



وزارة التعليم العالي و البحث العلمي  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
جامعة عبد الحميد ابن باديس مستغانم  
Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem  
كلية العلوم و التكنولوجيا  
Faculté des Sciences et de la Technologie  
قسم الهندسة المدنية و المعمارية  
Département Génie Civil et Architecture



N° d'ordre : M...../GCA/2021

# MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

**Filière : Génie Civil**  
**Spécialité : Structure**

## Thème

**Etude d'un Bâtiment R+10 à usage d'habitation**

**Présenté par :**

Benselama Hesna

**Soutenu le 28 / 09 / 2021 devant le jury composé de :**

Président : Mr.Bensoula Mohamed

Examineur : Mr.Bendehiba Saber

Encadreur : Mr.Boukhoulida Hafid

# Remerciements

- ❖ Nous apportons toutes nos gratitudees à Allah le tout puissant qui nous a donné le courage et la conviction durant notre formation.
- ❖ Et tous nos profonds remerciements à la faculté de Sciences et technologie de Mostaganem en particulier à tous les personnels du département de Génie civil et d'architecture.
- ❖ C'est avec fierté et extrême reconnaissance que nous remercions notre professeur et encadreur Mr.Boukhoulida Hafid pour son courage et surtout son motivation du début jusqu'à la fin de ce présent travail.
- ❖ Nous remercions tous nos professeurs qui ont partagés leurs savoirs avec nous durant notre formation et particulièrement.
- ❖ Nous exprimons aussi nos reconnaissances à tous les membres de jury d'avoir accepté d'examiner ce travail et d'apporter des critiques nécessaires pour le compléter.
- ❖ Enfin nos remerciements à tous ceux qui ont contribués d'une manière ou autre à la réalisation de ce projet.

# Dédicaces

- ❖ Je dédie ce modeste travail à l'homme mon précieux offre du dieu, qui doit ma vie, ma réussite et tout mon respect : mon chère père Habib.
- ❖ A la femme qui a souffert sans me laisser souffrir, qui n'a jamais dit non à mes exigences et qui n'a épargné aucun effort pour me rendre heureux : mon adorable mère Fatiha qu'elle repose en paix Allah yarhamha que Dieu lui fasse miséricorde et lui accorde le plus haut paradis, inshallah.
- ❖ A mes chères sœurs Asmaa et ses enfants Mourad, Norhane, Naziha, Fateh, et ma sœur Souhila, Khadidja, on a passé des bons moments ensemble, à Mes chères Frères Hichem, Saleh eddine, Mohammed Said, et à toute la famille BENSELAMA.
- ❖ A mon amie Djihenne et mon camarade Nabil, qui n'ont pas cessée de me conseiller, encourager et soutenir tout au long de mes études.
- ❖ Merci à tous qui ont toujours été là pour moi et leur amour et leur patience et encouragements et pour les aides et les supports dans les moments difficiles. Que Dieu les protège et leurs offre la chance et le bonheur, quels que soient les termes embrassés, je n'arriverais jamais à leur exprimer mon amour sincère.

# Sommaire

<b>I) Chapitre 1 : Introduction et présentation de l'ouvrage.....</b>	<b>1</b>
1.1) Introduction.....	1
1.2) Objectif.....	1
1.3) Présentation de l'ouvrage.....	4
1.3.1) Caractéristiques géotechniques du sol.....	4
1.3.2) Ossature et système constructif adopté.....	4
1.3.3) Caractéristique géotechnique du sol.....	5
1.4) Caractéristique mécanique des matériaux.....	6
1.4.1) Le béton.....	6
1.4.1.1) Principaux caractéristique et avantages du béton.....	6
1.4.1.2) Les principaux avantages du béton armé sont.....	6
1.4.1.3) Résistance mécanique.....	6
1.4.1.3.1) Résistance caractéristique à la compression.....	6
1.4.1.3.2) Résistance caractéristique à la traction.....	7
1.4.1.4) Méthode de calcul.....	7
1.4.1.4.1) Définition des états limites.....	7
1.4.1.4.2) Déformation et contrainte de calcul.....	7
1.4.1.4.3) Contrainte admissible de cisaillement.....	9
1.4.1.4.4) Module de déformation longitudinal du béton.....	9
1.4.2) L'acier.....	9
1.4.2.1) Diagramme déformation contrainte de calcul : $\sigma_s = f(\epsilon_{\infty})$ .....	10
1.4.2.1.1) Diagramme déformation-contrainte.....	10
1.4.2.1.2) Contrainte limite de traction des armatures.....	10
1.5) Poids volumique de certains matériaux utilisés dans notre projet.....	10
1.6) Les hypothèses de calcul aux états limites.....	11
1.6.1) E.L.U.R.....	11
1.6.1.1) Hypothèse de calcul.....	11
1.6.1.2) Règle des trois pivots.....	11
1.6.2) E.L.S.....	12
1.6.2.1) Hypothèse de calcul.....	12
1.7) Combinaisons de calculs vis-à-vis des états limite.....	12
1.7.1) Etat limite ultime.....	12
1.7.2) Etats limite de service.....	13
<b>II) Chapitre 2 : Descente de charge et pré-dimensionnement des éléments.....</b>	<b>14</b>
2.1) Introduction.....	14
2.2) Pré-dimensionnement des poutres.....	14
2.3) Plancher.....	15
2.3.1) Plancher à corps creux.....	15
2.3.2) Plancher en dalle pleine.....	16
2.4) Descente de charge.....	17
2.4.1) Descente de charge plancher terrasse (corps creux).....	17
2.4.2) Descente de charge plancher étage courant.....	17
2.4.3) Descente de charge plancher en dalle pleine de la cage d'escalier.....	18
2.4.4) Descente de charge plancher en dalle pleine de balcon.....	18
2.4.4) Descente de charge de mur extérieure.....	18
2.4.5) Descente de charge d mur intérieure.....	19

2.5) Pré-dimensionnement des poteaux.....	19
2.6) Pré-dimensionnement des voiles.....	23
2.6.1) Voiles de contreventement.....	23
2.7) Pré-dimensionnement des poutrelles.....	24
2.8) Pré-dimensionnement de l'acrotère.....	26
2.9) Pré-dimensionnement de l'escalier.....	26
<b>III) Chapitre 3 : Etude Les éléments secondaire.....</b>	<b>29</b>
3.1) Ferrailage de la dalle de compression.....	29
3.1.1) Etude des poutrelles.....	30
3.1.2) Vérification des conditions de la méthode forfaitaire.....	33
3.1.3) Application de la méthode forfaitaire.....	33
3.1.4) Détermination des armatures.....	36
3.1.5) Calcul de la flèche.....	40
3.2) Etude l'escalier.....	48
3.2.1) Calcul du ferrailage.....	54
3.2.2) Vérification des contraintes de cisaillement.....	56
3.2.3) Poutre palière.....	57
3.2.3.1) Calcul du ferrailage.....	58
3.3) Etude des balcons.....	62
3.3.1) Calcul du ferrailage.....	63
3.4) Etude de l'acrotère.....	65
3.4.1) Calcul du ferrailage.....	65
3.4 Etude de la salle machine.....	70
<b>IV) Chapitre 4 : Etudes Dynamique.....</b>	<b>78</b>
4.1) Introduction.....	78
4.2) Détermination des paramètres de la force sismique.....	79
4.3) Les dispositions des voiles.....	83
<b>V) Chapitre 5 : Etude des éléments de résistance.....</b>	<b>89</b>
5.1) Etude des portiques.....	89
5.1.1) Ferrailage des poutres.....	89
5.1.2) Ferrailage des poteaux.....	96
5.1.3) Etude des voiles.....	106
5.1.3.1) Ferrailage des voiles de contreventement.....	106
5.1.3.2) Ferrailage des voiles périphériques.....	112
<b>VI) Chapitre 6 : Etude des fondations.....</b>	<b>118</b>
6.1) Introduction.....	118
6.2) Choix du type de fondation.....	118
6.3) Pré-dimensionnement du radier.....	119
6.4) Détermination des efforts.....	121
6.5) Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique.....	121
6.6) Vérification de la stabilité.....	122
6.6.1) Vérification au soulèvement.....	122
6.6.2) Vérification de compression.....	123
6.6.3) Vérification de la stabilité au renversement.....	123
6.7) Ferrailage du raider.....	123
6.8) Ferrailage des nervures.....	127

# Liste des figures

## Chapitre 1 :

Figure 1.1 : Plan étage courant.....	2
Figure 1.2 : L'implantation de projet.....	3
Figure 1.3 : Dalle à corps creux.....	4
Figure 1.4 : Dalle pleine.....	4
Figure 1.5 : Escaliers à 2 volées.....	5
Figure 1.6 : Détail acrotère.....	5
Figure 1.7 : Diagramme parabole-rectangle des contraintes-déformation du béton.....	7
Figure 1.8 : Diagramme contraintes-déformations.....	8
Figure 1.9 : Diagramme rectangulaire simplifié.....	8
Figure 1.10 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier.....	10
Figure 1.11 : Règle des trois pivots.....	11

## Chapitre 2 :

Figure 2.1 : Section transversale d'une poutre.....	14
Figure 2.2 : Section des poutres secondaires.....	15
Figure 2.3 : Coupe transversal d'un plancher à corps creux.....	15
Figure 2.4 : Dimensions d'un panneau de dalle.....	17
Figure 2.5 : Les murs extérieure et intérieure.....	19
Figure 2.6 : Surface afférente du poteau le plus sollicité.....	21
Figure 2.7 : Coupe en élévation d'un voile.....	22
Figure 2.8 : Coupe de voile de contreventement.....	24
Figure 2.9 : Coupe de voile d'ascenseurs.....	24
Figure 2.10 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	24
Figure 2.11 : Coupe d'un Solive.....	25
Figure 2.12 : Coupe de poutrelle section en T.....	25
Figure 2.13 : Schéma de la poutrelle.....	26
Figure 2.14 : Schéma de l'acrotère.....	26
Figure 2.15 : Schéma d'un escalier.....	27

## Chapitre 3 :

Figure 3.1 : Treillis soudés (20x20) cm <sup>2</sup> .....	29
Figure 3.2 : Schéma d'un plancher à corps creux.....	30
Figure 3.3 : Définition des moments.....	30
Figure 3.4 : Moments sur appuis intermédiaires.....	31
Figure 3.5 : Représentation de la méthode de Caquot.....	31
Figure 3.6 : Schéma statique d'une poutre continue.....	32
Figure 3.7 : Sollicitations.....	32
Figure 3.8 : Schéma statique des moments fléchissant en appui.....	33
Figure 3.9 : Schéma de la poutrelle de notre projet.....	33
Figure 3.10 : Section de calcul.....	36
Figure 3.11 : Section de calcul en travées.....	36
Figure 3.12 : La nervure.....	37
Figure 3.13 : Section de calcul en appui.....	37
Figure 3.14 : Influence de l'effort tranchant sur un appui de rive.....	38
Figure 3.15 : Influence de l'effort tranchant sur un appui intermédiaire.....	39
Figure 3.16 : Coordonnées de centre de gravité.....	41

Figure 3.17 : Schéma de ferrailage de la dalle à corps creux.....	46
Figure 3.18 : Schéma de ferrailage de la poutrelle.....	46
Figure 3.19 : Les éléments constitutifs d'un escalier.....	48
Figure 3.20 : Coupe AA.....	48
Figure 3.21 : Vue en plan de la cage d'escalier.....	49
Figure 3.22 : Schéma statique d'un escalier à paillasse avec palier de repos.....	50
Figure 3.23 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à ELU.....	51
Figure 3.24 : Schéma statique.....	52
Figure 3.25 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à ELS.....	53
Figure 3.26 : Section de calcul en travées.....	54
Figure 3.27 : Schéma statique.....	54
Figure 3.28 : Section de calcul en appuis.....	55
Figure 3.29 : Schéma statique de la poutre palière.....	57
Figure 3.30 : Section de calcul en travées.....	58
Figure 3.31 : Section de calcul en appuis.....	60
Figure 3.32 : Coupe sur balcon.....	62
Figure 3.33 : Schéma statique du balcon.....	63
Figure 3.34 : Schéma de ferrailage de l'escalier étage courant.....	63
Figure 3.35 : Schéma de ferrailage de la poutre palier.....	63
Figure 3.36 : Section de calcul.....	63
Figure 3.37 : Dimension de l'acrotère.....	65
Figure 3.38 : Section de calcul.....	66
Figure 3.39 : Position de centre de pression.....	68
Figure 3.40 : Répartition de la charge localisée sur la dalle.....	70
Figure 3.41 : Diagrammes des moments à L'ELU.....	73
Figure 3.42 : Schéma de ferrailage de balcon.....	72
Figure 3.43 : Diagrammes des moments à L'ELS.....	74
Figure 3.44 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	76
Figure 3.45 : Schéma de ferrailage de la salle machine.....	76

#### **Chapitre 4 :**

Figure 4.1 : La déformation dans le sens X.....	81
Figure 4.2 : Vue en plan de la déformation dans le sens X.....	82
Figure 4.3 : La déformation dans le sens Y.....	83
Figure 4.4 : Les dispositions des voiles.....	83
Figure 4.5 : Les dispositions des voiles.....	84

#### **Chapitre 5 :**

Figure 5.1 : Les efforts tranchants sur les poutres principales.....	91
Figure 5.2 : Les efforts tranchants sur les poutres secondaires.....	91
Figure 5.3 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires en travées.....	93
Figure 5.4 : Schéma de ferrailage des poutres principales en travées.....	93
Figure 5.5 : Direction des moments et effort normal dans un poteau.....	97
Figure 5.6 : La zone nodale.....	98
Figure 5.7 : Espacement entre les armatures longitudinales.....	98
Figure 5.8 : Les armatures transversales dans la zone de recouvrement.....	100
Figure 5.9 : Section réduite du béton.....	101
Figure 5.10 : Schéma statique.....	101
Figure 5.11 : Zone Nodale.....	105
Figure 5.12 : Schéma de ferrailage des poteaux.....	106
Figure 5.13 : Sollicitations du voile.....	107

Figure 5.14 : Ferrailage du voile.....	107
Figure 5.15 : Section de calcul.....	109
Figure 5.16 : Section de calcul.....	110
Figure 5.17 : Schéma statique.....	112
Figure 5.18 : Section de calcul.....	115
Figure 5.19 : Section de calcul.....	116
Figure 5.20 : Schéma de ferrailage de voile de contreventements.....	117

# Liste des Tableaux

## Chapitre 1 :

Tableau 1.1 : Caractéristiques géométriques.....	4
Tableau 1.2 : Coefficient d'application de la charge.....	8

## Chapitre 2 :

Tableau 2.1 : Descente de charge du plancher terrasse à corps creux.....	17
Tableau 2.2 : Descente de charge plancher étage courant à corps creux.....	17
Tableau 2.3 : Descente de charge plancher en dalle pleine de la cage d'escalier.....	18
Tableau 2.4 : Descente de charge plancher en dalle pleine de balcon.....	18
Tableau 2.5 : Descente de charge de mur extérieur.....	18
Tableau 2.6 : Descente de charge de mur intérieure.....	19
Tableau 2.7 : Dégression des charges d'exploitation.....	20
Tableau 2.8 : Evaluation des charges d'exploitation.....	21
Tableau 2.9 : Pré-dimensionnement des poteaux.....	23
Tableau 2.10 : Descente des charges sur les solives.....	25
Tableau 2.11 : Descente de charge volée d'escalier.....	28
Tableau 2.12 : Descente de charge palier d'escalier.....	28

## Chapitre 3 :

Tableau 3.1 : Effort tranchant terrasse.....	35
Tableau 3.2 : Effort tranchant étage courant.....	35
Tableau 3.3 : Récapitulatif des moments fléchissant et des efforts tranchants maximaux.....	35
Tableau 3.4 : Moment agissent sur la dalle machine à ELU.....	72
Tableau 3.5 : Moment agissent sur la dalle machine à ELS.....	73
Tableau 3.6 : Ferrailage suivant les sens X-X et Y-Y.....	75
Tableau 3.7 : Vérification de compression dans le béton ELS suivant sens XX et YY.....	76

## Chapitre 4 :

Tableau 4.1 : Facteur de qualité.....	80
Tableau 4.2 : Poids de la structure.....	85
Tableau 4.3 : Centre de masse et centre de torsion.....	85
Tableau 4.4 : Excentricités accidentelles et Excentricités théoriques.....	86
Tableau 4.5 : Distribution de la force sismique V.....	88

## Chapitre 5 :

Tableau 5.1 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant en [KN.m] et efforts tranchants.....	90
Tableau 5.2 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres.....	96
Tableau 5.3 : Tableau récapitulatif des sollicitations.....	100
Tableau 5.4 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux.....	106
Tableau 5.5 : Tableau récapitulatif des sollicitations.....	114

## Chapitre 6 :

Tableau 6.1 : Vérification de soulèvement.....	122
Tableau 6.2 : Vérification de compression.....	123
Tableau 6.3 : Vérification de stabilité au renversement.....	123
Tableau 6.4 : Des moments fléchissant.....	124
Tableau 6.5 : Ferrailage travée sens x-x.....	125
Tableau 6.6 : Vérification ELS.....	125

Tableau 6.7 : Ferrailage travée sens x-x.....	125
Tableau 6.8 : Ferrailage travée sens x-x.....	125
Tableau 6.9 : Vérification ELS.....	125
Tableau 6.10 : Ferrailage travée sens x-x.....	126
Tableau 6.11 : Vérification ELS.....	126
Tableau 6.12 : Ferrailage travée sens x-x.....	126
Tableau 6.13 : Vérification ELS.....	126
Tableau 6.14 : Des moments fléchissant.....	127
Tableau 6.15 : Calcul du ferrailage.....	127
Tableau 6.16 : Calcul du ferrailage.....	127
Tableau 6.17 : espacement des armatures.....	128

# Liste des notations

**A** : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.

**A<sub>s</sub>** : Aire d'une section d'acier.

**A<sub>t</sub>** : Section d'armatures transversales.

**B** : Aire d'une section de béton.

**ø** : Diamètre des armatures.

**q** : Capacité portante admissible.

**Q** : Charge d'exploitation.

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

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

**σ<sub>s</sub>** : Contrainte de traction de l'acier.

**σ<sub>bc</sub>** : Contrainte de compression du béton.

**σ<sub>s</sub>** : Contrainte de traction admissible de l'acier.

**σ<sub>bc</sub>** : Contrainte de compression admissible du béton.

**τ<sub>u</sub>** : Contrainte ultime de cisaillement.

**τ** : Contrainte tangentielle.

**β** : Coefficient de pondération.

**σ<sub>sol</sub>** : Contrainte du sol.

**G** : Charge permanente.

**ξ** : Déformation relative.

**V<sub>0</sub>** : Effort tranchant a la base.

**ELU** : Etat limite ultime.

**ELS** : Etat limite service.

**N<sub>ser</sub>** : Effort normal pondéré aux états limites de service.

**N<sub>u</sub>** : Effort normal pondéré aux états limites ultime.

**T<sub>u</sub>** : Effort tranchant ultime.

**T** : Effort tranchant, Période.

**S<sub>t</sub>** : Espacement.

**λ** : Elancement.

**e** : Epaisseur, Indice des vides.

**F** : Force concentrée.

**f** : Flèche. Liste des notations

**f** : Flèche admissible.

**L** : Longueur ou portée.

**L<sub>f</sub>** : Longueur de flambement.

**I<sub>p</sub>** : Indice de plasticité.

**I<sub>c</sub>** : Indice de consistance.

**W** : Poids total de la structure.

**d** : Hauteur utile.

**F<sub>e</sub>** : Limite d'élasticité de l'acier.

**M<sub>u</sub>** : Moment à l'état limite ultime.

**M<sub>ser</sub>** : Moment à l'état limite de service.

**M<sub>t</sub>** : Moment en travée.

**$M_a$**  : Moment sur appuis.  
 **$M_0$**  : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.  
 **$I$**  : Moment d'inertie.  
 **$f_i$**  : Flèche due aux charges instantanées.  
 **$f_v$**  : Flèche due aux charges de longue durée.  
 **$I_{fi}$**  : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.  
 **$M$**  : Moment, Masse.  
 **$E_{ij}$**  : Module d'élasticité instantané.  
 **$E_{vj}$**  : Module d'élasticité différé.  
 **$E_s$**  : Module d'élasticité de l'acier.  
 **$f_{c28}$**  : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.  
 **$f_{t28}$**  : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.  
 **$F_{cj}$**  : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.  
 **$I_0$**  : Moment d'inertie de la section totale homogène.  
 **$\varnothing_l$**  : Diamètre d'une armature longitudinale  
 **$\varnothing_t$**  : Diamètre d'une armature transversale  
 **$\nu$**  : Coefficient de poisson  
 **$\rho$**  : Rapport de la section d'acier sur celle du béton  
 **$\mu_{ser}$**  : Moment ultime réduit à l'ELS ( $\mu$ )  
 **$\mu_u$**  : Moment ultime réduit à l'ELU  
 **$\epsilon_{st}$**  : Déformation des armatures tendues  
 **$\epsilon_{sc}$**  : Déformation des armatures comprimées  
 **$B_r$**  : Aire d'une section réduite d'un poteau  
 **$A_{inf}, A_{sup}$**  : armature inférieures armatures supérieures  
 **$A_u$**  : section d'acier à l'état limite ultime  
 **$A_{ser}$**  : section d'acier à l'état limite de service  
 **$A_{min}, A_{max}$**  : section d'acier minimale et maximale  
 **$C_d$**  : coefficient dynamique  
 **$C_p$**  : coefficient de pression nette  
 **$C_r$**  : coefficient de rugosité  
 **$C_t$**  : coefficient de topographie

# Résumé

Ce projet présente une étude technique de réalisation d'un bâtiment de forme régulière à usage habitation, constitué d'un R+10 et. Il est implanté dans la commune de MOSTAGANEM, classée en zone sismique (IIa) site meuble S3 selon le RPA99 Version 2003.

