation des tassements sous ouvrages ;
- ✓ Définition de l'incidence sur l'environnement avoisinant le projet : stabilité des pentes et des constructions voisines, nuisances liées aux futurs travaux.

#### I-2. Géotechnique

La géotechnique est une étude du sol qui nécessite des connaissances très variées allant de la géologie appliquée, essentielle pour la compréhension des sites, à la technologie d'exécution des travaux, en passant par les méthodes de calcul de la mécanique des sols, les

méthodes d'essai en place et en laboratoire et les méthodes de mesure du comportement des sols, des roches et des ouvrages.

### **I-3. Les étapes d'une étude géotechnique :**

Pour mener à bien cette mission, l'intervention du géotechnicien se divise généralement en deux phases :

- ✓ Une phase d'investigations réalisée sur le site étudié et permettant d'obtenir des informations relatives aux formations constituant le sous-sol (homogénéité ou hétérogénéité du sous-sol, détermination des caractéristiques géomécaniques des formations constituant le sous-sol, présence de circulations d'eaux souterraines...). Différents moyens peuvent être utilisés pour obtenir ces informations : reconnaissance géologique visuelle, réalisation d'essais mécaniques en place (sondage par forage destructif avec ou sans réalisation d'essais pressiométrique, sondage par forage carotté, sondage au pénétromètre, etc..), essais en laboratoire géotechnique sur des matériaux prélevés sur site...
- ✓ Une phase d'ingénierie permettant d'analyser les résultats des investigations, de les synthétiser pour ne garder que les paramètres représentatifs et importants, de modéliser à l'aide de ces paramètres le comportement du futur aménagement sur le site d'implantation envisagé et d'étudier la faisabilité de solutions techniques permettant l'adaptation spécifique d'un aménagement à son site.

### **I-4. Présentation de l'étude géotechnique :**

Le géotechnicien résume souvent sa mission (investigations + ingénierie) au sein d'un rapport d'étude géotechnique qui correspond à une mission bien définie (un « contrat » entre le client et le géotechnicien). Ce rapport a pour objectif de présenter aux constructeurs le cadre dans lequel ils vont réaliser leurs aménagements (environnement du projet, géologie des sous-sols, eaux souterraines...) ainsi que les solutions techniques pratiques, viables et économiques de manière à réaliser en toute sécurité et à moindre coût l'aménagement projeté.

### **I-5. Essais de l'étude géotechnique**

Les essais géotechniques comportent deux types d'essais : essais in-situ et essais au laboratoire.

## I-5.1. Essai in-situ

C'est un essai réalisé au terrain de construction concerné qui a pour but de prélever des échantillons afin de déterminer ses natures au laboratoire. Nous allons citer quelques méthodes de prélèvement du sol par :

### I-5.1.1. Pénétration dynamique lourde (PDL) :

L'essai de pénétration dynamique est sans doute le plus ancien des essais géotechniques in-situ, son principe demeurant très simple, à l'instar du clou que l'on enfonce dans une planche grâce à un marteau. L'essai de pénétration dynamique permet de simuler le battage d'un pieu et de déterminer la résistance dynamique que le terrain oppose à l'enfoncement de celui-ci.

#### I-5.1.1.1. Mode d'emploi :

Il consiste à faire pénétrer dans le sol par battage un train de tiges lisses, muni à son extrémité d'une pointe de section connue. Le battage est assuré par une masse, appelée mouton, tombant d'une hauteur bien déterminée.

Pour une énergie de battage constante, fonction des caractéristiques de l'appareillage utilisé, on compte le nombre  $N$  de coups de mouton correspondant à un enfoncement donné du train de tiges dans le terrain.

Si la distance ne dépasse pas les 20 cm et le nombre de coups dépasse 150, c'est le cas de refus.

À l'aide d'un abaque fourni avec l'appareille PDL utilisée, et les résultats obtenus on peut déterminer les résistances dynamiques des sols.



Figure 1 : Pénétromètre dynamique lourde

#### I-5.1.1.2. Résultats d'un essai de pénétration dynamique (PDL) :

- ✓ Résistance dynamique des sols
- ✓ Succession des différentes couches de terrain,
- ✓ L'homogénéité globale d'une couche donnée (présence d'anomalies locales),

- ✓ Repérage d'une couche résistante dont l'existence est déjà connue.

## **Conclusion :**

L'essai de pénétration dynamique est un outil économique, facile à mettre en œuvre, ce qui permet la reconnaissance des sols sur un assez grand nombre de points, et ce en un minimum de temps.

Il est en outre impératif de noter que le pénétromètre dynamique ne doit jamais être utilisé seul. En effet, cet essai présente un caractère empirique.

**Remarque :** Le pénétromètre dynamique n'est pas adapté à l'étude des sols très lâches et des sols cohérents : dans les niveaux argileux très plastiques, le frottement assez important du terrain contre les tiges peut fausser l'interprétation de l'essai.

## **I-5.1.2. Sondage carotté**

Les sondages carottés fournissent la meilleure qualité d'échantillon permettant de caractériser à la fois la nature et l'état des sols. Ils sont indispensables aussi pour la recherche des gisements de minerais, d'eau, d'hydrocarbures.

Les sondages carottés permettent de visualiser les terrains traversés, de préciser avec certitude leur disposition géométrique, d'effectuer un certain nombre d'essais de laboratoire et in situ.



Figure 2 : caisse de carottes prélevées après un sondage

### **I-5.1.2.1. Mode d'emploi :**

Pour effectuer un sondage, on va réaliser un forage par fonçage ou battage (carottier poinçonneur) ou par rotation (carottier rotatif).

Il s'agit de découper un cylindre de terrain le plus intact possible afin de réaliser des observations et des essais représentatifs des formations en place.

Par conséquent, en fonction de l'objectif fixé et de l'endroit où l'on veut prélever l'échantillon, les forages sera :

- ✓ Carottés en totalité (faible à moyenne couverture)
- ✓ Partiellement carottés (forte couverture).

### I-5.1.2.2. Usages :

Les Sondages carottés permettent d'effectuer un certain nombre d'essais.

Les échantillons prélevés sont utilisés pour :

- ✓ Déterminer la nature du sol, pour analyser le degré de fissuration et la pente des fissures
- ✓ Diaclases et stratification dans le cas d'une roche et pour y pratiquer des essais de laboratoire (mécanique des sols, analyses minéralogiques ou chimiques).
- ✓ Les carottes de sondages doivent conserver dans des caisses adaptées à cet effet. Il est conseillé de les photographier en couleur afin de disposer d'un document de travail et d'archive utile.

### I-5.1.2.3. Types de sondages carottés

En fonction de contraintes liées au terrain et aux usages, on peut être amené à réaliser différents types de sondages carottés :

- ✓ **Sondages verticaux** : Les plus classiques et les plus faciles à réaliser. On les utilise en règle générale pour la reconnaissance et lorsqu'il est nécessaire de connaître la nature du recouvrement où l'on a besoin que de renseignements ponctuels. Exemple d'usage : tunnels dans les sols, tunnels peu profonds.
- ✓ **Sondages horizontaux** : Ce type de sondage est très intéressant lorsque la connaissance des terrains sus-jacents n'est pas impérative. Ces sondages sont réalisables d'une façon économique sur des longueurs atteignant 200 m à l'aide de carottiers à câble limitant notablement les déviations de trajectoire. Le prix de revient est environ 1,5 fois celui du forage vertical traditionnel. Exemple d'usage : reconnaissance des tunnels courts (jusqu'à 400 m) ou d'accidents au voisinage des têtes de tunnel.
- ✓ **Sondages inclinés** : Ce type de sondage est utilisé dans le cas de structures à couches obliques et homogènes. Inclinés perpendiculairement à la stratification ces sondages permettent de recouper toute la série intéressant l'ouvrage avec une faible longueur de forage.

## I-5.1.3. Essai pressiométrique :

C'est un essai de chargement de sol en place, réalisé à l'aide d'une sonde cylindrique dilatable, laquelle est disposée au sein du terrain, dans un forage préalable. Cette sonde, constituée de trois cellules, est gonflée par l'eau et l'air comprimé, exerçant ainsi sur la paroi du forage des pressions rigoureusement uniformes. Les déplacements de cette paroi s'accompagnent donc d'une augmentation de volume de la sonde qui est alors lue, pour chacune des pressions, en fonction du temps. Le pressiomètre représente un type d'essai géotechnique évolué puisqu'il permet d'obtenir une relation entre contrainte (pression appliquée) et déformation (variation du volume d'eau dans la sonde). Le pressiomètre est constitué de trois éléments principaux :

### I-5.1.3.1. Un contrôleur pression-volume (C.P.V)

Il permet d'exercer les pressions dans la sonde et de mesurer la variation correspondante de volume de celle-ci. Il comprend un réservoir de liquide à niveau visible (eau additionnée d'un peu d'antigel coloré afin d'améliorer la visibilité du ménisque) ainsi qu'un système de mise en pression (manomètres pouvant atteindre 100 bars).



Figure 3 : contrôleur pression volume

### I-5.1.3.2. Une sonde pressiométrique

Cette sonde se présente sous la forme d'un unique cylindre en acier, dont la partie centrale de mesure est recouverte d'une membrane souple. Une gaine plus rigide recouvre ensuite l'ensemble de la sonde, isolant donc de part et d'autre de la cellule centrale deux petites cellules de garde. Lors de l'essai, l'opérateur met sous pression ces deux dernières grâce à un gaz comprimé, tandis que la cellule de mesure est remplie par le liquide du C.P.V.

### I-5.1.3.3. Une tubulure de liaison :

Elle peut être aussi appelée tubulures de connexion (fil de Rilsan) et elle permet le passage des fluides (gaz et eau). Les tubes flexibles assurant les connexions entre le contrôleur pression-volume et la sonde, pour le passage du liquide jusqu'à la cellule de mesure et du gaz jusqu'aux cellules de garde, peuvent être jumelés ou coaxiaux. Lorsque les tubes sont coaxiaux, le tube central permet le passage du liquide alors que le tube de plus gros diamètre transmet le gaz aux cellules de garde.

Les trois grandeurs déduites de l'essai pressiométrique, sont :

✓ **La pression de fluage PF :**

La pression de fluage définit la limite entre le comportement pseudo-élastique et l'état plastique du sol.

✓ **La pression limite PL :**

Cette pression correspond à la rupture du sol en place (directement liée à la portance maximale de celui-ci). Elle se traduit lors de l'essai pressiométrique par, sous une faible augmentation de la pression appliquée, une forte augmentation du volume injecté, c'est-à-dire de grandes déformations.

✓ **Le module de déformation pressiométrique E :**

A un coefficient près, ce module est égal à l'inverse de la pente de la partie linéaire de la courbe pressiométrique nette. Cette partie linéaire représente en fait une réaction pseudo-élastique du sol sous la sollicitation pressiométrique. Le module E est directement lié à la compressibilité du sol ; c'est pourquoi il est utilisé dans les calculs de tassements de sols.

### I-5.1.3.4. Principe de l'essai :

On rappelle que l'essai pressiométrique consiste à introduire dans un forage une sonde de mesure cylindrique dilatable radialement. Cette sonde est constituée par un cylindre métallique revêtu d'une membrane en caoutchouc, elle est reliée à un contrôleur (pression / volume) qui permet d'injecter sous une pression donnée, une certaine quantité d'eau entre le noyau métallique et la membrane déformable. L'application d'une pression croissante exerce donc sur les parois du forage un champ de contrainte cylindrique et uniforme.

L'essai pressiométrique permet de déterminer trois caractéristiques fondamentales, à savoir : la Pression limite "Pl", le Module pressiométrique "E" et la Pression

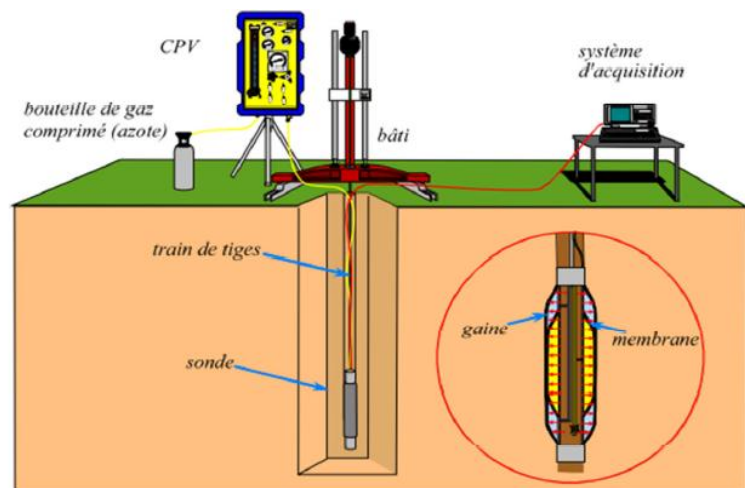


Figure 4 : coupe présentatif de l'essai pressiométrique

de fluage "Pf". Par ailleurs le rapport  $E/P_I$  permet d'apprécier l'état de consolidation du sol considéré.

## I-5.1.2. Essais au laboratoire :

### I-5.1.2.1. Analyse granulométrique

L'analyse granulométrique est une étape fondamentale pour la classification d'un sol. Cela consiste à mesurer la dispersion des grains d'un sol suivant leurs dimensions, c'est-à-dire leurs diamètres respectifs. Puis, reporter sur une courbe granulométrique les résultats ainsi obtenus.

#### I-5.1.2.1.1. Définition et objectif de l'essai :

L'analyse granulométrique permet, à l'aide de différents tamis, de déterminer précisément la composition d'un matériau afin d'en déduire ses caractéristiques mécaniques. Elle permet également de vérifier un matériau élaboré en carrière, en comparant sa courbe granulométrique avec le fuseau de prescription correspondant.

Les informations que fournit l'analyse granulométrique permettent de savoir dans quels types de tâches on emploie les matériaux analysés et cette analyse se fait au laboratoire.

#### I-5.1.2.1.2. Matériels nécessaires et mode opératoire :

Pour cet essai, on utilise les matériels suivants :

- Tamis : pour avoir les tailles des différentes particules qui composent l'échantillon

Balance : pour le pesage de chaque taille des particules

- Calculatrice : pour le calcul des pourcentages des fines
- Eau : pour le lavage de l'échantillon
- Etuve : pour le séchage de l'échantillon après lavage



Figure 5 : Serie de tamis

#### I-5.1.2.1.3. Mode opératoire :

- ✓ L'analyse granulométrique se déroule comme suit :
- ✓ *Quartage* : Prélever un échantillon représentatif du matériau à analyser.

- ✓ Retenir la valeur " D", du diamètre des plus gros éléments. (Ex : Si matériaux 0/20, D=20)
- ✓ Peser une masse (en g) de matériaux égale à  $300 \times D$ . (Ex : Si matériaux 0/20,  $m = 300 \times 20 = 6\ 000$  g)

### *I-5.1.2.1.4. Traitement du matériau :*

- ✓ Peser l'échantillon humide pour déterminer le poids humide « Ph ».
- ✓ Etuver l'échantillon à  $105^\circ$  pendant 24 heures pour éliminer l'humidité
- ✓ Peser l'échantillon sec obtenu pour déterminer le poids sec « Ps ».
- ✓ Calculer « W% » la teneur en eau du matériau.
- ✓ Laver l'échantillon à l'eau claire pour éliminer les particules fines ( $< 0.063\text{mm}$ ).
- ✓ Etuver l'échantillon à  $105^\circ$  pendant 24 heures pour éliminer l'humidité.

### *I-5.1.2.1.5. Traçage de la courbe granulométrique*

#### **Interprétation.**

Si on obtient une :

- ✓ *Courbe continue* : Le matériau possède toutes les dimensions du grain.
- ✓ *Courbe discontinue* : Le matériau ne contient pas certaines dimensions du grain.

*Courbe serrée* : le matériau est spécifique d/D (ex : 6.3/10)

**Remarque** : Le tamis présent sur le fond de la colonne de tamis est également pesé. Soit P sa masse.

### **I-5.1.2.2. L'essai de la granulométrie par sédimentométrie**

#### *I-5.1.2.2.1. Définition et objectif de l'essai*

L'analyse granulométrique par sédimentométrie permet de déterminer la distribution en poids des particules fines (de diamètre inférieur à  $0.08\text{mm}$ ) d'un sol en fonction de leurs dimensions.

L'analyse par sédimentométrie complète l'analyse par tamisage. La séparation par décantation consiste à déterminer les diamètres équivalents des particules sphériques en

fonction de leur vitesse de chute dans un environnement visqueux afin d'obtenir le tracé d'une courbe Granulométrique pour des particules inférieure à 0,08mm.

L'essai la sédimentation consiste à calculer le pourcentage des particules (les différents grains constituant l'échantillon), qu'elle se réalise à des vitesses différentes selon les diamètres des grains.

### *I-5.1.2.2.2. Matériels utilisés :*

- Echantillon de 60 g d'un sol de dimension inférieure à 0,08 mm
- Agitateur mécanique.
- Etuve.
- Balance.
- Eprouvette de l'essai.
- Eprouvette témoin.
- Eau distillée.
- Défloculant.
- Agitateur manuelle.
- Chronomètre.



Figure 6 : matériels de l'essai sédimentométrique

### *I-5.1.2.2.3. Mode opératoire :*

#### Préparation de l'échantillon :

- ✓ Prélever 40g de cet échantillon et le mettre dans une solution de Défloculant composé d'une solution de liquide de suspension et 5% par litre de Hexamétaphosphate de sodium, ainsi préparée pendant 24h.
- ✓ Agiter manuellement pendant 3mn pour séparer les particules de l'échantillon.
- ✓ Prendre deux éprouvettes à essais de 1 litre de contenance.
- ✓ Prendre 60 cm<sup>3</sup> de défloculant et ajoute 440 cm<sup>3</sup> d'eau distillée pour obtenir une solution 500 cm<sup>3</sup>.

- ✓ Diviser la solution obtenue (500 cm<sup>3</sup>) entre les deux éprouvettes à raison de 250 cm<sup>3</sup> chacune.
- ✓ Prendre l'une des deux éprouvettes et la compléter avec de l'eau distillée jusqu'à 1 litre. Cette éprouvette sera appelée B et l'autre A.
- ✓ Prendre 40 gr de sol et la verser dans le récipient de l'agitateur mécanique et verser dessus une certaine quantité de la solution de l'éprouvette A.
- ✓ Procéder à l'agitation mécanique pendant environ 3mn.
- ✓ Verser la suspension dans l'éprouvette A (veillez à bien rincer le récipient et les ailettes de l'agitateur pour ne pas perdre le matériau).
- ✓ Complete l'éprouvette A avec de l'eau distillée jusqu'à 1 litre.
- ✓ Procéder à une homogénéisation de la suspension à l'aide de l'agitateur manuel.
- ✓ Introduire le densimètre dans la suspension et procéder aux lectures (on les appellera R1).
- ✓ Les temps de lecture sont : 30 ; 1min ; 2 min ; 5min ; 10min ; 30min ; 80min ; 4h ; 24h.
- ✓ Retirer le densimètre, le nettoyer et le ranger définitivement.
- ✓ A l'aide du thermomètre, procéder à la lecture de la température de la solution de l'éprouvette A.

### Présentation des résultats :

On a :  $R1 = N + Ct + Cm - Cd$ .

$R1$  : lecture corrigée.

$N$  : nombre de graduation (5 étant la valeur d'une graduation).

$Ct$  : correction due à la variation de la température au cours de l'essai.

$Cm$  : correction due au ménisque.

$Cd$  : correction du défloculant.

$$P = \frac{V}{w} \times \frac{\gamma_s}{\gamma_s - 1} \times \frac{R1}{1000}$$

$P$  : pourcentage des diamètres des particules  $< d$ .

$V$  : volume de la suspension =  $1000 \text{ cm}^3$ .

$\gamma_s$  : masse volumique spécifique des grains solides

## **Introduction :**

L'essai consiste à laisser une suspension de sol se déposer au fond d'une éprouvette pleine d'eau.

Plus les grains sont fins, plus la vitesse de décantation est lente conformément à la loi de Navier Stokes sur la vitesse de chute de bille sphérique dans l'eau.

La mesure de la densité de suspension à des intervalles de temps variables permet de calculer la proportion des grains de chaque diamètre.

### **I-5.1.3. Essai équivalent de sable :**

#### **I-5.1.3.1. Définition et objectif de l'essai**

C'est un essai qui donne une indication sur la proportion relative de particules fines (argiles) par rapport aux particules grenues (sable).

#### **I-5.1.3.2. Principe de l'essai et matériel nécessaire**

Cet essai permet de mettre en évidence des traces d'argile, de limon ou de matières très fines, contenues dans un sol, surtout lorsque l'indice de plasticité n'est pas mesurable. C'est un essai pratique très utile à effectuer dans le cas des sols peu plastiques (sol sableux).

#### **I-5.1.3.3. Les matériels nécessaires**

- Eprouvette et bouchon
- Tube laveur
- Entonnoir
- Eau

#### **I-5.1.3.4. Mode opératoire :**

- ✓ Préparer une solution en diluant une dose de solution lavant concentrée de  $125 \text{ cm}^3$  dans 5 litres d'eau déminéralisée.

## Etude Géotechnique

- ✓ Tamiser le matériau à tester de façon à séparer les éléments sableux les plus grossiers des particules fines (fraction 0/2), puis en prélever 120 gr.
- ✓ Remplir une éprouvette avec la solution lavant jusqu'au premier trait de jauge.
- ✓ Verser les 120 gr de l'échantillon dans l'éprouvette à l'aide de l'entonnoir. Préparer de la même façon une seconde éprouvette.
- ✓ Laisser les deux éprouvettes au repos pendant 10 minutes.
- ✓ Boucher les éprouvettes à l'aide des bouchons et les agiter avec la machine agitatrice.
- ✓ Remplir les éprouvettes jusqu'au second trait de jauge en lavant le bouchon et les parois intérieures afin de récupérer toutes les impuretés et le sable au fond des tubes.
- ✓ Laisser reposer chaque éprouvette 20 minutes en tenant compte des décalages de temps dus aux manipulations.
- ✓ Abaisser le piston dans le liquide pour séparer le flocculat de l'eau.
- ✓ Lire les valeurs de  $h_1$  et  $h_2$  à l'aide du réglet.

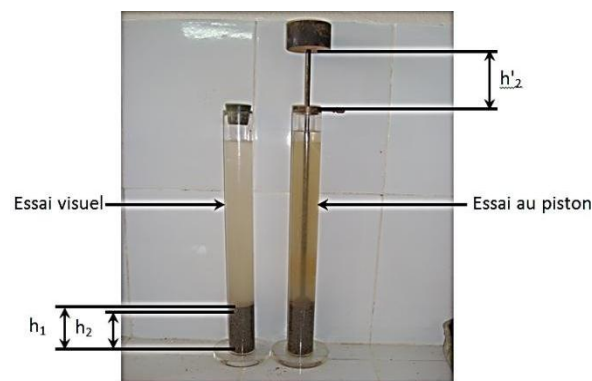


Figure 7 : Matériel d'essai

### Calculs

L'équivalent de sable d'une prise d'essai d'un échantillon est par définition mesuré au piston et donné par la formule :

$$E_s = \frac{h_2}{h_1} \times 100$$

L'équivalent de sable visuel est, dans les mêmes conditions, donné par la formule :

$$E_{sv} = \frac{h'_2}{h_1} \times 100$$

On a toujours  $E_s < E_{sv}$

Les résultats sont donnés avec une décimale.

La détermination portant sur deux prises d'essais par échantillon, l'équivalent de sable  $E_s$  ou  $E_{sv}$  d'un échantillon est la moyenne des équivalents de sable déterminés sur les deux prises d'essais.

### I-5.1.3.5. Interprétation et conclusion

Tableau 1 : Caractéristique du sol en fonction de la valeur de l'ES

Valeur de es en %	Interprétation
0	Argile
0 – 20	Sols plastique a très plastiques
20 – 40	On a des matériaux aptes à être stabilisés mécaniquement (sols pour les remblais)
40 – 60	On a des graves naturelles
60 – 80	On a des matériaux pour béton
80 – 100	On a des sables très propres (pour béton de ciment)
100	On a de sable purs

### I-5.1.4. Essai d'évaluation des carbonates ( $C_aCO_3$ ) :

#### I-5.1.4.1. Mode opératoire :

- ✓ Prélever une masse m de 50 g de l'échantillon.
- ✓ Brouiller la masse m jusqu'à passage totale au tamis 0.2 mm
- ✓ Placer le tamis dans un flacon.
- ✓ Peser une masse m1 à partir de la masse m.
- ✓ Verser la prise m1 dans la fiole.
- ✓ Introduire un tube contenant 10 mm d'acide chlorhydrique.
- ✓ Relier la fiole au calcimètre.
- ✓ Verser l'acide dans le tube sur la prise d'essai.

- ✓ Noter le volume V de gazes dégagées.
- ✓ Déterminer la masse  $m_2$  de carbonate contenu dans la prise d'essai à partir de volume v.

### Calcul :

$$m_2 = \frac{0,5 \times m_1}{110} \quad \text{et} \quad C_a CO_3 = \frac{m_2}{m_1}$$



Figure 8 : Calcimètre

### **I-5.1.5. Essai de limite d'Atterberg**

#### **I-5.1.5.1. Définition et objectif :**

Les limites d'Atterberg sont des paramètres géotechniques destinés à identifier un sol et à caractériser son état.

C'est un essai qui permet de déterminer la limite de liquidité et la limite de plasticité d'un sol, et de prévoir le comportement des sols pendant les opérations de terrassement, en particulier sous l'action des variations de teneur en eau.

Notons que cet essai se fait uniquement sur les éléments fins du sol et il consiste à faire varier la teneur en eau de l'élément en observant sa consistance, ce qui nous permet de faire une classification du sol. Cet essai est réalisé sur la partie de sol passant au tamis de 400  $\mu\text{m}$ .

#### **I-5.1.5.2. Matériel nécessaire et mode opératoire :**

La limite de liquidité se détermine par la « Méthode de la Coupelle de Casagrande ». Cette méthode consiste en un appareillage composé d'un bol et d'un arbre à came permettant de transformer le mouvement de rotation en translation, on arrive donc à élever le bol d'une certaine hauteur et de le laisser retomber sur un plan rigide.



Figure 9 : la coupelle de Casagrande

#### **I-5.1.5.3. Mode Opératoire :**

##### Détermination de la limite de liquidité :

Pour ce, on utilise la coupelle de Casagrande, qui consiste en un appareillage composé d'un bol et d'un arbre à came permettant de transformer le mouvement de rotation en translation, on

arrive donc à élever le bol d'une certaine hauteur et de le laisser retomber sur un plan rigide.

Pour réaliser ce premier test, il faut :

- ✓ Humidifier l'échantillon de sol fin
- ✓ L'homogénéiser
- ✓ Étaler l'échantillon dans le bol, de manière à avoir une épaisseur à peu près constante, de 1 [cm], avec une surface horizontale
- ✓ Appliquer une rainure au milieu, séparant l'échantillon en deux parties distinctes et égales, de manière à voir le fond du bol
- ✓ Tourner la manivelle en comptant la norme de fois que le bol s'est élevé puis rabattu jusqu'à ce que la fente se referme.
- ✓ Récupérer l'échantillon, le peser, et calculer sa teneur en eau.

Détermination de la limite de plasticité :

- ✓ Prendre un échantillon séché du sol fin.
- ✓ Ajouter un peu d'eau et homogénéiser le mélange.
- ✓ Former trois fils de 3 [mm] de diamètre et de 10 [cm] de longueur sur le modèle d'une petite barre de fer.
- ✓ Rouler les fils sur une planche de bois, servant à l'assécher au fur et à mesure, jusqu'à l'apparition des premières fissures. Les rétrécir si nécessaire pour maintenir la même longueur (10 [cm]).
- ✓ Récupérer l'échantillon, le peser, et calculer sa teneur en eau.



Figure 10 : Détermination de la limite de plasticité par la méthode du rouleau

### Résultats :

Indice de plasticité  $I_p = W_i - W_p$

### Conclusion :

A l'état liquide, les grains sont indépendants les uns des autres et leurs mouvements relatifs sont aisés. A l'état plastique, les grains se sont rapprochés et ont mis en commun les couches adsorbées ; lorsqu'il y a mouvement, les grains restent attachés les uns aux autres sans s'éloigner. A l'état solide, les grains sont encore plus proches les uns des autres et arrivent même en contact en chassant l'eau adsorbée ; les frottements internes sont alors importants.

#### **I-5.1.6. Essai de calcul des densités**

Ces essais permettent d'obtenir l'une des plus importantes caractéristiques physiques d'un sol sous plusieurs formes (densité humide, densité sèche, densité spécifique). Afin de déterminer les efforts qu'exerce un sol, on doit impérativement déterminer sa densité.

☞ Poids spécifique humide ( $\gamma_h$ ) :  $\gamma_h = \frac{w}{v} = \frac{W_s + W_w}{V_s + V_v}$  [g/cm<sup>3</sup>]

☞ Poids spécifique sec ( $\gamma_d$ ) :  $\gamma_d = \frac{W_s}{v} = \frac{W_s}{V_s + V_v}$  [g/cm<sup>3</sup>]

☞ Poids spécifique du grain solide ( $\gamma_s$ ) :  $\gamma_s = \frac{W_s}{V_s}$  [g/cm<sup>3</sup>]

☞ Indice des vides (e) :  $e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1$

Avec :

- $W$  : poids total de l'échantillon
- $W_s$  : poids des particules solides
- $W_w$  : poids de l'eau
- $V$  : volume total apparent
- $V_v$  : volume des vides
- $V_s$  : volume des grains solides

## **I-5.1.7. Essai au bleu de méthylène**

### **I-5.1.7.1. Définition**

L'essai au bleu de méthylène, également appelé « essai au bleu », est un essai utilisé en géotechnique pour déterminer la propreté d'un sable, d'un granulat et plus généralement d'un sol, et les différents types d'argiles qu'il contient. Le bleu de méthylène est en effet adsorbé préférentiellement par les argiles du type montmorillonites (argiles gonflantes) et les matières organiques. Les autres argiles (Illites et Kaolinites) sont peu sensibles au bleu.

### **I-5.1.7.2. Principe :**

L'essai au bleu de méthylène est pratiqué sur la fraction granulaire 0/2mm des sables courants ou sur les fillers (0 / 0,125 mm) contenus dans un sable fillerisé, un gravillon ou un tout venant. Il a pour but de révéler la présence de fines de nature argileuse et d'en déterminer la concentration.

On appelle valeur de bleu VB d'un sable (MB dans la norme européenne), la quantité en grammes de bleu de méthylène adsorbée par 1 kg de fraction 0/2mm du sable.

On appelle valeur de bleu des fillers VBF la quantité en grammes de bleu de méthylène adsorbée par 1 kg de fraction 0 / 0,125 mm d'un granulat (fillers, sable fillerisé, tout venant gravillon).

On appelle valeur de bleu sols VBS la quantité en grammes de bleu de méthylène adsorbée par 100 g de fraction 0/50mm d'un sol. Pour cet essai on travaille sur la fraction 0/5 du matériau.

Une solution de bleu de méthylène est ajoutée progressivement par doses successives à une suspension de l'échantillon de granulats dans l'eau. L'adsorption de la solution colorée par

l'échantillon est vérifiée après chaque ajout de solution en effectuant un test à la tache sur du papier filtre pour déceler la présence de colorant libre.

Lorsque la présence de colorant libre est confirmée, la valeur de bleu de méthylène (MB ou MBF) est calculée et exprimée en grammes de colorant adsorbé par kg de la fraction granulaire testée.

### **I-5.1.7.3. Mode opératoire :**

- Prendre 50 grammes de sol sec passé au tamis 2mm.
- Mettre la prise d'essai à tremper dans un bécher avec 500 cm<sup>3</sup> d'eau
- A l'aide de l'agitateur (700 tr/min), disperser la suspension pendant 5 min.
- A l'aide du dispositif de dosage, introduire 5 cm<sup>3</sup> de bleu et agiter (400 tr/min) pendant 1 min.
- Le test de la tache : A l'aide d'une baguette, déposer une goutte de la suspension sur le papier filtre.
- Test négatif : On dira que le test de la tache est négatif si la tache déposée sur le papier filtre est sans auréole. Dans ce cas, ajouter 5 cm<sup>3</sup> de bleu, laisser agiter pendant 1 minute et refaire l'essai de la tache (C'est l'opération 5 qui est répétée).
- Cette opération sera répétée autant de fois qu'il sera nécessaire (Tant que le test de la tache restera négatif).
- Test positif : On dira que le test est positif si la tache déposée sur le papier filtre forme une auréole. Dans ce cas, procéder à 5 tests successifs de la tache (à raison d'un test par minute) sans ajouter de bleu. Si les 5 tests s'avèrent positifs, l'essai est terminé.
- Si le 2ième, 3ième ou 4ième test de la tache devient négatif (La tache devient sans auréole), ajouter uniquement 2,5 cm<sup>3</sup> et reprendre les tests de la tache de départ jusqu'à ce que les 5 tests de la tache soient positifs.

### Attention

Pendant tout le déroulement de l'essai, l'agitation n'est jamais interrompue.

### Calcul :

La valeur du bleu du sol est (sans unité) :  $VBS = \frac{V}{m}$

Avec

V : Volume du bleu ajouté en cm<sup>3</sup>

m : La prise d'essai

Tableau 2 : Valeur du bleu du sol Nature du sol

< 0,2	Sols sableux
0,2 – 2,5	Sols limoneux
2,5 – 6	Sols limoneux-argileux
6 – 8	Sols argileux
> 8	Sols très argileux



Figure 11 : Dosage de la suspension

## I-6. Partie pratique :

Dans cette partie nous avons pris comme exemple de calcul de l'étude faite par un laboratoire spécialisé sur un ilot dans l'assiette réservée au projet comme s'apparait dans la figure ci-dessous.

### I-6.1. Caractéristiques du site :

#### I-6.1.1. Situation du site

Le projet c'est une réalisation de 560 logements publics locatifs à Hassi Mameche située dans la wilaya de Mostaganem.

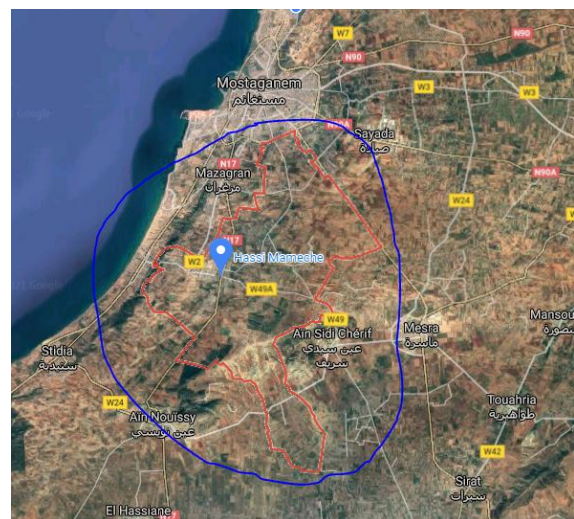


Figure 12 : Site d'implantation

#### I-6.1.2. Sismicité

Cette région est classée en zone sismique IIa selon le règlement parasismique Algérien en vigueur RPA99/V 2003.

## I-6.1.3. Site d'implantation du projet



Figure 13 : Schéma de situation et d'implantation des essais « In Situ »

## I-6.1.4. Campagne de reconnaissance

La campagne de reconnaissance géotechnique préconisée et menée par le laboratoire spécialisé sur site comporte l'exécution des essais suivants :

- ✓ Trois sondages carottés avec prélèvement notés (SC 1, SC 2 et SC 3).
- ✓ Trois forages, notés SP 1, SP 2 et SP 3, de 10 mètres de profondeur pour les essais de sondages pressiométriques avec chargement tous les mètres afin de déterminer les caractéristiques mécaniques du sol.
- ✓ Trois essais de pénétration dynamique lourd, notés K1, K2 et K3.

## I-6.2. Sondage carotté

La lithologie des sondages est rappelée ci-dessous :

Sondage N°1 :

- 0,00 - 0,30 : Terre végétale
- 0,30 - 3,00 : Argile limoneuse avec passage de sable
- 3,00 - 4,00 : Argile gris - noirâtre
- 4,00 - 5,00 : Argile jaunâtre plastique - molle
- 5,00 - 8,00 : Limon argileux gris très molle

- 8,00 - 15,00 : Sable gravier et cailloux avec une matrice argileuse brunâtre

Sondage N°2 :

- 0,00 - 0,30 : Terre végétale
- 0,30 - 3,20 : Argile marron peu compacte
- 3,20 - 4,50 : Argile grise à brunâtre
- 4,50 - 8,70 : Argile grise très plastique
- 8,70 - 9,00 : Argile très caillouteuse beige
- 9,00 - 15,00 : Argile beige très plastique.

Sondage N°3 :

- 0,00 - 0,30 : Terre végétale
- 0,30 - 3,50 : Argile limoneuse avec passage de sable
- 3,50 - 5,00 : Argile gris - noirâtre
- 5,00 - 5,57 : Argile jaunâtre plastique - molle
- 6,00 - 7,00 : Limon argileux gris très molle
- 8,00 - 15,00 : Sable gravier et cailloux avec une matrice argileuse brunâtre

La description lithologique des échantillons récupérés des sondages carottés montre que nous avons une hétérogénéité aussi bien en plan et en profondeur.

### **Niveau d'eau :**

Aucune trace d'eau n'a été décelée aux droits du piézomètre posé au droit des sondages.

Remarque : Toutefois, si lors du creusement des fouilles une présence d'eau est signalée (des venues d'eaux par exemple), il y a lieu de procéder à une éventuelle analyse chimique de cette eau.

### **I-6.3. Essai de pénétrations dynamique lourd**

Les résistances offertes par les sols en place sont déterminées selon la formule de battage, comme celle dite la de formule des « *Hollandais* ».

## Etude Géotechnique

$$R_p = \frac{M^2 \times H \times N}{S \times e \times (M+P)}$$

Avec :

$R_p$  : Résistance en pointe ;

M : Masse du mouton ;

N : Nombre de coup pour un enfoncement de 20cm ;

H : Hauteur de chute du mouton ;

S : Section en foncée ( $m^2$ ) ;

e : épaisseur moyenne de la couche enfoncée ;

P : Poids (chute + accessoires + tige).

Les résultats figurants sous les graphes donnent, la variation de la résistance en fonction de la profondeur.

Après élimination des pics, on trouve les valeurs suivantes de  $R_p$  en fonction de la profondeur :

Tableau 3 : Tableau : Résultats de l'essai pénétrométrique dans le sondage K1

Z (m)	0,00	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00	5,34 (refus)
$R_p$ (bars)	0,00	45,40	56,70	113,60	454,00	612,00	(1992,57)

Tableau 4 : Tableau : Résultats de l'essai pénétrométrique dans le sondage K2

Z (m)	0,00	1,00	2,00	3,00	4,00	4,98 (refus)
$R_p$ (bars)	0,00	32,20	38,40	53,00	41,4	(989,51)

Tableau 5 : Tableau : Résultats de l'essai pénétrométrique dans le sondage K3

Z (m)	0,00	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00	5,80 (refus)
-------	------	------	------	------	------	------	--------------

## Etude Géotechnique

R <sub>P</sub> (bars)	0,00	47,40	65,90	220,00	546,00	732,12	(2872,62)
-----------------------	------	-------	-------	--------	--------	--------	-----------

### I-6.3.1. Analyse des résultats

Ces essais de pénétration dynamique ont donné lieu à des diagrammes assez semblables dans l'ensemble, ce qui traduit une certaine homogénéité dans les couches traversées.

Ces essais ont connu des refus semi profonds de l'ordre de 5,34 m à 5,80m.

Les valeurs de la résistance de pointe "R<sub>p</sub>" enregistrées, dans l'ensemble augmentent dès la surface d'une manière irrégulière, en oscillant en une allure de dents de scie.

Au terme de ces essais pénétrométriques réalisés, il apparaît que les sols investigués présentent des caractéristiques géotechniques (résistance et compacité) moyennes depuis la surface jusqu'aux refus obtenus.

### I-6.4. Essai pressiométrique :

Les essais sont réalisés par un sondage pressiométrique tout chaque 1m jusqu'à 10 m de profondeur, ces essais ont abouti à des résultats cités sur tableau ci-dessous :

Tableau 6 : Resultats de l'essai pressiométrique SP.1

Sondage	Prof (m)	Pl (bars)	Pl* (bars)	Pf (bars)	E (bars)	E/Pl	Etat de serrage
SP.1	2,4	0,80	0,2	0,7	8,00	10,00	Normalement consolidé
	4,1	1,70	1,50	1,3	20,00	11,80	Normalement consolidé
	5,5	2,00	3,9	10,0	29,98	14,99	Normalement consolidé
	6,9	1,55	1,9	4,2	17,50	11,30	Normalement consolidé
	8,6	1,60	3,1	1,5	23,00	14,40	Normalement consolidé
	10,0	1,90	1,5	2,0	29,00	15,27	Normalement consolidé

Tableau 7 : Résultats de l'essai pressiométrique SP.2

Sondage	Prof (m)	Pl (bars)	Pl* (bars)	Pf (bars)	E (bars)	E/Pl	Etat de serrage
SP.2	4,0	1,7	1,4	0,0	20,0	11,76	Normalement consolidé

## Etude Géotechnique

	5,50	4,0	3,5	2,2	44,0	11	Normalement consolidé
	7,0	2,7	0,5	2,3	56,0	20,74	Sur consolidé
	8,50	3,1	4,3	3,4	43,0	13,87	Normalement consolidé
	10,00	3,5	2,6	1,9	41,0	11,7	Normalement consolidé

Tableau 8 : Resultats de l'essai pressiometrique SP.3

Sondage	Prof (m)	Pl (bars)	Pl* (bars)	Pf (bars)	E (bars)	E/Pl	Etat de serrage
SP.3	2,4	0,80	0,2	0,8	9,3	11,63	Normalement consolidé
	4,2	1,70	1,0	1,3	21	12,35	Normalement consolidé
	6,0	2,00	2,9	9,45	20	10	Normalement consolidé
	7,0	1,55	3,9	3,2	21,2	13,70	Normalement consolidé
	8,4	1,60	2,1	1,5	24,9	15,56	Normalement consolidé
	10,0	1,90	1,34	2,0	20	10,53	Normalement consolidé

De l'examen des résultats pressiométriques de K2 et SP2 qui intéresse notre ilot, il ressort principalement ce qui suit.

#### **I-6.4.1. Pression limites et modules pressiométriques :**

Les résultats pressiométriques obtenus au sein de la formation argileuse à partir de 4.5 m de profondeur jusqu'à 10.0 m de profondeur sont faibles à médiocres, caractérisant des horizons peu compacts.

#### **I-6.4.2. Rapport E/Pl :**

Les valeurs de Pl et E obtenues donne globalement des rapports E/Pl variant de 11 à 20,74 caractérisant en général un état de serrage normalement consolidés ( $9 \leq E/Pl \leq 16$ ).

#### **I-6.5. Essais au laboratoire**

##### **I-6.5.1. Essai d'identification physique :**

Les essais d'identification servent de base aux divers systèmes de classification des sols selon ses caractéristiques physiques, chimiques et mécaniques. Ils consistent aussi à caractériser

## Etude Géotechnique

les matériaux d'une façon suffisamment nette pour qu'on puisse comparer les comportements des matériaux différents sous des ouvrages analogues.

Des échantillons intacts et remaniés ont été soumis à des essais physico- mécaniques et chimiques au laboratoire, les résultats sont consignés dans les tableaux récapitulatifs suivant :

Tableau 9 : Caracteristiques du sol dans les differents sondages

Sondage	Profondeur (m)	$\gamma_d$ [KN/m <sup>3</sup> ]	$S_r$ [%]	W [%]	$\gamma_s$ [KN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{sat}$ [KN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma'$ [KN/m <sup>3</sup> ]	$e$
SC1	0,3 - 3,2	14,5	100	33,7	28	19	10,54	0,891
SC2	3,2 - 4,5	13	100	27,1	28	19	10,55	0,754
SC3	4,5 - 8,7	15,4	100	17,7	28	19	10,45	0,286

Ces paramètres traduisent un sol de faible à moyenne densité ; les teneurs en eau sont très élevées et dépassent parfois les 30%, quant aux valeurs des degrés de saturation, ils sont proches de 100 %, c'est-à-dire qu'on est en présence d'un sol saturé.

### I-6.5.2. Analyse granulométrique :

Les résultats de la classification du sol sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 10 : Les résultats de la classification du sol

Tamis [mm]	Refus cumulés [gr]	Refus cumulés [%]	Tamisa cumulés [%]
------------	--------------------	-------------------	--------------------

5	0,00	00	100
2	0,00	00	100
1	0,00	00	100
0.4	16.7	4.17	96
0.2	143.4	35.86	64
0.1	297.2	74.3	26
0.08	304.16	76.04	24

D'où, l'analyse granulométrique montre qu'il y'a une prédominance argileuse c'est-à-dire que le sol est fin et les grains sont à peu près de mêmes taille.