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système portique contreventé par des voiles.

Le dimensionnement et le calcul du ferrailage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur (CBA93 et RPA99 version 2003).

L'analyse dynamique de la structure a été réalisée à l'aide du logiciel "Autodesk Rebot Stuctural Analysis Professionnel 2019"

L'étude de l'infrastructure du bâtiment a abouti à une fondation de type Radier général.

**Mots clés :** étude dynamique, modélisation, béton armé, radier, poteaux, poutres, voiles, période de vibration.

## ملخص

هذا المشروع هو عبارة عن دراسة مفصلة لعمارة سكنية مكونة من طابق ارضي و عشرة طوابق علوية سكنية بولاية مستغانم المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم 2أ حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل . الهدف من الدراسة هو نمذجة الهيكل باستخدام برنامج حساب العناصر المحدودة , من اجل اجراء التحليل النمودجي والحساب الزلزالي يجب ان نمر بعدة مراحل لتحقيق ذلك : وهو البعاد المسبقة وانزال الحموات, حساب العناصر الثانوية , الدراسة الزلزالية التي اعطت طريقة اساسية لللتواء وهذا يشير الى التصميم المعماري الرديء الذي تم دون استشارة المهندس, ثم اصالح الهيكل يتم بواسطة زيادة العمدة والجدران او الوضع الساسي, وهو الترجمة ثم الانتقال اخيرا الى دراسة العناصر الرئيسية بعد دراسة البنية التحتية. تم تنفيذ تقوية العناصر الحاملة العمدة و الحزم بواسطة برنامج ROBOT بينما تم تقوية الجدران والعناصر الثانوية يدويا . يتكون اساس المبنى من اساسات مستمرة . الكلمات المفتاحية : العمارة, الخرسانة المسلحة, الجدران , العمدة , الارتداد .

# Abstract

This project presents a technical study for the realization of an regularly shaped building for use housing consisting of an R + 10. It is located in the commune of MOSTAGANEM, classified as a seismic zone (IIa) and site S3 according to the RPA99 Version 2003.

The resistance of the structure to horizontal and vertical loads is ensured by a portal system braced by sails.

The dimensioning and the calculation of the reinforcement of all the resistant elements were established in accordance with the Algerian regulations in force (CBA93 and RPA99 version 2003).

The dynamic analysis of the structure was carried out using the software "Autodesk Rebot Stuctural Analysis Professional 2019"

The study of the building infrastructure resulted in a general raft foundation.

**Key words:** dynamic study, modeling, reinforced concrete, radiated, columns, beams beams, vibration period, sails.

# Introduction générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles et militaires. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines, dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société tous en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement. Le domaine d'application du génie civil est très vaste ; il englobe les travaux publics et le bâtiment. La conception structurale de l'étude s'est basée sur le respect des règles de l'art de la construction avec une bonne maîtrise des coûts et des contraintes d'intégration architecturales.

En réalité, notre projet porte sur l'étude d'un bâtiment en béton armé R+10 à usage d'habitation se situant à Kharouba dans la wilaya de Mostaganem classée en zone IIa (zone de sismicité moyenne) Site meuble S3 et dont structure retenue est de type poteaux-poutres associés à des voiles porteurs. Ces derniers assurent le contreventement de l'ouvrage. Pour le choix du plancher, nous avons opté pour les planchers à corps creux pour des raisons de résistance, de coût et de facilité d'exécution. Au regard des caractéristiques mécaniques du sol d'assise, les fondations superficielles, de type radier général a été retenu.

Afin de réaliser ce travail, nous avons répartis notre projet en plusieurs chapitres :

- Le premier chapitre est basé sur la présentation du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser
- Le deuxième chapitre est consacré au pré-dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux
- Le troisième chapitre traite l'étude des éléments secondaires
- Le chapitre quatre porte sur l'étude dynamique du bâtiment réalisé par le logiciel ROBOT analysis Professionnelle 2019
- Le chapitre cinq traite Les calculs de ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats de la simulation font l'objet
- Le chapitre six qui porte sur l'étude de l'infrastructure et les fondations

# Chapitre I : Introduction et présentation de l'ouvrage

---

## I. Chapitre 1 : Introduction et présentation de l'ouvrage

### 1.1 Introduction :

Bâtir a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées pour trouver un abri où règne sécurité et confort.

D'une manière générale tout d'étude d'un bâtiment dont l'ossature est en béton armé consiste à assurer la stabilité du bâtiment d'abord sous son propre poids et vis-à-vis des efforts extérieurs tels que les efforts sismique, le vent, la neige, et les chocs quelconques.

Cependant, durant l'étude, on doit respecter les normes de construction spécifiques liées à la situation géographique de la structure à réaliser et respecter les conditions normales d'exploitation des matériaux mises en jeux.

En occurrence pour la réalisation de cet ouvrage, on doit se référer au règlement parasismique Algérien (RPA) 99/version 2003, le C.B.A 93 et les autres documents techniques réglementaires Algériens.

Le présent projet porte sur l'étude en générale, d'un bâtiment R+10 se situent à kharouba dans la willaya de Mostaganem classées en zone IIa (zone sismicité moyenne) et le site meuble S3.

Dans le but de mettre en pratique nos connaissances acquises durant notre cursus universitaire et surtout notre expérience vécue en Algérie au profil de nos pays (pays du sahel).

### 1.2 Objectifs :

Les objectifs de ce présent travail sont les suivants :

- ❖ Faire les pré-dimensionnements des éléments structuraux et non structuraux selon les règlements en vigueurs ;
- ❖ Faire l'étude sismique selon le règlement parasismique Algérie ;
- ❖ Faire le ferrailage des éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles) en se référant aux normes algériennes ;
- ❖ Tirer les conclusions.

# Chapitre I : Introduction et présentation de l'ouvrage

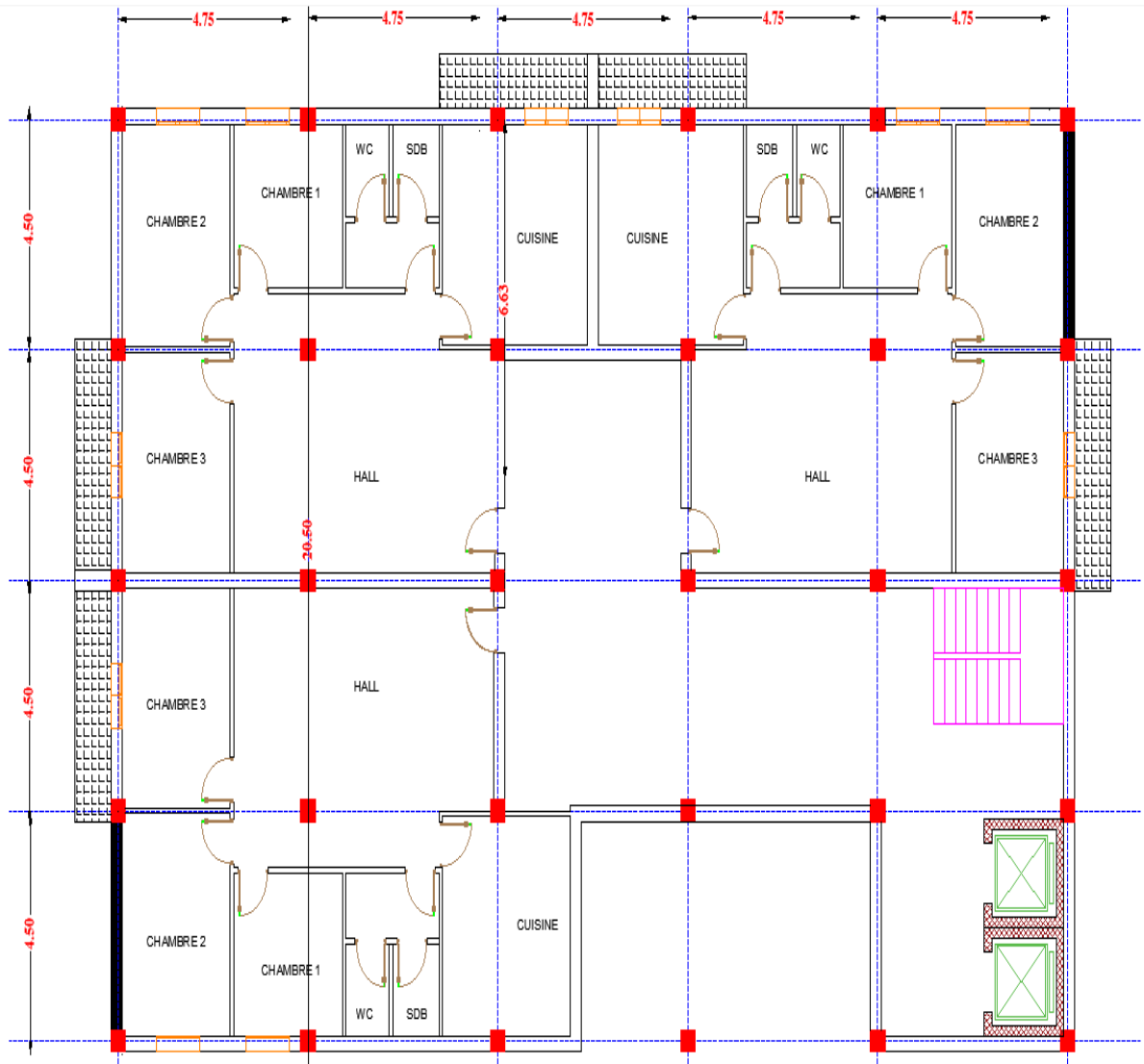


Figure 1.1 : plan étage courant

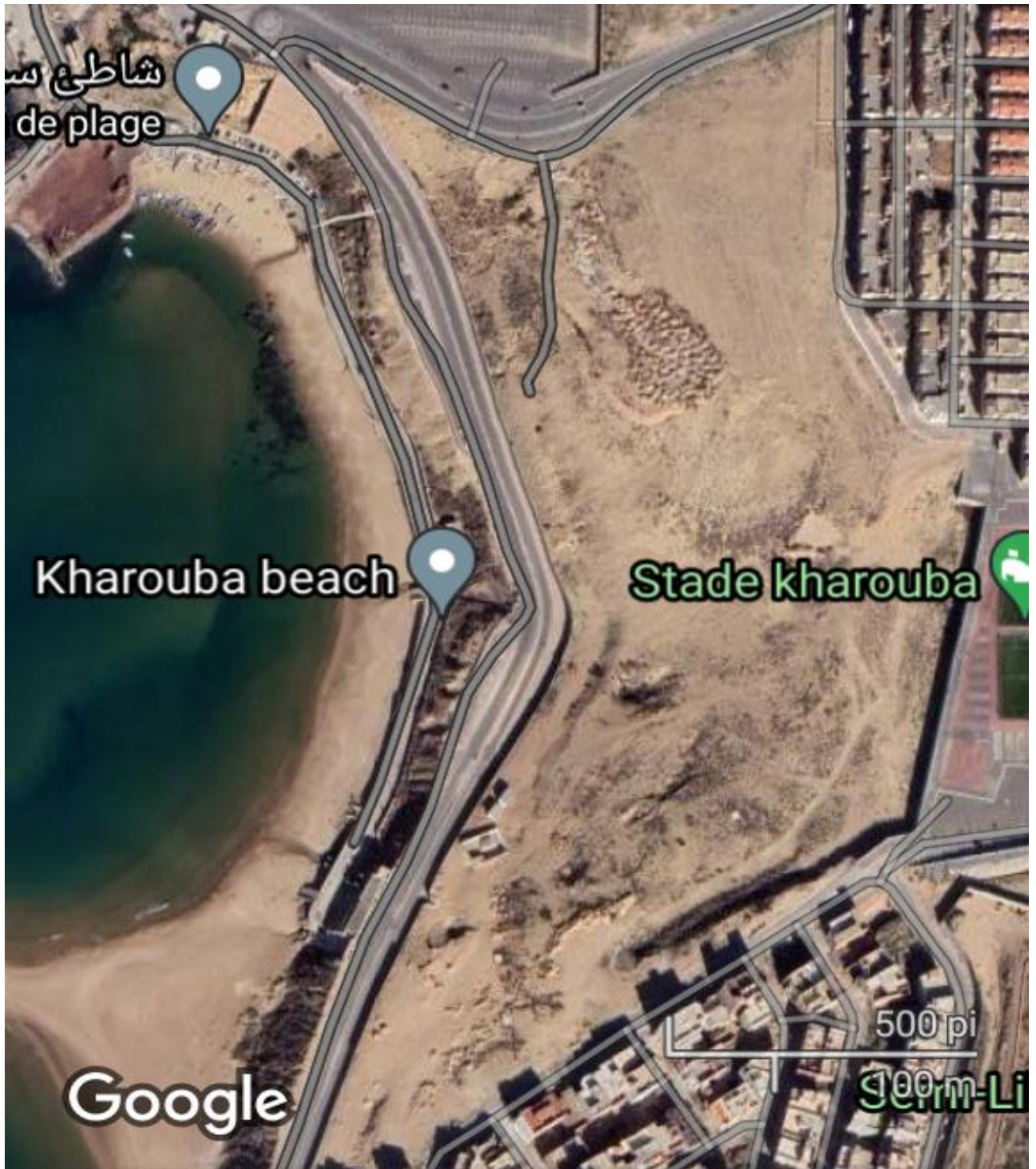


Figure 1.2 : L'implantation de projet

# Chapitre I : Introduction et présentation de l'ouvrage

## 1.3 Présentation de l'ouvrage :

Le présent projet porte sur l'étude d'un bâtiment composé de R+10 étages.

### 1.3.1 Caractéristique géométrique :

Longueur totale du bâtiment	23.75m
Largeur totale du bâtiment	18m
Hauteur totale du bâtiment	33.66m
Hauteur du RDC	3.06m
Hauteur des étages courants	3.06m

Tableau 1.1 : Caractéristiques géométriques

### 1.3.2 Ossature et système constructif adopté :

- ❖ **Ossature** : On a choisi un système d'ossature mixte (portique contreventé par les voiles).
- ❖ **Planchers** : Dans ce projet un seul type de planchers a été adopté qui est un plancher à corps creux de 16 cm d'épaisseur avec une dalle de compression de 4 cm, donc la hauteur du plancher est de 20 cm, en l'utilisé pour tous les étages courants et le rez-de-chaussée.

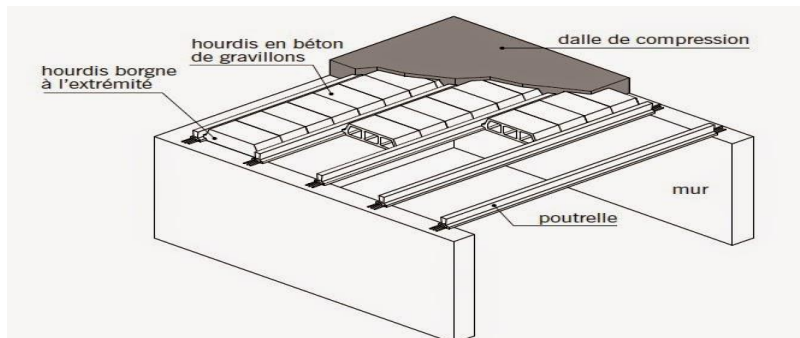


Figure 1.3 : Dalle à corps creux

- ❖ **Balcons** : ils seront réalisés en dalle pleine.

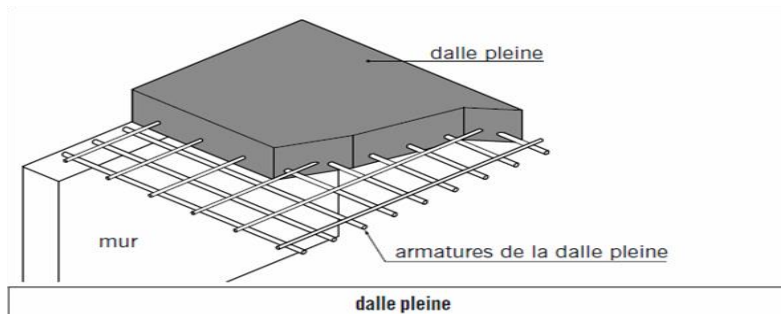


Figure 1.4 : Dalle pleine

- ❖ **Escaliers** : Dans notre cas nous avons opté pour un escalier droit à 2 volées avec palier intermédiaire en dalle pleine. Il sera réalisé en béton armé avec paillasses porteuses.

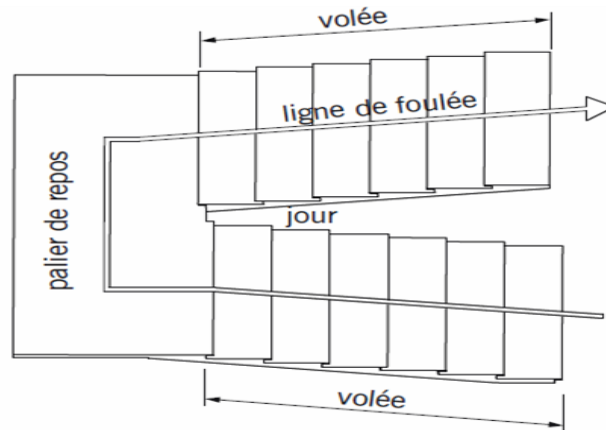


Figure 1.5 : Escaliers à 2 volées

- ❖ **Maçonnerie** : Les murs extérieurs sont réalisés en double paroi en briques creuses de (15cm ; 10cm) séparées par une lame d'air de 5cm.  
Les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.
- ❖ **Revêtement** :
  - Enduit en plâtre pour les plafonds.
  - Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
  - Revêtement en carrelage pour les planchers.
  - Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.
- ❖ **Isolation** : L'isolation acoustique entre différents planchers est assurée par le vide du corps creux et la masse du plancher, par contre au niveau des murs extérieurs l'isolation est assurée par la lame d'air entre les deux parois qui compose ces derniers, et par la minimisation des ponts thermiques lors de la réalisation.
- ❖ **Acrotère** :  
Pour la réalisation on suivra les indications de la figure suivante :

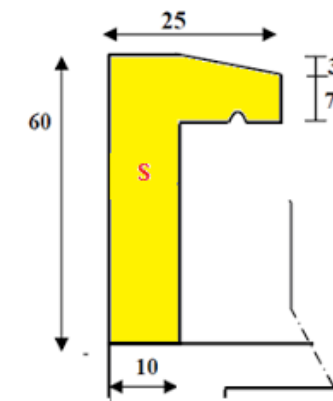


Figure 1.6 : Détail acrotère

### 1.3.3 Caractéristique géotechnique du sol :

Dans une première étape on a considéré que le sol d'assise de la construction est un sol meuble classé S3 d'après le RPA 99 version 2003 et par conséquent on a adopté une contrainte admissible du sol :  $\sigma_{sol} = 2$  bars.

## 1.4 Caractéristique mécanique des matériaux :

### 1.4.1 Le béton :

C'est un matériau constitué par le mélange, dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (sables et graviers) et d'eau. Le béton armé est un matériau obtenu en enrobant dans du béton des aciers (armatures), disposés de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal par lui-même, c'est-à-dire les efforts de traction, ou bien à renforcer le béton pour résister aux efforts de compression s'il ne peut, à lui seul, remplir ce rôle.

#### 1.4.1.1 Principaux caractéristique et avantages du béton :

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé comporte les 4 opérations :

- Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
- La mise en place des armatures dans le coffrage.
- Coulage du béton dans le coffrage.
- Décoffrage (ou démoulage) après durcissement suffisant du béton.

#### 1.4.1.2 Les principaux avantages du béton armé sont :

- Souplesse des formes, elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages auxquels on peut donner toutes les sortes de formes.
- Résistance aux agents atmosphériques, elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.
- Résistance au feu : le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.
- Fini des parements : sous réserve de prendre certaines précautions dans la réalisation des coffrages et dans les choix des granulats.
- En contrepartie, les risques de fissurations constituent un handicap pour le béton armé, et que le retrait et le fluage sont souvent des inconvénients sont il est difficile de palier tous les effets.

#### 1.4.1.3 Résistance mécanique :

##### 1.4.1.3.1 Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette résistance est mesurée par la compression axiale d'un cylindre droit de 200 cm<sup>2</sup> de section (diamètre=16 cm) et hauteur h=32 cm.

Lorsque les sollicitations s'exercent sur le béton à un âge de < j > jours inférieur à 28 jours.

On se réfère à la résistance  $f_{cj}$ . Obtenu au jour considéré, elle est évaluée par les formules suivantes :

D'après le CBA93 :

$$f_{cj} = \frac{J}{4.76+0.83J} \times f_{c28} \text{ pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{J}{1.40+0.95J} \times f_{c28} \text{ pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28} \text{ pour } j \geq 60 \text{ jours}$$

---

# Chapitre I : Introduction et présentation de l'ouvrage

---

## 1.4.1.3.2 Résistance caractéristique à la traction :

Elle est représentée par  $f_{t28}$ , elle peut être déterminée par plusieurs essais :

- Traction directe
- Traction par flexion

La résistance à la traction du béton à  $< j >$  jour est définie conventionnellement par la relation :

- $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \cdot f_{c28}$

Cette formule n'est valable que pour les bétons courants dont la valeur de  $f_{cj}$  ne dépasse pas 60 MPa.

- Pour  $f_{c28} = 25$  MPa  $\rightarrow f_{t28} = 2.1$  MPa

## 1.4.1.4 Méthode de calcul :

La connaissance plus précise du comportement du matériau béton armé acquise à la suite de nombreux essais effectués dans les différents pays a permis une modification profonde des principes de méthodes de calcul et a conduit à la méthode de calcul aux états limites.

### 1.4.1.4.1 Définition des états limites :

Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis : sa ruine totale ou partielle :

Les états limites sont classés en deux catégories :

#### a) Etat limite ultime :

Correspond à la ruine de l'ouvrage ou de l'un des ses éléments par perte d'équilibre statique, rupture, flambement, c'est-à-dire :

- Etat limite d'équilibre statique non renversement de la structure.
- Etat limite de résistance pour les matériaux constitués en béton ou en acier exemple : non rupture par écrasement du béton.
- Etat limite ultime de stabilité de forme non flambement d'un poteau.

#### b) Etat limite de service :

Au-delà du quels ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité (ouvertures des fissures, déformation, excessives des éléments porteurs).

### 1.4.1.4.2 Déformation et contrainte de calcul :

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

#### a) Déformation parabole rectangle :

##### ELU :

C'est un diagramme contraintes déformations du béton qui peut être dans le cas de E.L.U (en compression 2% et 3.5%). Il représente les contraintes du béton en fonction de ses raccourcissements.

La contrainte limite ultime du béton comprimé :  $\sigma_b = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec :  $\gamma_b$  coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1.15$  pour la situation accidentelle

$\gamma_b = 1.5$  pour durable et transitoire.

# Chapitre I : Introduction et présentation de l'ouvrage

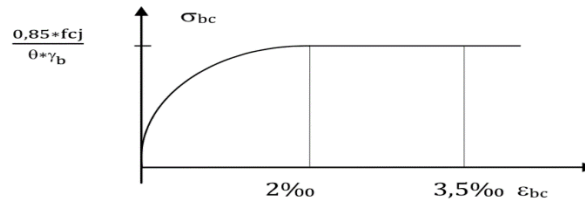


Figure 1.7 : Diagramme parabole-rectangle des contraintes-déformation du béton

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

$\sigma_{bc}$  : Contrainte de compression du béton.

$f_{bc}$  : Contrainte de calcul pour  $2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$ .

$f_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à  $\langle j \rangle$  jours.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité :

$\gamma_b = 1,5$  cas général.

$\gamma_b = 1,15$  cas accidentel.

$\theta$  : Coefficient d'application.

$\theta$	Durée d'application
1	>24
0.9	1h ≤ durée ≤ 24h
0.85	< 1h

Tableau 1.2 : coefficient d'application de la charge

**ELS :**

A l'état limite de service, on limite la contrainte dans le béton à :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \rightarrow \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

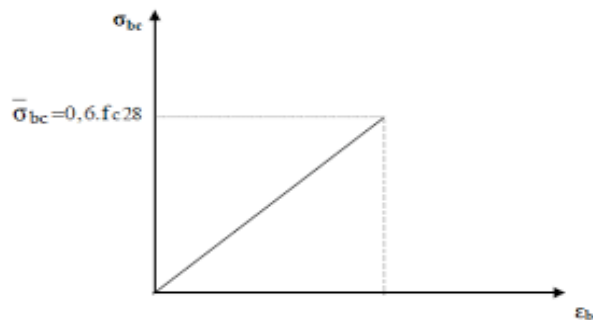


Figure 1.8 : Diagramme contraintes-déformations

**b) Diagramme rectangulaire :**

Lorsque la section est partiellement comprimée, on peut utiliser un diagramme rectangulaire simplifié.

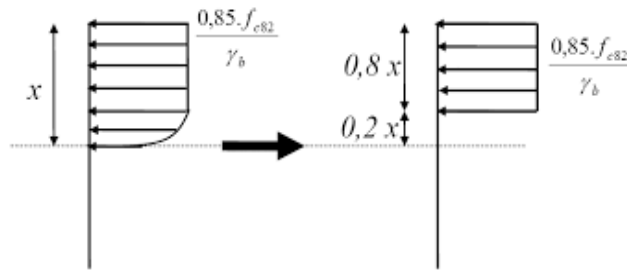


Figure 1.9 : Diagramme rectangulaire simplifié

-Sur une distance de  $0,2 x$  compté à partir de l'axe neutre la contrainte est nulle.

-Sur la distance restant  $0,8 x$  la contrainte à pour valeur :

- $0,85 f_{cj} / \gamma_b \theta$  pour les zones comprimées dont la largeur est croissant ou constant vers les fibres les plus comprimées.
- $0,8 f_{cj} / \gamma_b \theta$  pour les zones comprimées dont la largeur est décroissante ou constante vers ses mêmes fibres.

### 1.4.1.4.3 Contrainte admissible de cisaillement :

$T_{u adm} = \min\left(\frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right)$  pour une fissuration peu préjudiciable.

$T_{u adm} = \min\left(\frac{0,15 f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right)$  pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

### 1.4.1.4.4 Module de déformation longitudinal du béton :

#### a) Module de déformation instantanée :

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

On admet qu'à l'âge de  $\langle j \rangle$  jours le module de déformation longitudinale instantanée béton  $E_{ij}$  est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}^3} \text{ avec } E_{ij} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa.}$$

#### b) Module de déformation différée :

Sous des contraintes de longue durée d'application on admet qu'à l'âge de  $\langle j \rangle$  jours le module de déformation longitudinal différée du béton  $E_{vj}$  est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}^4} \text{ avec } E_{vj} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa.}$$

#### c) Module de déformation transversale :

Coefficient de poisson :  $\nu = (\Delta d / d) / (\Delta L / L)$

Avec :

$(\Delta d / d)$  : déformation relative transversale.

$(\Delta L / L)$  : déformation relative longitudinale.

Il est pris égale à :

# Chapitre I : Introduction et présentation de l'ouvrage

- $\nu = 0.2$  pour ELS (béton non fissuré).
- $\nu = 0.0$  pour ELU (béton fissuré).

## 1.4.2 L'acier :

Le matériau acier est un alliage Fer + Carbone en faible pourcentage.

Les aciers pour béton armé sont ceux de :

- Nuance douce pour 0.15 à 0.25 % de carbone.
- Nuance mi-dure et dure pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Dans la pratique on utilise les nuances d'acier suivantes :

- Acier naturel de nuance FeE215, FeE235 pour les armatures transversales en rondes lisses (R.L) (cadres, épingles, étriers) de diamètre  $\Phi 6$  et  $\Phi 8$ .
- Acier à haute adhérence (HA) de nuances FeE400, FeE500 pour les armatures longitudinales. Les diamètres utilisés sont : 8, 10, 12, 14, 16, 20.
- Treillis soudés de maille 150 x 150 mm<sup>2</sup> avec  $\Phi = 3.5$  mm.
- Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à  $E_s = 200\ 000$  MPa = 200 0000 bars.

### 1.4.2.1 Diagramme déformation contrainte de calcul : $\sigma_s = f(\epsilon\%)$

ELU :

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité  $\gamma_s$  qui a les valeurs suivantes :

$$\gamma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

- $\gamma_s$  : coefficient de sécurité.
- $f_e$  : limite d'élasticité de l'acier.
- $\gamma_s = 1.15$  pour la situation durable et transitoire.
- $\gamma_s = 1.00$  pour la situation accidentelle.

Pour notre cas on utilise des aciers FeE400.

#### 1.4.2.1.1 Diagramme déformation-contrainte :

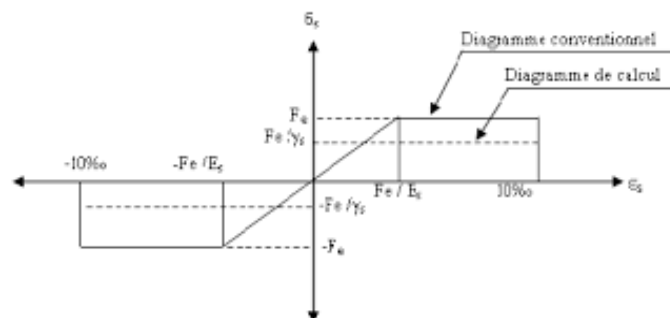


Figure 1.10 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier

#### 1.4.2.1.2 Contrainte limite de traction des armatures :

- Fissuration peu préjudiciable  $\sigma_{adm} < f_e$  pas de limitation.

# Chapitre I : Introduction et présentation de l'ouvrage

-Fissuration préjudiciable  $\sigma_{adm} = \min (2/3f_e, 110\sqrt{\eta * ft28})$

-Fissuration très préjudiciable  $\sigma_{adm} = \min (0.5f_e, 90\sqrt{\eta * ft28})$

$\eta$  : coefficient de fissuration.

$\eta=1$  : pour des ronds lisses (RL).

$\eta=1.6$  : pour les hautes adhérences avec  $\Phi \geq 6$  mm (HA).

## 1.5 Poids volumique de certains matériaux utilisés dans notre projet :

- ❖ Béton armé :  $\gamma_b = 25\text{KN/m}^3$
- ❖ Béton non armé :  $\gamma_b = 22\text{KN/m}^3$
- ❖ Acier :  $\gamma_b = 78.5\text{KN/m}^3$

## 1.6 Les hypothèses de calcul aux états limites :

Suivant les règles CBA93, on distingue deux états limites de calcul :

- Etats limite ultime de résistance E.L.U.R.
- Etats limite de service E.L.S.

### 1.6.1 E.L.U.R :

#### 1.6.1.1 Hypothèse de calcul :

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'action majorées et les résistances calculées en supposant que les matériaux atteignent les limites de rupture minorées ce qui correspond aussi aux règlements parasismiques algérienne R.P.A 99 version 2003.

On doit par ailleurs vérifier que E.L.U.R n'est pas atteint en notant que les actions sismiques sont des actions accidentelles.

#### 1.6.1.2 Règle des trois pivots :

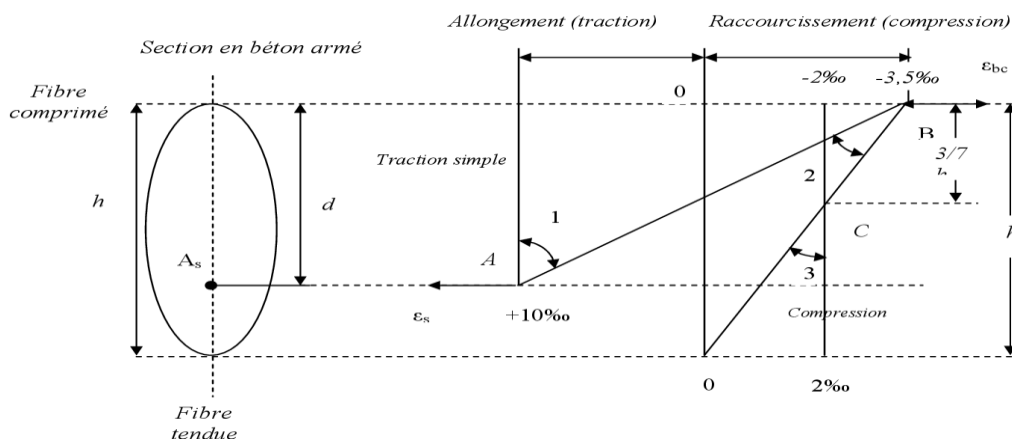


Figure 1.11 : Règle des trois pivots

Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier.

# Chapitre I : Introduction et présentation de l'ouvrage

---

La déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots.

- ❖ **Traction pure** : toutes les fibres s'allongent de la même quantité, le béton se fissure et donc ne participe pas à l'équilibre des sollicitations, la pièce sera hors service lorsque la déformation de l'acier vaut 10‰ donc toute la section sera allongée de 10‰.

L'acier doit être reparti dans toute la section, la limite correspond sur le diagramme à la verticale passant par A.

- ❖ **Traction excentrée** : à la limite, la fibre la plus tendue aura un allongement de 10‰, la moins tendue  $\epsilon_s < 10‰$ , plus l'excentrement augmente plus la tension minimale tend vers 0, les droites de déformation pivotent donc autour de A jusqu'à la position AO
- ❖ **Flexion (simple ou composée)** : on ne peut dépasser la position AB qui correspond à un raccourcissement  $\epsilon_{bc} = 3.5‰$  de la fibre de béton la plus comprimée l'état limite ultime est atteint avec  $\epsilon_s = 10‰$  et  $\epsilon_{bc} \leq 3.5‰$ .

La position limite AB correspond à un axe neutre situé à la distance  $y = \alpha \times AB \times d$  de la fibre la plus comprimée avec  $\alpha \times AB = 3.5 / (10 + 3.5) = 0.259$  ; la flexion simple ou composée avec  $0 \leq \alpha \leq 0.259$  admet le pivot A.

Le cas particulier où  $\epsilon_s = 10‰$  et  $\epsilon_{bc} = 2‰$  correspond à  $\alpha = 2 / (10 + 2)$  alors  $\alpha = 0.167$  pour augmenter la zone comprimée on ne peut plus augmenter  $\epsilon_{bc}$  au-delà de 3.5‰, il faut donc diminuer  $\sigma_s$  la droite des déformations pivote alors autour de B jusqu'à ce que :  $\epsilon_s = 0$  ;  $\alpha = Y/d$  varie de 0.259 à 1.

La flexion simple ou composée avec armature tendues avec  $0.259 \leq \alpha \leq 1$  admet le pivot B.

Si on fait tourner la droite autour de B la partie de section située au-dessous des armatures pourra travailler en partie de traction (pas de contrainte et les aciers seront comprimés, c'est de la flexion composée : la flexion composée avec aciers comprimés (section de béton partiellement comprimée) avec  $1 \leq \alpha \leq h/d$  admet le pivot B.

- ❖ **Compression** : si toute la section du béton est comprimée en compression simple, la déformation du béton ne peut pas dépasser  $\epsilon_{bc} = 2‰$

La compression simple ou composée admet le pivot C.

$2‰ \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5‰$  Sur la fibre la plus comprimée  $\epsilon_{bc} \leq 2‰$  sur la fibre la moins comprimée.

## ❖ En résumé :

- **Pivot A** : traction simple ou composée, flexion avec état limite ultime atteint dans l'acier.
- **Pivot B** : flexion avec état limite ultime atteint dans béton.
- **Pivot C** : compression simple ou composée.