### I-6.5.3. Limite d'Atterberg :

L'indice de plasticité «  $I_p$  » mesuré sur les échantillons égale à 17,50 %, avec de la limite de liquidité «  $W_L$  » correspondante à 40,21 %.

### I-6.6. Essai mécanique

#### I-6.6.1. Cisaillement rectiligne à la boîte de Casagrande :

L'essai de cisaillement a pour but de déterminer les caractéristiques mécaniques du sol ( $C$  et  $\varphi$ ).

Avec :

- ✓  $C$  : La cohésion du sol.
- ✓  $\varphi$  : L'angle de frottement interne.

Tableau 11 : Tableau Cracteristique mécanique

Sondages	Profondeur (m)	C (bars)	$\varphi^\circ$
SC1	0,3 - 3,2	0,309	10
SC2	3,2 - 4,5	0,350	12
SC3	4,5 - 8,7	0,372	15

## I-6.7. Essai chimique :

Les résultats obtenus au terme de cette analyse montrent que les échantillons de sol prélevés sont essentiellement constitués de 93,90% de Silice et renferme 14,40% de calcaire avec 5,64% d'oxyde de fer et son taux en oxyde d'alumine est très faible.

Une teneur en sulfate nul, donc aucun traitement spécial vis-à-vis du béton.

Tableau 12 : Résultats des analyses chimiques

Caractéristiques	Symboles	Teneurs	Unités
Silice	SiO <sub>2</sub>	53,90	%
Chaux	CaO	15,40	%
Alumine	AL <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	2,87	%
Oxyde de fer	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	6,53	%
Sulfates	SO <sub>4</sub>	Nul	mg/Kg
Les carbonates	CaCO <sub>3</sub>	21,54	%
L'anhydride carbonique	CO <sub>2</sub>	09,67	%
Valeur au bleu (VBS)	----	1,00	gr/100 gr du sol

## I-6.8. Détermination de la contrainte admissible :

### I-6.8.1. Essai au laboratoire :

$$Q_{adm} = \gamma_d * D * N_q + \left( \frac{q_d - \gamma_d * D * N_q}{f} \right)$$

$$q_d = \left[ 1 - 0,2 * \frac{B}{L} \right] * \gamma_d * \frac{B}{L} * N_\gamma + \gamma_d * D * N_q + \left[ 1 + 0,2 * \frac{B}{L} \right] * C * N_c$$

Avec :

- ☞  $\gamma_d$  : masse volumique du sol situé au-dessus de la base du radier ;
- ☞  $q_d$  : capacité portante du sol ;
- ☞  $D$  : profondeur de l'ancrage ;
- ☞  $N_q, N_\gamma, N_c$  : facteurs obtenus à partir du tableau ;

## Etude Géotechnique

- ☞  $L$  : longueur du radier ;
- ☞  $C$  : cohésion du sol situé au-dessous de la base du radier ;
- ☞  $Q_{adm}$  : contrainte admissible ;
- ☞  $B$  : largeur du radier ;
- ☞  $f$  : coefficient de sécurité égale à 2.

Données :

L (m)	B (m)	D (m)	C [KN/m <sup>2</sup> ]	f	$\varphi^\circ$	$\gamma_d$ [KN/m <sup>3</sup> ]	$N_q$	$N_\gamma$	$N_c$
29,51	17,80	4,00	0,350	2	12	13	2,5	1	8,3

L'application numérique nous donne :

$$\begin{cases} q_d = 3,1 \text{ bars} \\ Q_{adm} = 1,34 \text{ bars} \end{cases}$$

### I-6.8.2. Essai in-situ par les essais pénétrométriques :

$$Q_{adm} = \frac{R_p}{x}$$

Avec :

$x = 25$  : coefficient de sécurité adoptée pour les fondations superficielles.

$R_p$  : résistance de pointe,  $R_p = 41,4$  bars

$$\Rightarrow Q_{adm} = 1,65 \text{ bars}$$

### Conclusion :

La synthèse des résultats obtenus à partir des essais in-situ et au laboratoire nous permet de conclure que :

- ❖ La classification du site à prendre en considération selon les résultats des essais est S3 « Site Meuble » ;
- ❖ La contrainte admissible du sol sera prise égale à :  $Q_{adm} = 1,5$  bars ;

## Etude Géotechnique

- ❖ La profondeur d'ancrage minimale à prendre en considération est de l'ordre de :  $D = -4,00$  m ;
- ❖ L'eau n'a pas été signalée lors de notre intervention géotechnique sur site ;
- ❖ L'allure des courbes d'essai pénétromètre dynamique sont relativement semblables ce qui confirme l'homogénéité du sol de point de vue résistance ;
- ❖ Sauf avis contraire, il serait souhaitable de prévoir des fondations de type superficielle.

**DEUXIEME PARTIE :**

**ETUDE TECHNIQUE**

## B. DEUXIEME PARTIE : ETUDE TECHNIQUE

### Chapitre I : Généralités

#### I. Introduction

##### I-1. Présentation du projet

L'ouvrage présent consiste à étudier et à calculer les éléments structuraux d'un bâtiment en béton armé de R+9 à usage d'habitation, implanté à HASSI MAMECHE dans la commune de Mostaganem. Cette région est classée en zone sismique IIa selon le règlement parasismique Algérien en vigueur RPA 99 version 2003.

##### I-2. Caractéristique géométrique :

- ❖ Longueur en plan : 29.78 m
- ❖ Largeur en plan : 17.90 m
- ❖ Hauteur du RDC et étages courants : 3.06 m
- ❖ Hauteur Total : 31.2 m

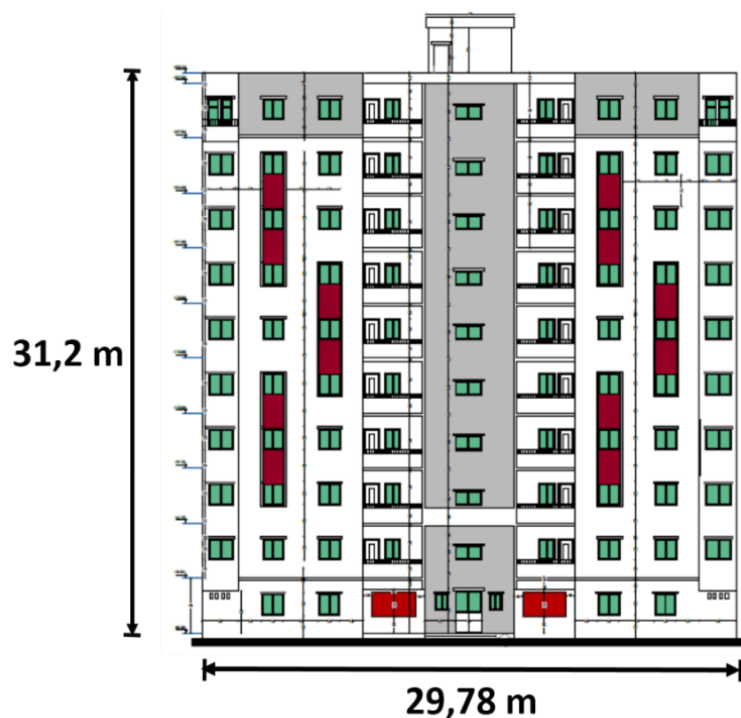


Figure I. 1 : Plan en élévation.

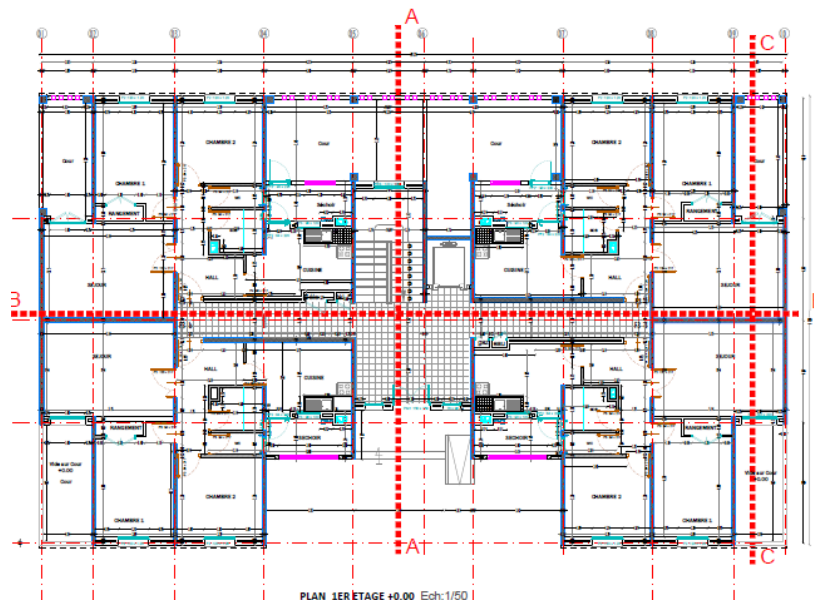


Figure I. 2 : vue en plan

## I-3. Conception de la structure

### I-3.1. Ossature de l'ouvrage :

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

### I-3.2. Planchers :

#### I-3.2.1. Planchers en corps creux :

Ils sont réalisés en corps creux et une dalle de compression d'une épaisseur de 4 cm, reposant sur des poutrelles préfabriquées. Le plancher terrasse comportera un complexe d'étanchéité et une forme de pont pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

### I-3.3. Revêtement :

- ❖ Enduit en plâtre pour les plafonds.
- ❖ Enduit en ciment pour les locaux humides (WC Salle De Bain Cuisine).
- ❖ Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- ❖ Plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable, sous une forme de pente inclinée de 1.5 % pour évacuer les eaux pluviales et éviter toutes stagnations.
- ❖ Un carrelage de 2cm pour les planchers et les escaliers

### **I-3.4. Poutres :**

Structure porteuse horizontale en béton armé destiné à supporter des charges entre et au-delà des points d'appui, elle reçoit en général des charges verticales qu'elle transmet sur ses appuis, et il existe deux types de poutres :

- Poutres principales
- Poutres secondaires

### **I-3.5. Poteaux :**

Un poteau est un élément de structure sur lequel se concentre de façon ponctuelle les charges de la superstructure et par lequel ces charges se répartissent vers les infrastructures de cet ouvrage.

### **I-3.6. Maçonnerie :**

#### **I-3.6.1. Murs extérieurs :**

Le remplissage de façade est réalisé en doubles cloisons composé d'une paroi extérieure en briques creuses de 15 cm d'épaisseur et une paroi intérieure en briques creuses de 10 cm d'épaisseur séparées d'une âme d'aire de 5 cm d'épaisseur qui est une isolation thermique et acoustique.

#### **I-3.6.2. Murs intérieurs :**

Ils sont réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

### **I-3.7. Escalier :**

Le bâtiment est muni d'une cage d'escalier, composée de deux volées et un palier intermédiaire.

### **I-3.8. Acrotères :**

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment, conçu pour la protection de ligne conjonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales, et aussi pour la sécurité des personnes se trouvant sur la terrasse.

### **I-3.9. Gaine d'ascenseurs :**

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable.

### **I-3.10. Fondation :**

Les fondations d'un ouvrage sont des éléments constitutifs qui assurent la transmission des efforts au sol.

Les différents types de semelles sont :

- Les semelles filantes
- Les semelles isolées
- Les radiers

## I-4. Caractéristiques mécaniques des matériaux

### I-4.1. Béton

Le béton est constitué par un mélange intime de matériaux inertes, appelés "granulats" (sables, graviers, pierres cassées...) avec du ciment et de l'eau. Grâce à réaction du ciment, le mélange ainsi obtenu, appelé "béton frais", commence à durcir après quelques heures et acquiert progressivement ses caractères de résistance.

#### I-4.1.1. Principe du béton armé :

La résistance du béton est très faible en traction. En revanche, l'acier résiste très bien à la traction. En effet, le principe du béton armé est d'insérer dans la matrice de béton des aciers dans les zones tendues. Cette association est efficace car :

L'acier adhère très bien au béton ce qui permet la transmission des efforts d'un matériau à l'autre ;

Il n'y a pas de réaction chimique entre l'acier et le béton (sauf lorsqu'on emploie certains adjuvants) et

Le coefficient de dilatation thermique est sensiblement le même pour les deux matériaux ( $11 \cdot 10^{-6}$  pour l'acier et  $10^{-6}$  pour le béton).

#### I-4.1.2. Composition du béton :

- ✓ Le béton utilisé est un béton courant doser à  $350 \text{ kg/m}^3$ .
- ✓ Le béton de propreté est dosé à  $150 \text{ kg/m}^3$ .

#### I-4.1.3. Résistance du béton :

##### I-4.1.3.1. A la compression :

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

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

$$\Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} \times f_{c28} ; \text{ pour } : f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} \times f_{c28} ; \text{ pour } : f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \text{ Pour } : j \geq 60 \text{ jours } f_{cj} = 1,1f_{c28}.$$

On prévoit une résistance du béton à 28 jours de 20 MPa facilement atteinte dans les chantiers régulièrement contrôlés. D'où :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

### I-4.1.3.2. A la traction : (C.B.A 93, A2.1.1.2)

La résistance à la traction du béton à l'âge de j jours est conventionnellement défini par la relation :  $f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$  (en MPa)

Cette formule étant valable pour les valeurs de :  $f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$ .

On aura donc pour :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$ .

Pour :  $f_{cj} \geq 60 \text{ MPa}$ ,  $f_{tj} = f_{cj}^{2/3}$ .

### I-4.1.4. Contrainte limite de compression :

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

$$\Rightarrow \sigma_b = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; (\text{C.B.A 93, A.4.5.2})$$

Pour :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_b = 14,2 \text{ MPa}$

Avec :  $\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \text{ pour les cas courants (ELU).} \\ \gamma_s = 1,15 \text{ pour les situations accidentelles.} \end{cases}$

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

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} ; (\text{C.B.A 93, A.4.5.2})$$

Pour :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 2,1 \text{ MPa}$

### I-4.1.5. Contrainte limite de cisaillement : (C.B.A 93, A.5.1.2.1)

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :

❖ Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left[ \frac{0,2 \cdot f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] \Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min [3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}] = 3,33 \text{ MPa}$$

❖ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left[ \frac{0,15 \cdot f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right] \Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min [2,5 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}] = 2,5 \text{ MPa}$$

### I-4.1.6. Module d'élasticité : (C.B.A 93, A.2.1.2)

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

❖ Module instantané : pour les charges appliquées avant 24 heure.

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \Rightarrow E_{i28} = 32164,195 \text{ MPa}$$

❖ Le module différé : pour les charges de longue durée.

$$E_{iv} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \Rightarrow E_{v28} = 10818,90 \text{ MPa}$$

### I-4.2. L'acier :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorber 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.

#### I-4.2.1. La limite élastique $f_e$ :

Les désignations conventionnelles, les nuances et les limites d'élasticité correspondantes sont données par le tableau suivant :

Tableau I. 1 : les nuances et les limites d'élasticité des aciers

Type d'acier	Nuances	fe (MPa)
Ronds lisses	FeE235	235
Barres HA	FeE400	400
Treilles soudées en fils lisses	TLE520	520

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

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

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa (C.B.A 93, A.2.2.2).}$$

### I-4.2.2. Contraintes limites :

#### I-4.2.2.1. Etat limite ultime (ELU) : (C.B.A 93, A.4.3.2)

- ✓ Si  $\varepsilon_s < \varepsilon_L \Rightarrow$  le diagramme est constitué par une droite d'équation :  $\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s$
- ✓ Si  $\varepsilon_s \geq \varepsilon_L \Rightarrow$  le diagramme est constitué par l'horizontale d'ordonnée :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec :

$\varepsilon_s$  : Allongement relatif de l'acier, limité à 10 %.

$E_s$  : module d'élasticité longitudinal de l'acier,  $E_s = 200000$  MPa

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa (Situation durable et transitoire).}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa (Situations accidentelles).}$$

#### I-4.2.2.2. Etat limite de service : (C.B.A 93, A.4.5.3)

La contrainte de traction des armatures est limitée par :

Fissuration peu nuisible : la contrainte n'est pas limitée, alors aucune vérification n'est requise pour les aciers.

➤ Fissuration préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right); [MPa]$

➤ Fissuration très préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = \min(0,5f_e ; 90\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}); [MPa]$

$\eta$  : Coefficient de fissuration

$$\eta = \begin{cases} 1 \rightarrow \text{pour l'acier rond lisse (RL)} \\ 1,6 \rightarrow \text{pour l'acier a haute adhérence (HA)} \end{cases}$$

### I-4.2.3. Protection des armatures (Art A.6-3 CBA 93) :

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets intempéries et des agents agressifs. On doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- $C \geq 5$  cm : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives ;
- $C \geq 3$  cm : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations) et
- $C \geq 1$  cm : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

### I-4.2.4. Les logiciels utilisés :

Les logiciels utilisés durant notre travail sont :

- Logiciel Autodesk ROBOT structural Analysis Professionnal 2014 ;
- AutoCAD 2016 ;
- Expert BA 2010 (Robot Expert) ;
- RDM6 ;
- Office 2016.

### I-4.2.4. Les règlements utilisés :

- Règles Parasismiques Algériennes : RPA99/V 2003
- Règles De Conception et de Calcul des Structures en Béton Arme : C.B. A. 9 3
- Document Technique Règlementaire : DTR B.C. 2.2,
- Conception et Calcul de Structure de Bâtiment : Henry Thonier.

## Chapitre II : Prédimensionnement

### II-1. Introduction

Le prédimensionnement des éléments résistants de la structure (planchers, poutres, poteaux, voiles et autres) est une étape préliminaire, son objectif est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis, il est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA 99 version 2003 et le CBA 93, Pour cela nous évaluons une descente des charges et surcharges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur du plancher terrasse jusqu'aux fondations.

Pour ce faire, nous commençons le prédimensionnement du sommet vers la base à l'ordre de :

- Les poutres ;
- Les planchers ;
- Les poteaux ;
- Les voiles.

### II-2. Prédimensionnement des poutres

Si **L** est la longueur de la portée d'une poutre, la hauteur **h** de la poutre doit respecter les deux conditions suivantes :

#### II-2.1. La condition de la flèche :

- ✓ La hauteur **h** de la poutre doit être :  $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- ✓ La largeur **b** de la poutre doit être :  $0,3h \leq b \leq 0,7h$

#### II-2.3. Les dimensions des poutres en respectant l'article 7.5.1 de l'RPA99 (version 2003) :

- ✓  $b \geq 20$  cm
- ✓  $h \geq 30$  cm
- ✓  $h/b \leq 4.0$
- ✓  $b_{max} \leq 1.5 h + b_1$

Avec :

**b** : la largeur de la poutre ;

**h** : la hauteur de la poutre ;

**b<sub>1</sub>** : la largeur du poteau et

**b<sub>max</sub>** : la largeur maximale de la poutre.

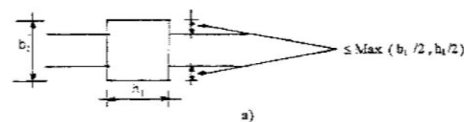


Figure II. 1 : Dimensionnement à respecter pour les poutres

## II-2.4. Poutre Principale :

$L_{\max} = 4,80 \text{ m}$

$$L = 480 \text{ cm} \Rightarrow \frac{480}{15} \leq h \leq \frac{480}{10} \Rightarrow 32 \text{ cm} \leq h \leq 48 \text{ cm}$$

On prendra :  $h = 40 \text{ cm}$  et  $b = 30 \text{ cm}$

### II-2.4.1. Vérification des conditions imposées par le RPA99 version 2003

$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$  Condition vérifiée.

$h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$  Condition vérifiée.

$h/b = 1,33 < 4,0$  Condition vérifiée.

## II-2.5. Poutre secondaire :

$L_{\max} = 4,78 \text{ m}$

$$L = 478 \text{ cm} \Rightarrow \frac{478}{15} \leq h \leq \frac{478}{10} \Rightarrow 31,87 \text{ cm} \leq h \leq 47,8 \text{ cm}$$

On prendra :  $h = 40 \text{ cm}$  et  $b = 30 \text{ cm}$

### II-2.5.1. Vérification des conditions imposées par le RPA99 version 2003

$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$  Condition vérifiée.

$h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$  Condition vérifiée.

$h/b = 1,33 < 4,0$  Condition vérifiée.

## II-3. Prédimensionnement des planchers :

### II-3.1. Planchers à corps creux

Puisque les différents niveaux ne sont pas fortement chargés, on utilise le plancher à corps creux (corps creux utilisé comme coffrage perdu) qui sont économiques et présentent une bonne isolation thermique et acoustique.

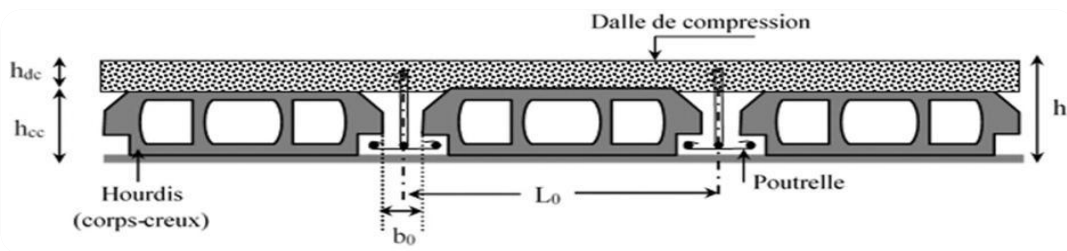


Figure II. 2 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux

Avec :

- $h_h = h$  : hauteur (épaisseur) totale du plancher ;
- $h_{dc} = h_0$  : épaisseur de la dalle de compression ;

- $h_{cc}$  : épaisseur du corps creux et
- $L$  : la plus grande portée entre nus d'appuis dans la direction de la disposition des solives.

Pour la détermination de l'épaisseur des planchers à corps creux, on utilise la condition de la flèche suivante :  $L/25 \leq h \leq L/20$ .

$$L = 450 \text{ cm}$$

$$\text{On a : } L = 450 \text{ cm} \Rightarrow \frac{450}{25} \leq h_t \leq \frac{450}{20} \Rightarrow 18 \text{ cm} \leq h_t \leq 22,5 \text{ cm}$$

Alors on prend l'épaisseur de la dalle  $(16+4) = 20 \text{ cm}$

Avec  $h_{dc} = 4 \text{ cm}$  et  $h_{cc} = 16 \text{ cm}$ .

## II-3.2. Descente des charges

### II-3.2.1. Plancher terrasse (inaccessible)

Tableau II. 1 : Charge du plancher terrasse

Matériaux	Epaisseur (m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
Protection gravillon	0,04	20	0,80
Etanchéité multicouche	0,02	06	0,12
Forme de pente en béton 1,5%	0,15	22	3,30
Isolation thermique en liège	0,04	04	0,16
Corps creux + dalle de compression (16+4)	0,20		2,80
Enduit en ciment	0,015	18	0,27
Charge permanente G			7,45
Surcharge d'exploitation Q			1,00
ELU	$q_u = (1,35G + 1,5Q)$		11,56
ELS	$q_s = (G+Q)$		8,45

## II-3.2.2. Plancher étage courant

Tableau II. 2 : Charge du plancher étage courant

Matériaux	Epaisseur (m)	ρ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage (ardoise)	0,02	27	0,54
Lit de sable fin	0,02	18	0,36
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Corps creux + dalle de compression (16+4)	0,20	/	2,80
Enduit en ciment	0,015	18	0,27
Cloisons légères	0,01	/	1,00
<b>Charge permanente G</b>			<b>5,37</b>
<b>Surcharge d'exploitation Q</b>			<b>1,50</b>
<b>ELU</b>	<b>q<sub>u</sub> = (1,35G + 1,5Q)</b>		<b>9,50</b>
<b>ELS</b>	<b>q<sub>s</sub> = (G+Q)</b>		<b>6,87</b>

## II-4. Prédimensionnement des poteaux :

Pour le prédimensionnement, on suppose que le poteau est soumis à une compression centrée, les règles CBA 93 préconisent de prendre une section réduite en laissant 1cm de chaque côté en tenant compte de la ségrégation du béton, puis on calcule la section du poteau le plus sollicité dans notre structure. Cette section sera généralisée pour les autres poteaux du même niveau.

Les dimensions des poteaux doivent satisfaire les trois conditions suivantes :

- ❖ Respect des critères de résistance ;
- ❖ Respect des conditions du RPA 99 V2003 ;
- ❖ Satisfaction des conditions de flambement.

### II-4.1. Critère de résistance :

$$B_r \geq \left| \frac{\beta \cdot N_u}{\left[ \theta \cdot \left( \frac{\sigma_{bc}}{0.9} + 0.85 \cdot \left( \frac{A}{B_r} \right) \cdot \sigma_s \right) \right] 10^3} \right| \cdot 10^4$$

$B_r$  : la section nette du béton, pour une section rectangulaire  $B_r = (a - 2) \cdot (b - 2)$

## Etude Technique

$\Theta$  : Facteur de durée d'application des charges,  $\Theta = 1$

$\sigma_{bc}$  : résistance de calcul du béton en compression à l'état ultime.

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\Theta \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \cdot 25}{1 \cdot 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$A/B_r = 0.8\% = 0.008$  (Mostaganem zone IIa)

$\beta$  : Coefficient de correction dépendant de l'élançement mécanique  $\lambda$  des poteaux qui prend les valeurs :

$$\Rightarrow \begin{cases} \beta = 1 + 0.2 \cdot \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \beta = 0.85 + \frac{2}{1500} \rightarrow 50 \leq \lambda \leq 100 \end{cases}$$

On se fixe un élançement mécanique  $\lambda=35$  pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où :

$$\beta = 1 + 0.2 \cdot \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1.2$$

On a FeE400  $\Rightarrow \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

$$\underline{A.N} : B_r \geq \left| \frac{1.2}{\left[1 \cdot \left(\frac{14.2}{0.9} + 0.85 \cdot (0.008) \cdot 348\right)\right] 10^3} \right| \cdot 10^4 \cdot N_u \Rightarrow B_r \geq 0.661369181 \cdot N_u$$

$N_u$  : la charge verticale à l'ELU, elle se calcule en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitations.

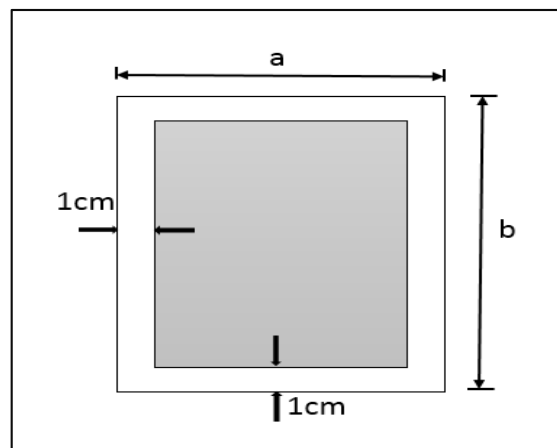


Figure II. 3 : Section réduite du béton

## II-4.2. Vérification des conditions de l'RPA 99 V2003

$$\frac{N_u}{f_{c28} \cdot B_c} \leq 0.3$$

$$\begin{cases} \min(a, b) \geq 25\text{cm} \\ \min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \\ 1/4 \leq a/b \leq 4 \end{cases}$$

$B_c$  : section brute.

## II-4.3. Vérification des conditions de flambement :

Selon la règle de (CBA.93) on a :  $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$  avec  $i = \frac{\sqrt{I}}{B}$  et  $L_f = 0.7I_0$

Avec :

$I$  : Moment d'inertie de la section du poteau.

$B$  : Section du béton.

$\lambda$  : l'élancement du poteau.

$I_0$  : hauteur d'étage.

$a$  : section du poteau.

$L_f$  : longueur du flambement.

## II-4.4. Loi de dégression :

Condition à utiliser dans la loi de dégression :

Bâtiment à nombre d'étages strictement supérieur à 5 étages, soit :

$Q_0 = 1.00 \text{ KN/m}^2$  : la surcharge sur le planchers terrasse à usage d'habitation ;

$Q_1 = \dots\dots\dots = Q_{10} = Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$  : la surcharge sur les planchers d'étage courant à usage d'habitation.

# Etude Technique

## II-4.5. Les surcharges d'exploitations cumulées :

Tableau II. 3 : Tableau des surcharges d'exploitations cumulées

i	Niveau	Formule de calcul	Surcharge d'exploitation Q (KN/m <sup>2</sup> )	Charge permanente G (KN/m <sup>2</sup> )
0	Haut d'étage 9	$Q_0$	1.00	7,45
1	Haut d'étage 8	$Q_0 + Q$	2.50	12,82
2	Haut d'étage 7	$Q_0 + 0.95 \times 2 \times Q$	3.85	18,19
3	Haut d'étage 6	$Q_0 + 0.90 \times 3 \times Q$	5.05	23,56
4	Haut d'étage 5	$Q_0 + 0.85 \times 4 \times Q$	6.10	28,93
5	Haut d'étage 4	$Q_0 + 0.80 \times 5 \times Q$	7.00	34,30
6	Haut d'étage 3	$Q_0 + 0.75 \times 6 \times Q$	7.75	39,69
7	Haut d'étage 2	$Q_0 + 0.71 \times 7 \times Q$	8.455	45,04
8	Haut d'étage 1	$Q_0 + 0.68 \times 8 \times Q$	9.16	50,41
9	Haut RDC	$Q_0 + 0.66 \times 9 \times Q$	10.0	55,78

## II-4.6. Détermination de la section afférente :

Pour le prédimensionnement des poteaux, on utilise le poteau le plus sollicité :

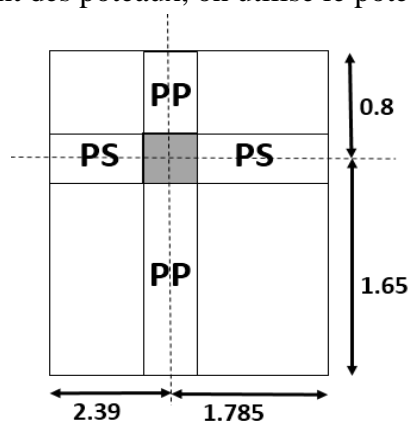


Figure II. 4 : Schéma de la surface afférente

- ✓ La longueur afférente de la poutre principale :  $L_{\text{aff-pp}} = 4.175 \text{ m}$
- ✓ La longueur afférente de la poutre secondaire :  $L_{\text{aff-ps}} = 4.175 \text{ m}$
- ✓ La section afférente du plancher :  $S_{\text{aff}} = 10.23 \text{ m}^2$

## II-4.7. Exemple de calcul d'un poteau :

Poteau du 7eme étage

$$G = 18,19 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3,85 \text{ KN/m}^2$$

### II-4.7.1. Détermination de l'effort normal ultime $N_u$ :

$$N_{\text{plancher}} = (1.35G + 1.5Q) * S_{\text{aff}} = (1.35 * 18,19 + 1.5 * 3.85) * 10.23 = 310,29 \text{ KN}$$

$$N_{\text{pp}} = 1.35 * 25 * b * h * L_{\text{aff}} - \text{pp} * n = 1.35 * 25 * 0.3 * 0.4 * 2.45 * 6 = 59.53 \text{ KN}$$

$$N_{\text{ps}} = 1.35 * 25 * b * h * L_{\text{aff}} - \text{ps} * n = 1.35 * 25 * 0.3 * 0.4 * 4.175 * 6 = 101.45 \text{ KN}$$

$n$  : nombre de plancher.

$$P_u = N_{\text{plancher}} + N_{\text{pp}} + N_{\text{ps}} = 471,27 \text{ KN}$$

$$N_u = 1.15 * P_u = 541,96 \text{ KN}$$

$$\text{La section de béton réduite : } B_r = 0.661369181 * N_u = 358,44 \text{ cm}^2$$

$$(a - 2)(b - 2) = 358,44 \text{ cm}^2$$

$$a = b \Rightarrow (b - 2)^2 = 381.50 \Rightarrow b = 20,93 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend } \mathbf{b = 35 \text{ cm}}$$

### II-4.7.2. Vérification des conditions imposées par le RPA 99 (version 2003) :

$\min(a, b) \geq 25 \text{ cm}$  en zone IIa

$$\min(a, b) \geq h_e/20 = (306 - 20)/20 = 14.30 \text{ cm}$$

$$1/4 \leq b/a = 1 \leq 4$$

$$\frac{N_u}{f_{c28} * B_c} = \frac{541,96 \times 10}{25 * 35^2} = 0.18 \leq 0.3 \quad \text{D'où la condition est vérifiée.}$$

### II-4.7.3. Critère de flambement :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{avec } l_f = 0.7 * l_0 = 0.7 * 306 = 214.2 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b * h^3}{12} = \frac{35^4}{12} = 125052 \text{ cm}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{125052}{35 \cdot 35}} = 10.10 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{214.2}{10.10} = 21.20 < 35 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

## Etude Technique

### II-4.7.4. Dimension de tous les poteaux

Tableau II. 4 : Dimensionnement des poteaux

H [m]	ETAGE	G [KN]	Q [KN]	N <sub>upp</sub> [KN]	N <sub>ups</sub> [KN]	N <sub>ulong</sub> [KN]	N <sub>pot</sub> [KN]	N <sub>planc</sub> [KN]	N <sub>u</sub> [KN]	N <sub>s</sub> [KN]	Br [cm <sup>2</sup> ]	a [cm]	choix [cm]	vérification RPA [cm]	Vérification flambement
3,06	haut 9 <sup>e</sup> étage	7,45	1	16,909	9,923		0,000	118,219	145,050	106,308	96,134	11,805	30	13,907	24,735
3,06	haut 8 <sup>e</sup> étage	12,82	2,5	33,818	19,845		8,080	215,387	277,129	202,439	183,671	15,553	30	19,223	24,735
3,06	haut 7 <sup>e</sup> étage	18,19	3,85	50,726	29,768		16,160	310,253	406,907	297,037	269,684	18,422	35	23,293	21,201
3,06	haut 6 <sup>e</sup> étage	23,56	5,05	67,635	39,690		27,157	402,818	537,300	392,261	356,104	20,871	35	26,766	21,201
3,06	haut 5 <sup>e</sup> étage	28,93	6,1	84,544	49,613		38,154	493,082	665,393	485,951	440,999	23,000	40	29,786	18,551
3,06	haut 4 <sup>e</sup> étage	34,3	7	101,453	59,535		52,518	581,044	794,550	580,600	526,600	24,948	40	32,548	18,551
3,06	haut 3 <sup>e</sup> étage	39,67	7,75	118,361	69,458		66,882	666,705	921,406	673,715	610,676	26,712	45	35,051	16,490
3,06	haut 2 <sup>e</sup> étage	45,04	8,5	135,270	79,380		85,062	752,365	1052,077	769,656	697,280	28,406	45	37,454	16,490
3,06	haut 1 <sup>er</sup> étage	50,41	9,25	152,179	89,303		103,241	838,026	1182,749	865,597	783,885	29,998	50	39,711	14,841
3,06	haut RDC	55,78	10	169,088	99,225	0,000	125,685	923,687	1317,684	964,697	873,315	31,552	50	41,916	14,841
2,5	haut Avant poteau	61,15	10,75	185,996	109,148	22,759	148,129	1009,347	1475,379	1080,655	977,830	33,270	50	44,353	12,125

## II-5. Prédimensionnement du voile :

Le dimensionnement des voiles en béton armé est justifié par l'article 7.7 du RPA99 version 2003.

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme), et d'autre part, à reprendre une part des efforts verticaux (plus 20 % pour notre système de contreventement), qu'ils transmettent aux fondations.

D'après le RPA99 version 2003 article 7.7.1 les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisant la condition :  $L \geq 4a$ . Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

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

Avec :

L : longueur de voile.

a : épaisseur du voile.

$h_e$  : hauteur libre d'étage.

Pour notre cas, on :

$$\left. \begin{array}{l} h=306 \text{ cm} \\ h_d=20 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

$$a \leq \frac{L}{4} = \frac{445}{4} = 111.25 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14.30 \text{ cm}$$

Alors on prend  $a = 20 \text{ cm}$ .

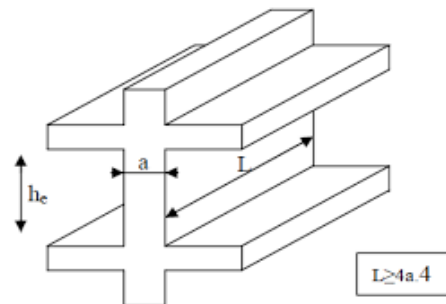


Figure II. 5 : Coupe de voile en élévation

## Chapitre III : Etude de plancher

### III-1. Introduction

Les planchers sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de limiter les différents niveaux du bâtiment, et s'appuient sur des éléments, ils ont un rôle essentiel qui est l'assurances la reprise et la transmission des charges verticales aux éléments porteurs (poutres, murs porteurs...), ils offrent une isolation thermique et acoustique, et protège contre l'incendie entre les différents étages, leurs calculs consistent à évaluer les moments fléchissant et les efforts tranchants sollicitant les poutrelles afin de déterminer le ferrailage nécessaire à adopter.

La structure étudiée distingue un seul type de plancher qui est : le plancher à corps creux et le calcul de ce plancher se résume au calcul des poutrelles qui sont perpendiculaires aux poutres principales.

### III-2. Plancher à corps creux :

Ce type de plancher se compose d'un corps creux et d'une dalle de compression d'épaisseur respectives 16 cm et 4 cm.

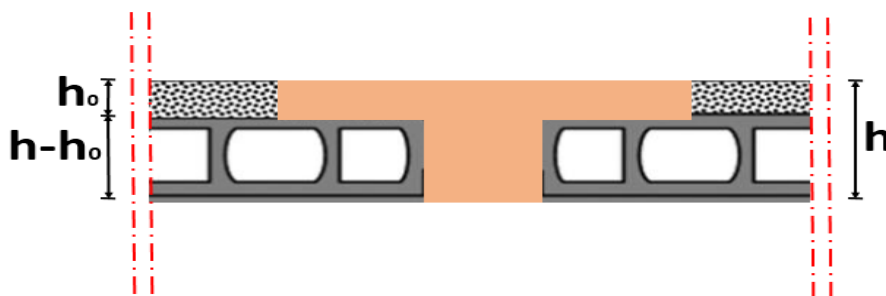


Figure III. 1 : Schéma d'un plancher à corps creux

#### III-2.1. Prédimensionnement des poutrelles :

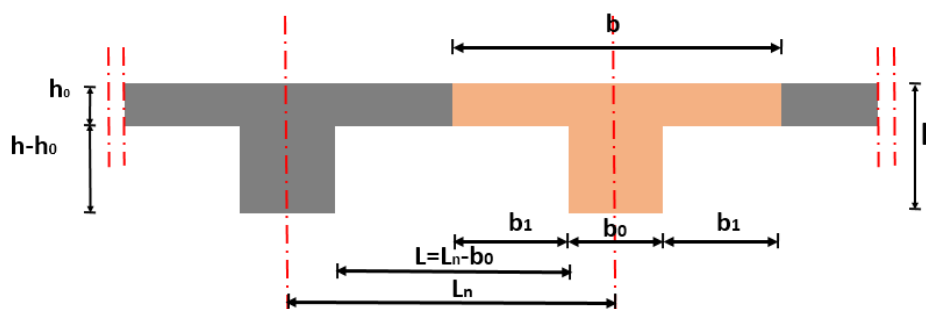


Figure III. 2 : Section de calcul d'un plancher à corps creux

D'après le CBA 93, la largeur de la table de compression sera calculée à partir de la plus faible des valeurs suivantes de  $b_1$  :

- $b_1 \leq \frac{L_n - b_0}{2} = \frac{60 - 12}{2} = 24 \text{ cm}$
- $b_1 \leq \frac{L}{10} = \frac{448}{10} = 44,8 \text{ cm}$
- $b_1 \leq (6 \div 8)h_0 = (6 \div 8) \times 4 = (24 \div 32) = 28 \text{ cm}$
- $b_1 \leq \min(24 ; 28 ; 44,8) = 24 \text{ cm}$

La largeur de la dalle de compression est donc :

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 24 + 12 = 60 \text{ cm} = L_n$$

Avec :

$L_n$  : Distance entre axes des nervures ( $L_n=60 \text{ cm}$ )

$L$  : Portée entre nus d'appuis ( $L=448 \text{ cm}$ )

$b_0$  : Epaisseur de la nervure ( $b_0=12 \text{ cm}$ )

$h_0$  : Hauteur maximale de la dalle de compression ( $h_0=4 \text{ cm}$ )

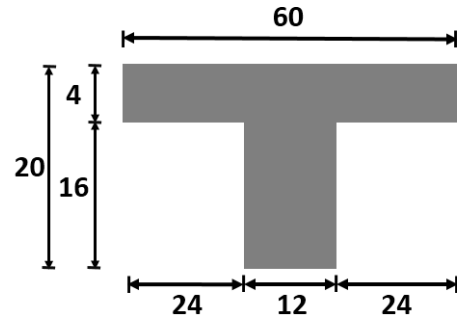


Figure III. 3 : Section de calcul

### III-2.1.1. Ferrailage de la dalle de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression doit respecter les règles données par CBA 93. Il doit être exécuté par un quadrillage en treillis soudé dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- ✓  $20 \text{ cm} \rightarrow (5 \text{ barres/m}) \Rightarrow$  Pour les armatures perpendiculaires aux nervures que l'on note  $A_{\perp}$ ;
- ✓  $33 \text{ cm} \rightarrow (3 \text{ barres/m}) \Rightarrow$  Pour les armatures parallèles aux nervures que l'on note  $A_{//}$ .

Les sections des armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

- ✓ Si :  $L_n \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e}$
- ✓ Si :  $50 \text{ cm} \leq L_n \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4 \cdot L_n}{f_e}$
- ✓ Les armatures parallèles aux nervures doivent avoir une section :  $A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$

Avec :

$L_n$  : la distance entre axes des nervures ;

$f_e$  : la limite élasticité de l'acier utilisé en [MPa] ;

A : la section d'acier en [ $\text{cm}^2/\text{ml}$ ].

### III-2.1.1.1. Armatures perpendiculaires aux nervures ( $A_{\perp}$ ) :

➤ **Détermination des armatures :**

$$\text{On a : } 50 \text{ cm} \leq L_n = 60 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4 \cdot L_n}{f_e} = \frac{4 \times 60}{520} = 0,46 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Choix des armatures :**

$$5\phi 6/\text{ml} \rightarrow A = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\phi 6 \rightarrow e = 20 \text{ cm})$$

On prendra un TS $\phi 6$  de maille (200 x 200)  $\text{mm}^2$ .

### III-2.1.1.2. Armatures parallèles aux nervures ( $A_{//}$ ) :

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

➤ **Choix des armatures :**

$$5\phi 6/\text{ml} \rightarrow A = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\phi 6 \rightarrow e = 20 \text{ cm})$$

On prendra un TS $\phi 6$  de maille (200 x 200)  $\text{mm}^2$ .