## 1.6.2 E.L.S :

Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'action réelles (non majorées) et les sollicitations résistances calculées sans dépassement des contraintes limites.

Les calculs ne se font qu'en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

## 1.6.2.1 Hypothèse de calcul :

- Les sections droites restent planes.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations,  $\sigma_{bc} = E_b \epsilon_c$ ,  $\sigma_s = E_s \epsilon_s$
- Par convention (n) correspond au rapport du module d'élasticité longitudinal de l'acier à celui du béton,  $n = E_s / E_b = 15$  : coefficient d'équivalence.

## 1.7 Combinaisons de calculs vis-à-vis des états limite :

### 1.7.1 Etat limite ultime :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :  $1.35 G + 1.5 Q$ .

### 1.7.2 Etats limite de service :

Combinaison d'action suivante  $G + Q$

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques algériennes ont prévu de prendre les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $G + Q \pm 1.2 E$
- $0.8 G \pm E$

Avec :

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

E : effort de séisme.

## II. Chapitre 2 : Descente de charge et pré-dimensionnement des éléments

### 2.1 Introduction :

La descente de charges a pour but de connaître la répartition et les cheminements des charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure depuis le haut jusqu'aux fondations. Les valeurs obtenues permettront de dimensionner les éléments porteurs voir dans certains cas, de modifier la structure.

Dans ce chapitre, nous allons faire la descente des charges et le pré-dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux selon les normes de constructions en vigueur (DTR, CBA93 et le RPA99 / version 2003).

### 2.2 Pré-dimensionnement des poutres :

Selon les règles du CBA93 tous en satisfaisant les exigences du RPA 99 version 2003.

Les dimensions des poutres sont données par les formules suivantes :

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

$$\{0.4h \leq b \leq 0.8h\}$$

Avec L : longueur entre axes des poutres

h : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

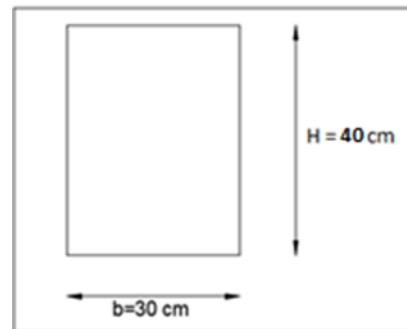


Figure 2.1 : Section transversale d'une poutre

#### Poutres principales :

$$L=4.75 \text{ m} = 475 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{475}{15} \leq h \leq \frac{475}{10} \\ 31.67 \text{ cm} \leq h \leq 47,5 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \text{On prendre : } h = 40 \text{ cm}$$

$$\{16 \leq b \leq 32 \quad \text{On prendre : } b = 30 \text{ cm}\}$$

Vérification du RPA :

- ✓  $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$  .....condition vérifiée.
- ✓  $h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$  .....condition vérifiée.
- ✓  $\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow 1,33 \leq 4$ .....condition vérifiée.

#### Poutres secondaires :

$$\text{On a } L = 4.5 \text{ m} = 450 \text{ cm}$$

Critère flèche :

## Chapitre II : Descente de charge et pré-dimensionnement des éléments

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

$$\{0.4h \leq b \leq 0.8h$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10} \\ 30 \text{ cm} \leq h \leq 45 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On prendre :  $h = 35 \text{ cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.4h \leq b \leq 0.8h \\ 14 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On prendre :  $b = 30 \text{ cm}$

Vérification du RPA :

✓  $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$  .....condition vérifiée.

$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$  .....condition vérifiée.  
secondaires

✓  $\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow 1,17 \leq 4$ .....condition vérifiée.

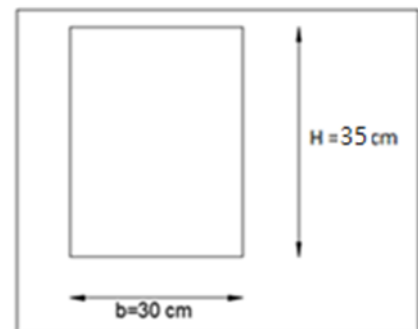


Figure 2.2 : Section des poutres

### 2.3 Les planchers :

Les planchers sont des aires horizontales qui servent à limiter les étages, ils ont une épaisseur faible par rapport à leur dimension en plan, leur fonction principale est de résister et supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs.

Les planchers sont réalisés en deux types :

- **Type 1** : Corps creux et une dalle de compression type (16+4) cm, pour les étages courants.
- **Type 2** : Dalle pleine (15) cm, pour les balcons.

#### a) Planchers à corps creux :

Les planchers d'étages courant sont de type corps creux, pour les raisons suivantes :

- ❖ Facilité de réalisation.
- ❖ Réduire le poids du plancher.
- ❖ Raison économique.

Les poutrelles travaillent comme une section en T, elles sont disposées suivant le sens perpendiculaire aux poutres principales, Le plancher à corps creux est considéré comme un élément qui travaille dans une seule direction.

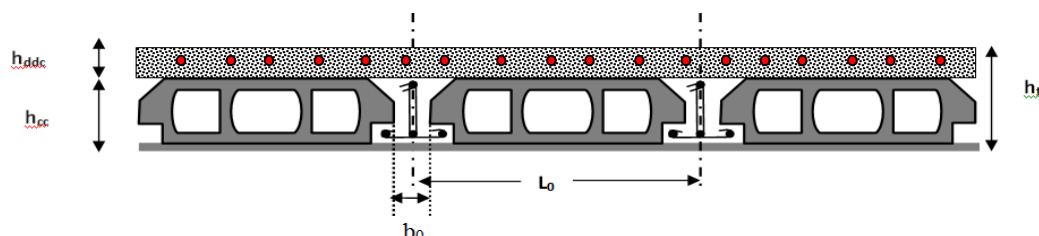


Figure 2.3 : Coupe transversal d'un plancher à corps creux

- ❖  $h_t$  : épaisseur total du plancher.
- ❖  $h_0$  : épaisseur de la dalle de compression.
- ❖  $h_1$  : épaisseur du corps creux.
- ❖  $l_0$  : distance entre axe des poutrelles
- ❖  $b_0$  : largeur de la nervure.

## Chapitre II : Descente de charge et pré-dimensionnement des éléments

L'épaisseur de ce plancher est déterminée par la condition de la flèche suivante :

$$\frac{L_{max}}{25} \leq ht \leq \frac{L_{max}}{20}$$

$L_{max}$  : portée entre nus d'appuis des poutres secondaires.

$L_{max} = 450$  cm :

$$\frac{450}{25} \leq ht \leq \frac{450}{20} \longrightarrow 18 \leq ht \leq 22.5$$

Donc : On prendre  $h_t = 20$  cm (16+4)

$h_0 = 4$  cm : épaisseur de la dalle de compression.

$h_1 = 16$  cm : épaisseur du corps creux.

### b) Plancher en dalle pleine :

Nous avons des planchers en dalle pleine dans les balcons, ces dalles sont considérées comme des consoles et des dalles pleines dans la cage d'escalier et l'ascenseur.

Conditions de résistance à la flexion :

Pour des raisons de flexibilité et de rigidité, la hauteur de la dalle  $e_p$  est données par :

- Cas d'une dalle qui porte suivant un sens :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \leq 0.4$$

La charge doit être uniformément répartie :  $e_p = \left( \frac{1}{35} \div \frac{1}{30} \right) L_x$

- Cas d'une dalle porte suivant deux sens :

$$0.4 \leq \rho \leq 1$$

La charge est uniformément répartie ou la dalle est soumise à une charge concentrée quel que soit la valeur de  $\rho$  :  $e_p = \left( \frac{1}{50} \div \frac{1}{40} \right) L_x$

Avec :  $L_x$  et  $L_y$  : les dimensions entre nus d'appuis du panneau de dalle le plus sollicité ( $L_x \leq L_y$ ).

Dans le cas présent :  $L_x = 4,50$  m ;  $L_y = 4,75$  m

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{450}{475} = 0,94$$

$> 0,4 \rightarrow$  La dalle est considérée comme portant dans deux directions.

$$\rightarrow \frac{L_x}{50} \leq e_p \leq \frac{L_x}{40} \rightarrow \frac{450}{50} \leq e_p \leq \frac{450}{40} \rightarrow 9 \text{ cm} \leq e_p \leq 11,25 \text{ cm}$$

On prendre :  $e_p = 11$  cm.

Condition d'isolation acoustique :

- Contre les bruits aériens :

## Chapitre II : Descente de charge et pré-dimensionnement des éléments

-  $2500 \times e_p \geq 350 \text{ kg/m}^2 \rightarrow e_p = 14 \text{ cm}$ .

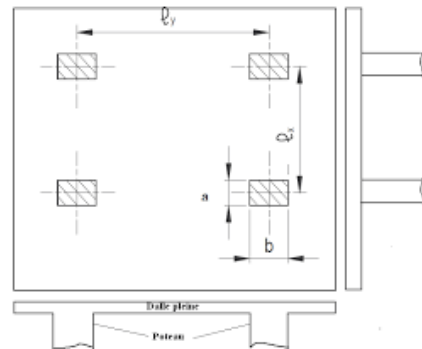
- Contre les bruits impacts :  
 $2500 \times e_p \geq 400 \text{ kg/m}^2 \rightarrow e_p = 16 \text{ cm}$ .

Conditions de sécurité en matière d'incendie :

Pour une heure de coupe de feu :  $e_p = 7 \text{ cm}$ .

Pour deux heures de coupe de feu :  $e_p = 11 \text{ cm}$ .

Pour quatre heures de coupe de feu :  $e_p = 17.5 \text{ cm}$ .  
 Pour satisfaire les conditions ci-dessus, on prendra l'épaisseur de la dalle pleine égale à  $e_p = 15 \text{ cm}$ .



### 2.4 Descente de charge :

#### 2.4.1 Descente de charge du plancher terrasse à corps creux :

N°	Désignation	P (KN/m <sup>3</sup> )	E (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )	
1	Protection gravillon	20	0,05	1	
2	Etanchéité multicouche	6	0,02	0,12	
3	Forme de pente	22	0,1	2.2	
4	Isolation thermique en Polystyrène	4	0,04	0,16	
5	Dalle en corps creux (16+4)	-	0,20	2,80	
6	Enduit en plâtre	10	0,01	0,10	
<b>Charge permanent G</b>				<b>6,38</b>	<b>(KN/m<sup>2</sup>)</b>
<b>Charge d'exploitation Q</b>				<b>1,00</b>	<b>(KN/m<sup>2</sup>)</b>

Tableau 2.1 : descente de charge du plancher terrasse à corps creux

#### 2.4.2 Descente de charge plancher étage courant à corps creux :

N°	Désignation	P (KN/m <sup>3</sup> )	E (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )	
1	Grès cérame	20	0,02	0,40	
2	Mortier de pose	20	0,02	0,40	
3	Lit de sable fin	18	0,02	0,36	
4	Dalle en corps creux (16+4)	/	0,20	2,80	
5	Enduit en plâtre	10	0,01	0,10	
6	Cloisons intérieures	-	-	1	
<b>Charge permanent G</b>				<b>5,06</b>	<b>(KN/m<sup>2</sup>)</b>
<b>Charge d'exploitation Q</b>				<b>1,50</b>	<b>(KN/m<sup>2</sup>)</b>

Tableau 2.2 : Descente de charge plancher étage courant à corps creux

## Chapitre II : Descente de charge et pré-dimensionnement des éléments

### 2.4.3 Descente de charge plancher en dalle pleine de la cage d'escalier :

N°	Désignation	P (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )	
1	Revêtement horizontal	-	-	1.2	
2	Dalle pleine	25	0,12	3.00	
3	Enduit en ciment	20	0,015	0.3	
<b>Charge permanent G</b>				<b>4.5</b>	<b>(KN/m<sup>2</sup>)</b>
<b>Charge d'exploitation Q</b>				<b>2.5</b>	<b>(KN/m<sup>2</sup>)</b>

Tableau 2.3 : Descente de charge plancher en dalle pleine de la cage d'escalier

### 2.4.4 Descente de charge plancher en dalle pleine de balcon :

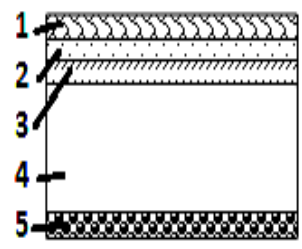
N°	Désignation	ρ (KN/m <sup>3</sup> )	E (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )	
1	Dalle de sol	20	0.02	0.40	
2	Mortier de pose	20	0,02	0.40	
3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
4	Dalle pleine	25	0,15	3.75	
5	Enduit en ciment	20	0,02	0.40	
<b>Charge permanent G (balcon)</b>				<b>5.31</b>	<b>(KN/m<sup>2</sup>)</b>
<b>Charge d'exploitation Q (balcon)</b>				<b>3.5</b>	<b>(KN/m<sup>2</sup>)</b>

Tableau 2.4 : Descente de charge plancher en dalle pleine de balcon

### 2.4.5 Descente de charge de mur extérieure :

N°	Désignation	ρ (KN/m <sup>3</sup> )	E (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )	
1	Enduit de ciment	20	0.02	0.40	
2	Brique creuse	9	0,15	1.35	
3	Lame d'air	-	0.05	-	
4	Brique creuse	9	0,10	0.9	
5	Enduit de ciment	20	0,02	0.40	
<b>Charge permanent G</b>				<b>3.05</b>	<b>(KN/m<sup>2</sup>)</b>

Tableau 2.5 : descente de charge de mur extérieur

### 2.4.6 Descente de charge de mur intérieure :

N°	Désignation	ρ (KN/m <sup>3</sup> )		E (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de ciment	20	0.02	0.40	
2	Brique creuse	9	0,10	0.9	
3	Enduit de ciment	20	0.02	0.40	
<b>Charge permanent G</b>				<b>1.7</b>	<b>(KN/m<sup>2</sup>)</b>

Tableau 2.6 : Descente de charge de mur intérieure



Figure 2.5 : Les murs extérieure et intérieure

### 2.5 Pré-dimensionnement des poteaux :

Les dimensions des poteaux doivent satisfaire les trois conditions suivantes :

- ✓ Respect des critères de résistance.
- ✓ Respect des conditions du RPA 99.
- ✓ Satisfaction des conditions de flambement

Le pré-dimensionnement se fait selon les règles du CBA93 et de RPA 99 version 2003.

La condition de résistance des poteaux tirées du CBA93 est la suivante :

$$N_u \leq N_{ultime} = \alpha \left( \frac{B_r * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right).$$

$B_r = (a-2)^2$  : Section réduite du poteau. Dans notre cas, en utilisons des poteaux carrés.

A : section d'acier prise en compte dans le calcul.  $\frac{A}{B_r} = 0.01 \rightarrow A = 0.01 B_r$ .

$f_{c28} = 25$  MPa : Résistance à la compression du béton.

$f_e = 400$  MPa limite d'élasticité de l'acier utilisé.

$\gamma_b = 1.5$  coefficient de sécurité du béton.

$\gamma_s = 1.15$  coefficient de sécurité de l'acier.

$\alpha$  = Coefficient qui dépend de l'élançement mécanique des poteaux  $\lambda$

$$\lambda \leq 50 : \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0.85}{\beta}$$

$$B_r \geq \frac{\beta * N_u}{\frac{\sigma_b}{0.9} + 0.85 \left( \frac{A}{B_r} \right) * \frac{f_e}{\gamma_s}} \rightarrow \beta = 1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2$$

## Chapitre II : Descente de charge et pré-dimensionnement des éléments

Pour que toutes les armatures participent à la résistance on prend  $\lambda = 35$ , ainsi on reste dans le domaine de la compression centrée.

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

On prend :  $A_s/Br = 1\%$  en zone IIa et  $\sigma_b = 0.85 \cdot f_{c28}/1.5 = 14.2$  MPa et  $\gamma_s = 1.15$

En introduisant ces valeurs dans la formule générale on trouve :

$$B_r \geq \frac{1.2 N_u}{\left[\frac{14.2}{0.9} + \left(\frac{1}{100}\right)^{1.15}\right] \cdot 10} = 0.00623 N_u \rightarrow Br \geq 0.00623 N_u$$

$N_u$  : l'effort normal ultime du poteau.

$$N_u = 1.15 \cdot P$$

$$P = 1.35 G + 1.5 Q$$

G : La charge permanente

Q : la charge d'exploitation. Il est calculé en suivant les règles du document technique réglementaire DTR B.C.2.2 portant sur les charges permanentes et les charges d'exploitation concernant la dégression des charges d'exploitation pour les bâtiments munis d'un grand nombre d'étages.

<b>Q0</b>	<b>Q0</b>
<b>Q1</b>	<b>Q0+Q</b>
<b>Q2</b>	<b>Q0+0.95(2*Q)</b>
<b>Q3</b>	<b>Q0+0.90(3*Q)</b>
<b>Q4</b>	<b>Q0+0.85(4*Q)</b>
<b>Q5</b>	<b>Q0+0.80(5*Q)</b>
<b>Q6</b>	<b>Q0+0.75(6*Q)</b>
<b>Q7</b>	<b>Q0+0.71(7*Q)</b>
<b>Q8</b>	<b>Q0+0.69(8*Q)</b>
<b>Q9</b>	<b>Q0+0.67(9*Q)</b>
<b>Q10</b>	<b>Q0+0.65(10*Q)</b>

Tableau 2.7 : Dégression des charges d'exploitation

Soit :

-Q0 : la charge d'exploitation de la terrasse inaccessible

-Q1, Q2, Q3,.....,Qn-1, : La charges d'exploitation des étages d'habitation ;  $Q1=Q2=Q3=...Qn-1=Q_E$

-QR : la charge d'exploitation du RDC

$$-Q_n = Q_0 + (3+n)/2n(Q_1+Q_2+Q_3+.....+Q_{n-1})$$

i =	Niveau	Formule de calcul	Charge d'exploitation Q (KN/m <sup>2</sup> )
0	Haute 10 <sup>ème</sup> étage	$Q_0$	1,00
1	Haute 9 <sup>ème</sup> étage	$Q_0 + Q$	2,50
2	Haute 8 <sup>ème</sup> étage	$Q_0 + 0.95 \times 2 \times Q$	3,85
3	Haute 7 <sup>ème</sup> étage	$Q_0 + 0.90 \times 3 \times Q$	5,05
4	Haute 6 <sup>ème</sup> étage	$Q_0 + 0.85 \times 4 \times Q$	6,10
5	Haute 5 <sup>ème</sup> étage	$Q_0 + 0.80 \times 5 \times Q$	7,00
6	Haute 4 <sup>ème</sup> étage	$Q_0 + 0.75 \times 6 \times Q$	7,75
7	Haute 3 <sup>ème</sup> étage	$Q_0 + 0.71 \times 7 \times Q$	8,50
8	Haute 2 <sup>ème</sup> étage	$Q_0 + 0.69 \times 8 \times Q$	9,28
9	Haute 1 <sup>ème</sup> étage	$Q_0 + 0.67 \times 9 \times Q$	10,05
10	Haute RDC	$Q_0 + 0.65 \times 10 \times Q$	10,75

Tableau 2.8 : Evaluation des charges d'exploitation

**a) Calcul de la section du poteau :**

Saff : surface du plancher supportée par le poteau. Cette surface est calculée pour le poteau le plus sollicité.