### III-2.1.2. Etude des poutrelles :

#### III-2.1.2.1. Evaluation des charges :

➤ **Combinaisons fondamentales :**

$$\text{ELU : } q_u = (1,35G + 1,5Q) \times b$$

$$\text{ELS : } q_{\text{ser}} = (G + Q) \times b$$

Tableau III. 1 : Tableau d'évaluation des charges

Type de plancher	b (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	q <sub>u</sub> (KN/m)	q <sub>ser</sub> (KN/m)
Terrasse	0,6	9,88	1,00	8,90	6,528
1 <sup>er</sup> au 9 <sup>ème</sup> étages	0,6	5,37	1,50	5,70	4,122

### III-2.1.2.2. Type des poutrelles :

On distingue trois types de poutrelles qui sont les suivantes :

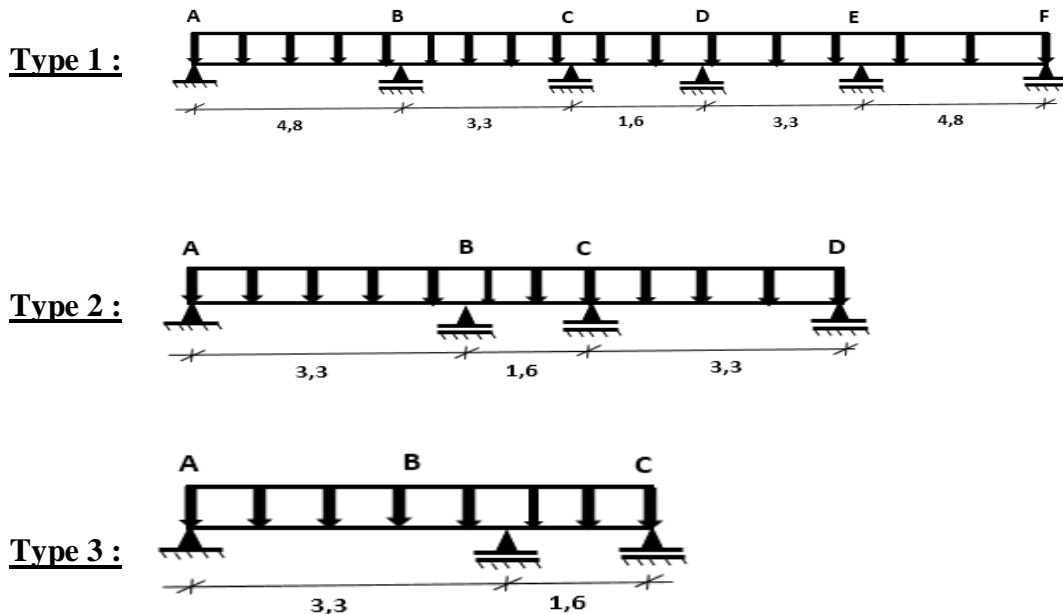


Figure III. 4 : Différents types des poutrelles

### III-2.1.2.3. Vérification des conditions et Méthode de calculs :

La méthode de calcul est essentiellement définie en fonction du rapport de la charge d'exploitation aux charges permanentes, d'après le [CBA 93] la détermination des efforts tranchants et des moments fléchissant dans le cas des poutrelles, il faudra utiliser une de ces trois méthodes qui sont les suivantes :

#### III-2.1.2.3.1. Méthode forfaitaire :

Si les conditions (a, b, c, et d) cités ci-dessous sont vérifier :

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

b) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées ;

c) Les portées successives des travées sont compris entre 0,8 et 1,25 ;

d) La fissuration est considérée comme non préjudiciable (peu nuisible).

### III-2.1.2.3.2. Méthode de Caquot :

Si « a » n'est pas vérifiée (cas des planchers à charge d'exploitation relativement élevée),

### III-2.1.2.3.3. Méthode de Caquot minorée

Si la condition « a » vérifie et une ou plus des autres conditions ne le sont pas vérifier.

### III-2.1.2.4. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

#### Exemple du type 1 :

$$a) \begin{cases} \text{Plancher terrasse : } Q = 1,00 \text{ KN/m}^2 \leq (2 \times 9,88 ; 5) \text{ KN/m}^2 = (19,76 ; 5) \text{ KN/m}^2 \\ \text{Plancher étage courant : } Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \leq (2 \times 5,37 ; 5) \text{ KN/m}^2 = (10,74 ; 5) \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

b) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées ;

$$c) 0,8 < \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{4,8}{3,3} = 1,45 > 1,25$$

d) La fissuration est considérée comme non préjudiciable (peu nuisible).

#### **Conclusion :**

La méthode forfaitaire n'est pas applicable dans toutes les types de poutrelles ; car la condition « c » n'est pas vérifiée, donc les quatre types de poutrelles seront étudiées par la **méthode de Caquot minorée**.

Tableau III. 2 : Tableau des méthodes utilisées pour la détermination des sollicitations

Type de poutrelle	Méthode utilisée	Observation
1	Méthode de Caquot minorée	Condition vérifiée
2	Méthode de Caquot minorée	Condition vérifiée
3	Méthode de Caquot minorée	Condition vérifiée

## III-2.1.2.5. Méthode de Caquot minorée

### III-2.1.2.5.1. Méthode d'application

La méthode de Caquot est appliquée dans le cas où l'une des trois dernières conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée, il faudra alors diminuer les moments sur appuis dus aux seules charges permanentes par application aux valeurs trouvées d'un coefficient compris entre 1 et 2/3.

### III-2.1.2.5.2. Principe d'application

L'avantage de la méthode de Caquot est de libérer les résolutions du système d'équations linéaires, en outre, cette hypothèse simplifie les calculs et réduit ainsi le problème à l'étude d'une série des poutres à deux travées une fois hyperstatique.

### III-2.1.2.5.3. Combinaison d'action :

$$q'_u = (1,35(2G/3) + 1,5Q) \times b$$

$$q'_{ser} = ((2G/3) + Q) \times b$$

Tableau III. 3 : Tableau d'évaluation des charges fictives

Type de plancher	b (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	q' <sub>u</sub> (KN/m)	q' <sub>ser</sub> (KN/m)
Terrasse	0,6	9,88	1,00	6,23	4,55
1 <sup>er</sup> au 9 <sup>ème</sup> étages	0,6	5,37	1,50	4,25	3,05

Tableau III. 4 : Tableau de longueur réduite

Type	L' <sub>1</sub> [m]	L' <sub>2</sub> [m]	L' <sub>3</sub> [m]	L' <sub>4</sub> [m]	L' <sub>5</sub> [m]
1	4,8	2,64	1,28	2,64	4,8
2	3,3	1,28	3,3		
3	3,3	1,6			

### III-2.1.2.5.4. Calcul des moments en appuis :

Soit  $I$ , le moment d'inertie qui est constant tout le long de la poutre, on obtient la formule suivante :

$$M_i = -\frac{q_w \cdot l'_w{}^3 + q_e \cdot l'_e{}^3}{8,5(l'_w + l'_e)}$$

Avec :

- $l'_w$  ou  $l'_e = 0,8l_i$      $\longrightarrow$     Pour les travées intermédiaires.
- $l'_w$  ou  $l'_e = l_i$      $\longrightarrow$     Pour les travées de rives sans console.

$l'$  : la portée réelle de la travée.

### III-2.1.2.5.5. Calcul de l'efforts tranchants :

$$T_w = \frac{ql_i}{2} + \frac{|M_{i-1}| - |M_i|}{l}$$

$$T_e = \frac{ql_i}{2} - \frac{|M_{i-1}| - |M_i|}{l}$$

$$T(x) = \left(\frac{ql_i}{2} - qx\right) + \frac{M_{i-1} - M_i}{l_i}$$

### III-2.1.2.5.6. Calcul de l'abscisses du moment en travées :

$$M(x) = M_{max} \implies x = ? \implies x_0 = \frac{M_{i-1} - M_i}{l_i \cdot q} + \frac{l}{2}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \implies x = \frac{M_w - M_e}{l_i \cdot q} + \frac{l}{2}$$

Tableau III. 5 : Tableau d'abscisse du moment en travée.

Niveau	Type	Etat limite	Travées				
			A - B	B - C	C - D	D - E	E - F
Terrasse	1	ELU	2.26	1.25	0.80	2.08	2.54
		ELS	2.26	1.25	0.80	2.08	2.54
Etages	2	ELU	1.55	0.80	1.75		
		ELS	1.55	0.80	1.75		
	3	ELU	1.55	0.39			
		ELS	1.55	0.39			

III-2.1.2.5.7. Calcul du moment fléchissant en travée :

$$M(x) = \left( \frac{ql_i}{2} x - q \frac{x^2}{2} \right) + \left( \frac{M_{i-1} - M_i}{l_i} \right) x - M_{i-1}$$

Avec :

$x$  : abscisse de  $M_t$  maximum.

$M_{i-1}$  et  $M_i$  : Moment sur appuis en valeur absolue.

Les valeurs du moment en travée et en appuis seront résumées dans le tableau suivant.

Tableau III. 6 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants maximums de chaque type de poutrelle.

Type des planchers	Types des poutrelles	Moments en appuis [KN.m]		Moment en travée [KN.m]		Effort tranchant [KN]
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
Terrasse	1	-12,347	-11,475	16,746	12,212	29,266
	2	-10,153	-10,153	7,927	7,927	19,366
	3	-9,988	-7,292	8,028	5,857	15,022
Étage courant	1	-11,652	-10,362	11,583	8,292	19,873
	2	-6,920	-6,920	5,432	5,432	13,200
	3	-6,808	-4,883	5,525	3,958	10,275

Tableau III. 7 : Tableau de Valeur maximum des moments en travée, en appuis et l'effort tranchant.

	Moments en appuis [KN.m]	Moment en travée [KN.m]	Effort tranchant [KN]
ELU	-12,347	16,746	29,266
ELS	-11,475	12,212	

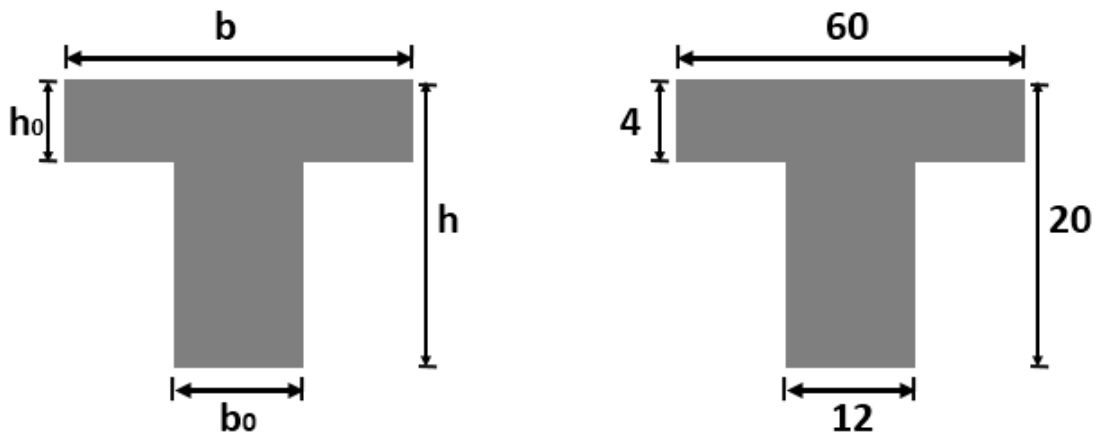


Figure III. 5 : Section transversale de calcul de la poutrelle

### III-2.1.2.6. Calcul du ferrailage :

#### III-2.1.2.6.1. Calcul des armatures longitudinales :

❖ En travée :

✓ Etat limite ultime (ELU) :

$$M_{t_{max}}^u = 16,746 \text{ KN.m}$$

✓ Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

$$M_T = \sigma_b \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 14,2 \times 60 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right) \times 10^{-3} = 54,528 \text{ KN.m}$$

Avec

$M_T$  : Moment fléchissant équilibré par la table de compression.

$M_{t_{max}}^u = 16,746 \text{ KN.m} < M_T = 54,528 \text{ KN.m} \Rightarrow$  L'axe neutre se trouve dans la table et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions  $(b \times h) = (60 \times 20) \text{ cm}^2$ .

✓ Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

$$\mu = \frac{M_{tmax}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{16746}{14,2 \times 60 \times 18^2} = 0,0606$$

$$\mu = 0,0606 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_l$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0782$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,968$$

✓ Détermination des armatures :

$$A_{cal} = \frac{M_{tmax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{16746}{348 \times 0,968 \times 18} = 2,76 \text{ cm}^2$$

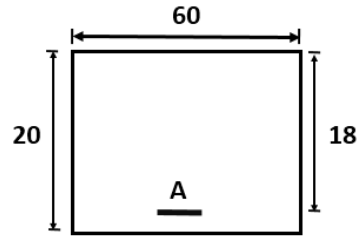


Figure III. 6 : Section de ferrillage

✓ Condition de non fragilité : [CBA 93] :

$$A_{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_t^u = \max(A_{cal} ; A_{min}) = 2,76 \text{ cm}^2$$

✓ Choix des armatures :

$$3T12 \rightarrow A_t = 3,39 \text{ cm}^2$$

✓ Etat limite de service (ELS) :

$$M_{tmax}^s = 12,212 \text{ KN.m}$$

On a :

Flexion simple

Section rectangulaire avec A' ≠ ∅

Acier FeE400 Fissuration peu nuisible

$$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_{tmax}^u}{M_{tmax}^s} = \frac{16,746}{12,212} = 1,37$$

$$\Leftrightarrow \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43 > \alpha = 0,130 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

❖ En appuis :

✓ Etat limite ultime (ELU) :

$$M_{a\ max}^u = -12,347 \text{ KN.m}$$

Remarque :

La table de compression se trouve dans la partie tendue ( $M < 0$ ) et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on néglige les ailettes et la section de calcul devient une section rectangulaire de dimension ( $b_0 \times h$ ) = (12 x 20).

✓ Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

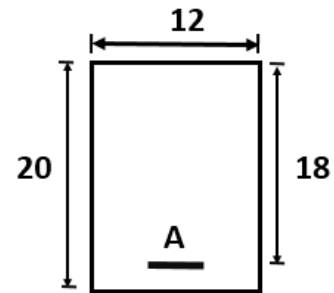
$$\mu = \frac{M_{a\ max}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{12347}{14,2 \times 12 \times 18^2} = 0,223$$

$$\mu = 0,223 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_l$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,320$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,871$$



Section de calcul en appuis

✓ Détermination des armatures :

$$A_{cal} = \frac{M_{a\ max}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{12347}{348 \times 0,871 \times 18} = 2,23 \text{ cm}^2$$

✓ Condition de non fragilité : [CBA 93] :

$$A_{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_t^u = \max(A_{cal} ; A_{min}) = 2,23 \text{ cm}^2$$

✓ Choix des armatures :

$$2T12 \rightarrow A_t = 2,26 \text{ cm}^2$$

✓ Etat limite de service (ELS) :

$$M_{a\ max}^s = -11,475 \text{ KN.m}$$

On a :

Flexion simple

Section rectangulaire avec  $A' \neq \emptyset$

Acier FeE400 Fissuration peu nuisible

$$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_{a\ max}^u}{M_{a\ max}^s} = \frac{12,347}{11,475} = 1,27$$

$$\Leftrightarrow \frac{1,27-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,385 > \alpha = 0,320 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

✓ **Calcul des armatures transversales :**

L'effort tranchant peut engendrer des fissures inclinées à 45° par rapport à la ligne moyenne, et pour y remédier on utilise des armatures transversales.

$$T_{max}^u = 29,266 \text{ KN}$$

✓ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

$$T_{max}^u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0,9 \times d = 0,9 \times 18 = 16,20 \text{ cm}$$

$$T_{max}^u = 29,266 \text{ KN} \leq 0,267 \times 16,20 \times 12 \times 25 = 129,762 \text{ KN}$$

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

✓ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinale inférieures :**

On doit vérifier que :

$$A_1 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left[ T_u + \frac{M_a^u}{0,9 \times d} \right]$$

$$A_1 = 3,39 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,14}{400} \left[ 29266 + \frac{-12347}{0,9 \times 18} \right] \cdot 10^{-2} = 0,81 \text{ cm}^2$$

⇒ Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures transversales.

✓ Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

⋮

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{ [CBA 93].}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}^u}{b_0 \times d} = \frac{29266}{12 \times 18 \times 100} = 1,35 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 1,35 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

Donc, les armatures transversales (cadres + étriers) sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutrelle.

✓ Diamètre des armatures transversales [CBA 93] :

Section et écartement des armatures transversales  $A_t$  :

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{L \min}\right) = \min(0,57 ; 1,2 ; 1,2) = 0,57 \text{ cm}$$

On adopte :  $\phi_t = 6 \text{ mm}$  de nuance d'acier FeE235  $\Rightarrow A_t = 2T6 = 0,57 \text{ cm}^2$

Espacement des armatures transversales :

$\delta_t$  : L'espacement entre les armatures transversales.

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} \times K}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad \text{Tel que : } \begin{cases} K = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \end{cases}$$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm [CBA 93]}$$

$$\delta_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0 \times \sin \alpha} = \frac{0,57 \times 235}{0,4 \times 12 \times \sin 90} = 27,90 \text{ cm [CBA 93]}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t3}} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} \times K}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \text{ [CBA 93]}$$

$$\Rightarrow \delta_{t3} \leq \frac{A_t \times 0,8 \times f_e}{b_0 (\tau_u - 0,3 f_{tj})} = \frac{0,57 \times 0,8 \times 235}{12 (1,35 - 0,3 \times 2,1)} = 12,40 \text{ cm}$$

Conclusion :

$$\delta_t = \min(\delta_{t1} ; \delta_{t2} ; \delta_{t3}) = 12,40 \text{ cm}$$

On adopte :  $\delta_t = 12 \text{ cm}$

✓ Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire :

La vérification de la flèche se fait à E.L.S ; Suivant les règles [CBA 93] il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre si cette dernière est associée à un hourdi et si toutes les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \left( \frac{M_t^s}{M_a^s} \right)$
- $\frac{A_t^s}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

Avec :

$L$  : la portée de la travée entre nus d'appui.

$h$  : la hauteur totale de la section droite.

$M_t^s$  : moment maximal en travée à l'ELS.

$M_a^s$  : moment maximal en appuis à l'ELS.

$A$  : section des armatures tendues à l'ELS.

✓ **Vérification des conditions :**

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{480} = 0,0417 < \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0,0417 < \frac{1}{10} \left( \frac{M_t^s}{M_a^s} \right) = \frac{1}{10} \left( \frac{12,347}{11,475} \right) = 0,1076 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A_t^s}{b_0 \times d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,0156 > \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

**Conclusion :**

Les trois conditions ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

✓ **Calcul de la flèche :**

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

✓ **Calcul des charges :**

$G$  : charge permanente après la mise en place des cloisons.

$$G = 988 \times 1,00 = 988 \text{ daN/ml}$$

$j$  : charge permanente avant la mise en place des cloisons.

$$j = 988 \times 1,00 = 988 \text{ daN/ml}$$

$P$  : charge total (G+Q).

$$P = (988 + 100) \times 1,00 = 1088 \text{ daN/m}$$

**Pour  $b = 0,6 \text{ m}$  :**

$$G = j = 988 \times 0,6 = 5928 \text{ N/ml.}$$

$$P = 1088 \times 0,6 = 6528 \text{ N/m}$$

✓ Calcul des moments fléchissant :

$$M_G = M_j = 0,8 \times \frac{G \times L^2}{8} = 0,8 \times \frac{5928 \times 4,8^2}{8} = 13,658 \text{ KN.m}$$

$$M_p = 0,8 \times \frac{P \times L^2}{8} = 0,8 \times \frac{6528 \times 4,8^2}{8} = 15,041 \text{ KN.m}$$

✓ Modules de déformations longitudinaux :

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \Rightarrow E_{i28} = 32164,195 \text{ MPa.}$$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \Rightarrow E_{v28} = 10818,90 \text{ MPa.}$$

✓ Calcul du moment d'inertie ( $I_0$ ) :

$$V_1 = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i} = \frac{(60 \cdot 12) \times 4 \times 2 + 12 \times 20 \times 10 + 15 \times 3,39 \times 18}{4 \times 48 + 12 \times 20 + 15 \times 3,39} = 7,66 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7,66 = 12,34 \text{ cm}$$

✓ Détermination des moments d'inertie :

$$I_0 = \frac{b \times V_1^3}{3} - \frac{(b-b_0)(V_1-h_0)^3}{3} + \frac{b_0 \times V_2^3}{3} + n \times A \times (d - V_1)^2 = 21157,64 \text{ cm}^4$$

✓ Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations :

$$\sigma_s = \frac{M_i^{ser}}{A \times \beta_i \times d}$$

$$\rho_1 = 100 \times \rho = 100 \times \frac{A}{b_0 \times d} = 100 \times \frac{3,39}{12 \times 18} = 1,569 \rightarrow \beta_1 = 0,837$$

$\beta_1$  : c'est un coefficient tiré du tableau.

$$\sigma^g = \sigma^j = \frac{M^g}{A \times \beta_i \times d} = \frac{1365,8}{3,39 \times 0,837 \times 18} = 27,741 \text{ MPa}$$

$$\sigma^p = \frac{M^p}{A \times \beta_i \times d} = \frac{1504,1}{3,39 \times 0,837 \times 18} = 29,45 \text{ MPa}$$

✓ Calcul de  $\mu_j$  ;  $\mu_g$  ;  $\mu_p$  :

$$\mu_i = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \text{ Avec } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\mu_g = \mu_j = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,015694 \times 27,741 + 2,1} = 0,0433$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,015694 \times 29,45 + 2,1} = 0,0693$$

✓ Calcul des moments d'inertie fictifs ( $I_f$ ) :

$$I_f = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\left(2+3\frac{b_0}{b}\right) \times \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2+3 \times \frac{12}{60}\right) \times 0,015694} = 2,573$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = \frac{0,02 f_{t28}}{\left(2+3\frac{b_0}{b}\right) \times \rho} = 1,0292$$

$$I_{fgv} = \frac{1,1 \times I_0}{1+\lambda_v \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 21157,64}{1+1,0292 \times 0,0433} = 22280,50 \text{ cm}^4$$

$$I_{fgi} = I_{fji} = \frac{1,1 \times I_0}{1+\lambda_i \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 21157,64}{1+2,573 \times 0,0433} = 20940,41 \text{ cm}^4$$

$$I_{fpi} = \frac{1,1 \times I_0}{1+\lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \times 21157,64}{1+2,573 \times 0,0693} = 19751,53 \text{ cm}^4$$

✓ **Calcul de la flèche (totale et admissible) :**

$$f_{gv} = \frac{M_g \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fgv}} = \frac{13658 \times 480^2}{10 \times 10818,90 \times 22280,50} = 1,3 \text{ cm}$$

$$f_{gi} = f_{ji} = \frac{M_g \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fgi}} = \frac{13658 \times 480^2}{10 \times 32164,195 \times 20940,41} = 0,46 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fpi}} = \frac{15041 \times 480^2}{10 \times 32164,195 \times 19751,53} = 0,545 \text{ cm}$$

✓ **Calcul de la flèche totale :**

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = (1,3 - 0,46) + (0,545 - 0,46) = 0,925 \text{ cm}$$

✓ **Calcul de la flèche admissible :**

On a :

$$L = 480 \text{ cm} < 500 \text{ cm} \Rightarrow \Delta f_{t \max} = \frac{L}{500} = \frac{480}{500} = 0,96 \text{ cm}$$

D'où

$$\Delta f_t = 0,92 \text{ cm} < \Delta f_{t \max} = 0,96 \text{ cm} \Rightarrow \text{La flèche est vérifiée.}$$

**III-2.1.2.7. Dessin de ferrailage :**

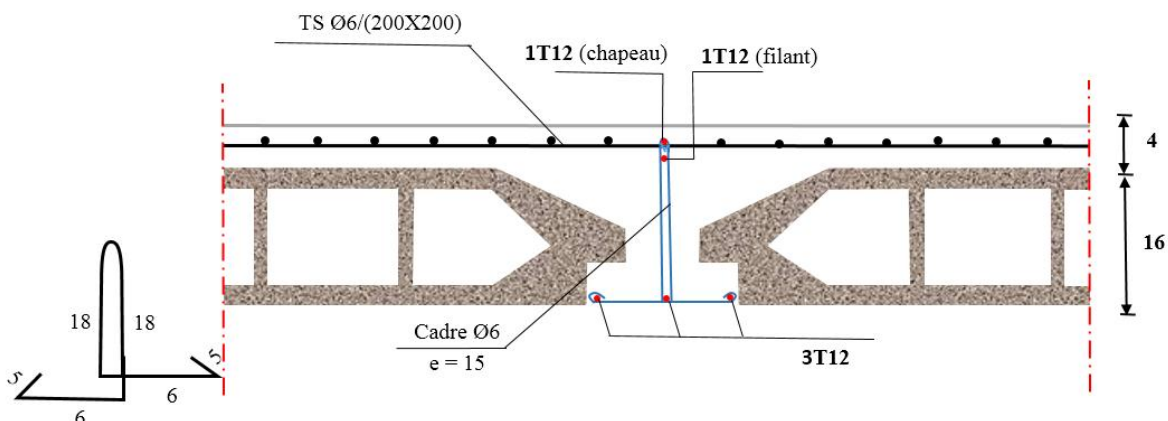


Figure III. 7 : Ferrailage du plancher à corps creux

## Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux

### IV-1. Etude des escaliers :

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. Ils permettent le mouvement et la circulation verticale des personnes et des objets dans un immeuble.

Les escaliers sont des éléments importants, ils sont soumis à des forces divers (poids propre des escaliers, les surcharges dues aux différents accès personnes, équipements .....).

Les escaliers se composent de :

- ❖ **Volée** : C'est une suite de marche (avec 20 marches au maximum).
- ❖ **Palier de repos** : C'est la partie horizontale d'un escalier entre 2 volées.
- ❖ **Palier d'arrivée** : Plateforme ménagée de distance en distance et spécialement à chaque étage.
- ❖ **Paillassé** : dalle inclinée supportant les marches et contremarches d'un escalier et assurant la transmission des charges et surcharges.
- ❖ **La marche** : c'est la surface plane horizontale sur laquelle on pose le pied
- ❖ **Contre marche** : La partie verticale d'une marche.
- ❖ **Emmarchement** : La longueur de la marche.

#### IV-1.1. Prédimensionnement :

Le pré dimensionnement des escaliers doit respecter la formule de « BLONDEL » :

$$\text{➤ } 59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm} \quad (1)$$

$$\text{➤ } g + 2h = 64 \text{ cm} \quad (2)$$

$$\text{➤ } g = \frac{L}{n-1} \quad (3)$$

$$\text{➤ } h = \frac{H}{n} \quad (4)$$

Avec :

**he** : la hauteur d'étage. (3,06 m)

**h** : la hauteur des contres marches.

**g** : giron (la largeur de la marche).

**H** : hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage,

**L** : projection horizontale de la longueur totale de la volée.

**n** : Nombre de contre marche

**AN :**

$$H = \frac{he}{2} = \frac{3,06}{2} = 153 \text{ cm}$$

$$L = 240 \text{ cm}$$

En remplaçant (3) et (4) dans (2) on obtient :

$$64n^2 - 610n + 306 = 0$$

Ceci implique :  $\Delta = b^2 - 4ac = 293764 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 542 \Rightarrow \begin{cases} n = \frac{b+\sqrt{\Delta}}{2a} = -0,53 \\ n = \frac{b-\sqrt{\Delta}}{2a} = 9 \end{cases}$

D'où **n** est un nombre entier positif, donc **n = 9**

Alors on a :  $\begin{cases} n = 9 \text{ (contres marches)} \\ n - 1 = 8 \text{ (marches)} \end{cases}$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm}$$

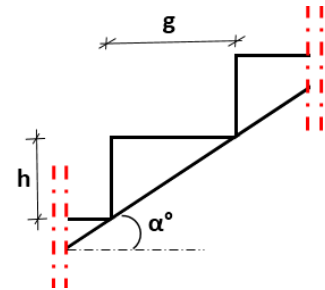


Figure IV. 1 : Coupe d'un escalier

**IV-1.1.1. Inclinaison de la paillasse :**

$$tg \alpha = \frac{h}{g} = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

**IV-1.1.2. La longueur de la paillasse :**

$$L_R = \sqrt{H^2 + L^2} = 2,85 \text{ m}$$

$$l = L_R + L_{Palier} = 4,20 \text{ m}$$

**IV-1.1.3. Epaisseur de la paillasse :**

Condition de résistance :

$$\frac{l}{30} \leq e_p \leq \frac{l}{20} \Rightarrow \frac{285}{30} \leq e_p \leq \frac{285}{20} \Rightarrow 9,5 \text{ cm} \leq e_p \leq 14,25 \text{ cm}$$

On prend  $e_p = 12 \text{ cm}$  (Paillasse et Palier).

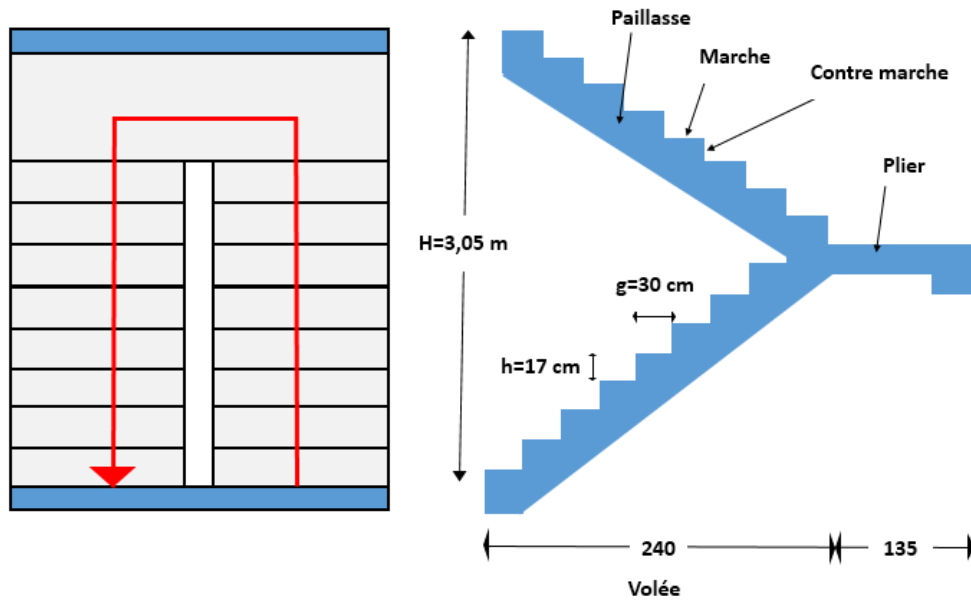


Figure IV. 2 : Schéma d'un cage d'escalier

## IV-1.2. Descente des charges

### IV-1.2.1. Volée :

Tableau IV. 1 : Charges du volée

Matériaux		G (daN/m <sup>2</sup> )
Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose + sable)		104
Revêtement vertical $\left(104 \times \frac{h}{g}\right)$		58,93
Poids propre des marches $\left(2200 \times \frac{h}{2}\right)$		187
Poids propre de la paillasse $\left(2500 \times \frac{e_p}{\cos\alpha}\right)$		344,82
Enduit au ciment $\left(18 \times \frac{1,5}{\cos\alpha}\right)$		31,03
Charge permanente G		725,78
Surcharge d'exploitation Q		250
ELU	$q_u = (1,35G + 1,5Q)$	1345,80
ELS	$q_s = (G+Q)$	975,78

## IV-1.2.2. Palier :

Tableau IV. 2 : Charges du palier

Matériaux		G (daN/m <sup>2</sup> )
Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose + sable)		104
Poids propre du palier (2500 x ep)		300
Enduit au ciment (18 x 1,5)		27
Charge permanente G		431
Surcharge d'exploitation Q		250
ELU	$q_u = (1,35G + 1,5Q)$	991,85
ELS	$q_s = (G+Q)$	681

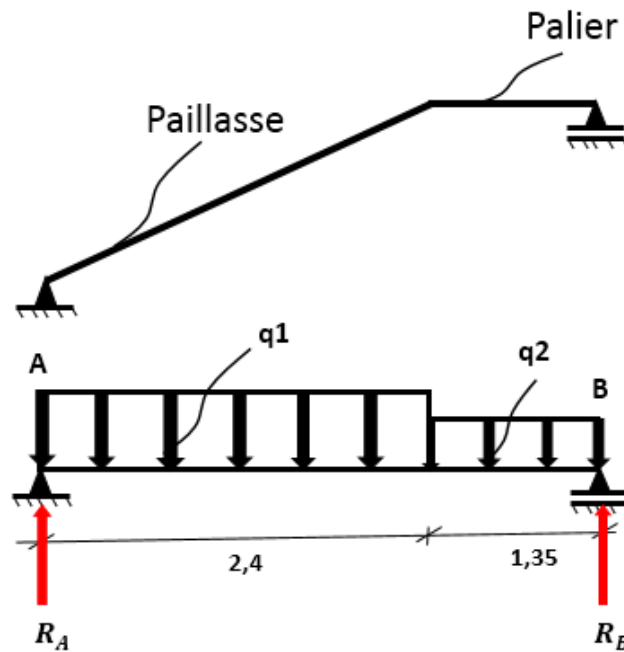


Figure IV. 3 : Schémas statique d'un escalier à paillasse avec un palier de l'étage courant.

## IV-1.3. Ferrailage des escaliers :

### IV-1.3.1. Calcul des réactions :

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B = \frac{q_1 \times \frac{2,4^2}{2} + q_2 \times 1,35 \times \left(\frac{1,35}{2} + 2,4\right)}{3,75}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow R_A = \frac{q_2 \times \frac{1,35^2}{2} + q_1 \times 2,4 \times \left(\frac{2,4}{2} + 1,35\right)}{3,75}$$

$$\sum F_v = 0$$

Avec :

$q_1$  : Charge de paillasse

$q_1$  : charge de palier

Tableau IV. 3 : Tableau des réactions à l'ELU et l'ELS.

		$R_A$ (daN)	$R_B$ (daN)	Vérification
Formule		$\sum M/B = 0$	$\sum M/A = 0$	$\sum F_v = 0$
Valeur	ELU	2437,30	2131,49	Condition vérifiée
	ELS	1757,91	1503,22	Condition vérifiée

### IV-1.3.2. Calcul du moment fléchissant et effort tranchant :

Section I-I :  $0 \leq x \leq 2,4$  [m]

Avec :

$$q_1^u = 1345,80 \text{ daN/m}$$

$$q_1^{ser} = 975,78 \text{ daN/m}$$

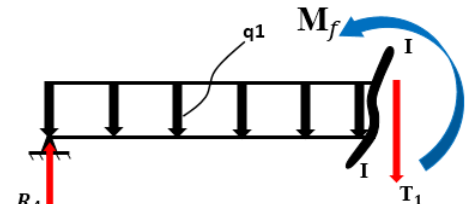


Figure IV. 4 : Coupe du section I-I

Tableau IV. 4 : Tableau des moments fléchissant et efforts tranchants de la section I-I.

		Formule	Valeur	
			$x = 0$ m	$x = 2,4$ m
$M_f(x)$ [daN.m]	ELU	$R_A x - q_1 \times \frac{x^2}{2}$	0	1973,62
	ELS		0	1408,74
$T(x)$ [daN]	ELU	$R_A - q_1 x$	2437,30	-792,62
	ELS		1757,91	-583,96

Section II-II :  $2,4 \leq x \leq 3,75$  [m]

Avec :

$$q_1^u = 1509,97 \text{ daN/m}$$

$$q_1^{ser} = 1090,72 \text{ daN/m}$$

$$q_2^u = 1091,85 \text{ daN/m}$$

$$q_2^{ser} = 781 \text{ daN/m}$$

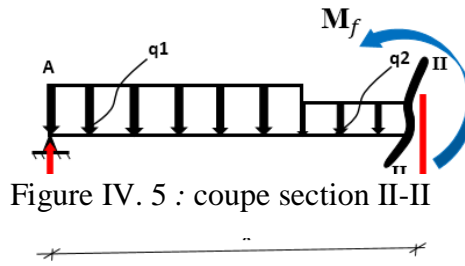


Figure IV. 5 : coupe section II-II

Tableau IV. 5 : Tableau des moments fléchissant et efforts tranchants de la section II-II

		Formule	Valeur	
			x = 2,4 m	x = 3,75 m
$M_f(x)$ [daN.m]	ELU	$R_A x - q_1 \left(x - \frac{2,4}{2}\right) 2,4 - q_2 \frac{(x - 2,4)^2}{2}$	1973,62	0
	ELS		1408,74	0
$T(x)$ [daN]	ELU	$R_A - q_1 \times 2,4 - q_2(x - 2,4)$	-792,62	-2131,62
	ELS		-583,96	-1503,31

### IV-1.3.3. Calcul du moment fléchissant maximum :

$$M_{\max} = M'(x_m) \Rightarrow T(x_m) = 0 \Rightarrow R_A - q_1 x = 0 \Rightarrow 2437,30 - 1345,8x = 0$$

$$\Rightarrow x_m = 1,81 \text{ m}$$

$$M_{\max} = R_A x - q_1 \times \frac{x^2}{2} = 2437,30 \times 1,81 - 1345,8 \times \frac{1,81^2}{2} = 2207,025 \text{ daN.m}$$

$$T(x_m) = R_A - q_1 x = 2437,30 - 1345,8 \times 1,81 = 1,40 \text{ daN}$$

Tableau IV. 6 : Tableau des moments fléchissant maximaux en travée et en appui.

	$x_m$ [m]		$M_{\max}$ [daN.m]	$M_t$ [daN.m]	$M_a$ [daN.m]
	Formule	Valeur		$0,8M_{\max}$	$-0,2M_{\max}$
ELU	$T(x_m) = 0$	1,81	2207,025	1765,62	-441,405
ELS		1,81	1583,44	1266,75	-316,688

## IV-1.3.4. Calcul des ferrillages

### ❖ En travée

#### ➤ Etat Limite Ultime (ELU) :

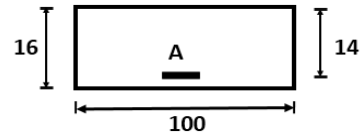


Figure IV. 6 : Section de calcul

$$M_t^u = 1765,62 \text{ daN.m}$$

#### ✓ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b * b * d^2} = \frac{17656,2}{14,2 * 100 * 14^2} = 0,0634 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FE400)}$$

⇒ A' n'existe pas

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0820$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,967$$

$$A_{cal}^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{17656,2}{348 * 0,967 * 14} = 3,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

#### ✓ Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t^u = \max(A_{cal}^u ; A_{min}) = 3,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

#### ✓ Choix des armatures

$$5T10/\text{ml} \rightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T12 \rightarrow e = 20 \text{ cm})$$

#### ➤ Etat limite de service (ELS)

$$M_t^{ser} = 1266,75 \text{ daN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Acier FE400} \\ \text{Section rectangulaire avec } A'_{\#} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \text{ si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Avec

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{1765,62}{1266,75} = 1,39$$

$$\alpha = 0,0820 < \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45 \Rightarrow (\text{condition vérifiée})$$

### Conclusion

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \text{la fissuration est nuisible (aucune vérification pour } \sigma_s) \end{array} \right.$$

⇒ Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues.

#### ✓ Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,75}{4} = 0,94 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

#### ✓ Choix des armatures

$$4T8/\text{ml} \rightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T8 \rightarrow A = 25 \text{ cm})$$

#### ❖ En appuis

##### ➤ Etat limite ultime (ELU)

$$M_a^u = -441,405 \text{ daN.m}$$

#### ✓ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b * b * d^2} = \frac{4414,05}{14,2 * 100 * 14^2} = 0,0158 < \mu_l = 0,392 (\text{Acier FE400})$$

⇒ A' n'existe pas

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,020 \quad \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,992$$

$$A_{cal}^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \beta d} = \frac{4414,05}{348 \cdot 0,992 \cdot 14} = 0,91 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_a^u = \max(A_{cal}^u ; A_{min}) = 1,69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ **Choix des armatures**

$$5T10/\text{ml} \rightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T10 \rightarrow e = 20 \text{ cm})$$

Etat limite de service (ELS)

$$M_a^{ser} = -316,688 \text{ daN.m}$$

*Flexion simple*

*Acier FE400*

*Section rectangulaire avec  $A' \neq \emptyset$*

*Fissuration peu nuisible*

$$\Rightarrow \left. \begin{array}{l} \text{)} \\ \text{)} \\ \text{)} \\ \text{)} \end{array} \right\} \text{ si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Avec

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{441,405}{316,688} = 1,39$$

$$\alpha = 0,020 < \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45 \Rightarrow \text{(condition vérifiée)}$$

**Conclusion**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \text{la fissuration est nuisible (aucune vérification pour } \sigma_s) \end{array} \right.$$

⇒ les armatures calculées à l'ELU seront maintenues.

✓ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{1,69}{4} = 0,422 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ **Choix des armatures**

$$4T8/\text{ml} \rightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad (T8 \rightarrow A = 25 \text{ cm})$$

✓ **Vérification des contraintes de cisaillement (A.5.1.2.1.1 CBA 93)**

$$T_{\max}^u = 2437,30 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}^u}{b \cdot d} = \frac{24373}{100 \times 14 \times 100} = 0,17 \text{ MPa} \quad \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$  }  $\Rightarrow$   
 Il n'ya pas de reprise de bétonnage

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

**IV-1.3.5. Dessin de ferrailage**

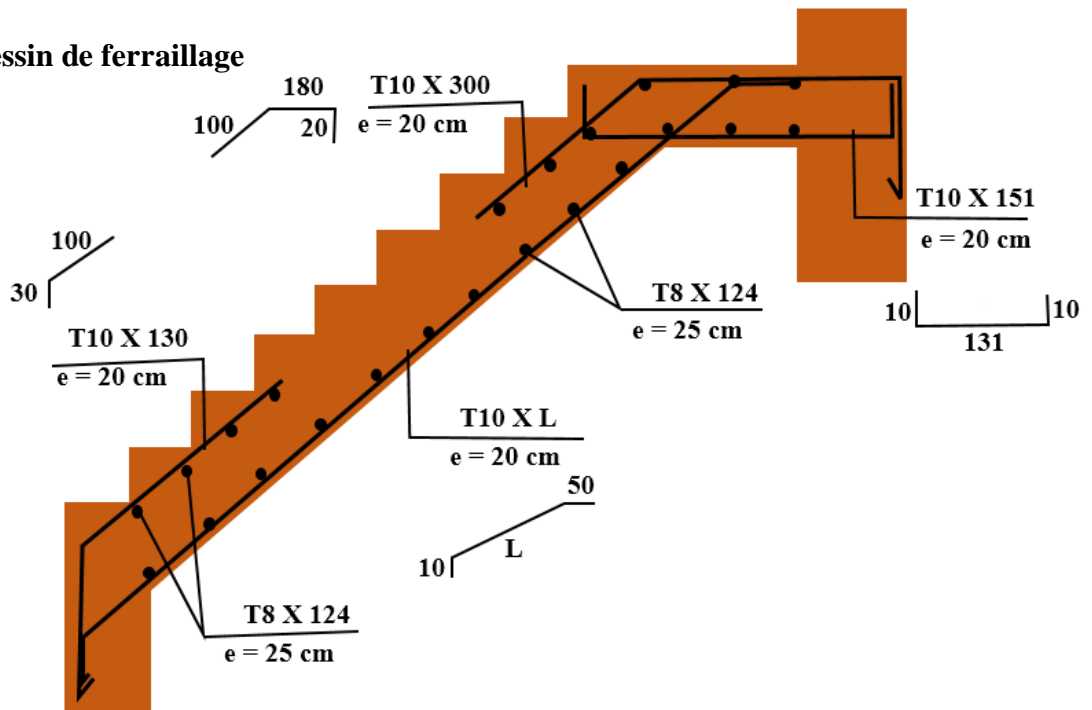


Figure IV. 7 : Ferrailage de l'escalier

## IV-1.4. Etude de la poutre palière

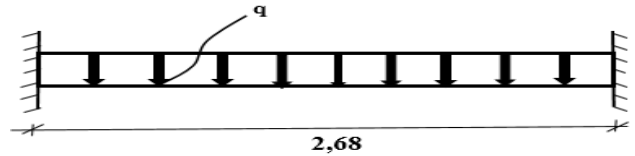


Figure IV. 8 : Schémas statique de la poutre palière.

### IV-1.4.1. Dimensionnement

La hauteur de la poutre doit respecter la condition de la flèche suivante :  $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

La largeur  $b$  doit être comprise entre :  $0,4h \leq b \leq 0,8h$

$h$  et  $b$  doivent vérifier les conditions du RPA99 :

- $h \geq 30 \text{ cm}$
- $b \geq 20 \text{ cm}$
- $\frac{h}{b} \leq 4,00$

Avec :  $L=268 \text{ cm}$

$$\frac{268}{15} \leq h \leq \frac{268}{10} \Rightarrow 17,87 < h < 26,8 \Rightarrow \text{On prend } \mathbf{h = 30 \text{ cm}}$$

D'où la poutre palière est de dimension  $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

$$\left. \begin{array}{l} h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1 < 4,00 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

### IV-1.4.2. Evaluation des charges

Tableau IV. 7 : Evaluation des charges

	ELU	ELS
$g \text{ (KN/mL)}$	$0,30 \times 0,30 \times 25 \times 1,35 = 3,04$	$0,30 \times 0,30 \times 25 \times 1 = 2,25$
Poids du mur	$2,92 \times 1,35 = 3,94$	2,92
$R_B$	236,833	170,224
Charge totale $q$	$q_u = 243,813$	$q_u = 175,394$

## IV-1.4.3. Calcul des sollicitations :

Tableau IV. 8 : Tableau récapitulatif des sollicitations.