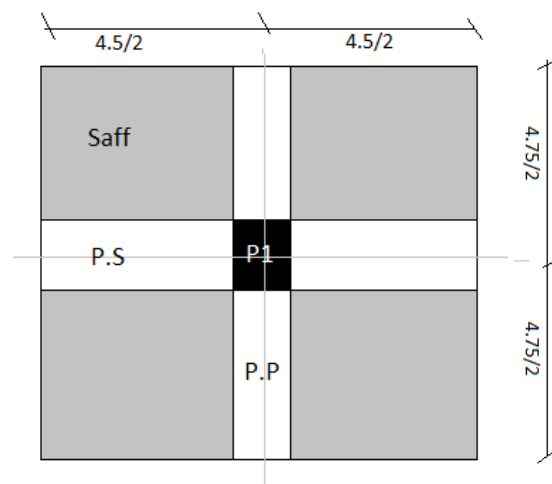


Figure 2.6 : Surface afférente du poteau le plus sollicité

## Chapitre II : Descente de charge et pré-dimensionnement des éléments

Longueur afférente de la poutre principale :  $L_{\text{aff-pp}} = 4.75 - 0.125 = 4.63 \text{ m}$

Longueur afférente de la poutre secondaire :  $L_{\text{aff-ps}} = 4.5 - 0.125 = 4.38 \text{ m}$

Longueur afférente de poteau :  $L_{\text{aff-po}} = 3.06 - 0.175 = 2.885 \text{ m}$

La surface afférente du plancher  $S_{\text{aff}} = 20.28 \text{ m}^2$

Exemple de calcul de la section du poteau haute 7<sup>ème</sup> étage :

$P_u$  : effort normal ultime

$P_u = N(\text{plancher}) \times S_{\text{aff}}(\text{plancher}) + N(\text{pp}) \times L_{\text{aff}}(\text{pp}) + N(\text{ps}) \times L_{\text{aff}}(\text{ps}) + N(\text{poteau } 7^{\text{ème}} \text{ étage}) \times L_p$

$N_{\text{plancher}} = (1.35 \times N_g + 1.5 \times N_q) \times S_{\text{aff}}$

$N_{\text{plancher}} = (1.35 \times 21.56 + 1.5 \times 5.05) \times 20.28 = 743.9 \text{ KN}$

$N_{\text{pp}} = 1.35 \times 25 \times h(\text{pp}) \times b \times L(\text{aff-pp}) \times n$  avec  $n =$  nombre d'étage

$N_{\text{pp}} = 1.35 \times 25 \times 0.40 \times 0.30 \times 4.63 \times 4 = 75 \text{ KN}$

$N_{\text{ps}} = 1.35 \times 25 \times h(\text{ps}) \times b \times L(\text{aff-ps}) \times n$

$N_{\text{ps}} = 1.35 \times 25 \times 0.35 \times 0.30 \times 4.38 \times 4 = 62.1 \text{ KN}$

$N_{\text{po}} = 1.35 \times 25 \times 0.25 \times 0.25 \times 2.885 \times 4 = 24.34 \text{ KN}$

$P_u = N(\text{plancher}) + N_{\text{pp}} + N_{\text{ps}} + N_{\text{po}} = 905.3 \text{ KN}$

$N_u = 1.15 \times P_u = 1.15 \times 905.3225 = 1041 \text{ KN}$

**La section réduite du béton est :**

$$B_r \geq \frac{\beta \cdot N_u}{\frac{\sigma_b}{0.9} + 0.85 \frac{A_s \cdot f_e}{B_r \cdot \gamma_s}} = 6.486 \text{ m}^2$$

Pour la section carrée :

$$B_r = (a - 2)^2 = 648.6 \text{ cm}^2 \rightarrow a - 2 = 25.46 \rightarrow a = 27.46 \text{ cm}$$

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

**Vérification du critère de flambement :**

$I$  : moment d'inertie  $I = (a^4/12) = \frac{0.35^4}{12} = 0.00125 \text{ m}^4$

$B$  : Section du poteau  $B = a^2 = 0.35 \times 0.35 = 0.1225 \text{ m}^2$

$i$  : rayon de giration  $i = \left( \sqrt{\frac{I}{B}} \right) = \sqrt{\frac{0.00125}{0.1225}} = 0.10 \text{ m}$

$l_f$  : longueur de flambement  $l_f = 0.7 \times l_0$

$l_0$  : hauteur libre de poteau  $l_0 = 3.06 - 0.40 = 2.66$

$l_f = 0.7 \times 2.66 = 1.862 \text{ m}$

$\lambda = \left( \frac{l_f}{i} \right) = \frac{1.862}{0.10} = 18.62 \leq 35 \dots \dots \dots$  Condition vérifiée

## Chapitre II : Descente de charge et pré-dimensionnement des éléments

### Vérification des conditions du RPA99 version 2003 :

Le RPA impose les vérifications suivantes sur les dimensions :

$\min(b,h) \geq 25 \rightarrow \min(35,35) = 35 \geq 25$ .....Condition Vérifiée

$\min(b,h) \geq h_e/20 \rightarrow \min(35,35) = 35 \geq 306/20 = 15.3$ .....Condition Vérifiée

Poteaux carrés  $h_i/b_i=1 \rightarrow 0.25 \leq h_i/b_i \leq 4$ .....Condition vérifiée

Etage	Nu (KN)	Br (cm <sup>2</sup> )	a (cm)	Choix (axa) (cm <sup>2</sup> )	Vérification RPA			Vérification flambement $\lambda \leq 35$
					$\min(b,h) \leq 25$	$\min(b,h) \leq h_e/20$	$0.25 \leq a/b \leq 4$	
Haute 10 <sup>ème</sup> étage	282.265	175.9	15.26	30x30	30	15.3	1	23.27
Haute 9 <sup>ème</sup> étage	540.462	336.7	20.35	30x30	30	15.3	1	23.27
Haute 8 <sup>ème</sup> étage	788.813	491.4	24.17	30x30	30	15.3	1	23.27
Haute 7 <sup>ème</sup> étage	1041.12	648.6	27.46	35x35	35	15.3	1	18.62
Haute 6 <sup>ème</sup> étage	1283.569	799.7	30.28	35x35	35	15.3	1	18.62
Haute 5 <sup>ème</sup> étage	1520.776	947.4	32.78	40x40	40	15.3	1	16.92
Haute 4 <sup>ème</sup> étage	1752.392	1091.7	35.04	40x40	40	15.3	1	16.92
Haute 3 <sup>ème</sup> étage	1984.695	1236.5	37,16	45x45	45	15.3	1	15.51
Haute 2 <sup>ème</sup> étage	2217.705	1381.6	39.17	45x45	45	15.3	1	15.51
Haute 1 <sup>ème</sup> étage	2450.365	1526.6	41.07	50x50	50	15.3	1	13.3
Haute RDC	2687.475	1674.3	42.92	50x50	50	15.3	1	13.3

Tableau 2.9 : Pré-dimensionnement des poteaux

**2.6 Pré-dimensionnement des voiles :** Les voiles sont des murs en béton armé qui servent pour le contreventement des bâtiments en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) ainsi qu'une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

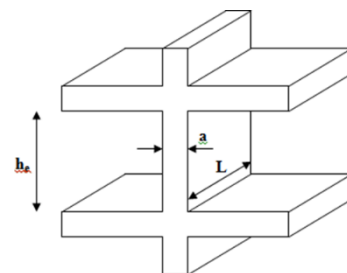


Figure 2.7 : Coupe en élévation d'un voile

## Chapitre II : Descente de charge et pré-dimensionnement des éléments

### ❖ Voile de contreventement :

- ✓ Zone de Mostaganem : nombre d'étages  $> 4$
- ✓  $h > 12$  m

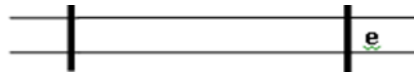


Figure 2.8 : Coupe de voile de contreventement

L'épaisseur du voile doit vérifier les conditions du RPA99 (version 2003) :

- ✓  $a \leq L/4$
- ✓  $a \geq h_e/20$

Avec :

L : portée du voile  $L = 1$  m

a : épaisseur du voile

$h_e$  : hauteur libre d'étage  $h_e = 3.06 - 0.20 = 2.86$  m

$$a = 286/20 = 14.3 \text{ cm}$$

$$a = 100/4 = 25 \text{ cm}$$

On prend :  $a = 20$  cm.....Condition vérifiées.

### ❖ Voile d'ascenseurs :

$$a \geq h_e / 25 = 286 / 25 \rightarrow a = 11.44 \text{ cm}$$

On prend  $a = 15$  cm.....Condition vérifiée.

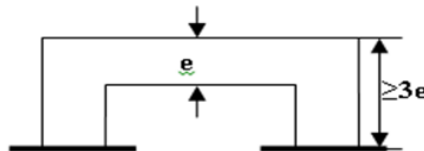


Figure 2.9 : Coupe de voile d'ascenseurs

## 2.7 Pré-dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles travaillent comme une section en T, elles sont disposées suivant le sens perpendiculaire aux poutres principales, Le plancher à corps creux est considéré comme un élément qui travaille dans une seule direction.

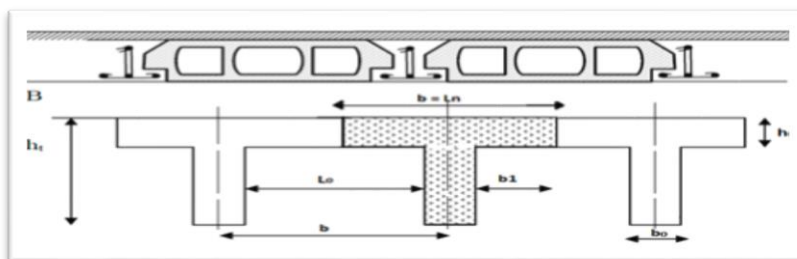


Figure 2.10 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux

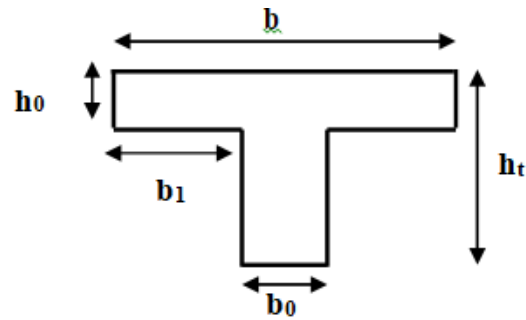


Figure 2.11 : Coupe d'un Solive

- ❖  $h_t$  : hauteur totale de solive = 20 cm
- ❖  $h_0$  : épaisseur de la table de compression = 4 cm
- ❖  $h_1$  : hauteur de corps creux = 16 cm
- ❖  $L$  : La portée entre nus d'appuis de poutre principale  $\rightarrow L = 475 - 30 = 445$  cm
- ❖  $l_1$  : distance entre axe des poutrelles = 60 cm
- ❖  $b_0$  : largeur de la nervure :  $b_0(0.3/0.4)h_t$  on prend généralement  $b_0 = 10$  cm
- ❖  $b$  : longueur de la table de compression = 60 cm
- ❖  $L_p$  : longueur de la poutrelle =  $L_p = 450 - 30 = 420$  cm

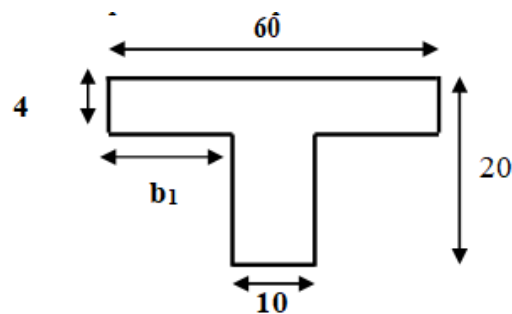


Figure 2.12 : Coupe de poutrelle section en T

D'après les règles de BAEL91 la longueur de la dalle de compression sera déterminée à partir de la plus petite des valeurs suivantes de  $b_1$  :

- ✓  $b_1 \leq (L_1 - b_0)/2 = (60-10)/2 = 25$  cm
- ✓  $b_1 \leq (L/10) = 445/10 = 44.5$  cm
- ✓  $b_1 \leq (6 \cdot h_0 ; 8 \cdot h_0) = (24 ; 32)$  cm

Donc  $b_1 = 25$  cm  $\Rightarrow b = 2 \cdot b_1 + b_0 = 2 \cdot 25 + 10 = 60$  cm

	G(KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	L1 (m)	qu=L1(1.35G+1.5Q)	qs=L1(G+Q) (KN/ml)
<b>Plancher terrasse</b>	<b>6.38</b>	<b>1</b>	<b>0.60</b>	<b>6.0678</b>	<b>4.428</b>
<b>Plancher étage courant</b>	<b>5.06</b>	<b>1.5</b>	<b>0.60</b>	<b>6.3486</b>	<b>4.536</b>

Tableau 2.10 : Descente des charges sur les solives

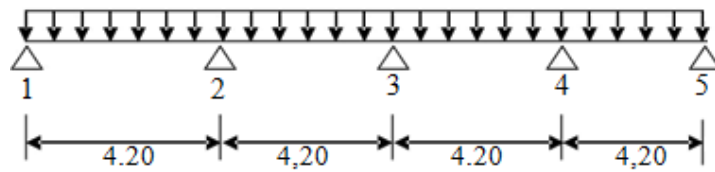


Figure 2.13 : Schéma de la poutrelle

### 2.8 Pré-dimensionnement de l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural entourant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre elle-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments, comme il peut servir de garde-corps pour les terrasses accessibles.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumise à son poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et à une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

- ✓ L'acrotère est sollicité en flexion composée
- ✓ La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- ✓ Le calcul se fera pour une bande de un mètre linéaire.

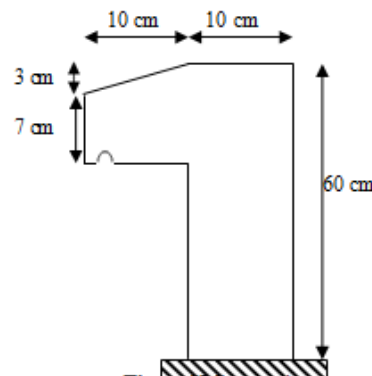


Figure 2.14 : Schéma de l'acrotère

#### ➤ Poids propre de l'acrotère :

La surface de l'acrotère est :  $S = (0,03 \cdot 0,10) / 2 + (0,07 \cdot 0,10) + (0,10 \cdot 0,60) = 0,069 \text{ m}^2$

Masse volumique =  $25 \text{ KN/m}^3$

$P = (0,069 \times 25) = 1,725 \text{ KN/ml}$

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

### 2.9 Pré-dimensionnement de l'escalier :

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, Permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant.

Il existe plusieurs types d'escaliers, parmi ces types, on cite ceux qui coïncident avec notre projet : Escalier à deux volées avec un palier de repos. Il se compose de :

**La marche g :** est la partie horizontale, là où l'on marche.

**La contremarche h :** est la partie verticale, contre la marche.

**L'embranchement :** est la longueur utile de chaque marche.

**Le giron :** est la longueur de la marche prise sur la ligne de foulée qui est tracée à 0,5 m de la ligne de jour.

**La paillasse :** supporte les marches.

**Volée :** c'est un ensemble de marches d'un palier à un autre.

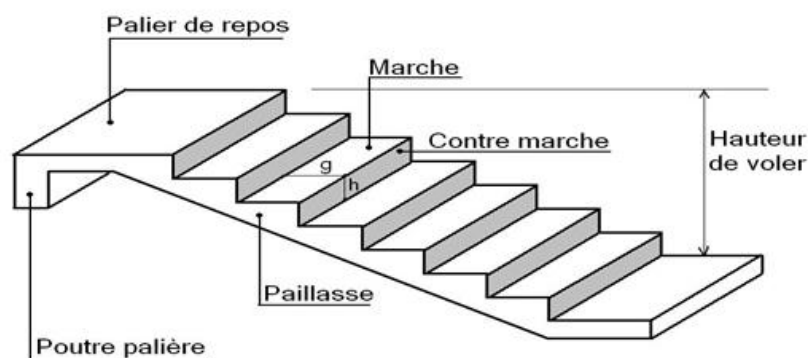


Figure 2.15 : Schéma d'un escalier

**Le pré-dimensionnement des escaliers doit respecter la formule de BLONDEL suivant :**

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$$

$$h = 17 \text{ cm} ; g = 25 \text{ cm} \rightarrow 25 + 2 \times 17 = 59 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiées.}$$

$$h' = h_e / 2 = 306 / 2 = 153 \text{ cm}$$

$$n_c : \text{nombre des contremarches} : n_c = h' / h = 153 / 17 = 9 \text{ contremarches}$$

$$n : \text{nombre des marches} : n = n_c - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marche}$$

**L'inclinaison de la paillasse :**

$$\text{tg} \alpha = h' / n \times g = 153 / 8 \times 25 = 0.765 \rightarrow \alpha = 37.41^\circ$$

La longueur de la paillasse :

$$L_p = h' / \sin \alpha = 153 / \sin(37.41^\circ) = 252.05 \text{ cm}$$

$$L_p = 2.52 \text{ m}$$

## Chapitre II : Descente de charge et pré-dimensionnement des éléments

Epaisseur de la paillasse et le palier :

Condition de résistance :

$$L_p/30 \leq e_p \leq L_p/20 \rightarrow 252/30 \leq e_p \leq 252/20 \rightarrow 8.4 \leq e_p \leq 12.6$$

On prend :  $e_p = 12$  cm.....Condition vérifiée.