	$M_t$ [KN.m]	$M_a$ [KN.m]	$T$ [KN]
Formule	$0,8 \times \frac{q \times l^2}{8}$	$-0,2 \times \frac{q \times l^2}{8}$	$\frac{q \times l}{2}$
ELU	175,120	-43,780	326,709
ELS	125,970	-31,490	235,028

## IV-1.4.4. Calcul des armatures :

❖ En travée :

➤ Etat limite ultime :

$$M_t^u = 17512 \text{ N.m}$$

✓ Vérification de l'existence des armatures comprimées  $A'$  :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{17512}{14,2 \times 30 \times 27^2} = 0,0563$$

$$\mu = 0,0563 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_l$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,072$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,971$$

✓ Détermination des armatures :

$$A_{cal} = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{17512}{348 \times 0,971 \times 27} = 1,92 \text{ cm}^2$$

✓ Condition de non fragilité : [CBA 93]

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 1,00 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_t^u = \max(A_{cal} ; A_{min}) = 1,92 \text{ cm}^2$$

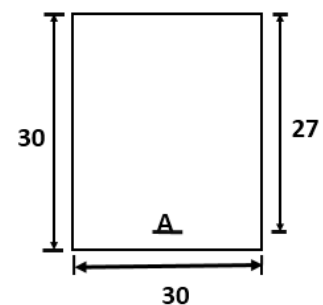


Figure IV. 9 : Section de calcul

✓ Choix des armatures :

$$3T10 \rightarrow A_t = 2,36 \text{ cm}^2$$

➤ Etat limite de service (ELS) :

$$M_t^s = 12597 \text{ N.m}$$

On a:

Flexion simple

Section rectangulaire avec  $A' \neq \emptyset$

Acier FeE400 Fissuration peu nuisible

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire avec } A' \neq \emptyset \\ \text{Acier FeE400 Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^s} = \frac{17512}{12597} = 1,39$$

$$\Leftrightarrow \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 > \alpha = 0,072 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

❖ En appuis :

➤ Etat limite ultime :

$$M_a^u = -43,780 \text{ KN.m}$$

✓ Vérification de l'existence des armatures comprimées  $A'$  :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{43780}{14,2 \times 30 \times 27^2} = 0,140$$

$$\mu = 0,140 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_l$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,190$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,923$$

✓ Détermination des armatures :

$$A_{cal} = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{43780}{348 \times 0,923 \times 27} = 5,05 \text{ cm}^2$$

✓ Condition de non fragilité : [BAEL91/A4.2.1] :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 1,00 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_t^u = \max(A_{cal} ; A_{min}) = 5,05 \text{ cm}^2$$

✓ Choix des armatures :

$$5T12 \rightarrow A_t = 5,65 \text{ cm}^2$$

➤ Etat limite de service (ELS) :

$$M_a^s = -31490 \text{ N.m}$$

On a :

Flexion simple

Section rectangulaire avec  $A' \neq \emptyset$

Acier FeE400 Fissuration peu nuisible

$$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\Leftrightarrow \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 > \alpha = 0,072 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

**IV-1.4.5. Dessin de ferrailages :**

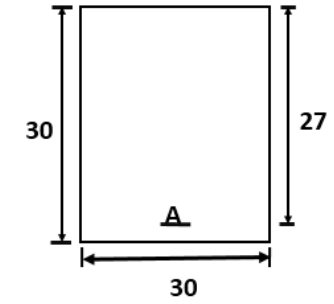
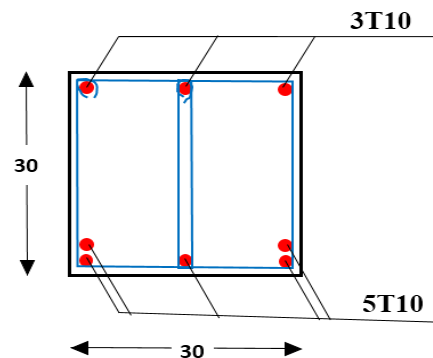


Figure IV. 10 : Section de calcul

Figure IV. 11 : Ferrailage de poutre *palière*

## IV-2. Etude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément décoratif en béton armé qui coiffe le bâtiment tout en chaînant le mur façade ; il est assimilé à une console verticale encastree à sa base dans la poutre (principale et secondaire). Cette dernière est soumise à un effort normal dû à son poids propre et à un moment dû à une force horizontale donnée par l'RPA 99 (version 2003).

L'acrotère est un élément exposé aux intempéries et sera calculé en considérant les fissurations comme préjudiciable.

Le ferrailage de la section dangereuse, celle de l'encastrement sera calculé comme pour une section rectangulaire d'une largeur de 1mètre travaillant en flexion composé.

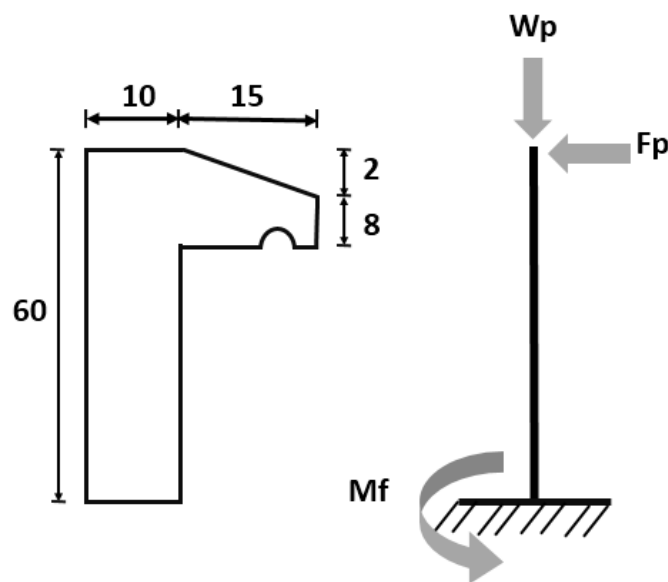


Figure V. 1 : Dimension et schéma statique de l'acrotère

### IV-2.1. Détermination des sollicitations :

D'après l'Art 6.2.3 de RPA (version 2003)

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$$

Telle que :

A : Coefficient d'accélération de la zone ;

$C_p$  : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 ;

Elément en console  $\rightarrow C_p = 0,8$

$W_p$  : Poids de l'élément considéré et

$F_p$  : Force statique équivalente horizontale.

L'ouvrage est implanté à Mostaganem Zone IIa }  
 Ouvrage d'habitation:Groupe d'usage 2 }  $\Rightarrow A = 0,15$

**IV-2.1.1. Le poids propre de l'élément  $W_p$  :**

$$W_p = 25 \left[ (0,6 \times 0,1) + (0,1 \times 0,15) - \left( \frac{0,15 \times 0,02}{2} \right) \right] = 1,8375 \text{ KN}$$

**IV-2.1.2. Force statique équivalente horizontale :**

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,8375 = 88,2 \text{ daN}$$

$$\Rightarrow M = F_p \times l = 88,2 \times 0,6 = 52,92 \text{ daN.m}$$

**IV-2.1.3. Effort normal et moment fléchissant :**

❖ **Etat limite ultime (ELU) :**

$$M_u = 1,5 \times M = 1,5 \times 52,92 = 72,38 \text{ daN.m}$$

$$N_u = 1,35 \times W_p = 1,35 \times 183,75 = 248,06 \text{ daN}$$

❖ **Etat limite de service (ELS) :**

$$M_s = M = 52,92 \text{ daN.m}$$

$$N_s = W_p = 183,75 \text{ daN}$$

**IV-2.2. Détermination des armatures :**

Le ferrailage de l'acrotère sera calculé à la flexion composée pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10 cm, la section de calcul est (100x10) cm<sup>2</sup>.

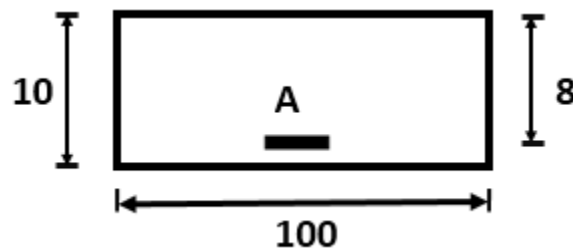


Figure V. 2 : Section de calcul

## IV-2.2.1. Etat limite ultime :

### IV-2.2.1.1. Vérification de l'existence des armatures :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{72,38}{248,06} = 0,29 \text{ m}$$

$$e_0 = 29 \text{ cm} > \frac{h}{2} = \frac{10}{2} = 5 \text{ cm}$$

⇒ L'effort normal est un effort de compression se trouve à l'extérieur de la section

⇒ La section est partiellement comprimée.

Le calcul se fait à la flexion simple avec un moment fictif  $M_f$  calculé par rapport aux armatures tendues.

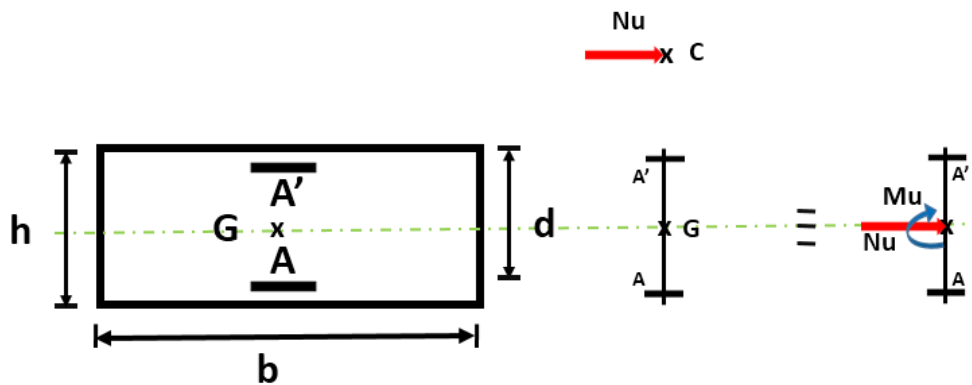


Figure V. 3 : Position du point d'application de l'effort normal Nu

### IV-2.2.1.2. Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_f = N_u \left( e_0 + \frac{h}{2} - c \right) = 248,06 \times \left( 0,29 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 79,38 \text{ daN.m}$$

### IV-2.2.1.3. Calcul des armatures en flexion simple :

#### IV-2.2.1.3.1. Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_f}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{79,38 \times 10}{14,2 \times 100 \times 8^2} = 0,0087 < \mu_l = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

$$\Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,011$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,995$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{79,38 \times 10}{348 \times 0,995 \times 8} = 0,30 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée) :

$$A_{cal} = A_1 - \frac{N_u}{100 \times \sigma_s} = 0,3 - \frac{248,06 \times 10}{100 \times 348} = 0,23 \text{ cm}^2/ml$$

#### IV-2.2.1.4. Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) :

Pour les éléments exposés aux intempéries sur plus d'une de leurs faces à l'action climatique armés d'acier de classe FeE400, le pourcentage des armatures sera 0,25% de la section du béton si la longueur de l'élément est inférieure à 2,4m, avec un espacement n'excédant pas la plus petite valeur de 25cm et deux fois l'épaisseur du béton. – Pourcentage de 0,25 % de la section de béton. [CBA93/B5.3].

$$A_{min} = 0,25\% \times S = 0,0025 \times 100 \times 10 = 2,5 \text{ cm}^2/ml$$

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} = 0,96 \text{ cm}^2/ml$$

#### Conclusion :

$$A_u = \max(A_{cal} ; A_{min}) = 2,5 \text{ cm}^2/ml$$

✓ **Choix des armatures :**

$$4T10/ml \rightarrow A_u = 3,14 \text{ cm}^2/ml$$

$$T10 \rightarrow e = 25 \text{ cm}$$

✓ **Armatures de répartition ;**

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,78 \text{ cm}^2/ml$$

✓ **Choix des armatures :**

$$4T8/ml \rightarrow A_r = 2,01 \text{ cm}^2/ml$$

$$T8 \rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

#### IV-2.2.1.5. Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_u = F_p = 88,2 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{88,2 \times 10}{100 \times 8 \times 100} = 0,01 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 3 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$\left. \begin{array}{l} \tau_u = 0,01 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \\ \text{Il n'ya pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$

### IV-2.2.2. Etat limite de service :

#### IV-2.2.2.1. Position du point d'application de l'effort normal (Ns) :

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{52,92}{183,75} = 0,288 \text{ m} > \frac{h}{2} = 0,05 \text{ m}$$

$\Rightarrow$  Le point d'application de l'effort normal de compression  $N_s$  se trouve à l'extérieur de la section, donc on dit que la section est partiellement comprimée.

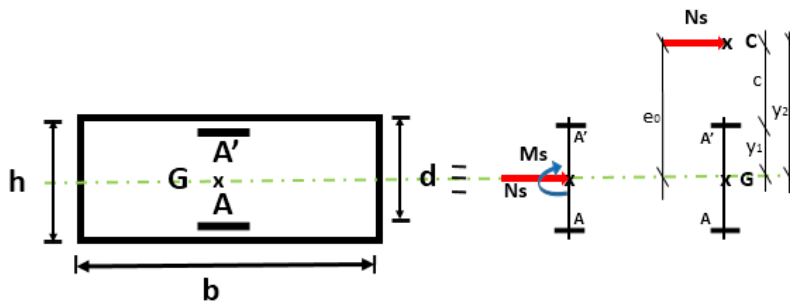


Figure V. 4 : Position du point d'application de l'effort normal  $N_s$

**C** : Centre de pression (point d'application) ;

**c** : La distance du point C à l'arête la plus comprimée et

**y2** : La distance du point C à l'axe neutre :  $y_2 = y_1 + c$

**N** est un effort de compression  $\Rightarrow y_2 > 0$ .

**C** se trouve à l'extérieur de la section  $\Rightarrow$  **C** sera considéré comme négatif.

#### IV-2.2.2.2. Calcul des contraintes :

$$P = -3c^2 - \frac{90A'}{b}(c - d') + \frac{90A}{b}(d - c)$$

Avec :

$$A' = 0$$

$$c = e_0 - \frac{h}{2} = 28,8 - \frac{10}{2} = 23,8 \text{ cm} \rightarrow c = -23,8 \text{ cm}$$

- AN:

$$P = -3 \times (-23,8)^2 + \frac{90 \times 3,14}{100} (8 + 23,8) = -1612,31 \text{ N/mm}^2$$

$$q = -2c^3 - \frac{90A'}{b}(c - d') - \frac{90A}{b}(d - c)^2$$

- AN:

$$q = -2c^3 - \frac{90A}{b}(d - c)^2 = -2(-23,8)^3 - \frac{90 \times 3,14}{100} (8 + 23,8)^2 = 24104,78 \text{ N/mm}^2$$

$A'$  : armatures comprimées = 0

$A$  : armature tendue 2

$y_2$  est la solution de l'équation  $y_2^3 + Py_2^2 + q = 0 \Rightarrow y_2^3 - 1612,31y_2 + 24104,78 = 0$

La solution de l'équation est donnée par le BAEL 91 (modifiés 99) :

$$\Delta = q^2 + \frac{4P^3}{27} = (24104,78)^2 + \frac{4 \times (-1612,31)^3}{27} = -39888475,77$$

$$\Delta < 0 \Rightarrow \cos \varphi = \frac{3q}{2P} \sqrt{\frac{-3}{P}} = \frac{3 \times 24104,78}{2 \times (-1612,31)} \sqrt{\frac{-3}{-1612,31}} = -0,967$$

$$\Rightarrow \varphi = 165,24^\circ$$

Après itération on trouve :

$$Y_{2,1} = a \cos(\varphi/3) = 26,54 \text{ cm}$$

$$Y_{2,2} = a \cos(\varphi/3 + 120^\circ) = -46,189 \text{ cm}$$

$$Y_{2,3} = a \cos(\varphi/3 + 240^\circ) = 19,65 \text{ cm}$$

$$y_2 = \max(Y_{2,1}; Y_{2,2}; Y_{2,3}) = 26,54 \text{ cm}$$

Avec :

$$a = 2 \sqrt{\frac{-P}{3}} = 2 \sqrt{\frac{1612,31}{3}} = 46,36$$

$$0 < y_1 = y_2 + c < 10 \text{ cm} \Rightarrow 0 < y_1 = 26,54 - 23,8 = 2,74 \text{ cm} < 10 \text{ cm}$$

D'où la position de l'axe de neutre est :  $y_1 = 2,74 \text{ cm}$

### IV-2.2.2.3. Calcul du moment statique :

$$S = \frac{b \cdot y_1^2}{2} - 15 \cdot A \cdot (d - y_1) = \frac{100 \times 2,74^2}{2} - 15 \times 3,14(8 - 2,74) = 127,634 \text{ cm}^2$$

$$K = \frac{N_s}{100 \cdot S} = \frac{183,75 \times 10}{100 \times 127,634} = 0,14$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0,14 \times 2,74 = 0,38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \times 0,14 \times (8 - 2,74) = 11,046 \text{ MPa}$$

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

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

$$\eta = 1,6 \text{ acier HA}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

### Conclusion :

$$\sigma_b = 0,38 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ mPa}$$

$$\sigma_s = 11,046 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

⇒ Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues

### IV-2.2.2.4. Vérification des contraintes de cisaillement :

Selon BAEL91 (A.E.5.2).

$$T_u^{max} = 1,5 \cdot F_p = 1,5 \times 88,2 = 132,3 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{132,3 \times 10}{100 \times 8 \times 100} = 0,016 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

## Conclusion :

$\tau_u = 0,016 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$   
*Il n'y a pas de reprise de bétonnage*

$\Rightarrow$  Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

## IV-2.3. Dessin de ferrailage :

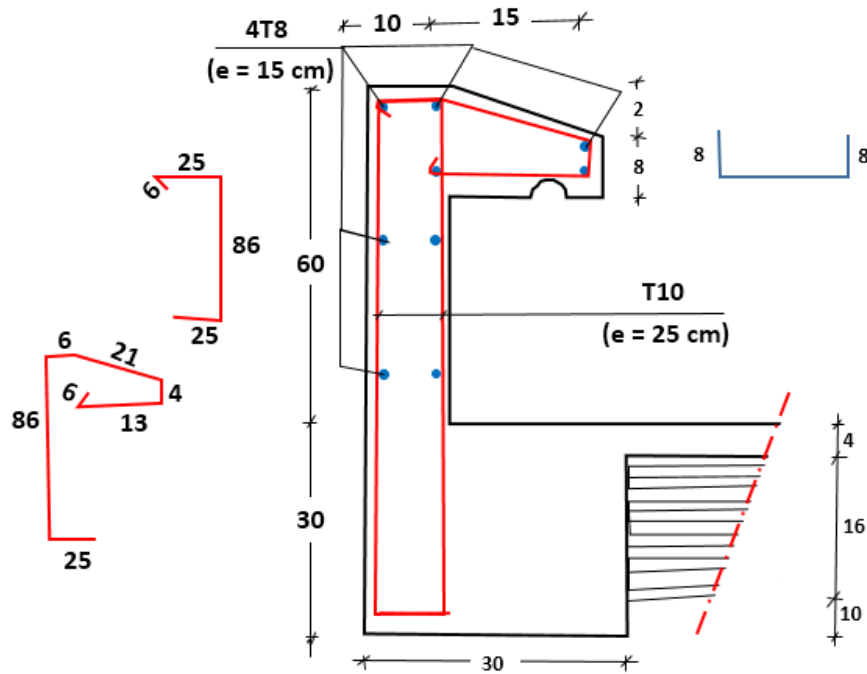


Figure V. 5 : Ferrailage de l'acrotère

## Chapitre V : Etude sismique

### V-1. Introduction

Un tremblement de terre est un mouvement brusque ou secousse soudaine et rapide de la surface terrestre. Vu que notre projet est situé à Mostaganem qui est une zone de moyenne sismicité IIa, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à ce phénomène et cela impose l'étude du comportement dynamique de la structure afin d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, pour obtenir une sécurité satisfaisante de l'ensemble de l'ouvrage et de définir un modèle structural qui vérifie les conditions et les critères de sécurité imposés par les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version 2003).

### V-2. Etude sismique

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape importante dans l'étude d'un ouvrage dans une zone sismique, qui a pour objectif de déterminer les caractéristiques dynamiques.

L'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibrations libres ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul, alors on utilise un logiciel préétabli avec une modélisation adéquate de la structure qui peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres de la structure.

Dans cette étude nous allons utiliser le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014 (ROBOT 2014).

#### V-2.1. Présentation du logiciel

Le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis (nommé Robot) est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Robot permet de créer les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type : Treillis, Portiques, Structures mixtes, Grillages de poutres, Plaques, Coques, Contraintes planes, Déformations planes, Eléments axisymétriques, Eléments Volumiques etc...

## V-2.2. Etape de la modélisation

Les différentes étapes de la modélisation sont :

- La définition des lignes de construction de la structure suivant les trois directions ;
- La définition des sections des éléments qui constituent la structure (éléments barres ou panneaux) ;
- La représentation et le dessin de la structure graphiquement par les éléments définis ;
- La définition des appuis dans la structure ;
- La définition des cas de charge et des combinaisons et application des charges sur la structure ;
- Calcul ;
- Résultat d'analyse

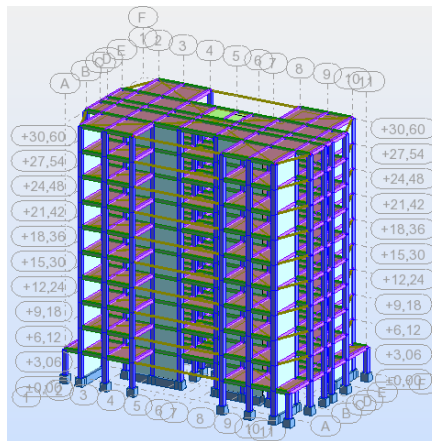


Figure VI. 1 : Modélisation en 3D par ROBOT

## V-2.3. Détermination des charges

Charge permanente  $G$  :

Contient le poids total de la structure et la charge permanente distribuée par les planchers aux poutres principales et secondaires.

Surcharge d'exploitation  $Q$  :

Les charges d'exploitations distribuées par les planchers aux poutres.

Force sismique  $E$  :

Contient les masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau et le spectre dans les trois sens (X, Y et Z).

## V-2.4. Combinaison des charges

ELU :

- $1.35G+1.5Q$

ELS :

- $G+Q$

Accidentelles :

- $G + Q \pm E_{x,y}$
- $G + Q \pm 1.2E_{x,y}$
- $0.8G \pm E_{x,y}$

## V-2.5. Choix de la méthode de calcul

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « RPA99 modifié en 2003 ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul de la réponse sismique :

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

### V-2.5.1. Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en 1, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : tous les groupes

Zone IIa :

- ❖ Groupe d'usage 3.

- ❖ Groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- ❖ Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- ❖ Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

### Zone IIb et III :

- ❖ Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- ❖ Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- ❖ Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement dans les 2 directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux de l'action sismique.

Le R.P.A.99 (version2003) permet sous certaines conditions de faire les calculs par cette méthode, qui consiste à considérer la structure comme soumise à un effort tranchant à sa base donnée par la formule suivante :

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

Avec :

V : force sismique totale

A : coefficient d'accélération de zone

D : facteur d'amplification dynamique moyen

Q : facteur de qualité

R : coefficient de comportement

W : Poids total de la structure.

### **V-2.5.2. Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale :**

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

### ❖ Principe :

Par cette méthode il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés 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 basée sur les hypothèses suivantes :

- ✓ Concentration des masses au niveau des planchers ;
- ✓ Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte ;
- ✓ Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de ces modes soit aux moins égale à 90% ;
- ✓ 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 (3) dans chaque direction considérée. Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0.20 \text{ s}$$

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

### **V-2.5.3. Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :**

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

### **V-2.6. Classification des ouvrages selon leur importance :**

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et son importance vis à vis des objectifs de protection fixés par la collectivité. D'après l'RPA le type de la structure est classée dans le groupe 2 définit : ouvrages courants ou d'importance moyenne, donc on à la zone IIa avec un groupe d'usage 2. En fonction des

propriétés mécaniques de sols qui les constituent. Catégories et critères de classification d'après RPA99, le site et classés en catégorie S3 (site meuble).

### **V-2.7. Utilisation de La méthode d'analyse modale spectrale :**

#### **V-2.7.1. Nombre de modes à considérer : (RPA.99 / Version 2003 4.3.4)**

Pour les structures représentées par des modèles plans dans 2 directions orthogonales, le nombre de modes vibration à retenir dans chacune des deux (2) directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives doit être supérieure à 90% au moins de la masse totale de la structure (le nombre minimum de modes à retenir est de 03 dans chaque direction considérée).

Dans notre cas, la condition décrite ci-dessus n'est pas satisfaite pour 3 modes :

Le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :  $K \geq \sqrt{N}$

Avec :

N : le nombre de niveau au-dessus du sol (N=10)

$$K \geq 3\sqrt{10} \cong 10 \text{ modes}$$

Interprétation des résultats :

#### **V-2.7.2. Résultante des forces sismiques de calcul : (RPA99 (version 2003) /4.3.6) :**

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaisons des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si  $V_t < 0.8V$ , il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport.

#### **V-2.7.3. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente : (RPA99/4.2.3) :**

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales.

## V-2.7.4. Coefficient d'accélération de zone A :

Donné par (Tableau 4.1p40 RPA 99 ver 2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone sismique: IIa} \\ \text{Groupe d'usage: 2} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0.15$$

## V-2.7.5. Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3}(3/T)^{5/3} & T > 3s \end{cases} \quad ((4.2) \text{ RPA99 version 2003}).$$

$$T = \begin{cases} T_x = 0.50 \\ T_y = 0.65 \end{cases} \Rightarrow D = \begin{cases} D_x = 2.192 \\ D_y = 1.856 \end{cases}$$

Avec :

$T_2$  : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7)

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \Rightarrow \eta = 0,8819 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique

$\xi = 7\%$  (Portique en béton armée et de remplissage dense).

$$\text{Site meuble (S3)} \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.50 \text{ s} \end{cases} \quad (\text{Tableau 4.7 RPA99 version 2003})$$

## V-2.7.6. Calcul de la résultante des forces

### V-2.7.6.1. Estimation de la période fondamentale de la structure (T) :

La valeur de la période fondamentale ( $T$ ) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques. Les formules empiriques à utiliser selon le RPA99/version 2003 sont :

$$T = \min \left( T = C_T \times h_N^{3/4} ; T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

Avec :

$h_N$  : Hauteur mesurée en (m) à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau qui est égale à 30.60 m ;

$D$  : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré, tel que :  $D_x = 29.8 \text{ m}$  et  $D_y = 18.1 \text{ m}$

$C_T$  : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage (Tableau 4.6 RPA 99 ver 2003), On a contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé alors  $C_T = 0.05$

**AN:**

$$T_x = \min \left( 0.05 \times 30.6^{3/4} ; 0.09 \frac{30.6}{\sqrt{29.8}} \right) = (0.65 ; 0.50) = 0.50 \text{ s}$$

$$T_y = \min \left( 0.05 \times 30.6^{3/4} ; 0.09 \frac{30.6}{\sqrt{18.1}} \right) = (0.65 ; 0.65) = 0.65 \text{ s}$$

### **V-2.7.6.2. Coefficient de comportement R :**

On a une structure en voile porteur alors  $R = 3.5$  [RPA99 (version2003)/tableau 4.3].

### **V-2.7.6.3. Facteur de qualité Q :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

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

La valeur de  $Q$  est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$  [RPA99 (version2003)/tableau 4.4].

$P_q$  : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité  $q$  "est satisfait ou non ". Sa valeur est donnée par le tableau 4.4 (RPA 99/version 2003).

**Tableau VI. 1 : Tableau du Valeur des pénalités**

Critère de qualité q		$P_q$	
		$P_{qx}$	$P_{qy}$
1	Condition minimale sur les files de contreventement	0.05	0.05
2	Redondance en plan	0.05	0.05
3	Régularité en plan	0.00	0.05
4	Régularité en élévation	0.00	0.00
5	Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	0.10	0.10
Total		0.25	0.30

D'où  $Q = 1 + 0.30 = 1.30$

Calcul du poids de la structure W :

$$W = \sum W_{Gi} + \beta \sum W_{Qi} \quad [\text{RPA99version2003/formule 4.5}].$$

Avec :

$W_i$  : le poids concentré au niveau du centre masse du plancher « i » ;

$W_{Gi}$  : Poids du aux charge permanentes ;

$W_{Qi}$  : Poids du aux charges d'exploitation ;

$\sum G_i$  : Résultante des réactions verticales dues aux charges permanentes ;

$\sum W_{Qi}$  : Résultante des réactions verticales dues aux 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.

On a  $\beta = 0.2$  (bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés). (**Tableau 4.5**) (*RPA99ver2003*).

## V-2.7.6.4. Spectre de réponse de calcul :

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1\right)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \dots \text{(RPA 99 version 2003 / formule 4.13)} \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

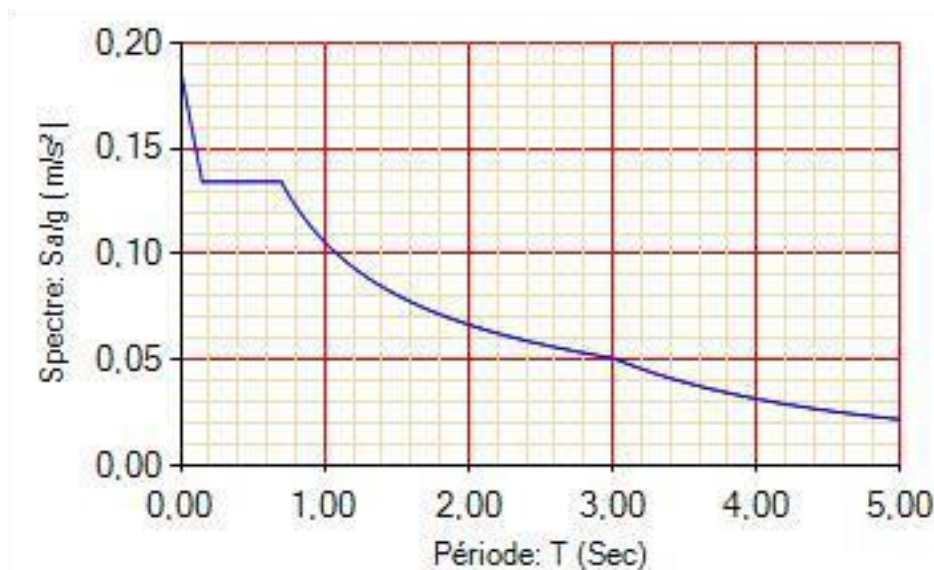


Figure VI. 2 : Spectre de réponse.

Avec :

$S_a / g$  : Accélération spectrale

$g$  : accélération de la pesanteur.

$T$  : Période fondamentale de la structure

## V-3. Etude des variantes :

### V-3.1. Etude du premier Modèle :

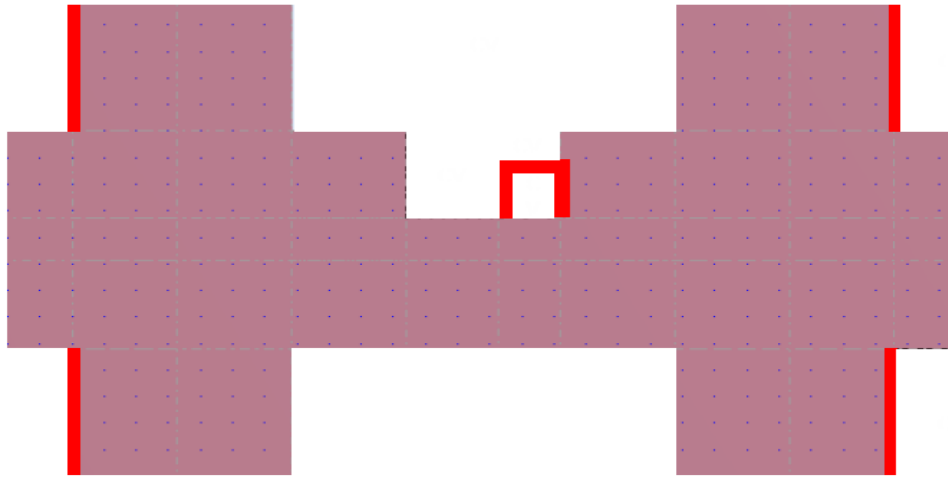


Figure VI. 3 : Disposition des voiles du 1er model

Les caractéristiques dynamiques propres du premier modèle :

Tableau VI. 2 : Périodes et facteur de participation massique du 1er model

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1,00	0,88	1,14	70,80	0,00	70,80	0,00
2,00	1,39	0,72	70,80	64,24	0,00	64,24
3,00	1,60	0,63	71,03	64,51	0,23	0,27
4,00	2,62	0,38	84,90	64,51	13,87	0,00
5,00	4,74	0,21	90,19	64,53	5,30	0,01
6,00	5,09	0,20	90,20	81,51	0,01	16,99
7,00	6,24	0,16	90,22	81,56	0,02	0,05
8,00	6,79	0,15	92,85	81,57	2,63	0,01
9,00	6,96	0,14	92,99	82,21	0,13	0,65
10,00	8,36	0,12	92,99	82,52	0,00	0,30
11,00	8,73	0,11	93,86	84,96	0,87	2,45
12,00	8,84	0,11	94,72	87,32	0,86	2,36
13,00	10,29	0,10	95,86	87,33	1,14	0,01

14,00	10,80	0,09	95,86	87,85	0,00	0,52
15,00	11,07	0,09	95,86	87,87	0,00	0,02
16,00	11,58	0,09	95,86	87,88	0,00	0,00
17,00	12,05	0,08	96,35	88,07	0,50	0,20
18,00	12,13	0,08	96,63	88,44	0,28	0,37
19,00	12,59	0,08	96,64	88,55	0,01	0,11
20,00	12,91	0,08	96,64	88,80	0,00	0,25

### V-3.1.1. Constations :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

$$\text{Une période fondamentale : } T = \begin{cases} T_{dyn.x} = 0.72s \\ T_{dyn.y} = 1,14 \text{ s} \end{cases}$$

La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8ème mode suivant X-X et suivant Y-Y n'atteint pas le 90%.

Le 1<sup>er</sup> mode est mode de translation parallèlement à Y-Y.

Le 2<sup>e</sup> mode est mode de translation parallèlement à X-X.

Le 3<sup>e</sup> mode est un mode de torsion.

### V-3.1.2. Vérification de la période : (RPA99 ver 2003 /A.4.2.4.4) :

La valeur de (T) calculée à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T_{dyn.x} = 0.72 > 1.3 \times T_{sta.x} = 0.65 \text{ s} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$T_{dyn.y} = 1.14 > 1.3 \times T_{sta.y} = 0.845 \text{ s} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

## V-3.2. Etude du deuxième modèle :

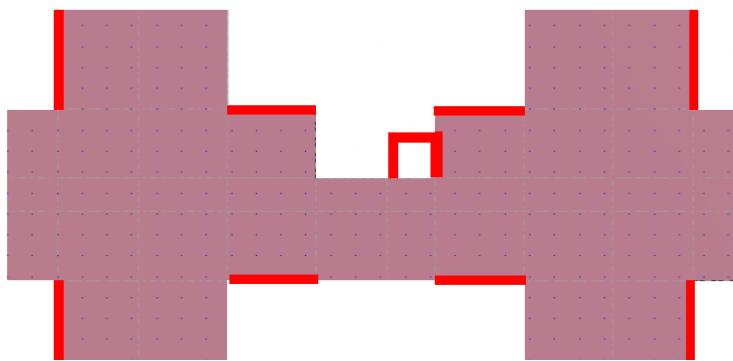


Figure VI. 4 :Disposition des voiles du 2e model

Caractéristiques dynamique propres du deuxième modèle :

Tableau VI. 3 : Période et facteurs de participation massique du deuxième modèle.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1,00	1,30	0,77	61,87	2,84	61,87	2,84
2,00	1,42	0,61	64,81	64,99	2,94	62,16
3,00	1,64	0,61	67,30	65,00	2,49	0,01
4,00	4,55	0,22	83,32	65,36	16,02	0,36
5,00	5,21	0,19	83,70	82,68	0,38	17,32
6,00	6,41	0,16	83,83	82,69	0,13	0,01
7,00	7,68	0,13	83,85	82,99	0,02	0,30
8,00	8,80	0,11	84,86	84,87	1,01	1,88
9,00	9,12	0,11	90,55	85,07	5,70	0,20
10,00	9,41	0,11	90,57	88,03	0,02	2,96
11,00	11,32	0,09	90,57	88,81	0,00	0,78
12,00	11,46	0,09	90,57	88,86	0,00	0,05
13,00	12,09	0,08	90,61	88,87	0,04	0,01
14,00	12,74	0,08	90,66	89,50	0,06	0,64
15,00	13,04	0,08	92,22	89,61	1,55	0,10
16,00	13,12	0,08	93,21	89,61	0,99	0,01
17,00	13,62	0,07	93,89	89,93	0,69	0,31
18,00	14,03	0,07	93,91	90,49	0,02	0,56

19,00	14,31	0,07	93,91	92,90	0,00	2,41
20,00	14,90	0,07	93,95	93,06	0,03	0,16

### V-3.2.1. Constations :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

$$\text{Une période fondamentale : } T = \begin{cases} T_{dyn.x} = 0.61s \\ T_{dyn.y} = 0.77 s \end{cases}$$

La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 9ème mode suivant X-X et 18ème suivant Y-Y.

Le 1<sup>er</sup> mode est mode de translation parallèlement à Y-Y.

Le 2<sup>e</sup> mode est mode de translation parallèlement à X-X.

Le 3<sup>e</sup> mode est un mode de torsion.

### V-3.2.2. Vérification de la période : (RPA99 ver 2003 /A.4.2.4.4) :

La valeur de (T) calculée à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T_{dyn.x} = 0.61 < 1.3 \times T_{sta.x} = 0.65 s \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$T_{dyn.y} = 0.77 < 1.3 \times T_{sta.y} = 0.845 s \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### V-4. La résultante des forces sismiques :

Après l'interprétation des résultats du fichier ROBOT 2014, la résultante des forces sismiques

à la base est égale à :  $V = \frac{ADQ}{R} W$

#### Données :

$$A = 0.15$$

$$R = 3.5$$

$$W = 68946,4227 KN$$

$$D_x = 2.192$$

$$D_y = 1.856$$

$$Q_x = Q_y = 1.30$$

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W = \frac{0,15 \times 2,192 \times 1,3}{3,5} \times 68946,4227 = 29470,46 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W = \frac{0,15 \times 1,856 \times 1,3}{3,5} \times 68946,4227 = 24953,10 \text{ KN}$$

D'après le fichier des résultats donné par le logiciel ROBOT 2014 on a :

➤ **Sens x-x :**

$$V_{x \text{ dyn}} = 5430,74 \text{ KN}$$

➤ **Sens y-y :**

$$V_{y \text{ dyn}} = 850,74 \text{ KN}$$

### V-4.1. Vérification :

$$V_{x \text{ dyn}} = 5430,74 \text{ KN} < 80\% V_x = 0,8 \times 29470,46 = 23576,34 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{y \text{ dyn}} = 850,74 \text{ KN} < 80\% V_y = 0,8 \times 24953,10 = 19962,48 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### V-4.2. Calcul et vérification des déplacements

L'une des vérifications préconisées par le RPA99, concerne les déplacements latéraux inter étages. En effet, selon l'article 4.4.3 et 5.10 du RPA99 version 2003 l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :  $\Delta_k^x \leq \bar{\Delta}$  et  $\Delta_k^y \leq \bar{\Delta}$ .

Avec :

$$\Delta_k^x = \delta_k^x - \delta_{k-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_k^y = \delta_k^y - \delta_{k-1}^y$$

$\Delta_k^x$ : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x.

$\Delta_k^y$ : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens y-y.

$\delta_k^x$  : Le déplacement dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x obtenu par le ROBOT 2014.

$\delta_k^y$  : Le déplacement dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens y-y obtenu par le ROBOT 2014.

$$\delta_{ek}^x = R \times \delta_k^x \quad \text{et} \quad \delta_{ek}^y = R \times \delta_k^y$$

## Etude Technique

Déplacement relatif admissible (toléré) :  $\bar{\Delta} = 0.01 h_e$

$h_e$  : représente la hauteur de l'étage.

Tableau VI. 4 : Tableau de valeurs et vérification des déplacements

Niveaux	h (cm)	$\delta_{ek}^x$ (cm)	$\delta_{ek}^y$ (cm)	$\delta_k^x$ (cm)	$\delta_k^y$ (cm)	$\Delta_k^x$ (cm)	$\Delta_k^y$ (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	Vérification	
									$\Delta_k^x < \bar{\Delta}$	$\Delta_k^y < \bar{\Delta}$
9 étage	306	5,2	4,8	18,2	16,8	0,7	2,1	3,06	Vérifiée	Vérifiée
8 étage	306	5	4,2	17,5	14,7	1,05	2,45	3,06	Vérifiée	Vérifiée
7 étage	306	4,7	3,5	16,45	12,25	2,45	1,4	3,06	Vérifiée	Vérifiée
6 étage	306	4	3,1	14	10,85	1,75	0,35	3,06	Vérifiée	Vérifiée
5 étage	306	3,5	3	12,25	10,5	2,45	1,75	3,06	Vérifiée	Vérifiée
4 étage	306	2,8	2,5	9,8	8,75	2,45	1,4	3,06	Vérifiée	Vérifiée
3 étage	306	2,1	2,1	7,35	7,35	1,75	2,8	3,06	Vérifiée	Vérifiée
2 étage	306	1,6	1,3	5,6	4,55	2,45	2,1	3,06	Vérifiée	Vérifiée
1 étage	306	0,9	0,7	3,15	2,45	2,1	1,75	3,06	Vérifiée	Vérifiée
RDC	306	0,3	0,2	1,05	0,7	1,05	0,7	3,06	Vérifiée	Vérifiée

### V-5. Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ (RPA99 version 2003/art.5.9) :

Les effets du second ordre (ou effet P-  $\Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,10$$

$P_K$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k (Obtenue par ROBOT 2014).

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

$\Delta_K$  : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau (k-1).

$h_K$  : Hauteur de l'étage k.

$V_K$  : Effort tranchant d'étage au niveau k.

$$V_K = \sum_{i=K}^n F_i \rightarrow F_i = \frac{W_i \times h_i \times (V_t - F_t)}{\sum W_i \times h_i}$$

Avec :

$W_i$  : Poids propre de l'étage ;

$h_i$  : Hauteur cumulée à la base de la structure ;

$V_t$  : Force sismique totale.

D'après (RPA99 version 2003/4.2.5) :

$$F_T = 0 \text{ Si } T < 0,7 \text{ sec} \rightarrow T_x = 0,50 \text{ sec} < 0,7 \text{ sec} \Rightarrow F_{xt} = \mathbf{0}$$

$$F_T = 0,07 \times T \times V \text{ Si } T > 0,7 \text{ sec} \rightarrow T_y = 0,65 \text{ sec} > 0,7 \text{ sec} \Rightarrow F_{yt} = \mathbf{1135,4 \text{ KN}}$$

### Remarque :

Si :  $0,10 < \theta_K \leq 0,20$  , les effets P-  $\Delta$  peuvent être prise en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le facteur  $\frac{1}{(1-\theta_K)}$  .

Si  $\theta_K > 0,20$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

## Etude Technique

Tableau VI. 5 : Tableau de Vérification de l'effort P suivant x-x

(P-Delta) - Ex							
Niveau	h [cm]	P [KN]	V <sub>x</sub> [KN]	U <sub>x</sub> [cm]	Δ <sub>x</sub> [cm]	Θ <sub>x</sub> [cm]	Check
ETAGE9	306	5659,35	1087,58	5,2	0,2	0,0034	NO P-DELTA
ETAGE8	306	6541,33	2048,92	5	0,3	0,00313	NO P-DELTA
ETAGE7	306	6715,85	2800	4,7	0,7	0,00549	NO P-DELTA
ETAGE6	306	6687,78	3425,98	4	0,5	0,00319	NO P-DELTA
ETAGE5	306	6859,37	3955,95	3,5	0,7	0,00397	NO P-DELTA
ETAGE4	306	6831,3	441227	2,8	0,7	0,0054	NO P-DELTA
ETAGE3	306	7022,02	4792,72	2,1	0,5	0,00239	NO P-DELTA
ETAGE2	306	7022,02	5095,14	1,6	0,7	0,00315	NO P-DELTA
ETAGE1	306	7203,81	5314,34	0,9	0,6	0,00266	NO P-DELTA
RDC	306	8403,6	5430,75	0,3	0,3	0,00152	NO P-DELTA

Tableau VI. 6 : Vérification de l'effort P suivant y-y

(P-Delta) - EY							
Niveau	h [cm]	P [KN]	V <sub>x</sub> [KN]	U <sub>x</sub> [cm]	Δ <sub>x</sub> [cm]	Θ <sub>x</sub> [cm]	Check
ETAGE9	306	5659,35	1115,05	4,8	0,6	0,00995	NO P-DELTA
ETAGE8	306	6541,33	2164,08	4,2	0,7	0,00691	NO P-DELTA
ETAGE7	306	6715,85	2984,88	3,5	0,4	0,00294	NO P-DELTA
ETAGE6	306	6687,78	3643,24	3,1	0,1	0,0006	NO P-DELTA
ETAGE5	306	6859,37	4192,26	3	0,5	0,00267	NO P-DELTA
ETAGE4	306	6831,3	4659,29	2,5	0,4	0,00192	NO P-DELTA
ETAGE3	306	7022,02	5051,32	2,1	0,8	0,00363	NO P-DELTA
ETAGE2	306	7022,02	5359,89	1,3	0,6	0,00257	NO P-DELTA
ETAGE1	306	7203,81	5573,19	0,7	0,5	0,00211	NO P-DELTA
RDC	306	8403,6	5681,45	0,2	0,2	0,00097	NO P-DELTA

D'après le tableau ci-dessus :

$\theta < 0.1$  L'effet P- $\Delta$  est négligeable.