Désignation	$\rho(\text{KN/m}^3)$	e(m)	G(KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement horizontal	-	-	1.2
Revêtement vertical	-	-	0.816
Poids propre des marches	22	-	1.87
Poids propre de la paillasse	25	-	3.77
Enduit au ciment	20		0.37
<b>Charge permanent G</b>			<b>8.026</b>
<b>Charge d'exploitation Q</b>			<b>2,50</b>

Tableau 2.11 : Descente de charge volée d'escalier

Désignation	$\rho(\text{KN/m}^3)$	e(m)	G(KN/m <sup>2</sup> )
Poids propre du palier	25	0,12	3.00
Revêtement horizontal	-	-	1.2
Enduit en ciment	20	0,015	0.3
<b>Charge permanent G</b>			<b>4,5</b>
<b>Charge d'exploitation Q</b>			<b>2,50</b>

Tableau 2.12 : Descente de charge palier d'escalier

## III. Chapitre 3 : Etude les éléments secondaires

### 3.1 Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression possède une épaisseur de 4 cm. Elle est ferrillée par un treillis soudé dont les dimensions doivent respecter les conditions suivantes :

-20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures, notés :  $A_{\perp}$

-33 cm : pour les armatures parallèles aux nervures, notés :  $A_{\parallel}$

Pour les sections des armatures on doit vérifier que :

$$\text{-Si : } L_1 \leq 50 \text{ cm} \rightarrow A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e}$$

$$\text{-Si : } 50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4 \cdot L_1}{f_e}$$

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

Avec :  $L_1$  : distance entre axes des nervures = 60 cm

$f_e$  : limite d'élasticité en MPa

#### a) Détermination des armatures perpendiculaire aux nervures ( $A_{\perp}$ )

Dans notre plancher, on a :

$$L_1 = 60 \text{ cm} \rightarrow 50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4 \cdot L_1}{f_e}$$

On prendra :  $\Phi 6 \rightarrow f_e = 400 \text{ MPa}$

Donc :

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \cdot L_1}{f_e} \geq \frac{4 \cdot 60}{400} = 0.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Choix des armatures :**

$$5T6/\text{ml} \rightarrow A = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$T6 \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

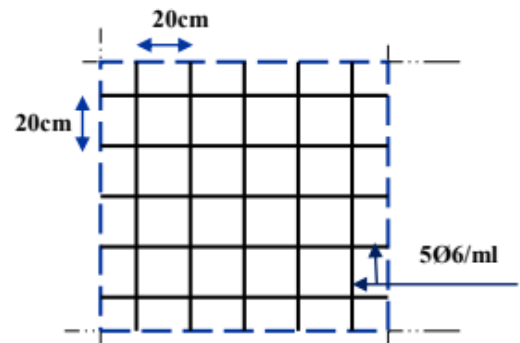


Figure 3.1 : Treillis soudés (20x20)

#### b) Détermination des armatures parallèles aux nervures ( $A_{\parallel}$ )

$$\text{On a : } A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \geq \frac{0.6}{2} = 0.3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Choix des armatures :**

$$5T6/\text{ml} \rightarrow A = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$T6 \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

Choix : le treillis soudé adopté est : TS  $\Phi 6$  (20\*20)  $\text{cm}^2$

## Chapitre III : Etude les éléments secondaires

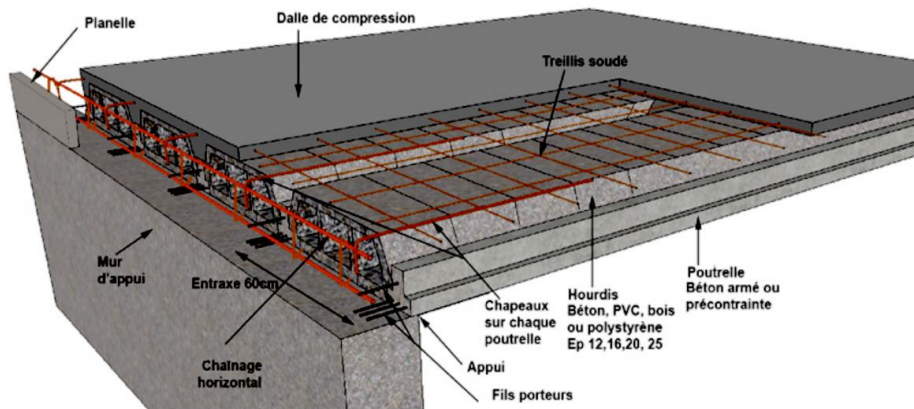


Figure 3.2 : Schéma d'un plancher à corps creux

### 3.1.1 Etude des poutrelles :

Pour le calcul des poutrelles nous utiliserons les méthodes de calcul simplifiées dont les domaines d'application sont essentiellement définis en fonction du rapport entre la charge permanente et la charge d'exploitation et éventuellement par d'autres conditions supplémentaires. Dans le cas des planchers à corps creux nous avons 2 méthodes :

- Méthode forfaitaire : pour le calcul des planchers à charge d'exploitation modérée ; [CBA93/B6.2.21]
- Méthode de A. Caquot : pour les planchers à charge d'exploitation relativement élevée. [CBA93/B.6.2.22]

#### Méthode forfaitaire :

##### Conditions d'application :

Pour utiliser la méthode forfaitaire, les conditions suivantes doivent être vérifiées :

- Les valeurs des charges d'exploitation respectent la condition :  
 $Q \text{ [daN/m}^2\text{]} \leq \min (2G ; 500 \text{ daN/m}^2)$
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées;
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25
- La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

##### Principe de la méthode :

Soit:

$M_0$  : Valeur maximale du moment fléchissant de la travée considérée supposée indépendante (poutre simplement appuyée)

$M_w$  et  $M_e$ : Valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée

$M_t$  : moment maximum en travée



Figure 3.3 : Définition des moments

## Chapitre III : Etude les éléments secondaires

### Moments en travées:

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \{ (1 + 0.3\alpha) M_o ; 1.05 M_o \}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_o \quad (\text{Pour une travée intermédiaire})$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_o \quad (\text{Pour une travée de rive})$$

### Moments sur appuis de rive : $M_{ar}$

$M_{ar} = 0 \rightarrow$  pour appuis simples

$M_{ar} = -0.2 M_o \rightarrow$  pour un encastrement partiel

$M_{ar} = -0.4 M_o \rightarrow$  pour un encastrement

### Moments sur appuis intermédiaires : $M_{ai}$

$M_{ai} = -0.6 M \rightarrow$  cas d'une poutre à deux travées

$M_{ai} = -0.5 M_o \rightarrow$  pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées

$M_{ai} = -0.4 M_o \rightarrow$  pour les autres appuis intermédiaires.

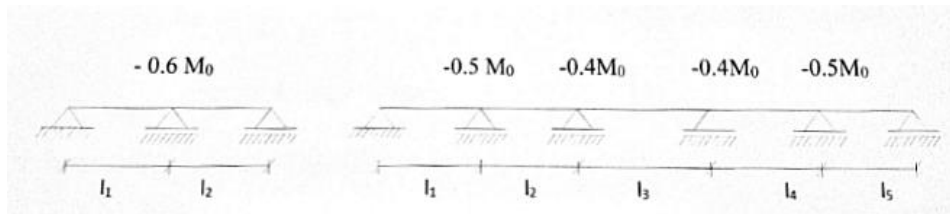


Figure 3.4 : Moments sur appuis intermédiaires

Pour le calcul des moments en appuis, on prend la valeur maximale des moments de part et d'autre de l'appui.

### 3.1.2 Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

-Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées ...condition vérifiée

-La fissuration est considérée comme non préjudiciable.....Condition vérifiée

- $Q = 100 \text{ daN/m}^2 \leq \min (2 \times 638 ; 500 \text{ daN/m}^2) = 500 \text{ daN/m}^2$ .....condition vérifiée

-Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{420}{420} = 1 \leq 1.25 \quad \dots \text{Condition vérifiée}$$

Toutes les conditions de la méthode forfaitaire sont vérifiées, elle est donc applicable.

### 3.1.3 Application de la méthode forfaitaire :

On utilisera le type 1 comme exemple :

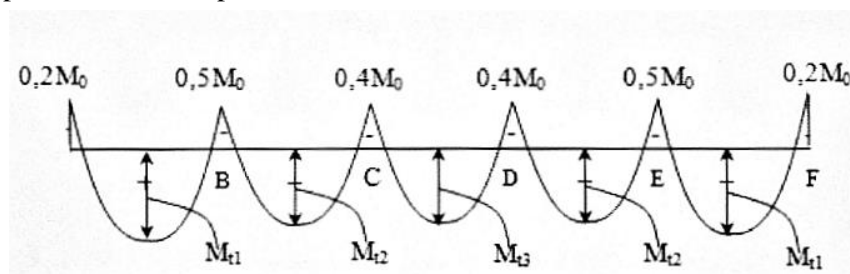
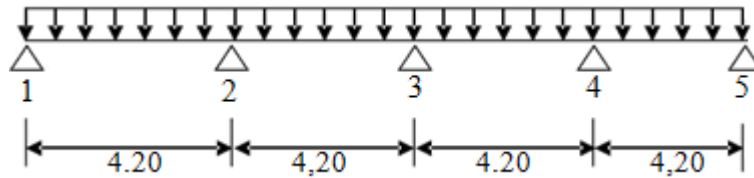


Figure 3.8 : Schéma statique des moments fléchissant en appui

## Chapitre III : Etude les éléments secondaires



**a) Moments fléchissant en travée :**

**Pour les travées de rives AB et EF :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t1} + \frac{0.5+0.2}{2} M_{o1} \geq [ \max ((1 + 0.3 * 0.127) ; 1.05) ] M_{o1} \\ M_{t1} \geq \left( \frac{1.2+0.3*0.127}{2} \right) M_{o1} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t1} + 0.35 M_{o1} \geq 1.05 M_{o1} \\ M_{t1} \geq 0.62 M_{o1} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t1} \geq 0.70 M_{o1} \\ M_{t1} \geq 0.62 M_{o1} \end{array} \right.$$

On prend :  $M_{t1} = 0.70 M_{o1}$

**Travées intermédiaires BC et DE :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t2} + \frac{0.4+0.5}{2} M_{o2} \geq 1.05 M_{o2} \\ M_{t2} \geq \left( \frac{1+0.3*0.127}{2} \right) M_{o2} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t2} + 0.45 M_{o2} \geq 1.05 M_{o2} \\ M_{t2} \geq 0.52 M_{o2} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t2} \geq 0.60 M_{o2} \\ M_{t2} \geq 0.52 M_{o2} \end{array} \right.$$

On prend :  $M_{t2} = 0.60 M_{o2}$

**Travées intermédiaires CD :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t3} + \frac{0.4+0.4}{2} M_{o3} \geq 1.05 M_{o3} \\ M_{t3} \geq \left( \frac{1+0.3*0.127}{2} \right) M_{o3} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t3} + 0.40 M_{o3} \geq 1.05 M_{o3} \\ M_{t3} \geq 0.52 M_{o3} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t3} \geq 0.65 M_{o3} \\ M_{t3} \geq 0.52 M_{o3} \end{array} \right.$$

On prend :  $M_{t3} = 0.65 M_{o3}$

## Chapitre III : Etude les éléments secondaires

### a) Moment en travée :

Exemple de calcul : Cas Terrasse

Dans notre cas on a que les travées de rives AB et DE et les travées intermédiaire BC et CD :

**ELU :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t1} = 0.70 * M_{o1} \rightarrow M_{o1} = qu * \frac{l^2}{8} = 6.0678 * \frac{4.20^2}{8} = 13.379 \text{ KN.m} \\ M_{t1} = 0.70 * 13.379 = 9.365 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t2} = 0.60 * M_{o2} \rightarrow M_{o2} = qu * \frac{l^2}{8} = 6.0678 * \frac{4.20^2}{8} = 13.379 \text{ KN.m} \\ M_{t2} = 0.60 * 13.379 = 8.027 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

**ELS :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t1} = 0.70 * M_{o1} \rightarrow M_{o1} = qs * \frac{l^2}{8} = 4.428 * \frac{4.20^2}{8} = 9.763 \text{ KN.m} \\ M_{t1} = 0.70 * 9.763 = 6.834 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t2} = 0.60 * M_{o2} \rightarrow M_{o2} = qs * \frac{l^2}{8} = 4.428 * \frac{4.20^2}{8} = 9.763 \text{ KN.m} \\ M_{t2} = 0.60 * 9.763 = 5.857 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

### b) Moments en appuis :

**ELU :**

$$MA = ME = -0.2 * M_{o1} = -0.2 * 13.379 = - 2.675 \text{ KN.m}$$

$$MB = MD = -0.5 * M_{o2} = -0.5 * 13.379 = - 6.689 \text{ KN.m}$$

**ELS :**

$$MA = ME = -0.2 * M_{o1} = -0.2 * 9.763 = - 1.952 \text{ KN.m}$$

$$MB = MD = -0.5 * M_{o2} = -0.5 * 9.763 = - 4.881 \text{ KN.m}$$

### c) Efforts tranchants :

$$T = qu * \frac{L}{2} \pm \frac{Ma-Mt}{L}$$

**Efforts tranchants terrasse :**

Travée	$L_i$ (m)	$M_a$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$q_u$ ( KN/m)	$T(x=0)$	$T(x=L_i)$
<b>AB</b>	<b>4.20</b>	<b>-2.675</b>	<b>9.365</b>	<b>6.0678</b>	<b>11.15</b>	<b>14.334</b>
<b>BC</b>	<b>4.20</b>	<b>-6.689</b>	<b>8.027</b>	<b>6.0678</b>	<b>12.424</b>	<b>13.06</b>
<b>CD</b>	<b>4.20</b>	<b>-6.689</b>	<b>8.027</b>	<b>6.0678</b>	<b>12.424</b>	<b>13.06</b>
<b>DE</b>	<b>4.20</b>	<b>-2.675</b>	<b>9.365</b>	<b>6.0678</b>	<b>11.15</b>	<b>14.334</b>

Tableau 3.1 : Effort tranchant terrasse

## Chapitre III : Etude les éléments secondaires

Efforts tranchants étage courant :

Travée	$L_i$ (m)	$M_a$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$q_u$ ( KN/m)	$T(x=0)$	$T(x=L_i)$
AB	4.20	-2.799	9.798	6.3486	11.66	14.996
BC	4.20	-6.999	8.398	6.3486	12.997	13.65
CD	4.20	-6.999	8.398	6.3486	12.997	13.65
DE	4.20	-2.799	9.798	6.3486	11.66	14.996

Tableau 3.2 : Effort tranchant étage courant

Type de poutrelle	Moment en travées max (KN.m)		Moment en appui max (KN.m)		Efforts tranchants max(KN)
	ELU	ELS	ELU	ELS	
Terrasse	9.365	6.834	-6.689	- 4.881	14.334
Etage courant	9.798	7	6.999	5	14.996

Tableau 3.3 : Récapitulatif des moments fléchissant et des efforts tranchants maximaux

### 3.1.4 Détermination des armatures :

Cas terrasse :

a) En travées :

ELU :

$$M_t = 9.365 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

$$M_T = \sigma_b * b * h_o \left( d - \frac{h_o}{2} \right)$$

$$M_T = 14.2 * 60 * 4 * \left( 18 - \frac{4}{2} \right) = 54528 \text{ N.m}$$

$$M_t = 9365 \text{ N.m} < M_T = 54528 \text{ N.m}$$

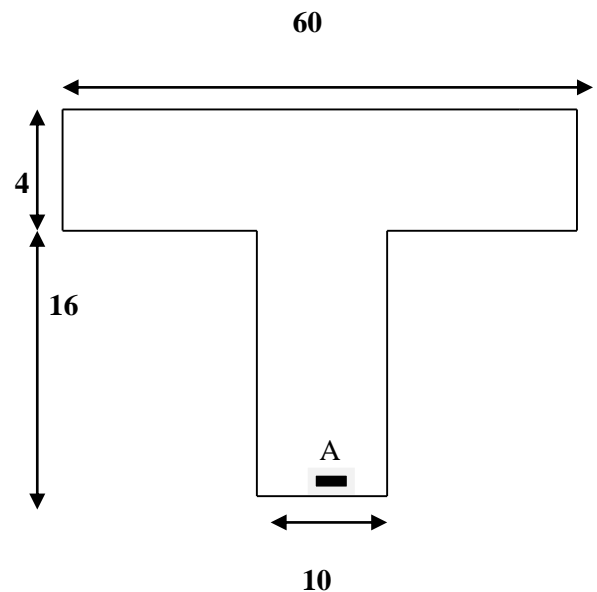


Figure 3.10 : section de calcul

→ La zone comprimée se trouve dans la table de compression ; donc la section sera une section rectangulaire de dimensions  $(b * h) = (60 * 20) \text{ cm}^2$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b * b * d^2} = \frac{9365}{14.2 * 60 * 18^2} = 0.0339$$

$$\mu = 0.0339 < \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

## Chapitre III : Etude les éléments secondaires

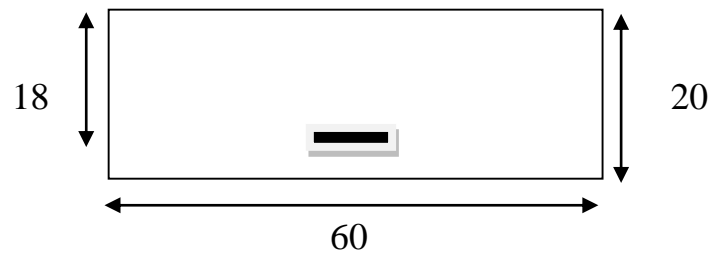


Figure 3.11 : Section de calcul en travées

$$1000\epsilon_s > 1000\epsilon_1 \rightarrow \sigma_s = f_c / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.043$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.982$$

**Détermination des armatures :**

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_s \beta d} = \frac{9365}{348 * 0.982 * 18} = 1.522 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{ft_{28}}{f_e} * \frac{I}{0.9 * d * V_2} = 0.23 * 10 * 18 * 2.1 / 400 = 0.217 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_t ; A_{\min}) \rightarrow A = 1.522 \text{ cm}^2$$

**Choix des armatures :**

$$3T10 \rightarrow A = 2.36 \text{ cm}^2$$

**ELS :**

$$M_t = 6.834 \text{ KN.m}$$

**Vérification de l'étendue de la zone comprimée :  
nervure**

$$H = b * \frac{ho^2}{2} - 15A (d - ho) = 60 * \frac{4^2}{2} - 15 * 2.36 * (18 - 4) = -15.6 < 0$$

→ La zone comprimée se trouve dans la nervure → La section de calcul est une section en T

$$D = \frac{(b - bo)ho + 15A}{bo} = \frac{(60 - 10) * 4 + 15 * 2.36}{10} = 23.54 \text{ cm}$$

$$E = \frac{(b - bo)ho^2 + 30 * d * A}{bo} = \frac{(60 - 10) * 4^2 + 30 * 18 * 2.36}{10} = 207.44 \text{ cm}$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -23.54 + \sqrt{23.54^2 + 207.44} = 4.069 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b * y_1^3 - (b - bo)(y_1 - ho)^3}{3} + 15A(d - y_1)^2 = \frac{60 * 4.069^3 - (60 - 10) * (4.069 - 4)^3}{3} + 15 * 2.36 * (18 - 4.069)^2 = 8217.558 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_t}{I} = \frac{6834}{8217.558} = 0.831$$

$$\sigma_b = K * y_1 = 0.831 * 4.069 = 3.381 \text{ MPa}$$

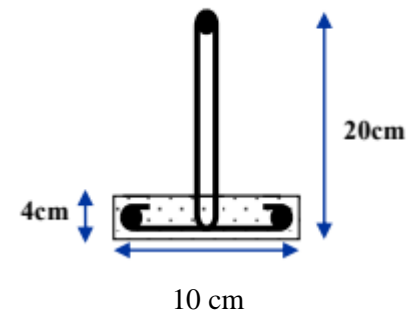
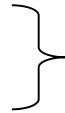


Figure 3.12 : La section en T

## Chapitre III : Etude les éléments secondaires

• **Conclusion:**

- ✓  $\sigma_b < \sigma_b^- = 15 \text{ MPa}$
- ✓ Fissuration peu nuisible
- ✓ Aucune verification pour  $\sigma_s$



Les armatures calculées à ELU seront mainte

**b) En appuis :**

**ELU :**

$$M_a = -6.689 \text{ KN.m}$$

La table de compression se trouve dans la zone tendue et le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions  $(b_o * h) = (10 * 20) \text{ cm}^2$

**Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{Ma}{\sigma_b * b_o * d^2} = \frac{6689}{14.2 * 10 * 18^2} = 0.145$$

$$\mu = 0.145 < \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

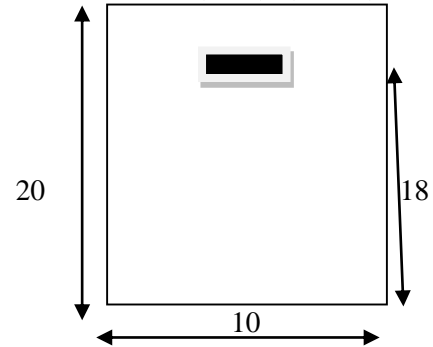


Figure 3.13 : Section de calcul en appui

$$1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l \rightarrow \sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.197$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.921$$