Donc l'effet P- $\Delta$  est négligeable pour les deux directions.

### Conclusion :

L'étude sismique nous a permis d'évaluer le risque sismique et d'entreprendre plusieurs vérifications visant à une conception qui résiste à de tels phénomènes et un comportement parasismique optimal, et cela par une disposition idéale des voiles assurant le contreventement de notre bâtiment.

Les constructions parasismiques doivent suivre un ensemble de règles (RPA99 ver 2003).

### **V-6. Vérification de la répartition des charges verticales du système de contreventement**

Tableau VI. 7 : Taux des charges verticales portés par les voiles

Niveau	Charges [KN]			Pourcentage %		Condition
	Voiles	Poteaux	Totales	Poteaux	Voile	
RDC	-26130,37	-54581,77	-80712,14	67,63	32,37	C.V
1 <sup>er</sup> étage	-19758,67	-43118,63	-62877,3	68,58	31,42	C.V
2 <sup>eme</sup> étage	-18728,77	-36697,39	-55426,16	66,21	33,79	C.V
3 <sup>eme</sup> étage	-16958,77	-31133,02	-48091,79	64,74	35,26	C.V
4 <sup>eme</sup> étage	-15452,98	-25361,76	-40814,74	62,14	37,86	C.V
5 <sup>eme</sup> étage	-13312,46	-20352,66	-33665,12	60,46	39,54	C.V
6 <sup>eme</sup> étage	-11256,99	-15284,11	-26541,1	57,59	42,41	C.V
7 <sup>eme</sup> étage	-8731,46	-10800,75	-19532,21	55,30	44,70	C.V
8 <sup>eme</sup> étage	-6116,34	-6423,82	-12540,16	51,23	48,77	C.V
9 <sup>eme</sup> étage	-3208,47	-2471,08	-5679,55	43,51	56,49	C.V

D'où, le système de contreventement choisi est un contreventement en voiles porteurs car les voiles reprennent plus de 20 % des charges verticales.

## Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

Dans ce qui suit, les poteaux, poutres et les voiles sont désignés sous le nom des éléments principaux. Ce sont des éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

Connaissant les sollicitations auxquelles sont soumises les différents éléments structuraux de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon la règle du calcul de béton armé (CBA93) tout en respectant les prescriptions des règles parasismiques algériennes (RPA99/version 2003).

Les but de la détermination des sections d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la résistance, la ductilité, et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

### VI-1. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Les poteaux seront sollicités à la compression simple ou à la flexion déviée selon l'excentricité de l'effort normal par rapport au centre de gravité de la section. Chaque poteau est soumis à un effort normal (N) et à un moment fléchissant (M) dans les deux sens :

Tableau VI. 1 : l'effort normal et ses moments correspondants

Sens y-y	Sens x-x
$M_{x \max} \rightarrow N_{\text{corr}}$	$M_{y \max} \rightarrow N_{\text{corr}}$
$N_{\max} \rightarrow M_{x \text{ corr}}$	$N_{\max} \rightarrow M_{y \text{ corr}}$
$N_{\min} \rightarrow M_{x \text{ corr}}$	$N_{\min} \rightarrow M_{y \text{ corr}}$

### VI-1.1. Caractéristiques des matériaux :

Tableau VII. 2 : Caractéristiques des matériaux

Béton	Situation durable te transitoire	$\gamma_b = 1.50$	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$	$\sigma_b = 14.2 \text{ MPa}$
	Situation accidentelle	$\gamma_b = 1.15$		$\sigma_b = 18.48 \text{ MPa}$
Acier	Situation durable te transitoire	$\gamma_s = 1.15$	$f_e = 400 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$
	Situation accidentelle	$\gamma_s = 1.00$		$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$

## VI-1.2. Combinaisons de charges :

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

Selon le CBA93 : (situation durable et transitoire)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU} \dots \dots \dots 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS} \dots \dots \dots G + Q \end{array} \right.$$

Selon le RPA99/Version 2003 : (situation accidentelle)

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm 1,2E \\ 0.8 \pm E \end{array} \right.$$

## VI-1.3. Armatures longitudinales :

Pour la détermination des armatures longitudinales, on doit respecter les conditions imposées par le RPA99/Version 2003 et le CBA93 suivantes :

Condition de RPA99/Version 2003 :

D'après l'article 7.4.2 de RPA99/Version 2003, les armatures longitudinales doivent être de hautes adhérences, droites et sans crochets :

- ✓ Le pourcentage minimal sera de 0.8% en zone IIa
- ✓ Leur pourcentage maximal sera de :  $\left\{ \begin{array}{l} 4\% \text{ en zone courante} \\ 6\% \text{ en zone de recouvrement} \end{array} \right.$
- ✓ Le diamètre minimum est de 12 mm
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de  $40\phi$  en zone IIa
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone IIa
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur de la zone nodale (zone critique)
- ✓ Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre des armatures longitudinales dans la zone nodale sont :  $L' = 2 \times h$  et  $h' = \max\left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm}\right)$ .

Avec

$h_e$  : hauteur libre entre deux étages

$b_1 ; h_1$  : Section d'un poteau

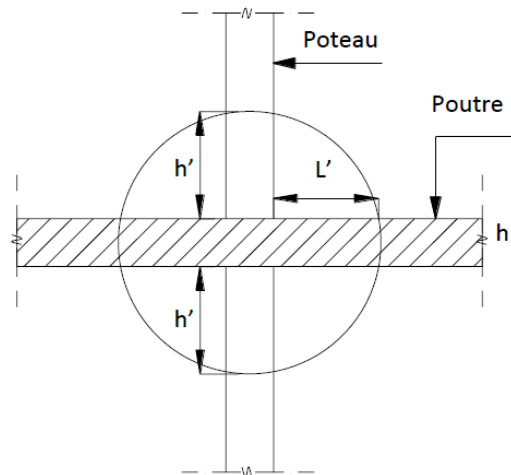


Figure VII. 1 : Zone nodale

Armatures minimales imposées par les règles CBA93 :

$$A_{min} = \max \left[ \frac{0.2 \times b \times h}{100} ; \frac{8(b+h)}{100} \right] \Rightarrow \text{Pour la compression simple ;}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28}}{f_e} b \times h \Rightarrow \text{Pour la flexion simple et}$$

$$A_{min} = \frac{f_{t28}}{f_e} b \times h \Rightarrow \text{Pour la traction simple.}$$

#### VI-1.4. Armatures transversales :

Selon RPA99/Version 2003 :

Les armatures transversales des poteaux  $A_t$  sont calculées à l'aide de la formule :

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

Avec

$A_t$  : armature transversale ;

$V_u$  : effort tranchant de calcul

$h_t$  : hauteur totale de la section brute

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

$\rho_a$  : coefficient dépendant de l'élanement géométrique  $\lambda$

$t$  : l'espacement des armatures transversales qui peut être déterminé comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{dans la zone nodale : } t \leq \min(10 * \phi_L ; 15 \text{ cm}) \\ \text{dans la zone courante : } t \leq 15 * \phi_L \end{array} \right. \quad \text{En zone IIa}$$

$\phi_L$  : diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau

La quantité d'armatures transversales minimales :  $\frac{A_t}{t \times b}$  en % est donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{—Si } \lambda_g \geq 5 : 0.3\% \\ \text{—Si } \lambda_g \leq 3 : 0.8\% \\ \text{—Si } 3 < \lambda_g < 5 : \text{interpolation entre les valeurs limites précédentes} \end{array} \right.$$

Avec :

$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$  : élanement géométrique du poteau

$l_f$  : longueur de flambement

$a$  et  $b$  : dimension de la section du poteau

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochés à 130° ayant une longueur droite  $10 * \phi_t$  minimum.

Selon CBA93 :

Le diamètre minimal des armatures transversales :  $\phi_t \geq \frac{\phi_{lmax}}{3}$

Et l'espacement :  $t \leq \min(15\phi_t ; 40 \text{ cm} ; b + 10 \text{ cm})$

### VI-1.5. Les types des poteaux :

Dans notre structure on a 5 types de poteaux :

## Etude Technique

Tableau VII. 3 : Tableau *récapitulatif* des sections de poteaux

Type	Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )
1	RDC – 1 <sup>er</sup>	50X50
2	2 <sup>ème</sup> – 3 <sup>ème</sup>	4545
3	4 <sup>ème</sup> – 5 <sup>ème</sup>	40X40
4	6 <sup>ème</sup> – 7 <sup>ème</sup>	35X35
5	8 <sup>ème</sup> – 9 <sup>ème</sup>	30X30

Tableau VII. 4 : Tableau *récapitulatif* des moments *fléchissant*, efforts normaux et des efforts tranchants.

Section (cm <sup>2</sup> )	Combinaison	N(KN)	My(KN.m)	Mz(KN.m)
(50X50)	ELU	2151,38	4,32	13,83
	ACC	3505,47	-158,04	12,70
	ACC	2950,61	-18,14	127,56
	ACC	-2081,21	120,82	-0,60
(45X45)	ELU	1627,55	6,67	-12,88
	ACC	628,27	-133,66	11,23
	ACC	1074,08	-8,15	145,09
	ACC	-1095,04	76,00	-3,88
(40X40)	ELU	1161,49	7,89	-10,64
	ACC	329,08	-127,45	5,75
	ACC	638,92	-11,24	138,97
	ACC	-517,27	72,02	-5,27
(35X35)	ELU	743,38	7,69	-8,20
	ACC	183,68	-99,04	-0,42
	ACC	302,81	-10,49	105,13
	ACC	-237,83	60,54	-4,46

(30X30)	ELU	360,08	-6,25	-6,13
	ACC	372,54	-70,68	3,16
	ACC	77,33	-7,26	63,77
	ACC	-179,88	40,03	-6,75

### VI-1.6. Calcul des armatures :

On calcule le ferrailage par rapport aux axes z-z et y-y, puisqu'il existe deux moments suivant z-z et y-y. On obtiendra un ferrailage total symétrique par rapport à ces deux axes.

#### VI-1.6.1. Exemple de ferrailage

Poteau de section : (50X50) cm<sup>2</sup>.

#### Armatures longitudinales :

❖ Situation durable et transitoire : (ELU = 1.35G+1.5Q)

❖ 1<sup>er</sup> cas :

Les sollicitations prises en compte sont :

$$N = 2151,38 \text{ KN (Compression)}$$

$$M_y = 4,32 \text{ KN.m}$$

$$M_z = 13,83 \text{ KN.m}$$

#### Calcul suivant l'axe y-y :

#### Position du point d'application de l'effort normal N :

$$e_0 = \frac{M_y}{N} = \frac{4,32}{2151,38} = 0,20 \text{ cm} < \frac{h}{12} = \frac{50}{12} = 4,16 \text{ cm}$$

#### Vérification si on a une compression excentrée :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = 3,46 \frac{l_f}{h} \leq \max \left[ 50 ; 67 \frac{e_0}{h} \right] \quad / \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

Avec :

$$l_f = 0,7 \times l_0 = 214,2 \text{ cm} \quad (\text{Bâtiment à étage d'habitation})$$

$$\Rightarrow \lambda = 14,82 < \max[50 ; 0,804] = 50 \Rightarrow \text{On a une compression excentrée.}$$

D'où la section sera calculée en flexion déviée sous les sollicitations majorées suivantes :

$$N'_1 = N \times \alpha_1$$

$$M' = N'_1 \times (e_0 + e_\alpha)$$

**Excentricité additionnelle :**

$$e_\alpha = \max \left[ 2 \text{ cm} ; \frac{l}{250} \right] = \max [2 \text{ cm} ; 1,22] \Rightarrow e_\alpha = 2 \text{ cm}$$

$$\frac{e_0}{h} = \frac{0,6}{50} = 0,012 < 0,75 \Rightarrow \alpha_1 = 1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1,036$$

$$\Rightarrow N'_1 = 2151,38 \times 1,036 = 2228,83 \text{ KN}$$

$$M' = 2228,83 \times (0,6 + 2) \cdot 10^{-2} = 57,95 \text{ KN.m}$$

**Position du point d'application de l'effort  $N'_1$  :**

$$e_1 = \frac{M'}{N'_1} = \frac{5795}{2228,83} = 2,6 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 25 \text{ cm}$$

$\Rightarrow$  Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section.

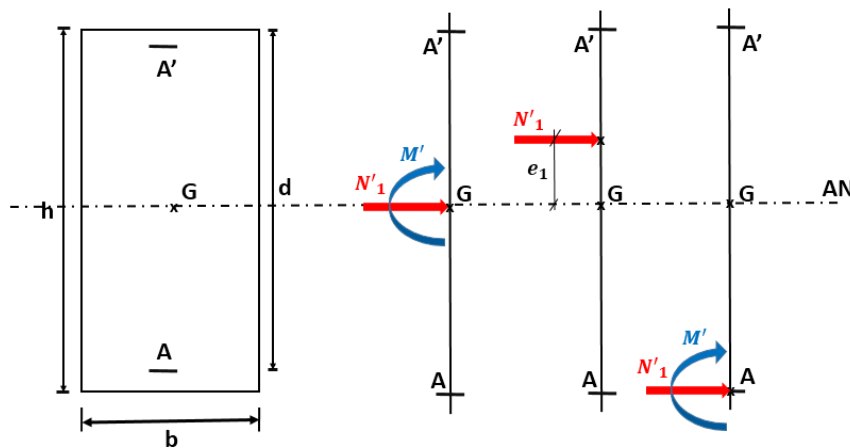


Figure VII. 2 : Position du point d'application de l'effort normal  $N'_1$

**Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{(I)} \stackrel{?}{\leq} \underbrace{N'_1 \times (d - c_1) - M'_1}_{(II)}$$

**Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :**

$$M'_1 = M' + N'_1 \left( d - \frac{h}{2} \right) = 57,95 + 2228,83 \left( 0,45 - \frac{0,50}{2} \right) = 503,716 \text{ KN.m}$$

$$(I) = (0,337 \times 50 - 0,81 \times 5) \times 14,2 \times 50 \times 50 = 454400 \text{ N.m} = 454,400 \text{ KN.m}$$

$$(II) = 2228,83 \times (0,45 - 0,05) - 503,716 = 387,816 \text{ KN.m}$$

D'où :  $(I) = 454,4 \text{ KN.m} > (II) = 387,816 \text{ KN.m} \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée.

**Calcul des armatures en flexion simple :**

**Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M'_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{503716}{14,2 \times 50 \times 45^2} = 0,350$$

$$\mu = 0,350 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_l$$

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

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,565$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,773$$

**Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M'_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{503716}{348 \times 0,773 \times 45} = 41,61 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC} = A_1 - \frac{N'_1}{100\sigma_s} = 41,61 - \frac{2228830}{100 \times 348} = -22,44 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A_{FC} = 0$$

Calcul suivant l'axe z-z :

Position du point d'application de l'effort normal N :

$$e_0 = \frac{M_z}{N} = \frac{1383}{2151,38} = 0,64 \text{ cm} < \frac{h}{12} = \frac{50}{12} = 4,16 \text{ cm}$$

Vérification si on a une compression excentrée :

$$\lambda = 3,46 \frac{l_f}{h} \leq \max[50 ; 67 \frac{e_0}{h}]$$

Avec :

$$l_f = 0,7 \times l_0 = 214,2 \text{ cm} \quad (\text{Bâtiment à étage d'habitation})$$

$$\Rightarrow \lambda = 14,82 < \max[50 ; 0,857] = 50 \Rightarrow \text{On a une compression excentrée.}$$

D'où la section sera calculée en flexion composé sous les sollicitations majorées suivantes :

$$N'_1 = N \times \alpha_1$$

$$M' = N'_1 \times (e_0 + e_\alpha)$$

Excentricité additionnelle :

$$e_\alpha = \max \left[ 2 \text{ cm} ; \frac{l}{250} \right] = \max[2 \text{ cm} ; 1,22] \Rightarrow e_\alpha = 2 \text{ cm}$$

$$\frac{e_0}{h} = \frac{0,64}{50} = 0,013 < 0,75 \Rightarrow \alpha_1 = 1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1,036$$

$$\Rightarrow N'_1 = 2151,38 \times 1,036 = 2228,83 \text{ KN}$$

$$M' = 2228,83 \times (0,64 + 2) \cdot 10^{-2} = 58,84 \text{ KN.m}$$

Position du point d'application de l'effort  $N'_1$  :

$$e_1 = \frac{M'}{N'_1} = \frac{5884}{2228,83} = 2,64 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 25 \text{ cm}$$

$\Rightarrow$  Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section.

**Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{(I)} \stackrel{?}{\leq} \underbrace{N'_1 \times (d - c_1) - M'_1}_{(II)}$$

**Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :**

$$M'_1 = M' + N'_1 \left( d - \frac{h}{2} \right) = 58,84 + 2228,83 \left( 0,45 - \frac{0,50}{2} \right) = 504,606 \text{ KN.m}$$

$$(I) = (0,337 \times 50 - 0,81 \times 5) \times 14,2 \times 50 \times 50 = 454400 \text{ N.m} = 454,400 \text{ KN.m}$$

$$(II) = 2228,83 \times (0,45 - 0,05) - 504,606 = 386,926 \text{ KN.m}$$

D'où :  $(I) = 454,4 \text{ KN.m} > (II) = 386,926 \text{ KN.m} \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée.

**Calcul des armatures en flexion simple :**

**Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M'_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{504606}{14,2 \times 50 \times 45^2} = 0,351$$

$$\mu = 0,351 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_l$$

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

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,567$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,773$$

**Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M'_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{504606}{348 \times 0,773 \times 45} = 41,68 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC} = A_1 - \frac{N'_1}{100\sigma_s} = 41,68 - \frac{2228830}{100 \times 348} = -22,36 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A_{FC} = 0$$

**Situation accidentelle :**  $(G + Q \pm 1.2E ; 0,8G \pm E)$

$$\sigma_b = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 18,48 \text{ MPa} / \gamma_b = 1,15 \text{ (Situation accidentele)}.$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa} / \gamma_s = 1 \text{ (Situation accidentele)}.$$

❖ **2<sup>er</sup> cas :**

Les sollicitations prises en compte sont :

$$N = 3505,47 \text{ KN (Compression)}$$

$$M_y = -158,04 \text{ KN.m}$$

$$M_z = 12,70 \text{ KN.m}$$

**Calcul suivant l'axe y-y :**

**Position du point d'application de l'effort normal N :**

$$e_0 = \frac{M_y}{N} = \frac{15804}{3505,47} = 4,50 \text{ cm} > \frac{h}{12} = \frac{50}{12} = 4,16 \text{ cm}$$

D'où la section sera calculée en flexion composée sans les sollicitations majorées.

**Position du point d'application de l'effort N' :**

$$e_1 = \frac{M}{N'} = \frac{15804}{3505,47} = 4,50 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 25 \text{ cm}$$

⇒ Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section.

**Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{(I)} \stackrel{?}{\leq} \underbrace{N' \times (d - c_1) - M'}_{(II)}$$

**Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :**

$$M' = M + N' \left( d - \frac{h}{2} \right) = 158,04 + 3505,47 \left( 0,45 - \frac{0,50}{2} \right) = 859,134 \text{ KN.m}$$

$$(I) = (0,337 \times 50 - 0,81 \times 5) \times 18,48 \times 50 \times 50 = 591360 \text{ N.m} = 591,36 \text{ KN.m}$$

$$(II) = 3505,47 \times (0,45 - 0,05) - 859,134 = 543,054 \text{ KN.m}$$

D'où :  $(I) = 591,36 \text{ KN.m} > (II) = 543,054 \text{ KN.m} \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée.

### Calcul des armatures en flexion simple :

### Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M'}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{859134}{18,48 \times 50 \times 45^2} = 0,459$$

$$\mu = 0,459 > \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \exists$$

$$\alpha_L = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,892$$

$$\beta_L = 1 - 0,4\alpha_L = 0,643$$

$$1000\xi_L = \frac{f_e}{200 \times \gamma_s} = \frac{400}{200 \times 1} = 2$$

$$\delta' = \frac{c}{d} = \frac{5}{45} = 0,11 < \frac{3,5 - 1000\xi_L}{3,5 + 1000\xi_L} = 0,27 \Rightarrow \xi'_s > \xi_l \Rightarrow \sigma'_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

### Calcul du moment fictif $M'_1$ :

$$M'_1 = \mu_L \times \sigma_b \times b \times d^2 = 0,392 \times 18,48 \times 50 \times 45^2 = 733,471 \text{ KN.m}$$

### Calcul du moment résiduel $\Delta M$ :

$$\Delta M = M' - M'_1 = 859,134 - 733,471 = 125,663 \text{ KN.m}$$

### Calcul des armatures :

$$A_1 = \frac{M'}{\sigma'_s \times \beta_L \times d} = \frac{733471}{400 \times 0,643 \times 45} = 63,37 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{\Delta M}{\sigma'_s \times (d - c)} = \frac{125663}{400(45 - 5)} = 7,85 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A' = A_2 = 7,85 \text{ cm}^2 \\ A = A_1 + A_2 = 71,22 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

### Calcul suivant l'axe z-z :

#### Position du point d'application de l'effort normal N :

$$e_0 = \frac{M_z}{N} = \frac{1270}{3505,47} = 0,36 \text{ cm} < \frac{h}{12} = \frac{50}{12} = 4,16 \text{ cm}$$

#### Vérification si on a une compression excentrée :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = 3,46 \frac{l_f}{h} \leq \max \left[ 50 ; 67 \frac{e_0}{h} \right] \quad / \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

Avec :

$$l_f = 0,7 \times l_0 = 214,2 \text{ cm} \quad (\text{Bâtiment à étage d'habitation})$$

$$\Rightarrow \lambda = 14,82 < \max[50 ; 0,48] = 50 \Rightarrow \text{On a une compression excentrée.}$$

D'où la section sera calculée en flexion composé sous les sollicitations majorées suivantes :

$$N'_1 = N \times \alpha_1$$

$$M' = N'_1 \times (e_0 + e_\alpha)$$

#### Excentricité additionnelle :

$$e_\alpha = \max \left[ 2 \text{ cm} ; \frac{l}{250} \right] = \max [2 \text{ cm} ; 1,22] \Rightarrow e_\alpha = 2 \text{ cm}$$

$$\frac{e_0}{h} = \frac{0,36}{50} = 0,0072 < 0,75 \Rightarrow \alpha_1 = 1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1,036$$

$$\Rightarrow N'_1 = 3505,47 \times 1,036 = 3631,67 \text{ KN}$$

$$M' = 3631,67 \times (0,36 + 2) \cdot 10^{-2} = 85,707 \text{ KN.m}$$

#### Position du point d'application de l'effort $N'_1$ :

$$e_1 = \frac{M'}{N'_1} = \frac{85707}{3631,67} = 23,6 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 25 \text{ cm}$$

$\Rightarrow$  Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section.

**Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \stackrel{?}{\leq} N'_1 \times (d - c_1) - M'_1$$

(I)

(II)

**Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :**

$$M'_1 = M' + N'_1 \left( d - \frac{h}{2} \right) = 85,707 + 3631,67 \left( 0,45 - \frac{0,50}{2} \right) = 812,041 \text{ KN.m}$$

$$(I) = (0,337 \times 50 - 0,81 \times 5) \times 18,48 \times 50 \times 50 = 591360 \text{ N.m} = 591,36 \text{ KN.m}$$

$$(II) = 3631,67 \times (0,45 - 0,05) - 812,041 = 640,627 \text{ KN.m}$$

$$(III) = (0,5h - c) \times \sigma_b \times b \times h = (0,5 \times 50 - 5) \times 18,48 \times 50 \times 50 = 924 \text{ KN.m}$$

D'où :  $(I) = 591,36 \text{ KN.m} < (II) = 640,627 \text{ KN.m} \Rightarrow$  La section est entièrement comprimée.

$$(II) = 640,627 \text{ KN.m} < (III) = 924 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow A'_2 = 0$$

**Détermination des armatures :**

**Calcul du coefficient de remplissage  $\Psi$  :**

$$\Psi = \frac{0,3571 + \frac{N'(d-c) - 100M_1}{100 \times \sigma_b \times b \times h^2}}{0,8571 - \frac{c}{h}} = \frac{0,3571 + \frac{3631670(45-5) - 100 \times 812041}{100 \times 18,48 \times 50 \times 50^2}}{0,8571 - \frac{5}{50}} = 0,838$$

$$\Rightarrow 0,8095 < \Psi = 0,838 < 1$$

$$1000\xi'_{s1} = 2 + \left( 3,437 - 8,019 \times \frac{c}{h} \right) \times \sqrt{1 - \Psi} = 3,06$$

$$1000\xi_L = \frac{f_e}{200 \times \gamma_s} = \frac{400}{200 \times 1} = 2$$

$$\Rightarrow 1000\xi'_{s1} > 1000\xi_L \Rightarrow \sigma'_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$A'_1 = \frac{N' - \Psi \times b \times h \times \sigma_b \times 100}{100 \times \sigma'_{s1}} = \frac{3631670 - 0,838 \times 50 \times 50 \times 18,48 \times 100}{100 \times 400} = -5,99 \text{ cm}^2$$

$$A'_2 = A'_1 - \frac{N' - 100\sigma_b \times b \times h}{100\sigma'_2} = 6,51 - \frac{3631670 - 100 \times 14,2 \times 50 \times 50}{100 \times 348} = 4,16 \text{ cm}^2$$

### ❖ 3<sup>er</sup> cas :

Les sollicitations prises en compte sont :

$$N = 2950,61 \text{ KN (Compression)}$$

$$M_y = 18,14 \text{ KN.m}$$

$$M_z = 127,56 \text{ KN.m}$$

### Calcul suivant l'axe y-y :

#### Position du point d'application de l'effort normal N :

$$e_0 = \frac{M_y}{N} = \frac{1814}{2950,61} = 0,61 \text{ cm} < \frac{h}{12} = \frac{50}{12} = 4,16 \text{ cm}$$

#### Vérification si on a une compression excentrée :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = 3,46 \frac{l_f}{h} \leq \max \left[ 50 ; 67 \frac{e_0}{h} \right] \quad / \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

Avec :

$$l_f = 0,7 \times l_0 = 214,2 \text{ cm} \quad (\text{Bâtiment à étage d'habitation})$$

$$\Rightarrow \lambda = 14,82 < \max[50 ; 0,825] = 50 \Rightarrow \text{On a une compression excentrée.}$$

D'où la section sera calculée en flexion composée sous les sollicitations majorées suivantes :

$$N'_1 = N \times \alpha_1$$

$$M' = N'_1 \times (e_0 + e_\alpha)$$

#### Excentricité additionnelle :

$$e_\alpha = \max \left[ 2 \text{ cm} ; \frac{l}{250} \right] = \max[2 \text{ cm} ; 1,22] \Rightarrow e_\alpha = 2 \text{ cm}$$

$$\frac{e_0}{h} = \frac{0,61}{50} = 0,0122 < 0,75 \Rightarrow \alpha_1 = 1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1,036$$

$$\Rightarrow N'_1 = 2950,61 \times 1,036 = 3056,83 \text{ KN}$$

$$M' = 3056,83 \times (0,61 + 2) \cdot 10^{-2} = 70,783 \text{ KN.m}$$

### Position du point d'application de l'effort $N'_1$ :

$$e_1 = \frac{M'}{N'_1} = \frac{7078,3}{3056,83} = 2,61 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 25 \text{ cm}$$

⇒ Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section.

### Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{(I)} \stackrel{?}{\leq} \underbrace{N'_1 \times (d - c_1) - M'_1}_{(II)}$$

### Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M'_1 = M' + N'_1 \left( d - \frac{h}{2} \right) = 70,783 + 3056,83 \left( 0,45 - \frac{0,50}{2} \right) = 682,149 \text{ KN.m}$$

$$(I) = (0,337 \times 50 - 0,81 \times 5) \times 18,48 \times 50 \times 50 = 591360 \text{ N.m} = 591,36 \text{ KN.m}$$

$$(II) = 3056,83 \times (0,45 - 0,05) - 682,149 = 540,583 \text{ KN.m}$$

D'où :  $(I) = 591,36 \text{ KN.m} > (II) = 540,583 \text{ KN.m} \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée.

### Calcul des armatures en flexion simple :

### Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M'_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{682149}{18,48 \times 50 \times 45^2} = 0,364$$

$$\mu = 0,364 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,599$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,760$$

### Détermination des armatures :

$$A_1 = \frac{M'_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{682149}{400 \times 0,760 \times 45} = 49,86 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC} = A_1 - \frac{N'_1}{100\sigma'_{s1}} = 49,86 - \frac{3056830}{100 \times 400} = -26,55 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A_{FC} = 0$$

**Calcul suivant l'axe z-z :**

**Position du point d'application de l'effort normal N :**

$$e_0 = \frac{M_z}{N} = \frac{12756}{2950,61} = 4,32 \text{ cm} > \frac{h}{12} = \frac{50}{12} = 4,16 \text{ cm}$$

D'où la section sera calculée en flexion composé sans les sollicitations majorées.

**Position du point d'application de l'effort N' :**

$$e_1 = \frac{M_z}{N} = \frac{12756}{2950,61} = 4,32 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 25 \text{ cm}$$

⇒ Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section.

**Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{(I)} \stackrel{?}{\leq} \underbrace{N' \times (d - c_1) - M'}_{(II)}$$

**Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :**

$$M' = M + N' \left( d - \frac{h}{2} \right) = 127,56 + 2950,61 \left( 0,45 - \frac{0,50}{2} \right) = 717,682 \text{ KN.m}$$

$$(I) = (0,337 \times 50 - 0,81 \times 5) \times 18,48 \times 50 \times 50 = 591360 \text{ N.m} = 591,36 \text{ KN.m}$$

$$(II) = 2950,61 \times (0,45 - 0,05) - 717,682 = 462,562 \text{ KN.m}$$

$$(III) = (0,5h - c) \times \sigma_b \times b \times h = (0,5 \times 50 - 5) \times 14,2 \times 50 \times 50 = 170 \text{ KN.m}$$

D'où :  $(I) = 591,36 \text{ KN.m} > (II) = 462,562 \text{ KN.m} \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée.

## Calcul des armatures en flexion simple :

### Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M'}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{717682}{18,48 \times 50 \times 45^2} = 0,383$$

$$\mu = 0,383 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_l$$

$$\Rightarrow \sigma'_{s1} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,647$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,741$$

### Détermination des armatures :

$$A_1 = \frac{M'}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{717682}{400 \times 0,741 \times 45} = 53,80 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC} = A_1 - \frac{N'_1}{100\sigma'_{s1}} = 53,80 - \frac{2950610}{100 \times 400} = -19,95 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A_{FC} = 0$$

### ❖ 4<sup>er</sup> cas :

Les sollicitations prises en compte sont :

$$N = -2081,21 \text{ KN (Traction)}$$

$$M_y = 120,82 \text{ KN.m}$$

$$M_z = -0,6 \text{ KN.m}$$

### Calcul suivant l'axe y-y :

#### Position du point d'application de l'effort normal N :

$$e_0 = \frac{M_y}{N} = \frac{12082}{2081,21} = 5,80 \text{ cm} > \frac{h}{12} = \frac{50}{12} = 4,16 \text{ cm}$$

D'où la section sera calculée en flexion composée sans les sollicitations majorées.

#### Position du point d'application de l'effort N' :

$$e_1 = \frac{M_y}{N} = \frac{12082}{2081,21} = 5,80 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 25 \text{ cm}$$

⇒ Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section.

**Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{(I)} \stackrel{?}{\leq} \underbrace{N' \times (d - c_1) - M'}_{(II)}$$

**Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :**

$$M' = M + N' \left( d - \frac{h}{2} \right) = 120,82 + 2081,21 \left( 0,45 - \frac{0,50}{2} \right) = 537,062 \text{ KN.m}$$

$$(I) = (0,337 \times 50 - 0,81 \times 5) \times 18,48 \times 50 \times 50 = 591360 \text{ N.m} = 591,36 \text{ KN.m}$$

$$(II) = 2081,21 \times (0,45 - 0,05) - 537,062 = 295,422 \text{ KN.m}$$

D'où :  $(I) = 591,36 \text{ KN.m} > (II) = 295,422 \text{ KN.m} \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée.

**Calcul des armatures en flexion simple :**

**Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M'}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{537062}{18,48 \times 50 \times 45^2} = 0,287$$

$$\mu = 0,287 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,434$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,826$$

**Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M'_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{537062}{400 \times 0,826 \times 45} = 36,12 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC} = A_1 - \frac{N'}{100\sigma'_{s1}} = 36,12 + \frac{2081210}{100 \times 400} = 88,15 \text{ cm}^2 > 0 \Rightarrow A_{FC} = 88,15 \text{ cm}^2$$

**Calcul suivant l'axe z-z :**

**Position du point d'application de l'effort normal N :**

$$e_0 = \frac{M_y}{N} = \frac{60}{2081,21} = 0,03 \text{ cm} < \frac{h}{12} = \frac{50}{12} = 4,16 \text{ cm}$$

**Vérification si on a une compression excentrée :**

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = 3,46 \frac{l_f}{h} \leq \max \left[ 50 ; 67 \frac{e_0}{h} \right] \quad / \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

Avec :

$$l_f = 0,7 \times l_0 = 214,2 \text{ cm} \quad (\text{Bâtiment à étage d'habitation})$$

$$\Rightarrow \lambda = 14,82 < \max[50 ; 0,038] = 50 \Rightarrow \text{On a une compression excentrée.}$$

D'où la section sera calculée en flexion composé sous les sollicitations majorées suivantes :

$$N'_1 = N \times \alpha_1$$

$$M' = N'_1 \times (e_0 + e_\alpha)$$

**Excentricité additionnelle :**

$$e_\alpha = \max \left[ 2 \text{ cm} ; \frac{l}{250} \right] = \max[2 \text{ cm} ; 1,22] \Rightarrow e_\alpha = 2 \text{ cm}$$

$$\frac{e_0}{h} = \frac{0,03}{50} = 0,0006 < 0,75 \Rightarrow \alpha_1 = 1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1,036$$

$$\Rightarrow N'_1 = 2081,21 \times 1,036 = 2156,133 \text{ KN}$$

$$M' = 2156,133 \times (0,03 + 2) \cdot 10^{-2} = 43,769 \text{ KN.m}$$

**Position du point d'application de l'effort N'\_1 :**

$$e_1 = \frac{M'}{N'_1} = \frac{437,69}{2156,133} = 2,03 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 25 \text{ cm}$$

$\Rightarrow$  Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section.

**Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{(I)} \stackrel{?}{\leq} \underbrace{N'_1 \times (d - c_1) - M'_1}_{(II)}$$

**Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :**

$$M'_1 = M' + N'_1 \left( d - \frac{h}{2} \right) = 43,769 + 2156,133 \left( 0,45 - \frac{0,50}{2} \right) = 474,995 \text{ KN.m}$$

$$(I) = (0,337 \times 50 - 0,81 \times 5) \times 18,48 \times 50 \times 50 = 591360 \text{ N.m} = 591,36 \text{ KN.m}$$

$$(II) = 2156,133 \times (0,45 - 0,05) - 474,995 = 387,457 \text{ KN.m}$$

D'où :  $(I) = 591,36 \text{ KN.m} > (II) = 387,457 \text{ KN.m} \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée.

**Calcul des armatures en flexion simple :**

**Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M'_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{474995}{18,48 \times 50 \times 45^2} = 0,253$$

$$\mu = 0,253 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,373$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,851$$

**Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M'_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{474995}{400 \times 0,851 \times 45} = 31 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC} = A_1 - \frac{N'}{100\sigma'_{s1}} = 31 + \frac{2156133}{100 \times 400} = 84,91 \text{ cm}^2 > 0 \Rightarrow A_{FC} = 84,91 \text{ cm}^2$$

### Conclusion :

$$A_{cal} = \max(A_{ELU} ; A_{ACC}) = 16,6 \text{ cm}^2$$

### Choix des armatures :

$$4\text{HA}16 + 8\text{HA}12 \rightarrow A = 17,09 \text{ cm}^2$$

### Vérification à l'ELS : (G+Q)

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service (ELS).

Les contraintes sont calculées à l'ELS sous les sollicitations de ( $N_{ser}$ ,  $M_{ser}$ )

$$\text{La contrainte du béton est limitée par : } \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

La fissuration est considérée peu nuisible donc pas de limitation des contraintes de traction de l'acier.

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = \min(266,67 ; 183,3) = 183,3 \text{ MPa}$$

$$\eta = \begin{cases} 1,6 & \text{pour les armatures de haute adhérence} \\ 1 & \text{pour les armatures rond lisse} \end{cases}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$N_{ser} = 1575,78 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = 3,16 \text{ KN.m}$$

### Position du point d'application de l'effort normal de compression $N_{ser}$ :

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{316}{1575,78} = 0,20 \text{ cm}$$

$$e_0 = 0,20 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 25 \text{ cm}$$

⇒ Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section.

$$e_0 = 0,20 \text{ cm} < \frac{h}{6} = 8,33 \text{ cm} \Rightarrow \text{La section est entièrement comprimée.}$$

$$B_0 = b \times h + 15(A'_1 + A'_2) = 50 \times 50 + 15(17,09 + 17,09) = 3012,7 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[ \frac{b \cdot h^2}{2} + 15(A'_1 \times c + A'_2 \times d) \right] = \frac{1}{3012,7} \left[ \frac{50 \times 50^2}{2} + 15(17,09 \times 5 + 17,09 \times 45) \right]$$

$$\Rightarrow V_1 = 25 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 50 - 25 = 25 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15(A_1(V_1 - c_1)^2) + (A_2(V_2 - c_2)^2)$$

$$I = \frac{50}{3}(25^3 + 25^3) + 15(17,09(25 - 5)^2) + (17,09(25 - 5)^2) = 2192709,33 \text{ cm}^4$$

$$M_G = M_{ser} - N_{ser} \left( \frac{h}{2} - V_1 \right) = 3,16 - 1575,78 \left( \frac{0,50}{2} - 0,25 \right) = 3,16 \text{ KN.m}$$

### Vérification exacte :

$$e_G = \frac{M_G}{N_G} = \frac{316}{1575,78} = 0,20 \text{ cm}$$

$$\frac{I}{[B+15(A'_1+A'_2)]V_2} = \frac{2192709,33}{[50 \times 50 + 15(17,09+17,09)] \times 25} = 29,11 \text{ cm}$$

D'où :  $e_G = 0,20 \text{ cm} < \frac{I}{[B+15(A'_1+A'_2)]V_2} = 29,11 \text{ cm} \Rightarrow$  La section est entièrement comprimée.

### Vérification des contraintes :

$$\sigma_0 = \frac{N_{ser}}{100B_0} = \frac{1575780}{100 \times 3012,7} = 5,23 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{M_G}{I} = \frac{3160}{2192709,33} = 0,0014$$

$$\sigma_b^1 = \sigma_0 + K \times V_1 = 5,23 + 0,0014 \times 25 = 5,266 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b^2 = \sigma_0 - K \times V_2 = 5,23 - 0,0014 \times 25 = 5,195 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma'_s^1 = 15[\sigma_0 + K(V_1 - d')] = 15[5,23 + 0,0014(25 - 5)] = 78,87 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 183 \text{ MPa}$$

$$\sigma'_s^2 = 15[\sigma_0 - K(V_2 - d')] = 15[5,23 - 0,0014(25 - 5)] = 78,03 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 183 \text{ MPa}$$

D'où les conditions sont vérifiées.

⇒ Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues.

### Vérification de l'effort tranchant :

$$T_{max} = 85,51 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d \times 100} = \frac{85510}{50 \times 45 \times 100} = 0,38 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \bar{\tau}_u \leq \min \left[ \frac{0,2 \cdot f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,38 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

### Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_1 \geq \frac{\phi_L^{max}}{3} = \frac{1,6}{3} = 0,53 \text{ cm}$$

Donc on prend  $\phi_1 = 8 \text{ mm}$  avec une nuance d'acier FeE235.

### Espacement des armatures transversales :

#### Suivant les règles CBA93 :

$$t \leq \min(15\phi_L^{min} ; 40 \text{ cm} ; b + 10 \text{ cm}) = \min(15 \times 1,2 ; 40 ; 50 + 10) = 18 \text{ cm}$$

⇒ On prend  $t = 15 \text{ cm}$

#### D'après les règles RPA 99 Version 2003 : (zone IIa)

##### Zone nodale :

$$t \leq \min(10\phi_L^{min} ; 40 \text{ cm}) = \min(10 \times 1,2 ; 40) = 12 \text{ cm}$$

⇒ On prend  $t = 10 \text{ cm}$

##### Zone courante :

$$t \leq 15\phi_L^{min} = 15 \times 1,2 = 18 \text{ cm}$$

⇒ On prend  $t = 15 \text{ cm}$

Calcul de  $\lambda_g$  :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{214,2}{50} = 4,284 \text{ D'où } 3 \leq \lambda_g = 4,284 \leq 5 \Rightarrow \rho_a = 3,75$$

$$A_t = \frac{t \times \rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} = \frac{10 \times 3,75 \times 85510}{50 \times 400 \times 100} = 1,60 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$3T8 \rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales minimales :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{214,2}{50} = 4,284 \text{ D'où } 3 \leq \lambda_g = 4,284 \leq 5$$

$$\Rightarrow A_{min} = 0,55\% \times b \times t = 0,55\% \times 50 \times 10 = 2,75 \text{ cm}^2$$

$$l_f = 0,7 \times l_0 = 214,2 \text{ cm}$$

Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres.

$$L' = 2 \times h = 2 \times 50 = 100 \text{ cm}$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm}\right) = \max(47,6; 50; 50; 60) \text{ cm} = 60 \text{ cm}$$

Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40 \times \phi_L \max = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$$

Armatures minimales :

$$\text{Selon le CBA93 : } A_{min} = \max\left[\frac{0,2 \times b \times h}{100}; \frac{8(b+h)}{100}\right] = \max[5; 8] = 8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Selon le RPA : } A_{min} = 0,8\% \times B = 0,008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}^2$$

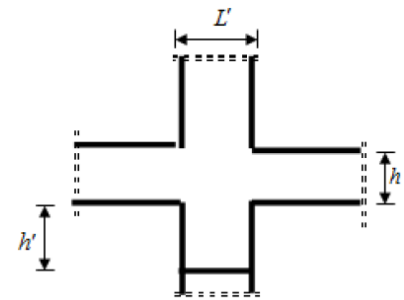


Figure VII. 3 : La zone nodale

**Conclusion :**

$$A = \max(A_{cal} ; A_{RPA} ; A_{CBA93}) = \max(16,6 ; 20 ; 8) = 20 \text{ cm}^2$$

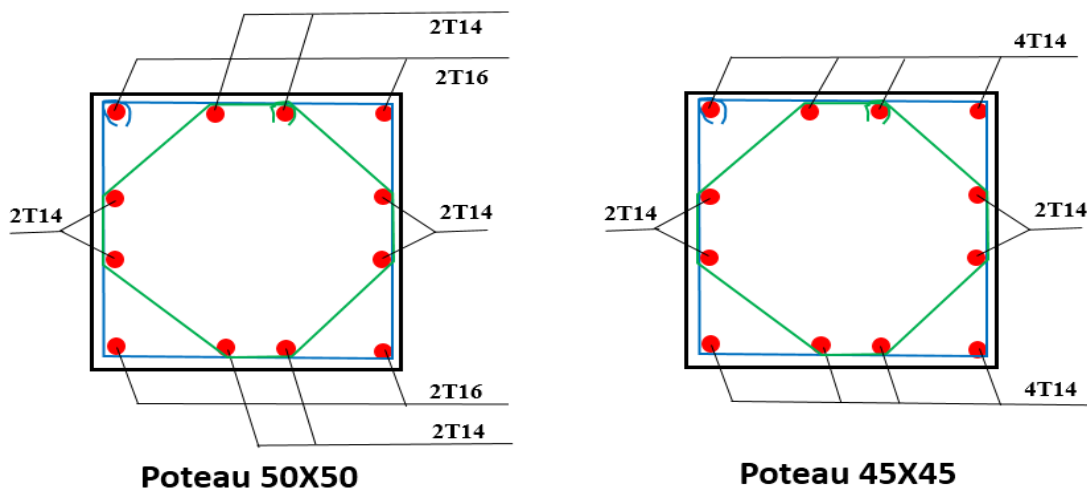
**Choix des armatures :**

$$4T20 + 8T12 \rightarrow A = 21,62 \text{ cm}^2$$

Tableau VII. 5 : Tableau récapitulatif de ferrailage des poteaux

Section	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )			A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage	A (cm <sup>2</sup> )	Long. Recou. (cm)
		RPA	CBA93					
(50X50)	16,6	20	5	8	20	4HA16+8HA14	20,36	80
(45X45)	9,4	16,2	4,05	7,2	16,2	12HA14	18,47	56
(40X40)	6,9	12,8	3,2	6,4	12,8	12HA12	13,57	48
(35X35)	5,4	9,8	2,45	5,6	9,8	8HA14	12,32	48
(30X30)	3,3	7,2	1,8	4,8	7,2	8HA12	9,05	48

**VI-1.6.2. Dessin de ferrailage :**



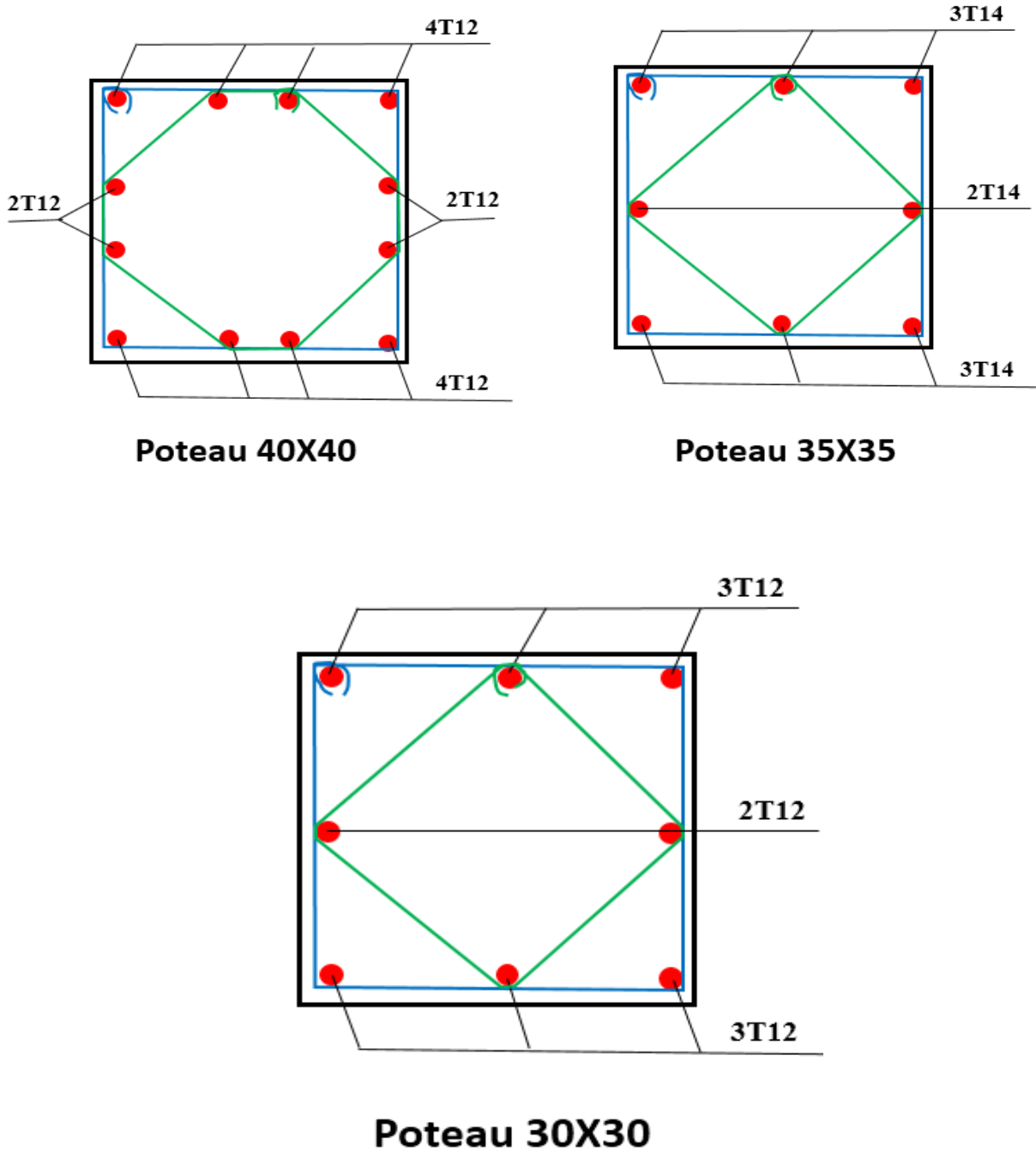


Figure VII. 4 : dessin de ferrailage des poteaux

## VI-2. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux. Elles sont sollicitées à la flexion simple. Le ferrailage est calculé à l'état limité ultime sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations de le RPA 99/version 2003.

### VI-2.1. Combinaison des charges :

**Selon le CBA93** : (situation durable et transitoire)

$$\begin{cases} \text{ELU} \dots \dots \dots 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS} \dots \dots \dots G + Q \end{cases}$$

**Selon le RPA99/Version 2003** : (situation accidentelle)

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8 \pm E \end{cases}$$

La combinaison (1,35G+1.5Q) nous permettra de déterminer le moment maximum en travée.

La combinaison (G + Q ± E) donne le moment négatif maximum en valeur absolue sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis.

### **Remarque :**

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

### VI-2.2. Vérification des règlements :

#### VI-2.2.1. Règlement du [RPA99/V2003]

##### VI-2.2.1.1. Armatures longitudinales : [Article7.5.2.1]

Armatures minimales : 0,5 % B en toute section et en zone IIa,

$$\text{Armatures minimales : } \begin{cases} 4\% \times B & \text{en zone courant} \\ 6\% & \text{en zone de recouvrement} \end{cases}$$

Longueur de recouvrement est de 40 Ø pour la zone IIa.

Avec B : section de la poutre

### VI-2.2.1.2. Armatures transversales : [Article7.5.2.2]

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{t\ min} = 0,003 \times S \times b$$

Avec

$S$  : l'espacement des armatures transversales.

$b$  : Largeur de la section

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

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

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

En dehors de la zone nodale :  $S \leq \frac{h}{2}$

### VI-2.2.2. Règlement [CBA93/Article6.1] :

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

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

### VI-2.3. Les types des poutres :

On distingue deux types des poutres :

Poutres principales (PP) : (30x40)  $cm^2$ .

Poutres secondaires (PS) : (30x40)  $cm^2$ .

### VI-2.4. Les sollicitations des poutres :

A l'aide du fichier des résultats donnés par le logiciel "ROBOT", on obtient les résultats suivants :

Tableau VII. 6 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants.

Sollicitation	Moment maximal en (KN.m)						Effort Tranchant (KN)
	ELU		ELS		ACC		ELU
Combinaison	M <sub>t</sub>	M <sub>a</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>a</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>a</sub>	T
PP	4,47	-132,34	39,90	-96,69	80,4	160,80	136,09
					-108	-215,84	
PS	47,42	-93,17	34,79	-68,30	120	231	87,21
					-110,5	-220,89	

### VI-2.5. Calcul des armatures :

#### ❖ Armatures longitudinales :

Conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :

Poutres principales (PP) →  $A_{min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires (PS) →  $A_{min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$

#### ❖ Armatures transversales :

Conditions imposées par le CBA93 :

Poutres principales (PP) →  $A_{min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 30 \times 36 = 1,30 \text{ cm}^2$ .

Poutres secondaires (PS) →  $A_{min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 30 \times 36 = 1,30 \text{ cm}^2$ .

### VI-2.5.1. Exemple de calcul :

On prend comme exemple la poutre principale de dimensions 30x40 cm<sup>2</sup>, sous les sollicitations (moment fléchissant et l'effort tranchant) les plus défavorables, et pour les autres poutres leurs résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous.

#### ❖ En travée :

##### ➤ *Etat limite ultime (E.L.U.) :*

$$M_t^u = 54,47 \text{ KN.m}$$

## Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{54470}{14,2 \times 30 \times 36^2} = 0,0986$$

$$\mu = 0,0986 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_l$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,130$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,948$$

## Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{54470}{348 \times 0,948 \times 36} = 4,58 \text{ cm}^2$$

➤ *Etat limite de service (E.L.S.) :*

$$M_t^s = 39,90 \text{ KN.m}$$

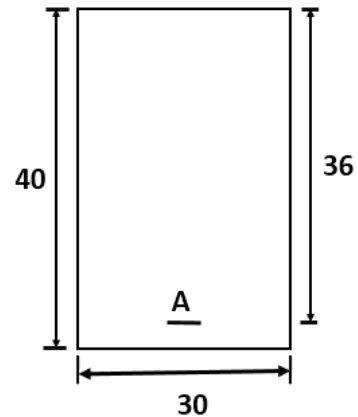


Figure VII. 5 : Section de calcul

Flexion simple

Section rectangulaire avec  $A' \neq \emptyset$

Acier FeE400 Fissuration peu nuisible

$$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^s} = \frac{54,47}{39,90} = 1,37$$

$$\Leftrightarrow \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43 > \alpha = 0,130 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

➤ *Situation accidentelle (ACC) :*

$$M_t^{Acc} = 80,4 \text{ KN.m}$$

## Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^{Acc}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{8040}{18,48 \times 30 \times 36^2} = 0,0112$$

$$\sigma_b = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 18,48 \text{ MPa} / \gamma_b = 1,15 \text{ (Situation accidentele)}.$$

$$\mu = 0,0112 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa} / \gamma_s = 1 \text{ (Situation accidentele)}.$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,014$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,994$$

### Détermination des armatures :

$$A_t^{Acc} = \frac{M_t^{Acc}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{8040}{400 \times 0,994 \times 36} = 0,56 \text{ cm}^2$$

### Conclusion :

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{acc}; A_{min}) = \max(4,58; 0,56; 6) = 6 \text{ cm}^2$$

### Choix des armatures :

$$6HA12 \rightarrow A_t = 6,79 \text{ cm}^2$$

#### ❖ En appuis :

##### ➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_a^u = -132,34 \text{ KN.m}$$

### Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{13234}{14,2 \times 30 \times 36^2} = 0,0239$$

$$\mu = 0,0239 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_l$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,030$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,987$$

## Détermination des armatures :

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{13234}{348 \times 0,987 \times 36} = 1,07 \text{ cm}^2$$

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

$$M_a^s = -96,69 \text{ KN.m}$$

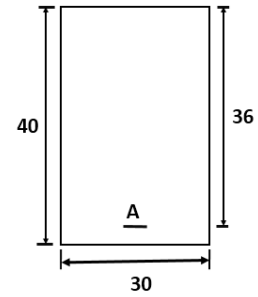


Figure VII. 6 : Section de calcul

Flexion simple

Section rectangulaire avec  $A' \neq \emptyset$

Acier FeE400 Fissuration peu nuisible

$$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^s} = \frac{132,34}{96,69} = 1,37$$

$$\Leftrightarrow \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43 > \alpha = 0,130 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

➤ **Situation accidentelle (ACC) :**

$$M_a^{Acc} = 160,80 \text{ KN.m}$$

## Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^{Acc}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{16080}{18,48 \times 30 \times 36^2} = 0,0223$$

$$\sigma_b = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 18,48 \text{ MPa} / \gamma_b = 1,15 \text{ (Situation accidentelle).}$$

$$\mu = 0,0223 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa} / \gamma_s = 1 \text{ (Situation accidentelle).}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0283$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,988$$

## Détermination des armatures :

$$A_a^{Acc} = \frac{M_a^{Acc}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{16080}{400 \times 0,988 \times 36} = 1,13 \text{ cm}^2$$

### Conclusion :

$$A_t = \max(A_{cal} ; A_{acc} ; A_{min}) = \max(1,07 ; 1,13 ; 6) = 6 \text{ cm}^2$$

### Choix des armatures :

$$6HA12 \rightarrow A_t = 6,79 \text{ cm}^2$$

### Vérification de l'effort tranchant :

$$T_u^{max} = 136,09 \text{ KN}$$

### Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis : [CBA93/A.5.1.3]

$$T_u^{max} \leq 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0,9 \times d = 0,9 \times 36 = 32,4 \text{ cm}$$

D'où :

$$T_u^{max} = 136,09 \text{ KN} < 0,267 \times 32,4 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 648810 \text{ N} = 648,81 \text{ KN}$$

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

### Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales : [Article CBA93/A.5.1.3.2] :

$$A_1 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[ T_u^{max} + \frac{M_a^u}{0,9 \times d} \right]$$

$$A_1 = 6,79 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left[ 136090 + \frac{132340}{0,9 \times 36} \right] \times 10^{-2} = 4,03 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne : [Article CBA93/A.5.1.1/A.5.1.2.1.1] :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{100 \times b \times d} = \frac{136090}{100 \times 30 \times 36} = 1,26 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1,26 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$  Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

**Section et écartement des armatures transversales  $A_t$  :**

**Diamètre des armatures transversales :** [Article CBA93/4.2.3]

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{1 \min}\right) = \min\left(\frac{40}{35} ; \frac{30}{10} ; 1,4\right) = 1,14 \text{ cm}$$

On prend :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  de nuance d'acier FeE235  $A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$  (1 cadre +1 étrier).

**L'espacement des armatures transversales :** [Article CBA93/A.5.1.2.2/ A.5.1.2.3]

$$\frac{A_t}{b \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \times f_{tj} \times K}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}, \text{ Avec } \begin{cases} K = 1 \\ \alpha = 90^\circ \end{cases}$$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,9 \times f_e}{b(\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{2,01 \times 0,9 \times 235}{30(1,26 - 0,3 \times 2,1)} = 22,49 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d ; 40\text{cm}) = \min(0,9 \times 36 ; 40) = 32,4 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} = \frac{2,01 \times 235}{0,4 \times 30} = 39,36 \text{ cm}$$

**Selon le RPA99 (version 2003) :**

**Zone nodale :**

$$\delta_{t4} \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi\right) = \min(10 ; 16,8) = 10 \text{ cm}$$

**Zone courante :**

$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}$$

Donc :

$$\begin{cases} \delta_t = 10 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{En zone nodale} \\ \delta_t = 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{En zone courante} \end{cases}$$

**Vérification des armatures transversales :**

✓ **Zone nodale :**

$$A_{t\min} = 0,003 \times \delta_{t4} \times b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2$$

✓ **Zone courante :**

$$A_{t\min} = 0,003 \times \delta_{t5} \times b = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8 \text{ cm}^2$$

✓ **Longueur de recouvrement :**

$$L_r = 40 \times \phi_{L\max}$$

Tableau VII. 7 : Tableau récapitulatif de ferrillages trouvé par EXPERT BA

Types des poutres		A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )		Ferrailage	A (cm <sup>2</sup> )	Longueur de recouvrement (cm)
		CBA93	RPA	A <sub>S1</sub>	A <sub>S2</sub>			
PP	Travée	1,3	6	5,9	8,2	2T12 + 4T14	8,42	56
	Appuis			12,2	17,5	6T20	18,85	80
PS	Travée	1,3	6	9,1	8,3	2T12 + 4T14	8,42	56
	Appuis			18	17	6T20	18,85	80

## VI-2.5.2. Dessin de ferrailage :

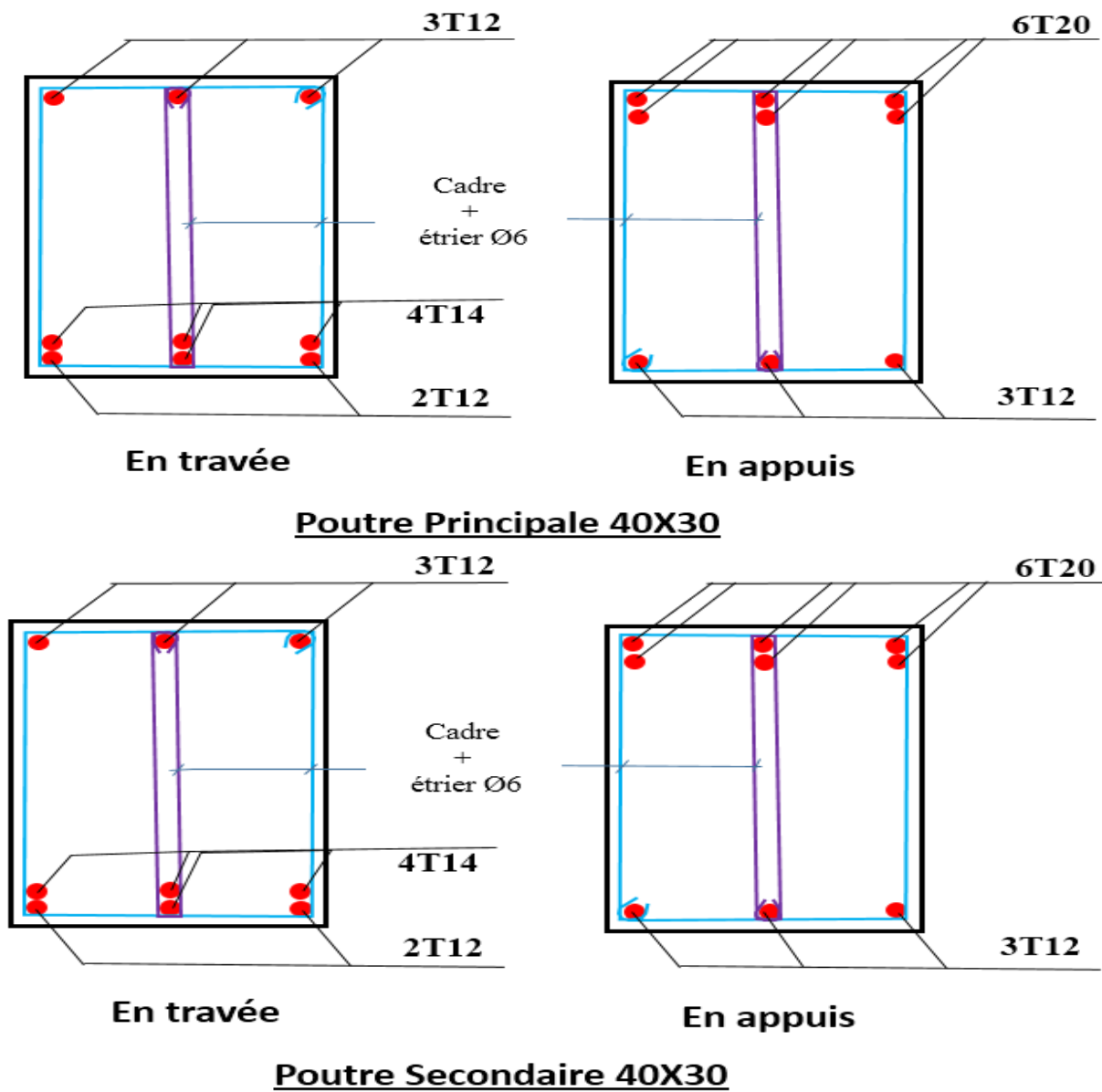


Figure VII. 7 : Dessin de ferrailage des poutre principales et secondaires

## VI-3. Ferrailage des voiles :

### VI-3.1. Introduction

Les voiles sont des éléments structuraux verticaux en béton armé, ils peuvent être définis comme des éléments tridimensionnels dont une dimension (l'épaisseur) est négligeable devant les deux autres.

Les voiles présentent une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales agissant dans leurs plans. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leurs plans, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des portiques. Leur rôle principal est de rassurer essentiellement la transmission des charges et des surcharges aux fondations, et de reprendre les efforts horizontaux dus au séisme, vent et la poussée des terres.

### VI-3.2. Voile de contreventement :

Notre structure est contreventée par des voiles et des portiques qui assurent la stabilité (la rigidité) de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales. A cet effet, notre structure est contreventée par des voiles porteurs car les voiles reprennent plus de 20% des charges verticales. Les voiles seront calculés dans les deux directions horizontale et verticale, le ferrailage vertical sera calculé à la flexion composée sous un effort normal de compression  $N$  et des moments de flexion  $M_{x-x}$  et  $M_{y-y}$ , tandis que le ferrailage horizontal sera calculé pour résister à l'effort tranchant  $V$  issues des combinaisons d'actions suivantes :

$$\begin{cases} 1,35G + 1,5Q \\ G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases} \rightarrow \text{[RPA99/2003/V. 5.2]}$$

Le ferrailage des voiles en béton armé est composé de :

- ✓ Armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage  $\rho_{v0}$ ) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage  $\rho_v$ ) ;
- ✓ Armatures horizontales, parallèles aux faces des murs, uniformément réparties de pourcentage  $\rho_H$  ;
- ✓ Armatures transversales (épingles) (perpendiculaires aux parements du voile).

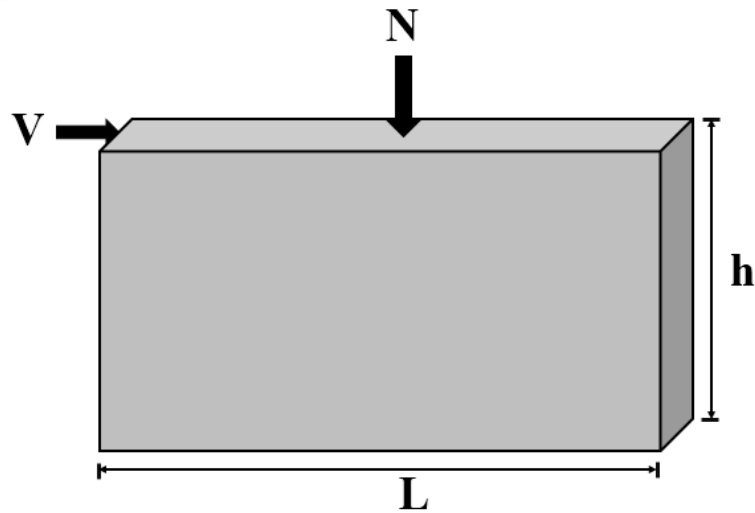


Figure VII. 8 : Schéma d'un voile

### VI-3.3. Armatures verticales :

Les armatures du voile sont sollicitées suivant deux sens, elles seront destinées à reprendre les effets de la flexion composée combinés avec les efforts tranchants [RPA99/Article 7.7.4], ils sont disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles [RPA99/Article7.7.1.1].

#### VI-3.3.1. Condition du RPA99 (version 2003) [Article 7.7.4.1] :

A chacune des extrémités du voile  $A_v \geq 4HA10$ .

En zone courante (section des aciers verticaux parallèle aux parents du voile) :

- $A1 = [(L - 2a) \times e] \times 0.10\%$ .
- $A2 = (L \times e \times 0.15\%) - 2 A_v$ .
- $A'_v = \max (A1; A2)$ .

#### VI-3.3.2. Espacement des barres verticales :

$S = \min(1,5e ; 30cm) \rightarrow$  en zone courante.

A chaque extrémité du voile (trumeau) : l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $\frac{L}{10}$  de la largeur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

Le diamètre des barres verticales du voile :  $\Phi \leq \frac{L}{10} e$ .

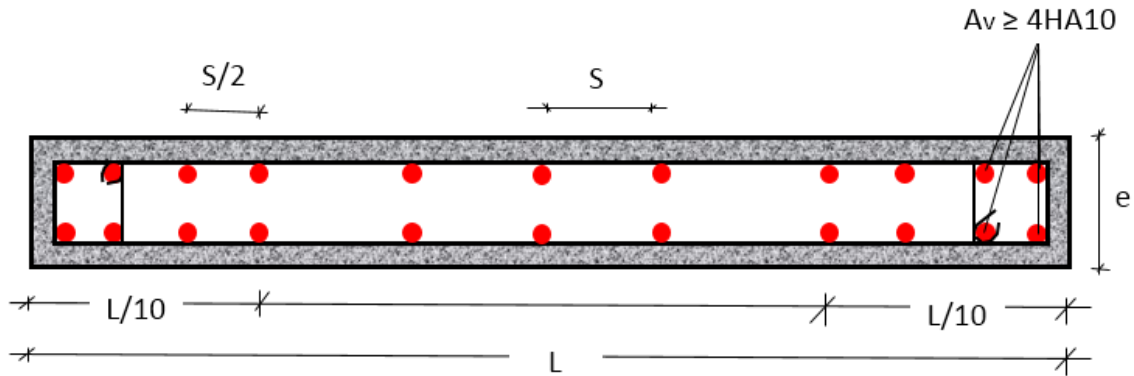


Figure VII. 9 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

### VI-3.4. Armatures horizontales :

Les barres horizontales sont des armatures de répartition.

#### VI-3.4.1. Calcul des armatures horizontales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \times f_{t28} \times K}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

### VI-3.5. Règles communes pour les armatures verticales et horizontales :

- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être liées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- ✓ Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Section minimale des armatures verticales et horizontales des trumeaux est :

- 0,15% De la section globale du voile ;
- 0,10% En zone courante.
- L'espacement des aciers horizontaux et verticaux :  $S_t \leq \min(1,5a ; 30 \text{ cm})$

### VI-3.6. Longueur de recouvrement :

- ✓  $40\phi$  : Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- ✓  $20\phi$  : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

### VI-3.7. Calcul des voiles par la méthode de contrainte :

C'est une méthode simplifiée basée sur les contraintes, elle admet de faire les calculs des contraintes en supposant un diagramme linéaire.

### VI-3.7.1. Méthode de calcul :

On calcul les contraintes max et min par la formule de NAVIER BERNOULLI.

$$\sigma_{12} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \times V}{I}$$

Avec :

$N$  : effort normal appliqué.

$M$  : moment fléchissant appliqué.

$A$  : section transversale du voile.

$I$  : moment d'inertie.

$V$  : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

### VI-3.7.2. Pour le calcul du ferrailage :

#### ➤ 1<sup>er</sup> Cas :

Si  $(\sigma_1 ; \sigma_2) \geq 0 \rightarrow$  la section du voile est entièrement comprimé, la zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 2003 ( $A_{min} = 0,2\% a. L$ ).

#### ➤ 2<sup>eme</sup> Cas :

Si  $(\sigma_1 ; \sigma_2) \leq 0 \rightarrow$  la section du voile est entièrement tendue (pas de zone comprimée) on calcule le volume des contraintes de traction  $Ft$  ;

La section des armatures verticales  $A_V = \frac{F_t}{f_e}$  ;

On compare  $A_V$  avec la section minimale exigée par RPA 2003 :

Si  $A_V \leq A_{min} = 0,2\% a \times L \rightarrow$  on ferraille avec la section minimale.

Si  $A_V > A_{min} = 0,2\% a \times L \rightarrow$  on ferraille avec  $A_V$ .

La section des armatures horizontales est donnée par le pourcentage minimal qui est le suivant :  $A_h = 0,15\% a \times 100$  (1 ml).

➤ **3<sup>e</sup> Cas :**

Si  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$  sont de signe différent, la section est donc partiellement comprimée, on calcul alors le volume des contraintes pour la zone tendue.

Sachant que :

- ✓  $N < 0$  : est un effort de compression
- ✓  $N > 0$  : est un effort de traction.

**VI-3.7.3. Disposition constructive des armatures :**

On devra disposer les armatures suivantes [RPA99/version 2003/Article 7.7.4]

- ✓ Les armatures verticales
- ✓ Les armatures horizontales

**VI-3.8. Calcul de ferrailage du voile de contreventement :**

Pour le calcul du ferrailage, on choisit le voile le plus défavorable extrait du logiciel « ROBOT 2014 ».

**VI-3.8.1. Détermination des efforts ;**

Les sollicitations sont tirées à partir du logiciel ROBOT 2014 :

Tableau VII. 8 : Tableau récapitulatif des sollicitations max.

Sens	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$			$N_{min} \rightarrow M_{corr}$			$M_{max} \rightarrow N_{corr}$		
	N [KN]	M [KN.m]	T [KN]	N [KN]	M [KN.m]	T [KN]	N [KN]	M [KN.m]	T [KN]
XX	3876,52	2668,52	1059,21	-790,60	940,44	568,48	3271,69	3011,34	922,50
YY	3440,39	4926,20	911,29	-264,67	5064,63	913,25	-264,67	5064,63	913,25

**VI-3.8.2. Caractéristique géométrique des voiles :**

Nous avons deux types de voiles qui se différencient selon leurs caractéristiques géométriques suivant :

- Suivant l'axe X-X : voile de dimension ( $L = 3,55 \text{ m}$ ,  $h = 3,06 \text{ m}$  et  $e = 20 \text{ cm}$ ) ;
- Suivant l'axe Y-Y : voile de dimension ( $L = 4,80 \text{ m}$ ,  $h = 3,06 \text{ m}$  et  $e = 20 \text{ cm}$ ).

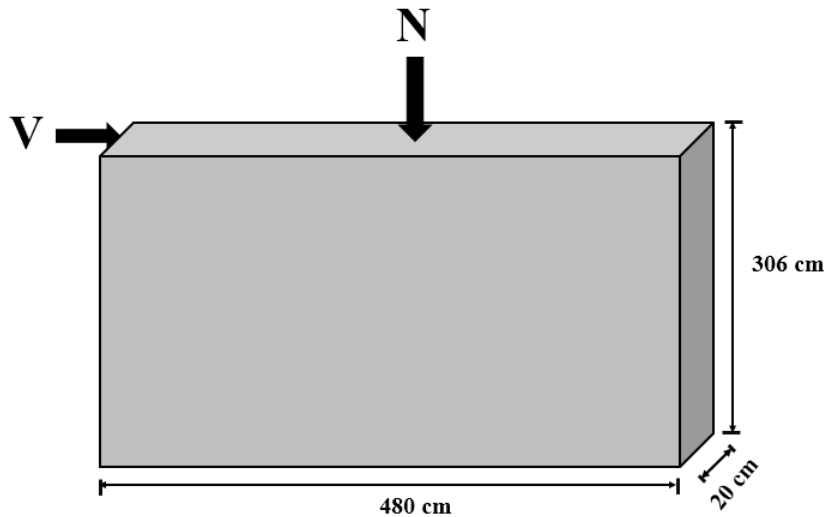


Figure VII. 10 : Section de voile le plus défavorable

Tableau VII. 9 : Les efforts du voile le plus *défavorable* suivant X-X

$N_{max} \rightarrow M_{corr}$			$N_{min} \rightarrow M_{corr}$			$M_{max} \rightarrow N_{corr}$		
N [KN]	M [KN.m]	T [KN]	N [KN]	M [KN.m]	T [KN]	N [KN]	M [KN.m]	T [KN]
3876,52	2668,52	1059,21	-790,60	940,44	568,48	3271,69	3011,34	922,50

### VI-3.8.3. Exemple de calcul des armatures verticales suivant X-X

#### VI-3.8.3.1. Calcul des armatures verticales

➤ 1<sup>er</sup> Cas :

$$N_{max} = 3876,52 \text{ KN (Traction)}$$

$$M_{max} = 3011,34 \text{ KN.m}$$

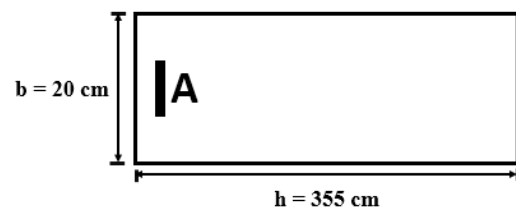


Figure VII. 11 : Section des calculs suivant x-x

#### Détermination de la section du voile

#### Les caractéristiques géométriques du voile :

❖ I : inertie du voile en  $\text{cm}^4$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0,2 \times 3,55^3}{12} = 0,75 \text{ m}^4$$

❖  $\Omega$  : surface en plan du voile en ( $\text{m}^2$ )

$$\Omega = 0,20 \times 3,55 = 0,71 \text{ m}^2$$

❖  $V$  : la position de l'axe neutre en (m) :

$$V = \frac{L}{2} = \frac{3,55}{2} = 1,775 \text{ m}$$

Les contraintes appliquées sur le voile :

$$\sigma_a = \frac{N}{\Omega} + \frac{M \times V}{I} = \frac{3876,52}{0,71} + \frac{3011,34 \times 1,775}{0,75} = 12586,72 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_b = \frac{N}{\Omega} - \frac{M \times V}{I} = \frac{3876,52}{0,71} - \frac{3011,34 \times 1,775}{0,75} = -1666,95 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$\sigma_a > 0$  et  $\sigma_b < 0 \Rightarrow$  La section du voile est partiellement comprimée, on calcul alors les contraintes pour la zone tendue.

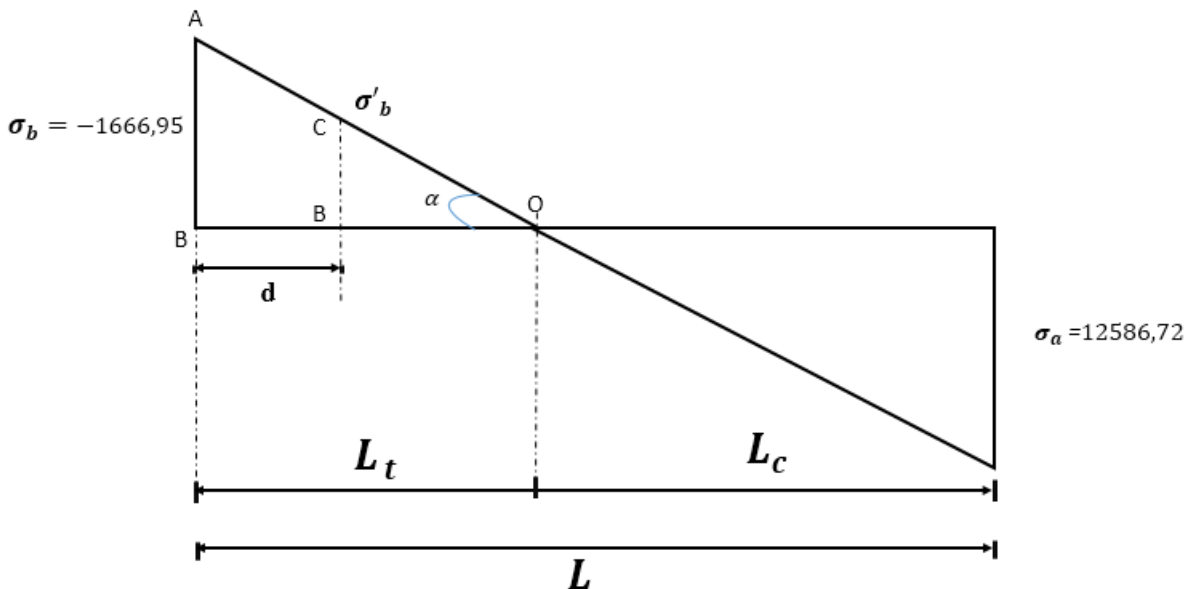


Figure VII. 12 : Schéma des contraintes appliquées sur le voile au 1e cas.

❖ **Calcul de longueur de la zone tendue  $L_t$  :**

$$L_t = L \times \left( \frac{\sigma_b}{\sigma_b + \sigma_a} \right) = 3,55 \times \left( \frac{1666,95}{1666,95 + 12586,72} \right) = 0,415 \text{ m}$$

❖ **Calcul de longueur de la zone comprimée  $L_c$**

$$L_c = L - L_t = 3,55 - 0,415 = 3,134 \text{ m}$$

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) = \min\left(\frac{3,06}{2}, \frac{2}{3} \times 3,134\right) = \min(1,53; 2,10) = 1,53 \text{ m}$$

$$\Rightarrow d = 1,53 \text{ m}$$

$$d > L_t \Rightarrow d \text{ est dans la zone comprimée alors } \sigma'_b = 0 \Rightarrow d = L_t$$

❖ **Calcul du moment d'inertie  $I'$  :**

$$I' = \frac{b \times d^3}{12} = \frac{0,20 \times 1,53^3}{12} = 0,06 \text{ m}^4$$

❖ **Position de l'axe neutre  $V'$  :**

$$V' = \frac{d}{2} = \frac{1,53}{2} = 0,765 \text{ m}$$

❖ **Surface en plan  $\Omega'$  :**

$$\Omega' = b \times d = 0,20 \times 1,53 = 0,306 \text{ m}^2$$

❖ **L'effort  $N_1$  :**

$$N_1 = \left(\frac{\Omega'}{2}\right) \times (\sigma_b + \sigma'_b) = \left(\frac{0,306}{2}\right) \times (-1666,95 + 0) = -255,04 \text{ KN}$$

❖ **Le moment  $M_1$  :**

$$M_1 = \left(\frac{I'}{2 \times V'}\right) \times (\sigma_b - \sigma'_b) = \left(\frac{0,06}{2 \times 0,765}\right) \times (-1666,95 - 0) = -65,37 \text{ KN.m}$$

❖ **Excentricité  $e_0$  :**

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{65,37}{255,04} = 0,256 \text{ m} > \frac{d}{6} = \frac{1,53}{6} = 0,255 \text{ m} \Rightarrow \text{Donc la section est partiellement comprimée (S.P.C).}$$

La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

**Calcul des armatures :**

$$\text{Soit } c = c' = 2 \text{ cm}$$

❖ **Calcul du moment par rapport aux armatures les moins comprimées :**

$$M_A = M_1 + N_1 \left(d - \frac{h}{2}\right) = -65,37 - 255,04 \times \left(1,51 - \frac{1,53}{2}\right) = -255,37 \text{ KN.m}$$

### ❖ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_A}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{255370}{18,48 \times 355 \times 151^2} = 0,0017$$

$$\mu = 0,0017 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0021$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,999$$

### Détermination des armatures :

$$A_1 = \frac{M_A}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{255370}{400 \times 0,999 \times 151} = 4,23 \text{ cm}^2$$

### Armature minimale :

Le pourcentage minimum de l'armature verticale sur toute la zone tendue est de 0.20% de la

Section :

### ❖ Selon le RPA 99/7.7.4.1 en zone tendue :

$$A_{ZT} = 0,20\% \times e \times L_t = 0,20\% \times 20 \times 41,5 = 1,66 \text{ cm}^2$$

### ❖ Le ferrailage de la zone courante se fait par le minimum du RPA99 :

$$L_{ZC} = L - 2L_t = 3,55 - 2 \times 0,415 = 2,72 \text{ m}$$

$$A_{ZC} = 0,15\% \times e \times L_{ZC} = 0,15\% \times 20 \times 272 = 8,16 \text{ cm}^2 \text{ [RPA99/7.7.4.3].}$$

$$\text{D'où, } A_{min} = A_{ZT} + A_{ZC} = 10,88 \text{ cm}^2$$

### Conclusion :

$$A_v = \max(A_{cal} ; A_{min}) = 10,88 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = (RPA) / ml / face = 10,88 / (2 * 3,55) = 1,53 \text{ cm}^2 / ml$$

### ➤ 2<sup>er</sup> Cas :

$$N_{max} = -790,60 \text{ KN}$$

$$M_{corr} = 940,44 \text{ KN.m}$$

### Détermination de la section du voile

#### Les caractéristiques géométriques du voile :

❖ **I : inertie du voile en  $\text{cm}^4$**

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0,2 \times 3,55^3}{12} = 0,75 \text{ m}^4$$

❖  **$\Omega$  : surface en plan du voile en ( $\text{m}^2$ )**

$$\Omega = 0,20 \times 3,55 = 0,71 \text{ m}^2$$

❖ **V : la position de l'axe neutre en (m) :**

$$V = \frac{L}{2} = \frac{3,55}{2} = 1,775 \text{ m}$$

#### Les contraintes appliquées sur le voile :

$$\sigma_a = \frac{N}{\Omega} + \frac{M \times V}{I} = \frac{-790,60}{0,71} + \frac{940,44 \times 1,775}{0,75} = 1112,20 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_b = \frac{N}{\Omega} - \frac{M \times V}{I} = \frac{-790,60}{0,71} - \frac{940,44 \times 1,775}{0,75} = -3314,15 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$\sigma_a > 0$  et  $\sigma_b < 0 \Rightarrow$  La section du voile est partiellement comprimée, on calcul alors les contraintes pour la zone tendue.

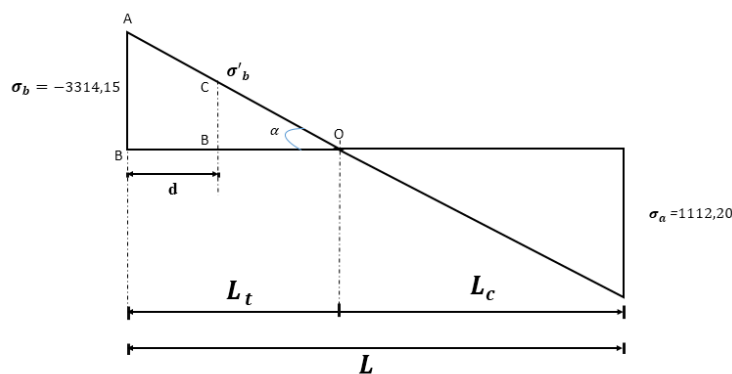


Figure VII. 13 : Schéma des contraintes appliquées sur le voile au 2e cas

❖ **Calcul de longueur de la zone tendue  $L_t$  :**

$$L_t = L \times \left( \frac{\sigma_b}{\sigma_b + \sigma_a} \right) = 3,55 \times \left( \frac{3314,15}{3314,15 + 1112,20} \right) = 0,748 \text{ m}$$

❖ **Calcul de longueur de la zone comprimée  $L_c$**

$$L_c = L - L_t = 3,55 - 0,748 = 2,8 \text{ m}$$

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) = \min \left( \frac{3,06}{2}, \frac{2}{3} \times 2,8 \right) = \min(1,53 ; 1,87) = 1,53 \text{ m}$$

$$\Rightarrow d = 1,53 \text{ m}$$

$$d > L_t \Rightarrow d \text{ est dans la zone comprimée alors } \sigma'_b = 0 \Rightarrow d = L_t$$

❖ **Calcul du moment d'inertie  $I'$**

$$I' = \frac{b \times d^3}{12} = \frac{0,20 \times 1,53^3}{12} = 0,06 \text{ m}^4$$

❖ **Position de l'axe neutre  $V'$**

$$V' = \frac{d}{2} = \frac{1,53}{2} = 0,765 \text{ m}$$

❖ **Surface en plant  $\Omega'$**

$$\Omega' = b \times d = 0,20 \times 1,53 = 0,306 \text{ m}^2$$

❖ **L'effort  $N_1$**

$$N_1 = \left( \frac{\Omega'}{2} \right) \times (\sigma_b + \sigma'_b) = \left( \frac{0,306}{2} \right) \times (-3314,15 + 0) = -507,06 \text{ KN}$$

❖ **Le moment  $M_1$**

$$M_1 = \left( \frac{I'}{2 \times V'} \right) \times (\sigma_b - \sigma'_b) = \left( \frac{0,06}{2 \times 0,765} \right) \times (-3314,15 - 0) = -130 \text{ KN.m}$$

❖ **Excentricité  $e_0$**

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{130}{507,06} = 0,256 \text{ m} > \frac{d}{6} = \frac{1,53}{6} = 0,255 \text{ m} \Rightarrow \text{Donc la section est partiellement comprimée (S.P.C).}$$

La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

**Calcul des armatures :**

Soit  $c = c' = 2 \text{ cm}$

**Calcul du moment par rapport aux armatures les moins comprimées :**

$$M_A = M_1 + N_1 \left( d - \frac{h}{2} \right) = -130 - 507,06 \times \left( 1,51 - \frac{1,53}{2} \right) = -507,76 \text{ KN.m}$$

**Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_A}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{507760}{18,48 \times 355 \times 151^2} = 0,00339$$

$\mu = 0,00339 < \mu_l = 0,392$  (Acier FeE400)  $\Rightarrow A'$  n'existe pas et  $1000\xi_s > 1000\xi_l$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,0042$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,998$$

**Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M_A}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{507760}{400 \times 0,998 \times 151} = 8,42 \text{ cm}^2$$

**Armature minimale :**

Le pourcentage minimum de l'armature verticale sur toute la zone tendue est de 0.20% de la section :

❖ ***Selon le RPA 99/7.7.4.1 en zone tendue :***

$$A_{ZT} = 0,20\% \times e \times L_t = 0,20\% \times 20 \times 74,8 = 2,992 \text{ cm}^2$$

❖ ***Le ferrailage de la zone courante se fait par le minimum du RPA99 :***

$$L_{ZC} = L - 2 \cdot L_t = 3,55 - 2 \times 0,748 = 2,054 \text{ m}$$

$$A_{ZC} = 0,15\% \times e \times L_{ZC} = 0,15\% \times 20 \times 205,4 = 6,16 \text{ cm}^2 \text{ [RPA99/7.7.4.3].}$$

$$\text{D'où, } A_{min} = A_{ZT} + A_{ZC} = 8,22 \text{ cm}^2$$

**Conclusion :**

$$A_v = \max(A_{cal} ; A_{min}) = 8,42 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = (RPA) / ml / face = 8,42 / (2 * 3,55) = 1,15 \text{ cm}^2 / ml$$

### 3<sup>er</sup> Cas :

$$N_{max} = 3271,69 \text{ KN}$$

$$M_{corr} = 3011,34 \text{ KN.m}$$

### Détermination de la section du voile

#### Les caractéristiques géométriques du voile :

❖ I : inertie du voile en  $\text{cm}^4$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0,2 \times 3,55^3}{12} = 0,75 \text{ m}^4$$

❖  $\Omega$  : surface en plan du voile en ( $\text{m}^2$ )

$$\Omega = 0,20 \times 3,55 = 0,71 \text{ m}^2$$

❖ V : la position de l'axe neutre en (m) :

$$V = \frac{L}{2} = \frac{3,55}{2} = 1,775 \text{ m}$$

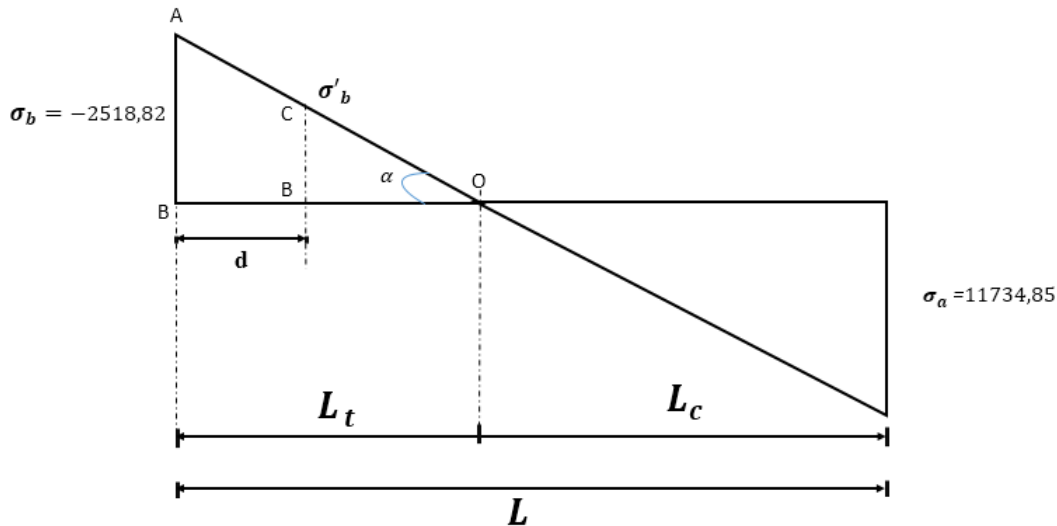
❖ *Les contraintes appliquées sur le voile :*

$$\sigma_a = \frac{N}{\Omega} + \frac{M \times V}{I} = \frac{3271,69}{0,71} + \frac{3011,34 \times 1,775}{0,75} = 11734,85 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_b = \frac{N}{\Omega} - \frac{M \times V}{I} = \frac{3271,69}{0,71} - \frac{3011,34 \times 1,775}{0,75} = -2518,82 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$\sigma_a > 0$  et  $\sigma_b < 0 \Rightarrow$  La section du voile est partiellement comprimée, on calcul alors les contraintes pour la zone tendue.