**Détermination des armatures :**

$$A_a = \frac{Ma}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{6689}{348 * 0.921 * 18} = 1.159 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 * b_o * d * f_{t28} / f_c = 0.23 * 10 * 18 * 2.1 / 400 = 0.217 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_a ; A_{min}) \rightarrow A = 1.159 \text{ cm}^2$$

**Choix des armatures :**

$$1T14 \rightarrow A = 1.54 \text{ cm}^2$$

**ELS :**

$$M_a = -4.881 \text{ KN.m}$$

-Flexion simple

-Section rectangulaire sans A'

-Acier FeE400



$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_b \leq \sigma_b^- = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{au}}{M_{aser}} = \frac{6.689}{4.881} = 1.370 \rightarrow \frac{1.370-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435 > \alpha = 0.197$$

**Conclusion :**

## Chapitre III : Etude les éléments secondaires

- ✓  $\sigma_b < \sigma_b^- = 15 \text{ MPa}$
- ✓ Fissuration peu nuisible
- ✓ Aucune vérification pour  $\sigma_s$

} Les armatures calculées à ELU seront mainte

**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.

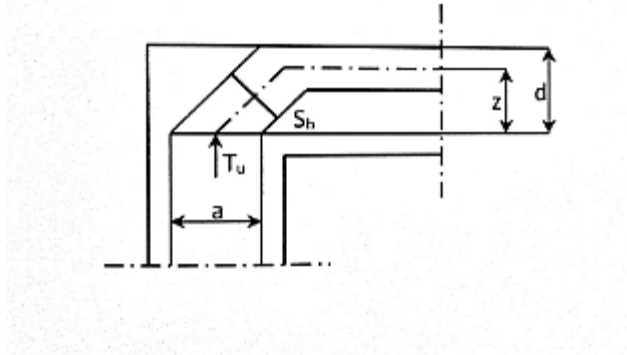


Figure 3.14 : influence de l'effort tranchant sur un appui de rive

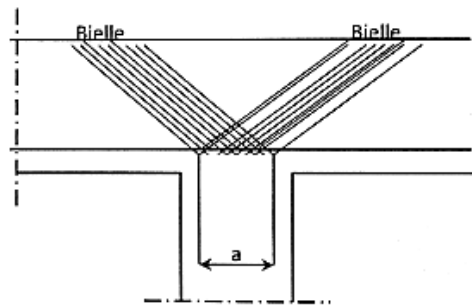


Figure 3.15 : influence de l'effort tranchant sur un appui intermédiaire

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

**ELU :**

$$T_{\max} = 14334 \text{ N}$$

$$T \leq 0.267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$$

Avec :  $a = 0.9 d = 0.9 \cdot 18 = 16.2 \text{ cm}$

$$T_u = 14334 \text{ N} \leq 0.267 \cdot 16.2 \cdot 10 \cdot 25 \cdot 100 = 108135 \text{ N}$$

→ L'effort tranchant n'influe pas au voisinage des appuis

**Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieure :**

On doit vérifier que :  $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( T_u + \frac{M a}{0.9 \cdot d} \right)$

$$A_l = 2.36 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left( 108135 - \frac{6689}{16.2} \right) = 0.309 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

→ il y'a aucune influence de l'effort tranchant sur  $A_l$ .

**Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :**

## Chapitre III : Etude les éléments secondaires

$$\text{On a : } \tau_u = \frac{T_{max}}{b*d} = \frac{14334}{18*10} = 0.796 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \tau_u^- = \min \left( 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma b}; 4 \text{ MPa} \right) = 3.333 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.796 \text{ MPa} < \tau_u^- = 3.333 \text{ MPa} \rightarrow$  Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne  $\rightarrow \alpha = 90^\circ$

### Section et écartement des armatures transversales $A_t$ :

$$\Phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}; \frac{b_o}{10}; \Phi 1 \text{ min} \right) \rightarrow \Phi_t \leq \min \left( \frac{20}{35}; \frac{10}{10}; 1 \right) = 0.571 \text{ cm}$$

On prend :  $\Phi_t = 6 \text{ mm}$  de nuance d'acier FeE235  $\rightarrow A_t = 2 \Phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$

### Espacement des armatures transversales :

$$\left\{ \begin{array}{l} K=1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha=90^\circ \end{array} \right.$$

$$\delta_{t1} \leq \min (0.9 d; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 * b_o * \sin \alpha} = \frac{0.57 * 235}{0.4 * 10 * 1} = 33.48 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t}{b_o * \delta_{t3}} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{t28} * K}{0.8 * f_e * (\sin \alpha + \cos \alpha)} \rightarrow \delta_{t3} \leq \frac{A_t * 0.8 * f_e}{b_o (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{0.57 * 0.8 * 235}{10 (0.796 - 0.3 * 2.1)} = 19.469 \text{ cm}$$

$$\delta_t \leq \min (\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 16.2 \text{ cm}$$

On adopte :  $\delta_t = 15 \text{ cm}$

### Vérification de la flèche :

Suivant les règles de CBA93, il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{20}{420} = 0.047 < 0.062 \rightarrow \text{C.N.V}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \left( \frac{M_{tser}}{M_{oser}} \right)$
- $\frac{A}{b_o * d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

$\rightarrow$  Une des trois conditions n'est pas vérifiée  $\rightarrow$  le calcul de la flèche est nécessaire.

### 3.1.5 Calcul de la flèche :

$$\Delta_{ft} = (f_g - f_j) + (f_p - f_g) \leq \Delta_{ft_{max}}$$

#### Calcul des charges :

g = charge permanente après mise en place des cloisons :

$$g = 638 * 0.6 = 382.8 \text{ daN/m}$$

j = charge permanente avant mise en place des cloisons :

$$j = 638 * 0.6 = 382.8 \text{ daN/m}$$

p : charge totale (p=G+Q)

## Chapitre III : Etude les éléments secondaires

$$p = (638+100) * 0.6 = 442.8 \text{ daN/m}$$

**Calcul des moments fléchissant :**

$$M_g = 0.8 * g \frac{L^2}{8} = 0.8 * 3828 \frac{4.20^2}{8} = 6752.59 \text{ N.m}$$

$$M_p = 0.8 * p \frac{L^2}{8} = 0.8 * 4428 \frac{4.20^2}{8} = 7810.99 \text{ N.m}$$

$$M_j = 0.8 * j \frac{L^2}{8} = 0.8 * 3828 \frac{4.20^2}{8} = 6752.59 \text{ N.m}$$

**Modules de déformations longitudinaux :**

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 * f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$E_i = 11000 * \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.19 \text{ MPa}$$

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

**Moment d'inertie de la section homogène :**

$I_o$  : Moment d'inertie de la section homogène par rapport à un axe passant par son centre de gravité (  $g, g'$  )

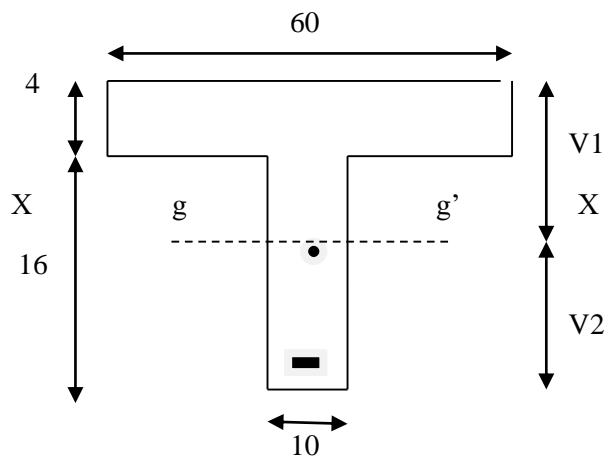


Figure 3.16 : Coordonnées de centre de gravité

**Coordonnées du centre de gravité :**

$$V_1 = \sum \frac{A_i * y_i}{A_i}$$

$$V_1 = \frac{2000 + 400 + 637.2}{240 + 160 + 35.4} = 6.97 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 6.97 = 13.03 \text{ cm}$$

$$I_o = \frac{b * V_1^3}{3} - \frac{(b - b_o)(V_1 - h_o)^3}{3} + \frac{b_o * V_2^3}{3} + n * A(V_2 - C)^2$$

$$I_o = \frac{60 * 6.97^3}{3} - \frac{(60 - 10)(6.97 - 4)^3}{3} + \frac{10 * 13.03^3}{3} + 15 (13.03 - 2)^2$$

$$I_o = 15534.6 \text{ cm}^4$$

## Chapitre III : Etude les éléments secondaires

### Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations :

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \frac{A}{bo*d} = 100 \frac{2.36}{10*18} = 0.0131 = 1.311 \%$$

$$\sigma_{gser} = \sigma_{jser} = \frac{15 * Mt_{gser}}{I} (d - y_{ser}) = \frac{15 * 6752.59}{8217.558} (18 - 4.069) = 171.71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{pser} = \frac{15 * Mt_{pser}}{I} (d - y_{ser}) = \frac{15 * 7810.99}{8217.558} (18 - 4.069) = 198.62 \text{ MPa}$$

### Calcul du $\mu_p$ et $\mu_j$ et $\mu_p$ :

$$\mu = 1 - \frac{1.75 * ft_{28}}{4 * \sigma_s * \rho + ft_{28}} \text{ avec : } ft_{28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = \mu_g = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 171.71 * 0.0131 + 2.1} = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 171.71 * 0.0131 + 2.1} = 0.668$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 * ft_{28}}{4 * \sigma_s * \rho + ft_{28}} = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 198.62 * 0.0131 + 2.1} = 0.707$$

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

$$I_f = \frac{1.1 * I_o}{1 + \lambda * \mu}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 * ft_{28}}{(2 + 3 * \frac{bo}{b}) \rho} = \frac{0.05 * 2.1}{(2 + 3 * \frac{10}{60}) \rho} = 3.21$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 * ft_{28}}{(2 + 3 * \frac{bo}{b}) \rho} = \frac{0.02 * 2.1}{(2 + 3 * \frac{10}{60}) \rho} = 1.28$$

$$I_{fg}^v = \frac{1.1 * I_o}{1 + \lambda_v * \mu_g} = \frac{1.1 * 15534.6}{1 + 1.28 * 0.668} = 9211.892 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^i = \frac{1.1 * I_o}{1 + \lambda_i * \mu_g} = \frac{1.1 * 15534.6}{1 + 3.21 * 0.668} = 5435.133 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp}^i = \frac{1.1 * I_o}{1 + \lambda_i * \mu_p} = \frac{1.1 * 15534.6}{1 + 3.21 * 0.707} = 5227.304 \text{ cm}^4$$

### Calcul des flèches partielles :

$$f_g^v = \frac{Mt_{gser} * L^2}{10 E v * I_{vfg}} = \frac{6752.59 * 420^2}{10 * 10818.86 * 9211.892} = 1.19 \text{ cm}$$

$$f_g^i = f_j^i = \frac{Mt_{gser} * L^2}{10 E i * I_{ifg}} = \frac{6752.59 * 420^2}{10 * 32164.19 * 5435.133} = 0.68 \text{ cm}$$

$$f_p^i = \frac{Mt_{pser} * L^2}{10 E i * I_{ifp}} = \frac{7810.99 * 420^2}{10 * 32164.19 * 5227.304} = 0.81 \text{ cm}$$

### La flèche totale :

$$\Delta_{ft} = (f_{vg} - f_{ij}) + (f_{ip} - f_{ig}) = (1.19 - 0.68) + (0.81 - 0.68) = 0.64 \text{ cm}$$

### La flèche admissible :

$$L = 4.20 \text{ m} \leq 5.00 \text{ m} \rightarrow \Delta f_{t_{max}} = \frac{L}{500} = \frac{420}{500} = 0.84 \text{ cm}$$

$\Delta_{ft} < \Delta f_{t_{max}} \rightarrow 0.535 < 0.84 \text{ cm}$  ..... La flèche est vérifiée.

## Chapitre III : Etude les éléments secondaires

### 3.1.4.1 Détermination les armatures :

#### Cas étage courant :

En travées :

ELU :

$$M_t = 9.798 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

$$M_T = \sigma_b * b * h_o \left( d - \frac{h_o}{2} \right)$$

$$M_T = 14.2 * 60 * 4 * \left( 18 - \frac{4}{2} \right) = 54528 \text{ N.m}$$

$$M_t = 9798 \text{ N.m} < M_T = 54528 \text{ N.m}$$

→ La zone comprimée se trouve dans la table de compression ; donc la section sera une section rectangulaires de dimensions  $(b * h) = (60 * 20) \text{ cm}^2$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b * b * d^2} = \frac{9798}{14.2 * 60 * 18^2} = 0.0354$$

$$\mu = 0.0354 < \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \epsilon_s > 1000 \epsilon_{l1} \rightarrow \sigma_s = f_c / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \alpha = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.0451$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.982$$

Détermination des armatures :

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{9365}{348 * 0.982 * 18} = 1.592 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{f_t 28 * l}{f_e * 0.9 * d * V_2} = \frac{2.1 * 8217.558}{400 * 0.9 * 18 * 4.069} = 0.654 \text{ cm}^2$$

$$A = \max ( A_t ; A_{\min} ) \rightarrow A = 1.592 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$3T10 \rightarrow A = 2.36 \text{ cm}^2$$

ELS :

$$M_t = 7 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

$$H = b * \frac{h_o^2}{2} - 15A (d - h_o) = 60 * \frac{4^2}{2} - 15 * 2.36 * (18 - 4) = -15.6 < 0$$

→ La zone comprimées se trouve dans la nervure → La section de calcul est une section en T

## Chapitre III : Etude les éléments secondaires

$$D = \frac{(b-b_0)h_0 + 15A}{b_0} = \frac{(60-10)*4 + 15*2.36}{10} = 23.54 \text{ cm}$$

$$E = \frac{(b-b_0)h_0^2 + 30*d*A}{b_0} = \frac{(60-10)*4^2 + 30*18*2.36}{10} = 207.44 \text{ cm}$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -23.45 + \sqrt{23.45^2 + 207.44} = 4.069 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b*y_1^3 - (b-b_0)(y_1-h_0)^3}{3} + 15A(d-y_1)^2 = \frac{60*4.069^3 - (60-10)*(4.069-4)^3}{3} + 15*2.36(18-4.069)^2 = 8217.558 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{Mt}{I} = \frac{7000}{8217.558} = 0.851$$

$$\sigma_b = K*y_1 = 0.851*4.069 = 3.462 \text{ MPa}$$

- **Conclusion:**

- ✓  $\sigma_b < \sigma_b^- = 15 \text{ MPa}$
- ✓ Fissuration peu nuisible
- ✓ Aucune verification pour  $\sigma_s$

} Les armatures calculées à ELU seront mainte

### En appuis :

#### ELU :

$$M_a = 6.999 \text{ KN.m}$$

La table de compression se trouve dans la zone tendue et le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions  $(b_0 * h) = (10 * 20) \text{ cm}^2$

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

$$\mu = \frac{Ma}{\sigma_b * b_0 * d^2} = \frac{6999}{14.2 * 10 * 18^2} = 0.152$$

$$\mu = 0.152 < \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \rightarrow \sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.207$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.917$$

#### Détermination des armatures :

$$A_a = \frac{Ma}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{6999}{348 * 0.917 * 18} = 1.218 \text{ cm}^2$$

#### Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{ft28*I}{f_e * 0.9 * d * V2} = \frac{2.1 * 8217.558}{400 * 0.9 * 18 * 4.069} = 0.654 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_a ; A_{\min}) \rightarrow A = 1.218 \text{ cm}^2$$

#### Choix des armatures :

$$1T14 \rightarrow A = 1.54 \text{ cm}^2$$

#### ELS :

$$M_a = 5 \text{ KN.m}$$

## Chapitre III : Etude les éléments secondaires

-Flexion simple  
 -Section rectangulaire sans A'  
 -Acier FeE400

$$\left. \begin{array}{l} \text{-Flexion simple} \\ \text{-Section rectangulaire sans A'} \\ \text{-Acier FeE400} \end{array} \right\} \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_b \leq \sigma_b^- = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

Avec :  $\gamma = \frac{M_{au}}{M_{aser}} = \frac{6.999}{5} = 1.399 \rightarrow \frac{1.399-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.449 > \alpha = 0.207$

**Conclusion :**

- ✓  $\sigma_b < \sigma_b^- = 15 \text{ MPa}$
  - ✓ Fissuration peu nuisible
  - ✓ Aucune verification pour  $\sigma_s$
- } Les armatures calculées à ELU seront mainte

**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.

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

**ELU :**

$T_{max} = 14996 \text{ N}$

$T \leq 0.267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$

Avec :  $a = 0.9 d = 0.9 \cdot 18 = 16.2 \text{ cm}$

$T_u = 14996 \text{ N} \leq 0.267 \cdot 16.2 \cdot 10 \cdot 25 \cdot 100 = 108135 \text{ N}$

→ L'effort tranchant n'influe pas au voisinage des appuis

**Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieure :**

On doit vérifier que :  $A_l \geq \frac{\gamma S}{f_e} (T_u + \frac{M_a}{0.9 \cdot d})$

$A_l = 2.36 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} (108135 - \frac{6999}{16.2}) = 0.309 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

→ il y'a aucune influence de l'effort tranchant sur  $A_l$ .

**Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :**

On a :  $\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{14996}{18 \cdot 10 \cdot 100} = 0.833 \text{ MPa}$

Fissuration peu nuisible :  $\tau_u^- = \min ( 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma b} ; 4 \text{MPa} ) = 3.333 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0.833 \text{ MPa} < \tau_u^- = 3.333 \text{ MPa} \rightarrow$  Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne  $\rightarrow \alpha = 90^\circ$

**Section et écartement des armatures transversales At :**

$\Phi_t \leq \min ( \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \Phi 1 \text{ min} ) \rightarrow \Phi_t \leq \min ( \frac{20}{35} ; \frac{10}{10} ; 1 ) = 0.571 \text{ cm}$

On prend :  $\Phi_t = 6 \text{ mm}$  de nuance d'acier FeE235  $\rightarrow A_t = 2 \Phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$

**Espacement des armatures transversales :**

## Chapitre III : Etude les éléments secondaires

$$\left\{ \begin{array}{l} K=1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha=90^\circ \end{array} \right.$$

$$\delta_{t1} \leq \min (0.9 d ; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \frac{At*fe}{0.4*bo*\sin\alpha} = \frac{0.57*235}{0.4*10*1} = 33.48 \text{ cm}$$

$$\frac{At}{bo*\delta t3} > \frac{\tau u - 0.3 ft28*K}{0.8*fe*(\sin\alpha + \cos\alpha)} \rightarrow \delta t3 \leq \frac{At*0.8*fe}{bo(\tau u - 0.3 ft28)} = \frac{0.57*0.8*235}{10(0.0833 - 0.3*2.1)} = 19.60 \text{ cm}$$

$$\delta_t \leq \min (\delta_{t1} ; \delta_{t2} ; \delta_{t3}) = 16.2 \text{ cm}$$

On adopte :  $\delta_t = 15 \text{ cm}$

### Vérification de la flèche :

Suivant les règles de CBA93, il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{20}{420} = 0.047 < 0.062 \rightarrow \text{C.N.V}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \left( \frac{Mtser}{Moser} \right)$
- $\frac{A}{bo*d} \leq \frac{4.2}{fe}$

→ Une des trois conditions n'est pas vérifiée → le calcul de la flèche est nécessaire.