❖ **Calcul de longueur de la zone tendue  $L_t$**

$$L_t = L \times \left( \frac{\sigma_b}{\sigma_b + \sigma_a} \right) = 3,55 \times \left( \frac{2518,82}{2518,82 + 11734,85} \right) = 0,176 \text{ m}$$

❖ **Calcul de longueur de la zone comprimée  $L_c$**

$$L_c = L - L_t = 3,55 - 0,176 = 3,37 \text{ m}$$

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) = \min \left( \frac{3,06}{2}, \frac{2}{3} \times 3,37 \right) = \min(1,53 ; 2,24) = 1,53 \text{ m}$$

⇒ Figure VII. 14 : Schéma des contraintes appliquées sur le voile au 3e cas.

$$d > L_t \Rightarrow d \text{ est dans la zone comprimée alors } \sigma'_b = 0 \Rightarrow d = L_t$$

❖ **Calcul du moment d'inertie  $I'$**

$$I' = \frac{b \times d^3}{12} = \frac{0,20 \times 1,53^3}{12} = 0,06 \text{ m}^4$$

❖ **Position de l'axe neutre  $V'$**

$$V' = \frac{d}{2} = \frac{1,53}{2} = 0,765 \text{ m}$$

❖ **Surface en plant  $\Omega'$**

$$\Omega' = b \times d = 0,20 \times 1,53 = 0,306 \text{ m}^2$$

❖ **L'effort  $N_1$**

$$N_1 = \left( \frac{\Omega'}{2} \right) \times (\sigma_b + \sigma'_b) = \left( \frac{0,306}{2} \right) \times (-2518,82 + 0) = -385,38 \text{ KN}$$

### ❖ Le moment $M_1$

$$M_1 = \left( \frac{I'}{2 \times V I'} \right) \times (\sigma_b - \sigma'_b) = \left( \frac{0,06}{2 \times 0,765} \right) \times (-2518,82 - 0) = -98,77 \text{ KN.m}$$

### ❖ Excentricité $e_0$

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{98,77}{385,38} = 0,256 \text{ m} > \frac{d}{6} = \frac{1,53}{6} = 0,255 \text{ m} \Rightarrow \text{Donc la section est partiellement comprimée (S.P.C).}$$

La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

### Calcul des armatures :

$$\text{Soit } c = c' = 2 \text{ cm}$$

### Calcul du moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_A = M_1 + N_1 \left( d - \frac{h}{2} \right) = -98,77 - 385,38 \times \left( 1,51 - \frac{1,53}{2} \right) = -385,878 \text{ KN.m}$$

### ❖ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_A}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{385878}{18,48 \times 355 \times 151^2} = 0,0026$$

$$\mu = 0,0026 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,0032$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,998$$

### Détermination des armatures :

$$A_1 = \frac{M_A}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{385878}{400 \times 0,998 \times 151} = 6,4 \text{ cm}^2$$

### Armature minimale :

Le pourcentage minimum de l'armature verticale sur toute la zone tendue est de 0.20% de la

Section :

✓ *Selon le RPA 99/7.7.4.1 en zone tendue :*

$$A_{ZT} = 0,20\% \times e \times L_t = 0,20\% \times 20 \times 17,6 = 0,70 \text{ cm}^2$$

✓ *Le ferrailage de la zone courante se fait par le minimum du RPA99 :*

$$L_{ZC} = L - 2 \cdot L_t = 3,55 - 2 \times 0,176 = 3,20 \text{ m}$$

$$A_{ZC} = 0,15\% \times e \times L_{ZC} = 0,15\% \times 20 \times 320 = 9,59 \text{ cm}^2 \text{ [RPA99/7.7.4.3].}$$

$$\text{D'où, } A_{min} = A_{ZT} + A_{ZC} = 10,29 \text{ cm}^2$$

**Conclusion :**

$$A_v = \max(A_{cal} ; A_{min}) = 10,29 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = (RPA) / \text{ml/face} = 10,29 / (2 * 3,55) = 1,45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Conclusion générale :**

$$A_{sv} = \max(A_{cas 1} ; A_{cas 2} ; A_{cas 3}) = \max(10,88 ; 8,42 ; 10,29) = 10,88 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = (RPA) / \text{ml/face} = 10,88 / (2 * 3,55) = 1,53 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**VI-3.8.3.2. Espacement minimale des barres verticales et horizontales :**

✓ *Dans la zone courante :*

$$St \leq \min(1,5e, 30\text{cm}) = 30 \text{ cm [RPA]}$$

⇒ Donc on adopte un espacement :  $St = 20\text{cm}$ .

✓ *Dans la zone d'about :*

$$S'_t \leq \frac{S_t}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm}$$

⇒ Donc on adopte un espacement :  $S't = 10 \text{ cm}$ .

Nous résumons le calcul de ferrailage longitudinale dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII. 10 : Tableau récapitulatif de ferrailage longitudinal

Type	A ( $cm^2$ )	A/face ( $cm^2$ )	Choix d'armature Par face	Espacement en zone d'about (cm)	Espacement en zone courante (cm)
I-XX	10,88	1,53	5HA10 (3,93)	10	20
II-YY	13,96	1,45	5HA10 (3,93)	10	20

### VI-3.8.3.3. Contrainte limite de cisaillement :

$$T = 1059,21 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,4T}{e \times d} = \frac{1,4 \times 1059210}{20 \times (0,9 \times 480) \times 100} = 1,71 \text{ MPa}$$

Avec :

- $d = 0,9h$
- $e = 20 \text{ cm}$
- $T = 1,4T_u$
- $\bar{\tau}_u = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$

D'où :  $\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$  Condition vérifiée.

Donc il n'y a pas de cisaillement.

### VI-3.8.4. Les armatures horizontales :

$$\frac{A_t}{e \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \times f_{t28} \times K}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \Leftrightarrow \begin{cases} K = 0 \text{ (pas de reprise de bétonnage)} \\ \alpha = 90^\circ \end{cases}$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{\tau_u \times (e \times S_t)}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{1,71 \times 20 \times 20}{0,9 \times \frac{400}{1}} = 1,9 \text{ cm}^2$$

$$A_t / ml / \text{face} = 0,95 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \min} (RPA) = 0,0015 \times b \times L = 0,0015 \times 20 \times 480 = 14,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \min} (RPA) / ml / \text{face} = 14 / (2 * 4,8) = 1,5 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max (1,9 ; 1,5) = 1,9 \text{ cm}^2$$

Nous résumons le calcul de ferrailage transversale dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII. 11 : Tableau récapitulatif de ferrailage transversal

Type	V (KN)	$\tau_u$ (MPa)	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	A ( $cm^2$ )	Choix d'armature	Espacement
I-XX	1059,21	1,71	Vrai	1,5	2 X 5T10	20
II-YY	913,25	1,48	Vrai	1,9	2 X 5T10	20

### VI-3.8.5. Dessin de ferrillages :

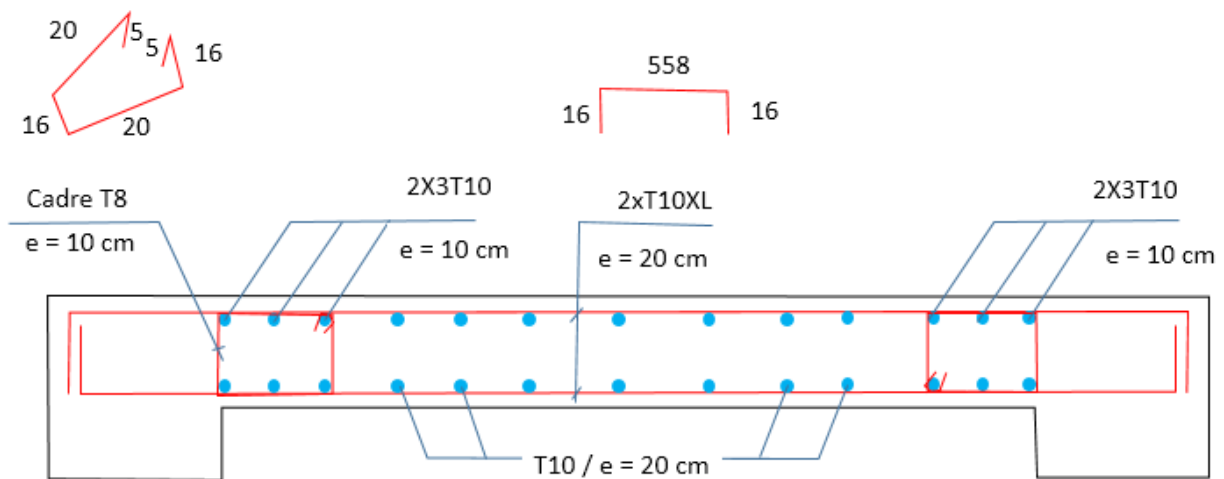


Figure VII. 15 : Figure Schéma de ferrailage du voile suivant X-X

## Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

### VII.1. Etude de fondation

Les fondations sont les éléments d'assises de la structure, qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges venant de la superstructure (poteaux, voiles...) c'est l'enjeu essentiel de la construction de l'ouvrage.

Elles servent à transmettre au sol support les charges provenant de la superstructure à savoir le poids propre ou les charges permanentes, les surcharge d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques.

Pour déterminer le type de fondation qui convient mieux à supporter l'ouvrage, il est nécessaire de procéder à un calcul préliminaire afin d'adopter une solution qui sera satisfaisante et convenable avec notre structure, l'ingénieur réalise une étude sur la capacité portante du sol, l'environnement de l'ouvrage, les forces mise en jeu et les tassements admissibles. La nature du terrain va déterminer en grande partie le type de fondation à utiliser, Le choix du type de fondation se fait selon :

- La nature et le poids de la superstructure ;
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction ;
- La qualité du sol de fondation.

Il existe plusieurs types de fondations dont :

#### Fondations superficielles :

- ❖ Semelles isolées.
- ❖ Semelles filantes.
- ❖ Radier général.

#### Fondations profondes :

- ❖ Semelles sur puits.
- ❖ Semelles sur pieux.

## VII.2. Calcul des semelles

### VII.2.1. Semelle isolée :

#### VII.2.1.1. Dimensionnement :

Pour le dimensionnement des semelles, il faut que :

- La semelle soit assez rigide pour que la réaction du sol puisse être considérée comme uniforme ;
- La résistance à l'effort tranchant soit assurée : il est nécessaire de prévoir des aciers verticaux ;
- La contrainte sur le sol soit compatible avec la résistance de celui-ci ;
- Les tassements n'entraînent pas de désordres dans la superstructure ou soient compatibles avec les conditions d'utilisation.

#### VII.2.1.2. Calcul des semelles :

✓ *Semelle de centre :*

$$N = 3505,45 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1,5 \text{ bars}$$

✓ *Prédimensionnement :*

$$\begin{cases} \sigma = \frac{N}{A \times B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A \cdot B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{cases}$$

$$A = \left(\frac{a}{b}\right) B \quad \text{Avec} \begin{cases} a = 50 \text{ cm} \\ b = 50 \text{ cm} \end{cases}$$

$$A = \left(\frac{50}{50}\right) B \Rightarrow A = B$$

$$B^2 \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{350545}{1,5}} = 483,42 \text{ cm}$$

⇒ On prend  $B = 500 \text{ cm}$  et  $A = 500 \text{ cm}$

✓ *Semelle de rive :*

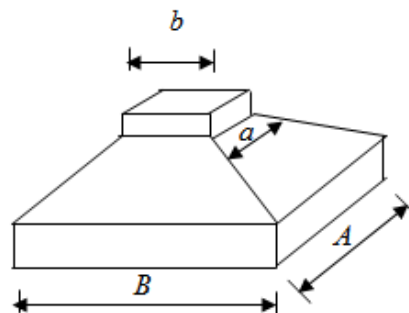


Figure VIII. 1 : Semelle isolée

$$N = 3114,99 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1,5 \text{ bars}$$

✓ **Prédimensionnement :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = \frac{N}{A \times B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A \cdot B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right.$$

$$A = \left(\frac{a}{b}\right) B \text{ Avec } \begin{cases} a = 50 \text{ cm} \\ b = 50 \text{ cm} \end{cases}$$

$$A = \left(\frac{50}{50}\right) B \Rightarrow A = B$$

$$B^2 \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{3114,99}{1,5}} = 455,70 \text{ cm}$$

⇒ On prend  $B = 460 \text{ cm}$  et  $A = 460 \text{ cm}$

**Conclusion :**

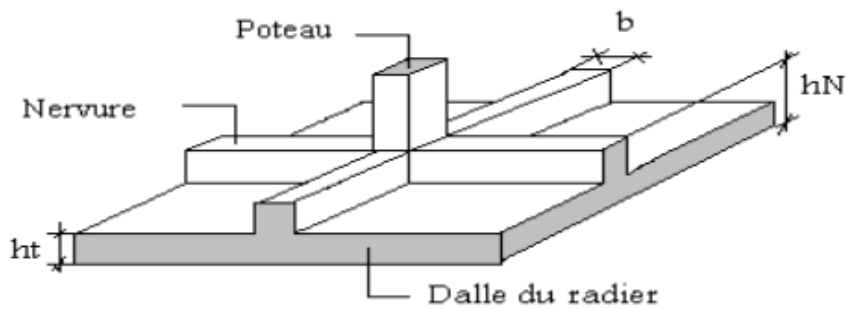
D'après le prédimensionnement des semelles isolées, on conclut que ces dernières se chevauchent suivant les deux directions car la capacité du sol est faible, donc les semelles deviennent très larges et tendent à occuper tout l'entraxe des poteaux, donc ce choix est exclu. Et comme on a une dimension des semelles isolées importantes donc les semelles filantes aussi chevauchèrent, pour cela le choix d'un radier général est préférable.

### VII.3. Etude du radier :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme une dalle pleine renversée reposant sur des nervures. Ce type de fondation a plusieurs avantages :

- ❖ Il augmente la surface de la semelle (fondation).
- ❖ Il minimise la forte pression apportée par la structure.
- ❖ Il est facile à exécuter et plus économique.

Le calcul suivant est présenté pour le panneau le plus défavorable.



## VII.3.1. Prédimensionnement du radier :

### ➤ Hauteur totale du radier :

La hauteur (h) du radier sera déterminée en tenant compte des conditions suivantes :

#### ✓ Condition forfaitaire :

$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5}$$

L : la plus grande portée du panneau de dalle entre axes des poteaux

$$L = 480 \text{ cm} \Rightarrow 60 \text{ cm} \leq h \leq 96 \text{ cm}$$

#### ✓ Condition de rigidité :

Pour qu'un plancher soit rigide, il faut que :  $L \leq \frac{\pi}{2} L_e$

Avec :

$$L_e = \frac{1}{\lambda} \text{ et } \lambda = \sqrt[4]{\frac{K \times b}{4 \times D}} \text{ Avec } D = E \times I \Rightarrow L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

K : coefficient de raideur du sol.

Pour un sol de densité moyenne,  $K = 40 \text{ MN/m}^3$  [HENRY THONIER] ; Conception et calcul des structures de bâtiment ; tableau de page 277)

E : module d'Young du béton ( $E = 3,21 \cdot 10^4 \text{ MPa}$ );

I : inertie du radier,  $I = \frac{b \times h^3}{12}$

B : largeur du radier

$$\Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4} = \sqrt[3]{\frac{3 \times 40}{3,21 \cdot 10^4} \times \left(\frac{2 \times 4,8}{3,14}\right)^4} = 0,70 \text{ m}$$

✓ Condition de non cisaillement : [CBA A.5.2.2/A5.1.1]

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{T_u^{max}}{b \times 0,9 \times h} \quad [\text{BAEL91/A5.1.1}]$$

$$\Rightarrow h \geq \frac{T_u^{max}}{b \times 0,9 \times \bar{\tau}_u} \quad \text{Avec} \quad T_u^{max} = \frac{q_u \times L}{2}$$

Données :

$$\begin{cases} q = 68946,4227 \text{ KN} \\ Q = 2,5 \text{ KN} \end{cases}$$

$q$  : Poids de la structure

$Q$  : Surcharge d'exploitation

✓ Combinaison fondamentale :

$$q_u = 1,35q + 1,5Q = 1,35 \times 68946,4227 + 1,5 \times 2,5 = 93081,42 \text{ KN}$$

$$q_{ser} = q + Q = 68946,4227 + 2,5 = 68948,92 \text{ KN}$$

$$S_{rad} = 468,158 \text{ m}^2$$

On  $\frac{L_x}{L_y} = \frac{478}{480} = 0,99$  le panneau travaille suivant les deux directions.

$$q = \frac{q_u}{S_{rad}} = \frac{93081,42}{468,158} = 198,825 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{D'où : } T_u^{max} = \frac{198,825 \times 4,8}{2} \times 1,00 \text{ ml} = 477,179 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow h \geq \frac{477179}{0,9 \times 1 \times 2,5 \cdot 10^4} = 21,21 \text{ cm}$$

**Conclusion :**

Pour satisfaire les 3 conditions précédentes, on prendra une hauteur du radier égale à 100 cm.

➤ *Hauteur de la nervure :*

$$h' \geq \frac{L}{10} = \frac{480}{10} = 48 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend } h' = 60 \text{ cm}$$

➤ *Epaisseur de la dalle :*

$$e \geq \frac{L}{20} = \frac{480}{20} = 24 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend } e = 40 \text{ cm}$$

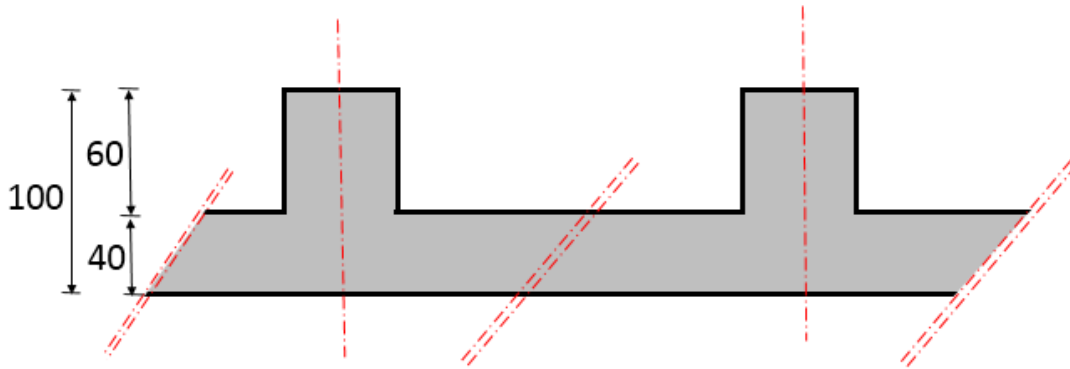


Figure VIII. 3 : Dimension de radier

### VII.3.2. Prédimensionnement des poutres :

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$0,3 h \leq b_0 \leq 0,7 h$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L-b_0}{2}; \frac{L}{10}\right)$$

$$b = 2 \times b_1 + b_0$$

$$L_x = L_y = 480 \text{ cm}$$

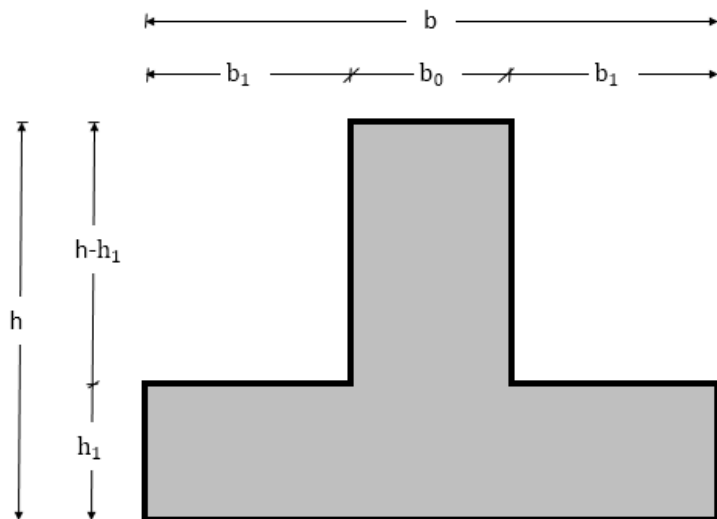


Figure VIII. 4 : Dimension des poutres

Tableau VIII. 1 : Dimension des poutres

Section	$h$ (cm)	$h_1$ (cm)	$b_0$ (cm)	$b_1$ (cm)	$b$ (cm)
Poutres principales	100	40	40	45	130
Poutres secondaires	100	40	40	45	130

### VII.3.3. Surface nécessaire :

#### VII.3.3.1. Dimensionnement du débord :

$$D \geq \max\left(\frac{h_r}{2}, 30 \text{ cm}\right)$$

On prend  $D = 50 \text{ cm}$

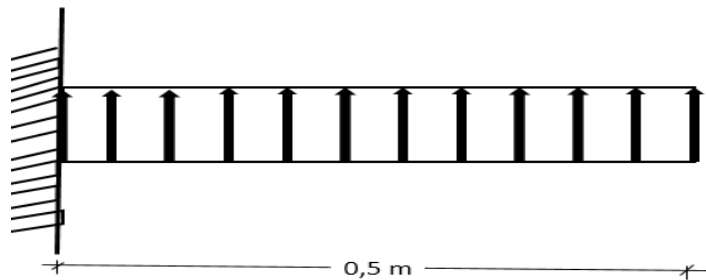


Figure VIII. 5 : schéma statique du débord

### VII.3.3.2. Détermination des sollicitations :

#### VII.3.3.2.1. Caractéristiques du radier :

$$h = 100 \text{ cm} ; e = 40 \text{ cm} \text{ et } h_n = 60 \text{ cm}$$

La surface du radier :  $S = 469,158 \text{ m}^2$

$$\text{L'inertie du radier : } \begin{cases} I_{xx} = 10455,03 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 3851,068 \text{ m}^4 \end{cases}$$

$$\text{L'abscisse du centre de gravité du radier : } \begin{cases} V_x = 8,9 \text{ m} \\ V_y = 14,755 \text{ m} \end{cases}$$

#### VII.3.3.2.2. Calcul du poids de radier ( $P_r$ ) :

➤ Poids du radier sans poutres :  $P_1 = S \times e \times \gamma_b$

$$\Rightarrow P_1 = 469,158 \times 0,40 \times 25 = 4681,58 \text{ KN}$$

➤ Poids des poutres principales :  $P_p = L \times h_n \times b_0 \times \gamma_b$

$$\Rightarrow P_p = 192,44 \times 0,60 \times 0,40 \times 25 = 1154,64 \text{ KN}$$

➤ Poids des poutres secondaires :  $P_s = L' \times h_n \times b_0 \times \gamma_b$

$$\Rightarrow P_s = 168,4 \times 0,60 \times 0,40 \times 25 = 1010,4 \text{ KN}$$

$$\text{D'où : } P_r = P_1 + P_p + P_s = 6846,62 \text{ KN}$$

Avec :

$e$  : épaisseur du radier sans poutre ;

$\gamma_b$  : Masse volumique du béton ;

$L$  : Somme de longueurs de toutes les poutres principales ;

$L'$  : Somme de longueurs de toutes les poutres secondaires.

### VII.3.3.2.3. Surcharge d'exploitation du radier ( $Q_r$ ) :

$$Q_r = 2,5 \times S = 2,5 \times 469,158 = 1170,40 \text{ KN}$$

**Combinaison d'action :**

❖ **Situation durable et transitoire :**

➤ **Etat limite ultime :**  $\underbrace{(1,35G + 1,5Q)}_{N_u^1} + \underbrace{1,35P_r + 1,5Q_r}_{N_u^2}$

$$N_u = N_u^1 + N_u^2$$

Avec

✓  $N_u^1$  : Résultante de toutes les réactions verticales appliquées sur le radier qui sont données par le logiciel ROBOT 2014 sous la combinaison ELU.

✓  $N_u^2 = 1,35P_r + 1,5Q_r$

Tableau VIII. 2 : Tableau récapitulatif des sollicitations à l'ELU.

	$N_u^1$ [KN]	$N_u^2$ [KN]	$N_u$ [KN]	$M_x$ [KN.m]	$M_y$ [KN.m]
<i>ELU</i>	109795,53	10998,53	120794,06	-350,12	-386,89

Avec :

$M_x$  et  $M_y$  : résultante de tous les moments par rapport au centre de gravité du radier dans la direction considérée.

$$\checkmark M_{x/G} = \sum (M_x + F_x \times (X_i - X_g))$$

$$\checkmark M_{y/G} = \sum (M_y + F_y \times (Y_i - Y_g))$$

➤ **Etat limite service** :  $(G + Q) + (P_r + G_r)$

$$\checkmark N_s = N_s^1 + N_s^2$$

$$\checkmark N_s^1 = G + Q$$

$$\checkmark N_s^2 = P_r + G_r$$

Tableau VIII. 3 : Tableau récapitulatif des sollicitations à l'ELS. :

	$N_s^1$ [KN]	$N_s^2$ [KN]	$N_s$ [KN]	$M_x$ [KN.m]	$M_y$ [KN.m]
<i>ELS</i>	80712,13	8017,02	88729,15	-257,32	-284,24

❖ **Situation accidentelle** :

$$[(G + Q \pm E) + (P_r + G_r)] \text{ et } [(0,8G \pm E) + 0,8P_r]$$

Tableau VIII. 4 : Tableau récapitulatif des sollicitations à l'état accidentel.

	$N_{acc}^1$ [KN]	$N_{acc}^2$ [KN]	$N_{acc}$ [KN]	$M_x$ [KN.m]	$M_y$ [KN.m]
<b>ACC</b>	80712,13	8017,02	88729,15	-97,54	-89,02

## Vérification des contraintes sous radier :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \times v$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Avec :

$\sigma_{1,2}$  : Contraintes du sol sous la structure

$\sigma_m$  : Contrainte moyenne

### ➤ Vérification à l'état limite ultime :

#### ○ Sens X-X :

$$\begin{cases} \sigma_1 = 2,58 \text{ bars} > \bar{\sigma}_{sol} = 3 \text{ bars} \\ \sigma_2 = 2,57 \text{ bars} > 0 \end{cases} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_m = 2,58 \text{ bars}$$

#### ○ Sens Y-Y :

$$\begin{cases} \sigma_1 = 2,59 \text{ bars} > \bar{\sigma}_{sol} = 3 \text{ bars} \\ \sigma_2 = 2,56 \text{ bars} > 0 \end{cases}$$

Condition vérifiée.

$$\sigma_m = 2,58 \text{ bars}$$

### ➤ Vérification à l'état limite service :

#### Remarque :

La contrainte admissible du sol sera majorée par le coefficient 2. [RPA99/Version 2003 a.10.1.4].

La contrainte admissible du sol sera donc :  $\bar{\sigma}_{sol} = 1,5 \times 2 = 3 \text{ bars}$

○ **Sens X-X :**

$$\begin{cases} \sigma_1 = 1,89 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{sol} = 1,5 \times 2 = 3 \text{ bars} \\ \sigma_2 = 1,89 \text{ bars} > 0 \end{cases}$$

Condition vérifiée.

$$\sigma_m = 1,89 \text{ bars}$$

○ **Sens Y-Y :**

$$\begin{cases} \sigma_1 = 1,90 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{sol} = 1,5 \times 2 = 3 \text{ bars} \\ \sigma_2 = 1,88 \text{ bars} > 0 \end{cases}$$

Condition vérifiée.

$$\sigma_m = 1,90 \text{ bars}$$

➤ **Vérification à l'état limite accidentelle :**

○ **Sens X-X :**

$$\begin{cases} \sigma_1 = 1,89 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{sol} = 1,5 \times 2 = 3 \text{ bars} \\ \sigma_2 = 1,89 \text{ bars} > 0 \end{cases}$$

Condition vérifiée.

$$\sigma_m = 1,89 \text{ bars}$$

○ **Sens Y-Y :**

$$\begin{cases} \sigma_1 = 1,89 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{sol} = 1,5 \times 2 = 3 \text{ bars} \\ \sigma_2 = 1,89 \text{ bars} > 0 \end{cases}$$

Condition vérifiée.

$$\sigma_m = 1,89 \text{ bars}$$

➤ **Vérification vis-à-vis de l'effort de soulèvement :**

On doit vérifier qu'il y'a une sou-pression hydrostatique, le bâtiment ne soulève pas :

$$P \geq 1,5 \times S \times \gamma \times Z$$

Avec :

$P$  : Poids du bâtiment ( $P = 68946,4227 \text{ KN}$ )

$S$  : Surface d'assise du bâtiment ( $S = 469,158 \text{ m}^2$ )

$\gamma$  : Poids volumique de l'eau ( $\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$ )

$Z$  : Ancrage du bâtiment dans le sol (sol sableux)  $\Rightarrow Z = 4,00 \text{ m}$

**AN:**

$$1,5 \times S \times \gamma \times Z = 1,5 \times 468,158 \times 10 \times 4 = 28089,48 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow P = 68946,4227 \text{ KN} > 1,5 \times S \times \gamma \times Z = 28089,48 \text{ KN}$$

D'où la structure est stable.

### VII.3.4. Ferrailage du radier

Le ferrailage du radier se calcul comme une dalle pleine. Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur et la fissuration est considérée comme préjudiciable.

#### VII.3.4.1. Déterminations des sollicitations :

##### VII.3.4.1.1. Calcul des efforts :

Pour une bande de 1m

$$q = \sigma_m \times \frac{L}{4} \times 1,00\text{m}$$

✓ Etat limite ultime (ELU) :

$$q_u = 2,58 \times \frac{480}{4} = 309,6 \text{ KN/ml}$$

✓ Etat limite de service (ELS) :

$$q_s = 1,90 \times \frac{480}{4} = 228 \text{ KN/ml}$$

✓ Etat accidentelle (ACC) :

$$q_{acc} = 1,89 \times \frac{480}{4} = 226,8 \text{ KN/ml}$$

### VII.3.4.1.2. Moments :

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

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \text{ Avec } L_x \leq L_y \quad \text{Tel que } \rho \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \mu_x \\ \mu_y \end{cases}$$

Tableau VIII. 5 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant en [kN.m].

	$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$\rho$	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_x$ (KN.m)	$M_y$ (KN.m)
ELU	4,78	4,80	0,99	0,0376	0,9771	265,977	259,886
ELS	4,78	4,80	0,99	0,0449	0,9847	233,903	230,324

Tableau VIII. 6 : Tableau récapitulatif des sollicitations en appuis et travées en [kN.m] pour un panneau de rive

Combinaisons	Sens	Moment en travée	Moment en Appuis	
		$0,85 \times M_{(x,y)}$	$-0,5 \times M_{(x,y)}$	$-0,3 \times M_{(x,y)}$
		(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)
ELU	X-X	226,081	-132,988	-79,793
	Y-Y	220,903	-129,943	-77,965
ELS	X-X	198,818	-116,951	-70,171
	Y-Y	195,776	-115,162	-69,097

### VII.3.4.1.3. Détermination de l'enrobage :

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle (BAEL91).

$$\phi_{max} \leq \frac{h_d}{10} \quad ; \text{ Avec } h_d = 40 \text{ cm} \Rightarrow \phi_{max} \leq \frac{40}{10} = 4 \text{ cm}$$

Alors on prend  $\phi = 20 \text{ mm}$

La fissuration est considérée comme préjudiciable  $\Rightarrow a = 2 \text{ cm}$ .

$$\left\{ \begin{array}{l} C_x = a + \frac{\phi}{2} = 2 + \frac{2}{2} = 3 \text{ cm} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} = 2 + 2 + \frac{2}{2} = 5 \text{ cm} \end{array} \right. \text{ et } \left\{ \begin{array}{l} d_x = h_d - C_x = 40 - 3 = 37 \text{ cm} \\ d_y = h_d - C_y = 40 - 5 = 35 \text{ cm} \end{array} \right.$$

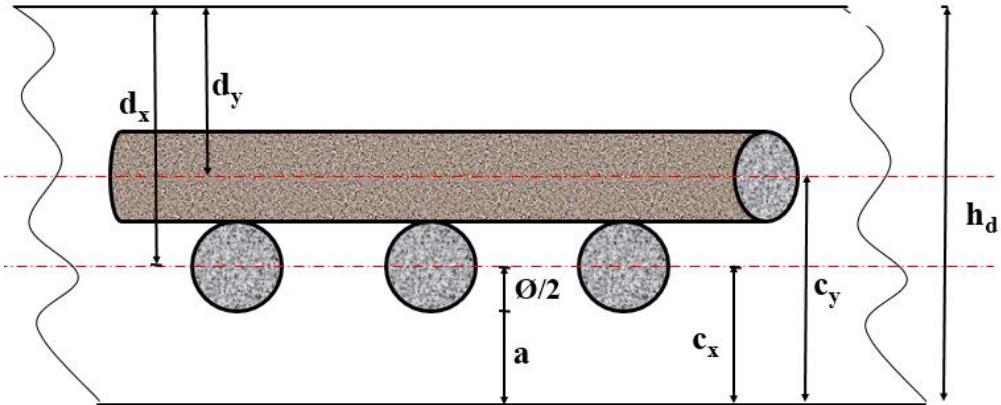
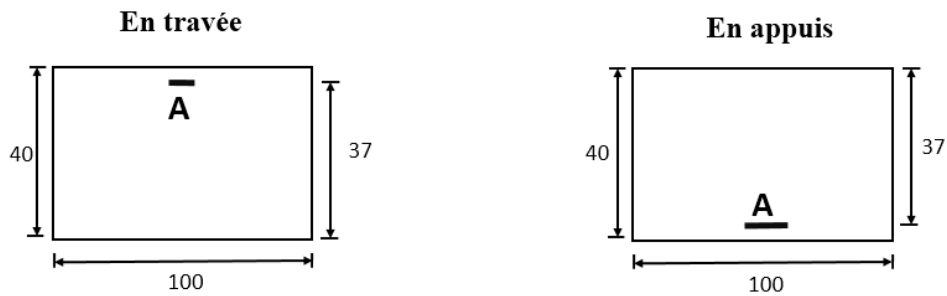


Figure VIII. 6 : Enrobage de la dalle du radier

**Section des calculs :**

**Sens X-X :**



**Sens Y-Y :**

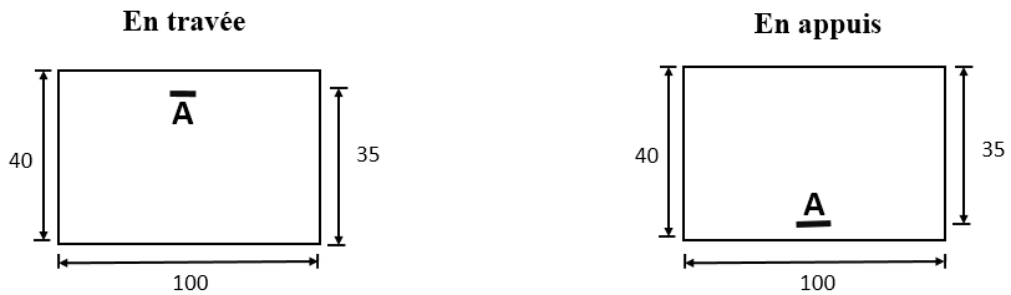


Figure VIII. 7 : Sections de calcul

## VII.3.5. Détermination des armatures :

Sens x-x :

❖ *En travée :*

*Etat limite ultime :*  $M_{tx}^u = 226,081 \text{ KN.m}$

➤ *Vérification de l'existence des armatures comprimés :*

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{226081}{14,2 \times 100 \times 37^2} = 0,116$$

$$\mu = 0,116 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_l$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,154$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,938$$

$$A_t^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{226081}{348 \times 0,938 \times 37} = 18,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ *Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) : [CBA91/A4.2.1]*

$$A_{tx \text{ min}} = 0,23 \times b \times d_x \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 4,47 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### Conclusion :

$$A_{tx} = \max(A_{tx \text{ min}} ; A_{tx \text{ cal}}) = 18,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ *Choix des armatures :*

$$10T16/\text{ml} \rightarrow A = 20,11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T16 \rightarrow e = 10 \text{ cm})$$

*Etat limite de service :*  $M_{tx}^s = 198,818 \text{ KN.m}$

➤ *Détermination des contraintes :*

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 20,11}{100} = 3,016 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 37 \times 3,016 = 223,221 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -3,016 + \sqrt{3,016^2 + 223,221} = 12,22 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d_x - y_1)^2 = \frac{100 \times 12,22^3}{3} + 15 \times 20,11 \times (37 - 12,22)^2$$

$$\Rightarrow I = 241082,78 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{198818}{241082,78} = 0,82$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 0,82 \times 12,22 = 9,91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d_x - y_1) = 15 \times 0,82 \times (37 - 12,02) = 307,25 \text{ MPa}$$

### Contraintes admissibles :

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

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = \min(267 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_b = 9,91 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 307,24 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU ne}$$

convient pas à l'ELS alors on recalcule à l'ELS.

### ➤ Détermination des armatures à l'état limite de service :

$$\mu_1 = \frac{M_{tx}^s}{\sigma_s \times b \times d_x^2} = \frac{198818}{201,63 \times 100 \times 37^2} = 0,00720$$

$$\mu_1 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,870 \\ k_1 = 23,46 \end{cases}$$

### ➤ Vérification de l'existence des armatures comprimés :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{201,63}{23,46} = 8,59 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}^s}{\sigma_s \times \beta_1 \times d_x} = \frac{198818}{201,63 \times 0,870 \times 37} = 30,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Choix des armatures :**

$$10T20/ml \rightarrow A = 31,42 \text{ cm}^2/ml$$

$$(T20 \rightarrow e = 10 \text{ cm})$$

En appuis :

$$\underline{\text{Etat limite ultime}} : M_{ax}^u = -132,988 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimés :

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{132988}{14,2 \times 100 \times 37^2} = 0,0684$$

$$\mu = 0,0684 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_l$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0886$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,964$$

$$A_a^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{132988}{348 \times 0,964 \times 37} = 10,71 \text{ cm}^2/ml$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{ax \min} = 0,23 \times b \times d_x \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 4,47 \text{ cm}^2/ml$$

Conclusion :

$$A_{ax} = \max(A_{ax \min} ; A_{ax \text{ cal}}) = 10,71 \text{ cm}^2/ml$$

Choix des armatures :

$$10T12/ml \rightarrow A = 11,31 \text{ cm}^2/ml$$

$$(T12 \rightarrow e = 10 \text{ cm})$$

$$\underline{\text{Etat limite de service}} : M_{ax}^s = -116,951 \text{ KN.m}$$

## Détermination des contraintes :

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 11,31}{100} = 1,696 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 37 \times 1,696 = 157,541 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,696 + \sqrt{1,696^2 + 157,541} = 9,636 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d_x - y_1)^2 = \frac{100 \times 9,636^3}{3} + 15 \times 11,31 \times (37 - 9,636)^2$$

$$\Rightarrow I = 156856,19 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{116951}{156856,19} = 0,75$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 0,75 \times 9,636 = 7,18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d_x - y_1) = 15 \times 0,75 \times (37 - 9,636) = 307,84 \text{ MPa}$$

## Contraintes admissibles :

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

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = \min(267 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_b = 7,18 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 307,84 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU ne}$$

convient pas à l'ELS alors on recalcule à l'ELS.

## Détermination des armatures à l'état limite de service :

$$\mu_1 = \frac{M_{ax}^s}{\sigma_s \times b \times d_x^2} = \frac{116951}{201,63 \times 100 \times 37^2} = 0,00423$$

$$\mu_1 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,896 \\ k_1 = 33,08 \end{cases}$$

## Vérification de l'existence des armatures comprimés :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{201,63}{33,08} = 6,09 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_{ax}^s}{\sigma_s \times \beta_1 \times d_x} = \frac{116951}{201,63 \times 0,896 \times 37} = 17,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### Choix des armatures :

$$10T16/\text{ml} \rightarrow A = 20,11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T16 \rightarrow e = 10 \text{ cm})$$

### Sens Y-Y :

### En travée :

$$\text{Etat limite ultime : } M_{ty}^u = 220,903 \text{ KN.m}$$

### Vérification de l'existence des armatures comprimés :

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{220903}{14,2 \times 100 \times 35^2} = 0,127$$

$$\mu = 0,127 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_l$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,170$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,932$$

$$A_t^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{220903}{348 \times 0,932 \times 35} = 19,45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{tx \text{ min}} = 0,23 \times b \times d_y \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 35 \times \frac{2,1}{400} = 4,22 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### Conclusion :

$$A_{ty} = \max(A_{ty \text{ min}} ; A_{ty \text{ cal}}) = 19,45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### Choix des armatures :

$$10T16/\text{ml} \rightarrow A = 20,11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T16 \rightarrow e = 10 \text{ cm})$$

**Etat limite de service :**  $M_{ty}^s = 195,776 \text{ KN.m}$

**Détermination des contraintes :**

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 20,11}{100} = 3,0165 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_y \times D = 2 \times 35 \times 3,0165 = 211,155 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -3,0165 + \sqrt{3,0165^2 + 211,155} = 11,82 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d_y - y_1)^2 = \frac{100 \times 11,82^3}{3} + 15 \times 20,11 \times (35 - 11,82)^2$$

$$\Rightarrow I = 217126,97 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{195776}{217126,97} = 0,90$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 0,90 \times 11,82 = 10,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d_y - y_1) = 15 \times 0,90 \times (35 - 11,82) = 312,93 \text{ MPa}$$

**Contraintes admissibles :**

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

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = \min(267 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_b = 10,66 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 312,93 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU ne}$$

convient pas à l'ELS alors on recalcule à l'ELS.

**Détermination des armatures à l'état limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_{ty}^s}{\sigma_s \times b \times d_y^2} = \frac{195776}{201,63 \times 100 \times 35^2} = 0,00795$$

$$\mu_1 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,865 \\ k_1 = 22,04 \end{cases}$$

## Vérification de l'existence des armatures comprimés :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{201,63}{22,04} = 9,14 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_{ty}^s}{\sigma_s \times \beta_1 \times d_y} = \frac{195776}{201,63 \times 0,865 \times 35} = 30,07 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

## Choix des armatures :

$$10T20/\text{ml} \rightarrow A = 31,42 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T20 \rightarrow e = 10 \text{ cm})$$

En appuis :

$$\text{Etat limite ultime : } M_{ay}^u = -129,943 \text{ KN.m}$$

## Vérification de l'existence des armatures comprimés :

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{129943}{14,2 \times 100 \times 35^2} = 0,0747$$

$$\mu = 0,0747 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_l$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0971$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,961$$

$$A_a^u = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{129943}{348 \times 0,961 \times 35} = 11,10 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

## Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{ax \min} = 0,23 \times b \times d_y \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 35 \times \frac{2,1}{400} = 4,22 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

## Conclusion :

$$A_{ay} = \max(A_{ay \min} ; A_{ay \text{ cal}}) = 11,10 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

## Choix des armatures :

$$10T12/ml \rightarrow A = 11,31 \text{ cm}^2/ml$$

$$(T12 \rightarrow e = 10 \text{ cm})$$

**Etat limite de service :**  $M_{ay}^s = -115,162 \text{ KN.m}$

**Détermination des contraintes :**

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 11,31}{100} = 1,696 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_y \times D = 2 \times 35 \times 1,696 = 118,72 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,696 + \sqrt{1,696^2 + 118,72} = 9,33 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d_y - y_1)^2 = \frac{100 \times 9,33^3}{3} + 15 \times 11,31 \times (35 - 9,33)^2$$

$$\Rightarrow I = 138862,89 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{115162}{138862,89} = 0,829$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 0,829 \times 9,33 = 7,74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d_y - y_1) = 15 \times 0,829 \times (35 - 9,33) = 319,20 \text{ MPa}$$

**Contraintes admissibles :**

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

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = \min(267 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_b = 7,74 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 319,20 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU ne}$$

convient pas à l'ELS alors on recalcule à l'ELS.

**Détermination des armatures à l'état limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_{ax}^s}{\sigma_s \times b \times d_y^2} = \frac{115162}{201,63 \times 100 \times 35^2} = 0,00466$$

$$\mu_1 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,892 \\ k_1 = 31,30 \end{cases}$$

## Vérification de l'existence des armatures comprimés :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{201,63}{31,30} = 6,44 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_{ax}^s}{\sigma_s \times \beta_1 \times d_y} = \frac{115162}{201,63 \times 0,892 \times 35} = 18,29 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

## Choix des armatures :

$$10T16/\text{ml} \rightarrow A = 20,11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T20 \rightarrow e = 10 \text{ cm})$$

### VII.3.6. Dessin de ferrailages :

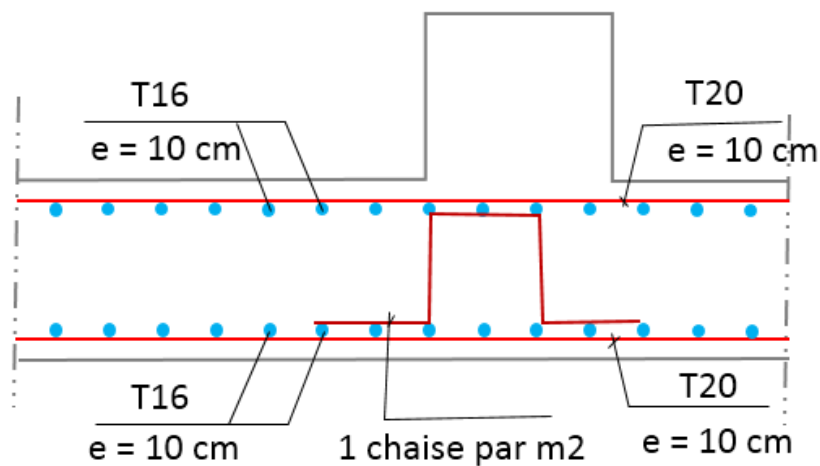


Figure VIII. 8 : Ferrailage du radier

**TROISIÈME PARTIE :**

**ETUDE ÉCONOMIQUE**

## C. TROISIEME PARTIE : ETUDE ECONOMIQUE

### I. Introduction

La construction est l'ensemble des techniques qui permet de bâtir un refuge pour l'homme et qui nécessite un bon aménagement. Il est donc, nécessaire de connaître l'éventail des solutions possibles avec leurs suggestions particulières, leurs durées d'exécution, leurs coûts et leurs plannings bien perçus et les respectés afin de gagner le facteur du temps est éviter toutes genre de gaspillage des ressources.

En bref, l'étude d'un projet qui concerne un bâtiment ou un ouvrage d'art quelconque, comporte une organisation du chantier et l'estimation de la dépense que nécessitera sa réalisation. Ces deux paramètres permettront de connaître la dépense, la durée et la planification totale prévue pour l'exécution de l'ouvrage.

Dans cette partie, nous allons beaucoup plus se focaliser sur le métré de notre de projet.

### I.1. Description du projet

Notre projet consiste à un bâtiment à usage d'habitation en béton armé qui comporte 10 niveaux (RDC + 9 étages). Le bâtiment à une dimension de  $(29,51 \times 17,8) m^2$  au sol et à une hauteur de 30,6 m. La structure est composée des voiles porteurs, des poteaux, des poutres, d'un escalier, d'un ascenseur, des planchers à corps creux et d'un radier général. Elle est aussi composée de quatre (4) appartements en F3 et un dégagement (couloir) sur chaque niveau. Chaque appartement contient deux chambres à dormir, un séjour, une cuisine, une salle de bain, une toilette, un rangement et un hall. Le mur en maçonnerie extérieur est en double cloison (brique) et celui de l'intérieur en parois simple.

Tableau 13 : Tableau de surface pour un niveau

Tableau de surface (m2)				
Désignations	F3 a	F3 b	F3 c	F3 d
Séjour	19,59	19,59	19,59	19,59
Chambre 1	13,16	13,16	13,16	13,16
Chambre 2	11,04	11,04	11,04	11,04
Cuisine	10,08	10,89	10,89	10,08
Salle de bain	3,20	3,20	3,20	3,20
Toilette	1,84	1,84	1,84	1,84
Rangement	1,14	1,14	1,14	1,14
Hall	7,82	7,95	7,95	7,82
Surface habitable	67,87	68,82	68,82	67,87
Totale surface habitable	273,38			
Séchoir	4,81	4,81	4,81	4,81
Surface utile	72,68	73,63	73,63	72,68
Totale surface utile	289,28			
Dégagement	26,61			
Escalier	10,56			
Surface construite	380,36			

## I.2. Organisation du chantier

### I.2.1. Définition :

L'organisation du travail consiste à rechercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie, la main d'œuvre et les moyens matériels pour assurer l'efficacité de l'action entreprise afin d'augmenter la production tout en réduisant la fatigue.

L'organisation d'un chantier est l'ensemble des dispositions envisagées pour l'exécution dans les meilleures conditions possibles d'un travail donné.

Cette organisation consiste à définir et à coordonner les moyens nécessaires à la réalisation de l'œuvre tout en restant fidèle aux directives générales imposées par le maître de l'ouvrage et qui se résument à la rapidité, l'économie et la qualité.

### ❖ La rapidité :

Exigée par le maître de l'ouvrage ou par le rendement financier de l'opération et dans des nombreux cas. C'est l'objectif principal recherché.

### ❖ La qualité

Elle est obtenue principalement par une connaissance approfondie des matériaux, des matériels et leur mise en œuvre et par le choix de la main d'œuvre et des cadres appelés à collaborer.

### ❖ L'économie :

Dans une très large mesure, le résultat d'une organisation rationnelle est garanti par une étude approfondie des sujets (œuvres) et par une distribution rapide des plans détaillés de l'organisation :

- Synchronisation des actions
- Collaboration des intervenants
- Diminution des temps morts
- Réduction des circulations
- Choix judicieux des installations.

### **I.2.2. Les principaux intervenants dans l'acte de construction**

Un projet de construction est souvent une de grande ampleur, de nombreux acteurs sont amenés à intervenir dessus, chacun ayant un rôle bien précis à jouer.

Nous allons commencer par détailler le rôle des 4 principaux acteurs clés dans la réalisation d'un projet de construction, mais bien d'autres intervenants ont une importance cruciale dans le processus d'élaboration du projet, la réalisation des travaux, la maintenance, ou encore la livraison de l'ouvrage :

### **I.2.3. Le maître d'ouvrage (le client)**

A l'origine de tous travaux, il y a un projet. Avant qu'il n'existe, quelqu'un a d'abord pris conscience d'un besoin de construction, de rénovation ou d'entretien. Il s'est assuré des moyens

pour faire aboutir son projet de financement des travaux, disponibilité du terrain, autorisations diverses...). Ce premier acteur est nommé le " maître d'ouvrage " c'est-à-dire le client.

C'est une personne physique ou morale, privé ou public, pour le compte de qui les travaux ou les ouvrages sont exécutés.

Le maître d'ouvrage, le commanditaire, peut-être l'état, une administration, une collectivité, un promoteur, ou simplement un particulier qui veut construire sa maison etc.

### **I.2.3.1. Importance et responsabilités du maître de l'ouvrage.**

Le maître d'ouvrage intervient dans un projet de construction de la conception des avant-projets jusqu'à la livraison de l'ouvrage :

- ✓ Définir le programme de construction en fixant ses exigences en matière de prix, de délais, de qualité.
- ✓ S'assurer de la faisabilité du projet ;
- ✓ Trouver le terrain ;
- ✓ Définir l'enveloppe financière prévisionnelle ;
- ✓ Définir les conditions administratives de la réalisation ;
- ✓ Organiser toutes les opérations d'investissement ;
- ✓ Choisir les participants à l'opération ;
- ✓ Choisir le maître d'œuvre, les entreprises de réalisation et les Bureaux d'étude techniques (BET)
- ✓ Conclure les contrats avec ces derniers ;
- ✓ Établir les contrats avec les fournisseurs, les professionnels (ingénieurs, techniciens spécialisés ; économistes, etc.) et les autres intervenants (laboratoires, inspecteurs spécialisés ;
- ✓ Veiller au bon déroulement de l'opération de construction ;
- ✓ Procéder à la réception de celle-ci, une fois terminée.
- ✓ Prendre possession du projet.

### **I.2.4. Le maître d'œuvre (architecte ou bureau d'études) :**

Personne physique ou morale qui assure les fonctions architecturales, technique et économique du projet de construction. Sa mission principale est de :

- ✓ Concevoir et dessiner l'ouvrage en respectant avec précision le cahier des charges,
- ✓ Établir le dossier d'exécution de l'ouvrage

- ✓ Préparer l'appel d'offre.

### **I.2.5. Entreprise de construction.**

Personne physique ou morale choisie et chargée de la réalisation des travaux ou des ouvrages selon les conditions définies aux pièces du marché

Dans le cas de travaux de bâtiments, le chantier peut ne comporter qu'une entreprise générale qui assure tous les travaux, ou différentes entreprises qui correspondent aux différents corps d'état : entreprise de gros œuvre (GO), de VRD (voirie réseaux divers), de plomberie, d'électricité, de carrelage, de peinture, de menuiseries etc.

L'entrepreneur peut également se faire aider par des sous-traitants. Le sous-traitant réalise pour le compte de l'entrepreneur principal une partie des travaux (interdiction de sous-traiter la totalité). Il peut demander à être payé directement par le maître d'ouvrage des travaux qu'il a exécutés.

On distingue trois types d'entreprise :

- Entreprise générale : Entreprise titulaire d'un marché unique qui a pour objet l'ensemble des travaux concourant à la réalisation d'un même ouvrage.
- Entreprises groupées : Entreprises titulaires chacune d'un marché après avoir étudié en commun, chacune pour sa spécialité, des travaux concourant à la réalisation d'un même ouvrage et avoir soumissionné par l'intermédiaire d'un mandataire commun.
- Entrepreneurs séparés : entrepreneurs ayant signé indépendamment les uns des autres des marchés étudiés séparément par chacun d'eux, relatifs à des travaux concourant à la réalisation d'un même ouvrage.

### **I.2.6. Les fournisseurs :**

Quand on parle de construction, on ne pense pas toujours aux fournisseurs. Ils font pourtant partie des acteurs clés de la réalisation d'un projet, au même titre que l'entreprise ou le maître d'œuvre.

En effet, rien ne serait possible sans eux. Les fournisseurs sont choisis par les entreprises qui assurent la réalisation de l'ouvrage.

Ils peuvent être nombreux et très variés selon la nature des travaux :

- On retrouve d'abord les fournisseurs de matériels, cela peut comprendre les différents engins de chantier, ou des outils spécifiques à une opération.

- Nous pouvons ensuite citer les fournisseurs de matériaux, ils apportent les matières premières indispensables à la construction (bétons, bitumes, acier, agrégats, etc.),
- Ainsi que tous les fournisseurs d'éléments qui répondent à des besoins spécifiques sur le chantier, des équipements qui sont généralement très variés et propres à chaque chantier.

### I.2.7. Installation du chantier

Le plan d'installation d'un chantier a une importance décisive sur le futur déroulement du chantier. Il traduit sur le terrain l'état de préparation du chantier et son organisation. Il fournit aussi les indications nécessaires à la mise en œuvre des diverses installations et des matériels prévus pour la réalisation. Il sert aussi à obtenir les autorisations d'installations des grues, de travaux sur la voie publique, l'installation du chantier suivant les règles d'hygiène et de sécurité des services de l'inspection du travail, etc. Il est établi généralement à partir d'un plan de masse. Lorsqu'un plan d'installation de chantier est mal conçu, le processus de construction peut s'accompagner :

- ✓ De retards importants ;
- ✓ De coûts supplémentaires non négligeables ;
- ✓ D'accidents ou d'incidents plus ou moins graves.

Le plan d'installation d'un chantier doit comprendre :

- ✓ Contour des bâtiments à construire ;
- ✓ Routes permanentes et provisoires ;
- ✓ Réseaux divers ;
- ✓ Voies de déplacement de la grue ;
- ✓ Locaux provisoires à usage administratif et personne ;
- ✓ Courbes de niveau et côtes du plancher du rez-de-chaussée et les repères des coins d'un bâtiment ;
- ✓ Disposition des points de transformateurs provisoires, des projecteurs et des réseaux électriques de force de l'éclairage ;
- ✓ Places d'installation des bouches d'incendie et d'équipement contre l'incendie, de chauffage de bitume, endroit pour fumer, etc. ;
- ✓ Les installations nécessaires à la fabrication du béton ;
- ✓ Les installations utiles au transport et au levage sur le chantier ;
- ✓ Clôtures provisoires.

## I.2.8. Circulation

Les voies d'accès au chantier, de même que les chemins à l'intérieur de celui-ci, doivent être en bon état et praticables par n'importe quel temps.

Les cheminement et circulations à l'intérieur du chantier sont nombreux, et sujets de multiples risques d'interférences :

- La desserte des postes de travail, aires de préfabrication, de stockage et d'approvisionnement par les engins ;
- Les déplacements du personnel et de l'ensemble des personnes appelées à intervenir sur le chantier.

Des aires de stationnement doivent être prévues pour les camions et semi-remorques en rapport avec les encombrements des engins.

Tableau 14 : Tableau de circulation des engins

	Activités concernées	Risques potentiels	Mesures préventives
<b>Circulation d'engins et des camions</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Approvisionnement gros œuvres :   { Granulats ;</li> <li>  { Ferrailage et treillie soudé</li> <li>  { Composantes préfabriquées</li> <li>- Desserte des aires de stockage ;</li> <li>- Evacuation des gravois ;</li> <li>- Approvisionnement corps d'état ;</li> <li>- Stationnement camions.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Manque de place ;</li> <li>- Encombrement ;</li> <li>- chutes de matériaux et Matériels ;</li> <li>- instabilité surface de roulement : terrain, plateforme ;</li> <li>- Ecrasement des personnes par les engins ;</li> <li>- Mauvais éclairage ;</li> <li>- Bruit et poussières.</li> </ul>	Circuits d'accès satisfaisants : - signalisation des accès ; - sens circulation défini ; - contrôle résistance des zones de circulation : (aptitude de résister aux charges des camions) ; - rampes de pente limitée ; - circuits d'accès et de circulation séparés des cheminements du personnel ; - largeur de passage suffisante : 3 m pour un camion ; 6 m pour les gros chantiers.

Tableau 15 : Tableau de circulation des personnes

Circulation des personnes	Activités concernées	Risques potentiels	Mesures préventives
	- Accès aux postes de travail ; - Accès aux locaux du personnel ; - Parfois : accès pour usagers de logements occupés (tranches de travaux antérieures ou réhabilitation).	- Manque de place ; - Encombrement ; - Chutes de personnes ; - Chute de matériaux ; - Risques provenant des engins.	- Cheminements protégés et séparés ; des circulations engins ; ; - Balisage et éclairage des accès.

### I.3. Coût-temps

#### I.3.1. Temps unitaire :

##### I.3.1.1. Définition :

Les valeurs de temps unitaire (TU) correspondent à des durées de travail d'un ouvrier moyen pour réaliser à lui seul une unité d'ouvrage.

L'ouvrier moyen représente pour une équipe ou un effectif de « N » personnes effectuant en un temps donner une quantité « Q » d'ouvrage, celui qui produirait seul Q/N pendant le même temps (quelle que soit sa qualification professionnelle).

$$TU = (x \times n) / q$$

Avec :

$n$  : nombre d'ouvrier ;

$q$  : Quantité d'ouvrage réalisé dans la journée par ces  $n$  ouvriers ;

$x$  : Nombre d'heures de travail correspondant à la quantité d'ouvrage réalisé.

Le temps unitaire permet le calcul du :

- ✓ Temps de main d'œuvre pour chaque nature d'ouvrage (appelé aussi Crédit d'heures par nature d'ouvrage élémentaire). [Temps de main d'œuvre ou Crédit d'heures = Quantité à réaliser × TU]
- ✓ Temps d'exécution pour une équipe donnée.

### I.3.2. Le temps d'équipe :

Le temps d'équipe est le temps mis par plusieurs ouvriers d'une équipe pour réaliser un travail. L'utilisation de ce temps nécessite une stabilité des ouvriers.

### I.3.3. Le rendement (R) – la production :

Le rendement d'un ouvrier (ou d'une équipe) appelé aussi production, exprime la quantité d'unité d'ouvrage qu'il (qu'elle) peut réaliser en une durée donnée (en général une heure ou une journée).

Le rendement est plus utilisé pour définir les possibilités de travail ou de production d'un engin ou d'un matériel.

[Durée = Quantité à réaliser / Rendement]

### I.3.4. Calcul du nombre d'heures total de main d'œuvre (crédit d'heures global (HG)) :

C'est l'ensemble d'heures consommables pour réaliser le chantier. Nous savons qu'à chaque unité de tâche élémentaire du débit estimatif correspond un temps unitaire. Les produits successifs des quantités d'ouvrages par les temps unitaires correspondant seront additionnés.

$$HG = \sum_{i=1}^n Q_i \times TU_i$$

Le bilan du nombre d'heures total à allouer à l'ouvrage peut ainsi être fait et permet d'estimer la part totale de dépense de main d'œuvre, composer les équipes d'ouvriers afin de respecter les délais imposés et mettre en place les plannings.

### I.3.5. Détermination des effectifs et leur répartition

L'effectif de main d'œuvre dépend du crédit d'heures total, de l'horaire journalier et de la durée ou délai. Le temps total de main d'œuvre en heures (crédit global d'heures) permet de déterminer l'effectif d'ouvriers capables de réaliser les travaux d'un ouvrage ou d'une nature d'ouvrage en un délai donné.

Le nombre d'ouvrier est déterminé de la façon suivante :

$$\text{Nombre d'ouvrier } n = \frac{\text{temps total de main d'oeuvre en heure}}{\text{Nombres d'Heures de travail par jour} \times \text{Durée (Dj) retenue en jours}}$$

Avec

n : nombre d'effectif moyen.

Durée (Dj) : durée prévisionnelle de réalisation ou temps d'exécution à prévu.

Nbre h/jour : nombre d'heures de travail par jour par jour (en général 8 h)

### **I.3.6. Détermination du délai d'exécution prévisionnel total des travaux (pour l'ensemble de l'ouvrage)**

La formule suivante permet de déterminer le temps pour chaque nature d'ouvrage dont la somme nous donne le délai d'exécution prévisionnel des travaux :

$$\text{Temps d'exécution par nature d'ouvrage} = \frac{\text{temps de M.O de N.O}}{n \times \text{Nbre h/jour}}$$

**Remarque :** Délai prévisionnel des travaux  $\leq$  Délai contractuel.

## **I.4. Instrument de la planification des travaux**

### **I.4.1. Les modes de représentation du planning**

Les modes de représentation des plannings sont dives. Les plus utilisés sont : le planning Gantt, Pert et la méthode des potentiels.

#### **I.4.1.1. Le planning Gantt :**

Le diagramme de Gantt est un outil utilisé en ordonnancement et en gestion de projet et permettant de visualiser dans le temps les diverses tâches composant un projet. Il s'agit d'une représentation d'un graphe connexe value et orienté, qui permet de représenter graphiquement l'avancement du projet.

Le diagramme de Gantt ne résout pas tous les problèmes, en particulier si l'on doit planifier des fabrications qui viennent en concurrence pour l'utilisation de certaines ressources de l'entreprise. Dans ce cas, il est nécessaire de faire appel à des algorithmes plus complexes issus de la recherche opérationnelle et de la théorie de l'ordonnancement.

#### **I.4.1.2. Le planning PERT :**

Elle fournit une méthode et des moyens pratiques pour décrire, représenter, analyser et suivre de manière logique les tâches (en) et le réseau des tâches à réaliser dans le cadre d'une action à entreprendre ou à suivre.

#### **I.4.1.3. La méthode des potentiels**

Elle constitue aussi une méthode à chemin critique. Le principe de la méthode repose toujours sur un modèle mathématique qui est le graphe, composé de deux éléments :

- Les sommets (les nœuds), qui représentent les taches (et non plus des étapes comme dans la méthode Pert) ;
- Les arcs (les vecteurs) qui représentent la dépendance, c'est-à-dire la contrainte entre deux taches (et non plus les taches comme dans la méthode Pert).

### I.5. Le métré

#### I.5.1. Définition :

Le métré constitue une comptabilité particulière, à la fois matière et finance, permettant l'estimation des travaux et la conduite de leur exécution. Le métré désigne également « calcul des matériaux de construction ».

#### I.5.2. But :

Le métré a pour but l'évaluation des quantités d'ouvrages et leurs estimations en partant de leurs mesurages ainsi que la détermination des quantités de matériaux mise en œuvre ou à mettre en œuvre pour la réalisation d'un projet.

#### I.5.3. Les différents types de métré

- **Avant métré** : c'est l'évaluation ou le calcul qui a été fait à partir des plans et dessins.
- **Métré** : c'est la même évaluation mais cette fois ci à partir du terrain sur la base d'un relevé sur le chantier en reprenant des ouvrages qui sont déjà exécuté (mesure réelle).

**Note** : dans notre cas, nous allons travailler sur l'avant métré de la structure

## Etude Economique

Tableau 16 : Tableau recapitulatif des données

Code	Désignation des ouvrages	U	Quantité	Prix Unitaire	Montant hors taxe
<b>B-Terrassement</b>					
B-001	Décapage de la terre végétale sur une épaisseur 0,30 m pour préparation des plates formes y compris transport à la décharge publique.	m <sup>2</sup>	573,588	150,00	86038,20
B-006	Fouille en excavation dans terrain ordinaire profondeur suivant plans, exécutées mécaniquement ou manuellement y compris toutes sujétions d'exécution suivant les règles de l'art.	m <sup>3</sup>	2294,352	450,00	1032458,40
B-021	Remblai avec les terres provenant des déblais par couches successives de 0,20 m d'épaisseur, bien arrosées et compactées mécaniquement avec toutes les sujétions de matériels, de main d'œuvres et d'exécution suivant les règles de l'art.	m <sup>3</sup>	284,661	500,00	142330,50
S/Totale					1260827,10
<b>C-Infrastructure</b>					
C-002	Confection et mise en œuvre de Béton de propreté dosé à 150 kg/m <sup>3</sup> ciment CEM II /A 42,5 N, (CPJ) dimensions et épaisseur suivant plans, y compris confection, transport, mise en œuvre et toutes sujétions suivant les règles de l'art.	m <sup>3</sup>	53,0019	6500,00	344512,35
C-003	Béton armé en fondation, dosé à 350 kg/m <sup>3</sup> en ciment CEM II /A 42,5 N, (CPJ) soigneusement vibré, densité environ 305kg d'aciers/m <sup>3</sup> (+ ou - 10%), coffrages en bois ou métallique, y compris confection, transport, manutention et toutes sujétions de mise en œuvre et de parfaite réalisation suivant les règles de l'art.				
	Pour radier	m <sup>3</sup>	210,2312	50000,00	10511560,00
	Pour nervure	m <sup>3</sup>	80,0544	50000,00	4002720,00
	Pour longrine	m <sup>3</sup>		50000,00	0,00
C-010	Confection et mise en œuvre d'Hérisson en pierre sèche de 0,20 m d'épaisseur, soigneusement posé à la main, remplissage des vides y compris film de polyane et toutes sujétions de fourniture, de pose et d'exécution suivant les règles de l'art.	m <sup>2</sup>	427	3000,00	1281000,00
C-011	Confection et mise en œuvre de béton légèrement armé dosé à 350kg/m <sup>3</sup> ciment CEM II /A 42,5 N, (CPJ) pour dalle flottante Ep : 0,10m y compris ferrailage en treillis soudés maille 15x15 Ø4mm, manutention, vibration et parfaite réalisation suivant les règles de l'art.	m <sup>2</sup>	427	8000,00	3416000,00

## Etude Economique

C-013	Badigeon au flinkoat sur les ouvrages en béton enterrés ou en contact avec la terre, en application d'un enduit à froid en deux couches entrecroisées y compris toutes sujétions d'exécution.	m <sup>2</sup>	500	500,00	250000,00
				S/Totale	19805792,35
D-Superstructure					
D-001	Confection et mise en œuvre de béton armé en élévation, béton dosé à 350 kg/m <sup>3</sup> CEM II /A 42,5 N, (CPJ) soigneusement vibré y compris toutes sujétions de mise en œuvre et de parfaite réalisation suivant les règles de l'art.	m <sup>3</sup>	871,6088	50000,00	43580440,00
D-003	Confection et mise en œuvre de plancher semi-préfabriqué (16+4) cm, composé de poutrelles armées préfabriquées ou coulées sur place, hourdis en corps creux, remplissage entre les hourdis en béton, dalle de compression en béton dosé à 350 kg/m <sup>3</sup> en ciment CEM II /A 42,5 N, (CPJ) , y compris toutes sujétions de parfaite réalisation suivant les règles de l'art.	m <sup>2</sup>	2665,9	3500,00	9330650,00
				S/Totale	52911090,00
F-Maçonnerie					
F-006	Confection et mise en œuvre de maçonnerie double cloisons en briques creuses (15+5+10) préalablement humidifiées, avec vide d'air, hourdée au mortier de ciment dosé à 350 kg/m <sup>3</sup> , y compris toutes sujétions de parfaite réalisation selon les règles de l'art. Ep : 30 cm	m <sup>2</sup>	2895,372	2000,00	5790744,00
F-007	Confection et mise en œuvre de maçonnerie simple cloison en briques creuses préalablement humidifiées hourdée au mortier de ciment dosé à 350 kg/m <sup>3</sup> , y compris toutes sujétions de parfaite réalisation selon les règles de l'art. Ep : 10 cm	m <sup>2</sup>	7290,93	1000,00	7290930,00
				S/Totale	13081674,00
G-Enduits					
G-001	Confection et mise en œuvre d'enduit extérieur au mortier de ciment dosé à 400 kg/m <sup>3</sup> y compris recoins, accès difficiles, angles saillants ou rentrants, arêtes et toute autres sujétions de parfaite réalisation suivant les règles de l'art.	m <sup>2</sup>	2895,373	1000,00	2895373,00
G-002	Confection et mise en œuvre d'enduit intérieur (sur mur) au mortier de ciment dosé à 400 kg/m <sup>3</sup> y compris recoins, accès difficiles, angles saillants ou rentrants, arêtes et toute autres sujétions de parfaite réalisation suivant les règles de l'art.	m <sup>2</sup>	17477,23	400,00	6990892,80
G-003	Confection et mise en œuvre d'enduit intérieur (sous plafonds) au mortier de ciment dosé à 400 kg/m <sup>3</sup> y compris gorges, recoins, accès difficiles, angles saillants ou rentrants, arêtes et toute autres sujétions de parfaite réalisation suivant les règles de l'art.	m <sup>2</sup>	5255,78	450,00	2365101,00

## Etude Economique

G-005	Confection et mise en œuvre d'enduit intérieur (sous plafonds) au mortier de plâtre y compris gorges, recoins, accès difficiles, angles saillants ou rentrants, arêtes et toute autres sujétions de parfaite réalisation suivant les règles de l'art.	m <sup>2</sup>	315,48	740,00	233455,20
				S/Totale	12484822,00
H-Revêtements					
H-003	Fourniture et pose de revêtement de sol en compacto 1 <sup>o</sup> choix, y compris chape de béton Ep. : 7 à 10cm dosé à 400kg/m <sup>3</sup> et bain de mortier dosé à 300 kg/m <sup>3</sup> , joints, barbotine en ciment blanc et toutes sujétions de bonne exécution et de parfaite réalisation suivant les règles de l'art. Les carreaux devront être préalablement soumis à l'agrément du maître de l'ouvrage.	m <sup>2</sup>	72909,3	3600,00	262473480,00
H-011	Fourniture et pose de revêtement de marche Ep. : 3cm et contre marches Ep.:2cm en éléments en marbre en deux couleur de 1 <sup>o</sup> choix soumis préalablement à l'agrément du maître d'ouvrage, posé au bain de mortier de ciment, gabarit suivant le projet, mesuré au nez de marche suivant emmarchement, y compris toutes sujétions de fournitures, de pose et de parfaite finitions suivant les règles de l'art.	m <sup>2</sup>	49,125	16000,00	786000,00
H-020	Fourniture et pose de Plinthe en compacto 1 <sup>o</sup> choix posés à bain de mortier de ciment, y compris retours, coupes, angles rentrants ou saillants, en crémaillère et toutes sujétions de bonne exécution suivant règles de l'art. La qualité et la couleur devront être préalablement soumises à l'agrément du maître de l'ouvrage.	ml	720	500,00	360000,00
H-024	Fourniture et pose de Revêtement mural en faïence de 1 <sup>o</sup> choix y compris mortier de pose, bain de ciment blanc et toutes sujétions de bonne exécution suivant règles de l'art.	m <sup>2</sup>	760	1500,00	1140000,00
				S/Totale	264759480,00
I-Peintures					
I-001	Fourniture confection et mise en œuvre d'enduit de peinture sur mur ou sous plafonds Y/C traitement des fissures, rebouchage des orifices, réglage des surfaces, ponçage et toutes sujétions de parfaite mise en œuvre selon les règles de l'art	m <sup>2</sup>	20674,3	1 200,00	24809160,00
I-003	Fourniture confection et mise en œuvre de peinture laquée en deux couches teintées aux choix du maître d'ouvrage y compris toutes sujétions de parfaite mise en œuvre selon les règles de l'art sous plafonds intérieur	m <sup>2</sup>	3729,26	600,00	2237556,00
I-005	Fourniture confection et mise en œuvre de peinture vinylique en deux couches teintées aux choix du maître d'ouvrage y compris toutes sujétions de parfaite mise en œuvre selon les règles de l'art	m <sup>2</sup>	3729,26	400,00	1491704,00

## Etude Economique

	Sous plafonds intérieur				
I-006	Fourniture confection et mise en œuvre de peinture vinylique en deux couches teintées aux choix du maître d'ouvrage y compris toutes sujétions de parfaite mise en œuvre selon les règles de l'art sur mur intérieur	m <sup>2</sup>	871,55	400,00	348620,00
I-007	Fourniture confection et mise en œuvre de peinture vinylique en deux couches teintées aux choix du maître d'ouvrage y compris toutes sujétions de parfaite mise en œuvre selon les règles de l'art Sur mur extérieur	m <sup>2</sup>	16073,5	400,00	6429400,00
				S/Totale	35316440,00
J-Etanchéité					
J-002	Fourniture confection et mise en œuvre d'isolation thermique en terrasse composé de : - 01 couche d'imprégnation à froid EIF 0,3 kg/m <sup>2</sup> - 01 couche E.A.C à raison de 1,5 kg/m <sup>2</sup> - 01 film polyane - 01 couche de polystyrène expansé ép. 6cm en plaques jointives - 01 film polyane y compris toutes sujétions de parfaite réalisation suivant les règles de l'art	m <sup>2</sup>	411,038	1200,00	493245,60
J-003	Fourniture confection et mise en œuvre de béton pour forme de pente dosé à 250 kg/m <sup>3</sup> épaisseur moyenne 11cm (point bas = 07cm) y compris réglage des pentes suivant plans, joint de fractionnement et pontage périphériques en joint mou, chape de finition avec surfaçage et toutes sujétions de parfaite mise en œuvre selon les règles de l'art	m <sup>2</sup>	411,038	1000,00	411038,00
J-004	Fourniture confection et mise en œuvre d'étanchéité multicouches par feutre 36S système indépendant constituée de : - 01 couche de papier Kraft - 01 couche d'imprégnation à froid EIF 0,3 kg/m <sup>2</sup> - 01 feutre bitumé type 36 S armature VV HR - 01 couche d'EAC 1,5 kg/m <sup>2</sup> - 01 feutre bitumé type 36 S - 01 couche d'EAC 1,5 kg/m <sup>2</sup> - 01 feutre bitumé type 36 S - 01 couche d'EAC 1,5 kg/m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	411,038	1100,00	452141,80

## Etude Economique

	- 01 feutre bitumé type 36 S armature VV HR - 01 couche d'EAC 1,5 kg/m <sup>2</sup> Y compris recouvrement des lés sur 10cm minimum et toutes sujétions de parfaite mise en œuvre selon les règles de l'art				
J-005	Fourniture confection et mise en œuvre de relevé d'étanchéité en feutre bitumé armé type 40 de hauteur supérieure à 20 cm constituée par : - 01 couche d'imprégnation à froid EIF - 01 couche d'EAC - 01 couche de paxalumin ou bitume armé type 40 toile auto-protégé par feuille aluminium 0,08 mm, raccordement par soudure à la lampe, engravures, relevés, débords, l'ensemble appliqué jusqu'au becquet de l'acrotère et toutes sujétions de parfaite mise en œuvre selon les règles de l'art	m <sup>2</sup>	411,038	800,00	328830,40
J-006	Fourniture confection et mise en œuvre de protection de l'étanchéité par une couche de gravillon roulé blanc 8/15 préalablement lavé de 0,04 m d'épaisseur y compris toutes sujétions de parfaite mise en œuvre selon les règles de l'art	ml	151,392	300,00	45417,60
J-010	Fourniture confection et mise en œuvre d'ensemble gargouille Diam : 110 et crapaudine pour descente des eaux pluviales. Gargouille composée d'une feuille de 40x40 en plomb laminé de 2mm d'épaisseur avec manchon façonné descendant d'au moins 30 cm dans le tuyau de descente des eaux pluviales. Crapaudine en fil galvanisé y compris toutes sujétions de parfaite mise en œuvre selon les règles de l'art	U	4	2500,00	10000,00
S/Totale					1740673,40
K-Menuiserie en bois					
K-005	Fourniture et pose de porte pleine à deux vantaux en bois rouge du nord 1er choix y compris cadre 12cm, quincaillerie et serrurerie de grande qualité et de 1° choix, vitrerie si nécessaire, 02 couches d'imprégnation à l'huile de lin, 02 couches de peinture de finition selon choix du maître d'ouvrage et toutes sujétions de parfaite mise en œuvre selon les règles de l'art Dim : 1,60x2,20m.	U	40	30000,00	1200000,00
K-009	Fourniture et pose de porte pleine à un vantail en bois rouge du nord 1er choix y compris cadre 12cm, quincaillerie et serrurerie de grande qualité et de 1° choix, 02 couches d'imprégnation à l'huile de lin, 02 couches de peinture de finition selon choix du maître d'ouvrage et toutes sujétions de parfaite mise en œuvre selon les règles de l'art Dim:0,94x2,20m	U	280	20000,00	5600000,00

## Etude Economique

<b>S/Totale</b>					<b>6800000,00</b>
<b>L-Menuiserie métalliques et ferronnerie</b>					
L-006	Fourniture et pose de porte métallique de haute résistance à deux vantaux constitués de montants et traverses en acier plein, avec placage sur les deux faces en tôle 20/10°, assemblage par soudure autogène et encastrement des serrures de sécurité de 1° choix, y compris deux couches de protections et une couche de finition, vitrage armé et toutes sujétions de parfaite mise en œuvre selon les règles de l'art Dim:1,60x2,30m	U	1	55000,00	55000,00
<b>S/Totale</b>					<b>55000,00</b>
<b>M-Menuiserie en Aluminium</b>					
M-004	Fourniture et pose de fenêtre en aluminium coulissante, quincaillerie de grande qualité et de 1° choix, avec cadre et pré-cadre, joint d'étanchéité, vitrage simple ou martelé selon choix du maître d'ouvrage y compris toutes sujétions de parfaite finition et mise en œuvre suivant les règles de l'art. Dim:1,20x1,40m	U	280	50000,00	14000000,00
<b>S/Totale</b>					<b>14000000,00</b>
<b>Electricité</b>					
M-004	Fourniture et pose de appareillages, câblerie, lampes, hublots, selon choix du maître d'ouvrage y compris toutes sujétions de parfaite finition et mise en œuvre suivant les règles de l'art.	Ens	40	70000,00	2800000,00
<b>S/Totale</b>					<b>2800000,00</b>
<b>Plomberie</b>					
M-004	Fourniture et pose de tuyaux, rinets, vannes d'arrêt, chauffe bain, mélangeurs appareillages de la plomberie, selon choix du maître d'ouvrage y compris toutes sujétions de parfaite finition et mise en œuvre suivant les règles de l'art.	Ens	40	100000,00	4000000,00
<b>S/Totale</b>					<b>4000000,00</b>
<b>S/Totale/Globale</b>					<b>429015798,85</b>

### Conclusion

Après avoir fait l'étude économique de notre structure, on estime que notre bâtiment coutera une somme de **429015798,85 DA** uniquement pour les matériaux.

### Conclusion

Le travail présenté porte sur l'étude technico-économique et géotechnique d'un bâtiment à usage d'habitation R+9 en béton armé. Ce projet m'a permis de mettre en pratique les connaissances acquises au cours de ma formation universitaire et de les renforcer grâce aux recherches effectuées lors de la réalisation pour le bien mener. En plus, il m'a aidé de voir en détail l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul d'un bâtiment tout en respectant les règlements cités ci-haut (chapitre I Généralités) et aussi dans les logiciels (ROBOT, Auto CAD, ROBOT EXPERT, RDM6, etc...). Il m'a également permis d'ouvrir l'esprit de réaliser un projet économique, sécuritaire et durable.

Dans cette étude, on a entamé principalement trois parties pour la concrétisation de ce projet :

L'étude géotechniques a pour but de déduire les caractéristiques mécaniques, physiques et chimiques du sol d'assise afin de déterminer la contrainte admissible du sol et d'évaluer la nature du sol ;

L'étude technique permet de calculer les dimensionnements, les ferrailages de tous les éléments structuraux et non structuraux et ainsi que les justifications des règlements en vigueur.

L'étude économique a pour but de pouvoir évaluée l'estimation du coût d'exécution de ce projet.

En bref, on peut dire que ce projet de fin d'étude est pour moi une expérience très bénéfique d'examiner mes compétences dans le domaine académique et qui sera expérience et en même une leçon dans ma professionnelle.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

### Les règlements :

- Groupe de travail Spécialisé (GTS) : « DTR-B.C.2.48 règles parasismiques algériennes RPA9 » ;
- DTR B.C. 2.2 « Charges permanente et charges d'exploitation », Edition du Centre national de la recherche appliquée en génie parasismique, 1988.
- D.T.R.B.C 2.41, « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A. 93 », Edition du Centre national de la recherche appliquée en génie parasismique, 1993. ;
- D.T.R. -B.E.1.31 Règles d'exécution des travaux de fondations superficielles ;
- D.T.R. B.C.2.33.1 Règles de calcul des fondations superficielles ;
- HENRY THONIER (1999) : Conception et calcul des structures de bâtiment. Paris, Edition Presses de l'école nationale des ponts et chaussée ;

### Les mémoires d'ingénierie :

- BELMOKRETAR Karim, BENABDERAHMANE Abdelaziz. (2018-2019). Etude technico-économique et géotechnique d'un pôle d'habitation. Mémoire de fin d'étude master, université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem. Encadré par : M. BENSOUA Mohamed ;
- Mlle BOUKHOUDMI Leila Djenat, Mlle OUALI Kahina. (2018-2019). Etude d'une tour en béton armé (sous-sol+RDC+10 étages) selon le B.A.E.L91 et le R.P.A 99 version 2003. Mémoire de fin d'étude master, université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem. Encadré par : Mr. BESSAI Touhami ;
- BOUKHRIF Abir, DHAIRI Imane. (2016-2017). Gestion d'un projet de construction de bâtiment dans le but de planifier les tâches à réaliser. Mémoire présenté pour l'obtention du diplôme de Master Académique, UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA. Encadré par : Mr. BENYAHIA Abdeslam ;
- FERROUDJI WALID, GHELDANE OUSSAMA. (2016). ETUDE D'UN BATIMENT R+5 A USAGE D'HABITATION. MEMOIRE Présenté en vue de l'obtention du diplôme de MASTER, université BADJI MOKHTAR-ANNABA. Encadré par : Mr. Oucief Houcine ;
- BREK SIF EDDINE, ZAHAF FAWZI. (2012-2013). Etude d'un bâtiment d'habitation (R+5) structure mixte (voile + portique). Mémoire de fin d'étude en vue de l'obtention du

diplôme de master en génie civil, Université Larbi Ben M'Hidi Oum El Bouaghi.  
Encadrées par : OUCHNANE Karima, OUCHNANE Meriem ;

- Rasmané SAWADOGO. (2012-2013). Organisation d'un chantier de construction du complexe administratif R+5 avec sous-sol à usage de bureaux dans la ZACA de Ouagadougou. Mémoire pour l'obtention du Diplôme de Master d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement, Institut International d'Ingénierie- Ouagadougou. Encadré par : Dr Ismaila GUEYE ;
- YAMEOGO Baowendsida Ama Ida. (2014-2015). ETUDE TECHNIQUE D'UN BATIMENT R+2 A TERRASSE ACCESSIBLE (Cas de l'Ambassade du Mali au Burkina Faso). MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU MASTER EN INGENIERIE DE L'EAU ET DE L'ENVIRONNEMENT OPTION : GENIE CIVIL (BATIMENT), Institut International d'Ingénierie- Ouagadougou. Encadré par : M. MESSAN Adamah, M. Romain P. TAGO ;
- Mr. HARRAT ABDELKRIM, Mr. HAMMOU ISMAIL. (2012-2013). Etude d'une tour R+12 en béton armée. Mémoire de fin d'étude master, université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem. Encadré par : Mr. AMMAR BRAHIM

#### **Cours :**

- Calcul de voiles, M. BENSOUA Mohamed.
- Calcul des actions et sollicitations, M. BENSOUA Mohamed.
- Cours de béton armé, M. Ammar.
- Règles de calcul et dimensionnement des dalles, M. BENSOUA Mohamed
- Cours métré, organisation de chantier et planification des projets de construction, Mr. K. BOUHADJB ;
- Cour planification des chantiers, ABDELOUAHID EL ATMIOUI INGENIEUR. BAT.GENIE CIVIL, ISTA (LAAYOUNE) (2006-2007) ;
- Cours organisation des chantiers, Dr. MADI Rafik, UNIVERSITE 8 MAI 1945 – GUELMA (2014).

#### **Site internet :**

- Wikipédia