### 3.1.5.1. Calcul de la flèche :

$$\Delta_{ft} = (f_g - f_j) + (f_p - f_g) \leq \Delta_{ft_{\max}}$$

#### Calcul des charges :

g = charge permanente après mise en place des cloisons :

$$g = 506 * 0.6 = 303.6 \text{ daN/m}$$

j = charge permanente avant mise en place des cloisons :

$$j = 506 * 0.6 = 303.6 \text{ daN/m}$$

p : charge totale (p=G+Q)

$$p = (506+100) * 0.6 = 363.6 \text{ daN/m}$$

#### Calcul des moments fléchissant :

$$M_g = 0.8 * g \frac{L^2}{8} = 0.8 * 3036 \frac{4.20^2}{8} = 5355.504 \text{ N.m}$$

$$M_p = 0.8 * p \frac{L^2}{8} = 0.8 * 3636 \frac{4.20^2}{8} = 6413.904 \text{ N.m}$$

$$M_j = 0.8 * j \frac{L^2}{8} = 0.8 * 3036 \frac{4.20^2}{8} = 5355.504 \text{ N.m}$$

#### Modules de déformations longitudinaux :

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

## Chapitre III : Etude les éléments secondaires

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 * f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$E_i = 11000 * \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.19 \text{ MPa}$$

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

### Moment d'inertie de la section homogène :

$I_0$  : Moment d'inertie de la section homogène par rapport à un axe passant par son centre de gravité (  $g$  ,  $g'$  )

### Coordonnées du centre de gravité :

$$V_1 = \sum \frac{A_i * y_i}{A_i}$$

$$V_1 = \frac{2000+400+637.2}{240+160+35.4} = 6.97 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 6.97 = 13.03 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b * V_1^3}{3} - \frac{(b - b_0)(V_1 - h_0)^3}{3} + \frac{b_0 * V_2^3}{3} + n * A(V_2 - C)^2$$

$$I_0 = \frac{60 * 6.97^3}{3} - \frac{(60 - 10)(6.97 - 4)^3}{3} + \frac{10 * 13.03^3}{3} + 15 (13.03 - 2)^2$$

$$I_0 = 15534.6 \text{ cm}^4$$

### Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations :

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \frac{A}{b_0 * d} = 100 \frac{2.36}{10 * 18} = 0.0131 = 1.311 \%$$

$$\sigma_{gser} = \sigma_{jser} = \frac{15 * M_{tger}}{I} (d - y_{ser}) = \frac{15 * 5355.504}{8217.558} (18 - 4.069) = 136.18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{pser} = \frac{15 * M_{tpser}}{I} (d - y_{ser}) = \frac{15 * 6413.904}{8217.558} (18 - 4.069) = 163.099 \text{ MPa}$$

### Calcul du $\mu_j$ et $\mu_p$ :

$$\mu = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \sigma_s * \rho + f_{t28}} \text{ avec : } f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = \mu_g = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 136.18 * 0.0131 + 2.1} = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 136.18 * 0.0131 + 2.1} = 0.603$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \sigma_s * \rho + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 163.099 * 0.0131 + 2.1} = 0.655$$

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

$$I_f = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda * \mu}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 * f_{t28}}{(2 + 3 * \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0.05 * 2.1}{(2 + 3 * \frac{10}{60}) \rho} = 3.21$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 * f_{t28}}{(2 + 3 * \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0.02 * 2.1}{(2 + 3 * \frac{10}{60}) \rho} = 1.28$$

## Chapitre III : Etude les éléments secondaires

$$I_{fg}^v = \frac{1.1 \cdot I_o}{1 + \lambda v \cdot \mu g} = \frac{1.1 \cdot 15534.6}{1 + 1.28 \cdot 0.603} = 9644.245 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^i = \frac{1.1 \cdot I_o}{1 + \lambda i \cdot \mu g} = \frac{1.1 \cdot 15534.6}{1 + 3.21 \cdot 0.603} = 5820.976 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp}^i = \frac{1.1 \cdot I_o}{1 + \lambda i \cdot \mu p} = \frac{1.1 \cdot 15534.6}{1 + 3.21 \cdot 0.655} = 5507.746 \text{ cm}^4$$

**Calcul des flèches partielles :**

$$f_g^v = \frac{M t g s e r \cdot L^2}{10 E v \cdot I v f g} = \frac{5355.504 \cdot 420^2}{10 \cdot 10818.86 \cdot 9644.245} = 0.905 \text{ cm}$$

$$f_g^i = f_j^i = \frac{M t g s e r \cdot L^2}{10 E i \cdot I i f g} = \frac{5355.504 \cdot 420^2}{10 \cdot 32164.19 \cdot 5820.976} = 0.504 \text{ cm}$$

$$f_p^i = \frac{M t p s e r \cdot L^2}{10 E i \cdot I i f p} = \frac{6413.904 \cdot 420^2}{10 \cdot 32164.19 \cdot 5507.746} = 0.638 \text{ cm}$$

**La flèche totale :**

$$\Delta_{ft} = (f_{vg} - f_{ij}) + (f_{ip} - f_{ig}) = (0.905 - 0.504) + (0.638 - 0.504) = 0.535 \text{ cm}$$

**La flèche admissible :**

$$L = 4.20 \text{ m} \leq 5.00 \text{ m} \rightarrow \Delta_{ft_{max}} = \frac{L}{500} = \frac{420}{500} = 0.84 \text{ cm}$$

$\Delta_{ft} < \Delta_{ft_{max}} \rightarrow 0.535 < 0.84 \text{ cm} \dots\dots\dots$ La flèche est vérifiée.

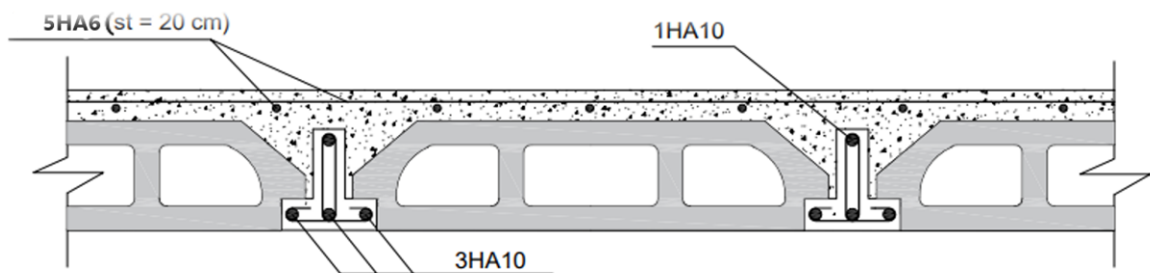


Figure 3.17 : Schéma de ferrailage de la dalle à corps creux

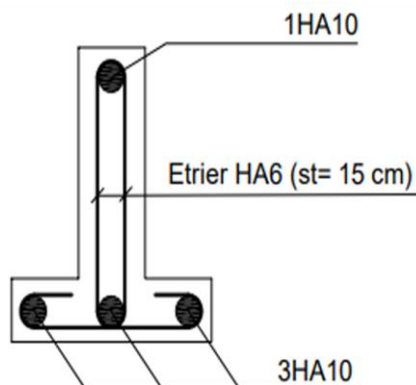


Figure 3.18 : Schéma de ferrailage de la poutrelle

## Chapitre III : Etude les éléments secondaires

### 3.2 Etude des escaliers :

Les escaliers servent à relier par des gradins successifs, les divers niveaux d'une construction. Les escaliers de notre bâtiment sont de type droit avec deux volées composées d'une paillasse en béton armé et de marches rectangulaires. Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m. La fissuration est considérée comme peu nuisible car les escaliers ne sont pas soumis aux intempéries. La paillasse est assimilée à une poutre horizontale simplement appuyée soumise à un chargement vertical uniformément réparti.

**Eléments constitutifs :**

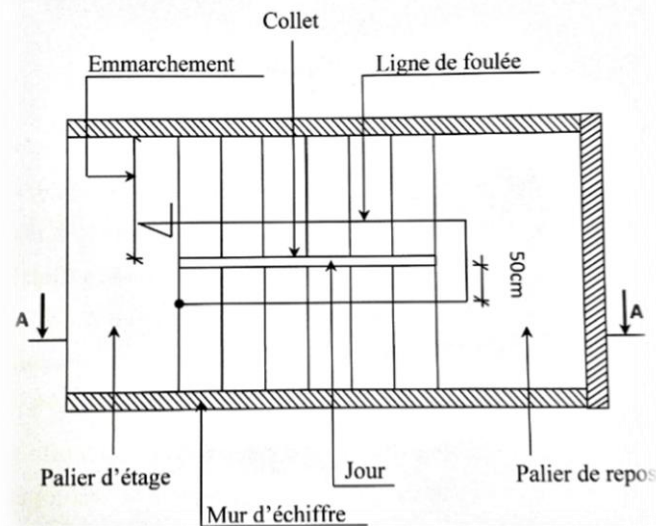


Figure 3.19 : les éléments constitutifs d'un escalier

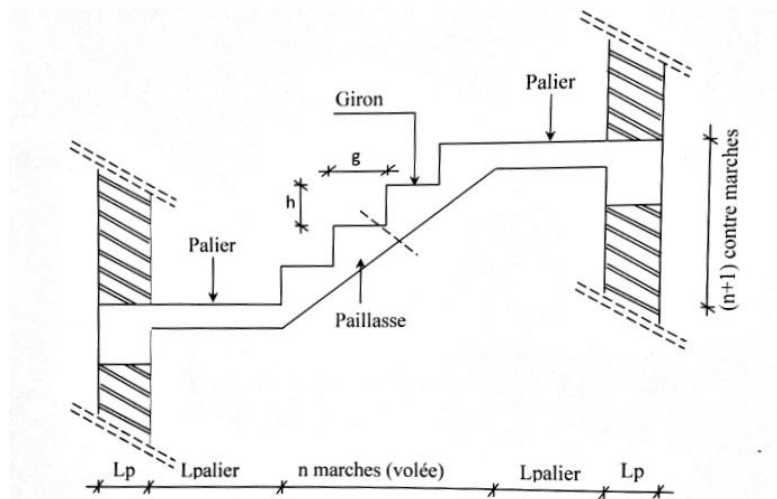


Figure 3.20 : Coupe AA

**Pour l'étage courant :**

**Volée :**

**Combinaison fondamentale :**

**ELU :**

$$q_1 = 1.35G_1 + 1.5 Q = 1.35 * 8.026 + 1.5 * 2.5 = 14.585 \text{ KN/m}^2$$

## Chapitre III : Etude les éléments secondaires

**ELS :**

$$q_1 = G_1 + Q = 8.026 + 2.5 = 10.526 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1 m de largeur :

$$q_{1u}^- = q_{1u} * 1 = 14.585 * 1 = 14.585 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{1s}^- = q_{1s} * 1 = 10.526 * 1 = 10.526 \text{ KN/m}^2$$

**Palier :**

**Combinaison fondamentale :**

**ELU :**

$$q_2 = 1.35G_2 + 1.5 Q = 1.35 * 4.5 + 1.5 * 2.5 = 9.825 \text{ KN/m}^2$$

**ELS :**

$$q_2 = G_2 + Q = 4.5 + 2.5 = 7 \text{ KN/m}^2$$

**Pour une bande de 1 m de largeur :**

$$q_{2u}^- = q_{2u} * 1 = 9.825 * 1 = 9.825 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{2s}^- = q_{2s} * 1 = 7 * 1 = 7 \text{ KN/m}^2$$

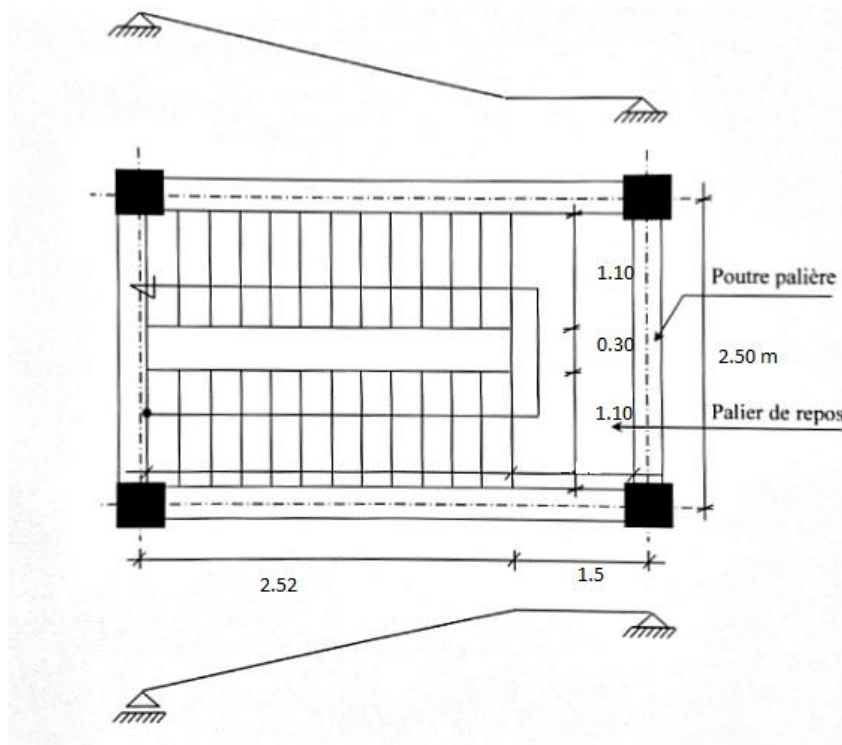


Figure 3.21 : Vue en plan de la cage d'escalier

## Chapitre III : Etude les éléments secondaires

$$q_{1u}^- = 14.585 \text{ KN/m}^2 \quad q_{2u}^- = 9.825 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{1s}^- = 10.526 \text{ KN/m}^2 \quad q_{2s}^- = 7 \text{ KN/m}^2$$

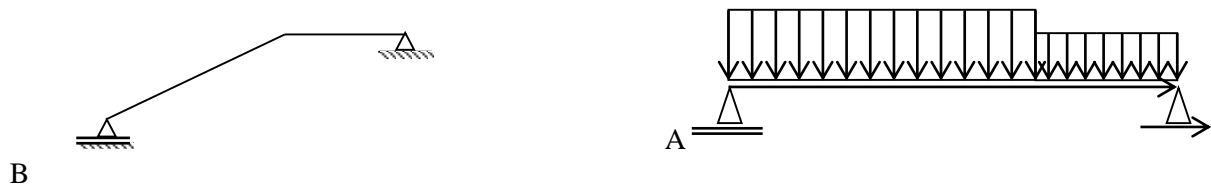


Figure 3.22 : Schéma statique d'un escalier à paillasse avec palier de repos

**ELU :**

**Calcul des réactions :**

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q_1 \times 2.52 + q_2 \times 1.5$$

$$R_A + R_B = (14.585 \times 2.52) + (9.825 \times 1.5) = 51.49 \text{ KN} \Rightarrow R_A + R_B = 51.49 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow (R_B \times 4.02) - q_1 \times (2.52^2/2) - q_2 \times 1.5(1.5/2 + 2.52) = 0 \Rightarrow R_B = 23.50 \text{ KN.}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow (R_A \times 4.02) - q_1 \times 2.52(1.5 + 2.52/2) - q_2 \times (1.5^2/2) = 0 \Rightarrow R_A = 27.98 \text{ KN}$$

**Vérification :**

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 23.50 + 27.98 = 51.49 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**Section 1-1 :  $0 \leq x \leq 2.52$**

$$T(x) = R_A - q_{1u}^- \times x$$

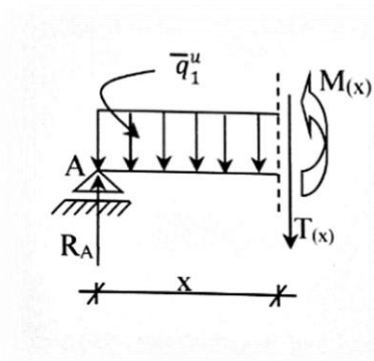
$$M(x) = R_A \times x - q_{1u}^- \times \frac{x^2}{2}$$

$$T(x) = 27.98 - 14.585 \times x$$

$$M(x) = 27.98 \times x - 14.585 \times \frac{x^2}{2}$$

$$X = 0 \rightarrow \begin{cases} T(0) = 27.98 \text{ KN} \\ M(0) = 0 \end{cases}$$

$$X = 2.52 \rightarrow \begin{cases} T(2.52) = -8.774 \text{ KN} \\ M(2.52) = 24.19 \text{ KN} \end{cases}$$



**Calcul du Moment fléchissant maximum :**

$$M_{\max} \rightarrow T(x_m) = 0 \rightarrow 27.98 - 14.585 \times x = 0 \rightarrow x_m = 1.91 \text{ m}$$

$$M_{\text{umax}} = M(1.91) = 26.838 \text{ KN.m}$$

**Le moment fléchissant aux appuis et en travées:**

$$\text{Aux appuis: } \{ M_{\text{ua}} = -0.3 M_{\text{umax}} = -0.3 \times 26.838 = -8.051 \text{ KN.m}$$

## Chapitre III : Etude les éléments secondaires

En travées :  $\{ M_{ut} = 0.85M_{umax} = 0.85 \times 26.838 = 22.81 \text{ KN.m}$

**Section 2-2 :  $0 \leq x \leq 1.5$**

$$T(x) = q_{2u}^- * x - R_B$$

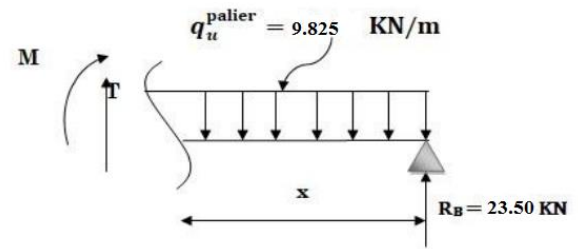
$$M(x) = R_B * x - q_{2u}^- * \frac{x^2}{2}$$

$$T(x) = - 23.50 + 9.825 * x$$

$$M(x) = 23.50 * x - 9.825 * \frac{x^2}{2}$$

$$X=0 \rightarrow \begin{cases} T(0) = - 23.50 \text{ KN} \\ M(0) = 0 \end{cases}$$

$$X=1.5 \rightarrow \begin{cases} T(1.5) = - 8.763 \text{ KN} \\ M(1.5) = 24.197 \text{ KN} \end{cases}$$



**Le moment fléchissant aux appuis et en travées :**

Aux appuis :  $\{ M_{ua} = -0.3M_{umax} = -0.3 * 26.838 = -8.0514 \text{ KN.m}$

En travées :  $\{ M_{ut} = 0.85M_{umax} = 0.85 \times 26.838 = 22.812 \text{ KN.m}$

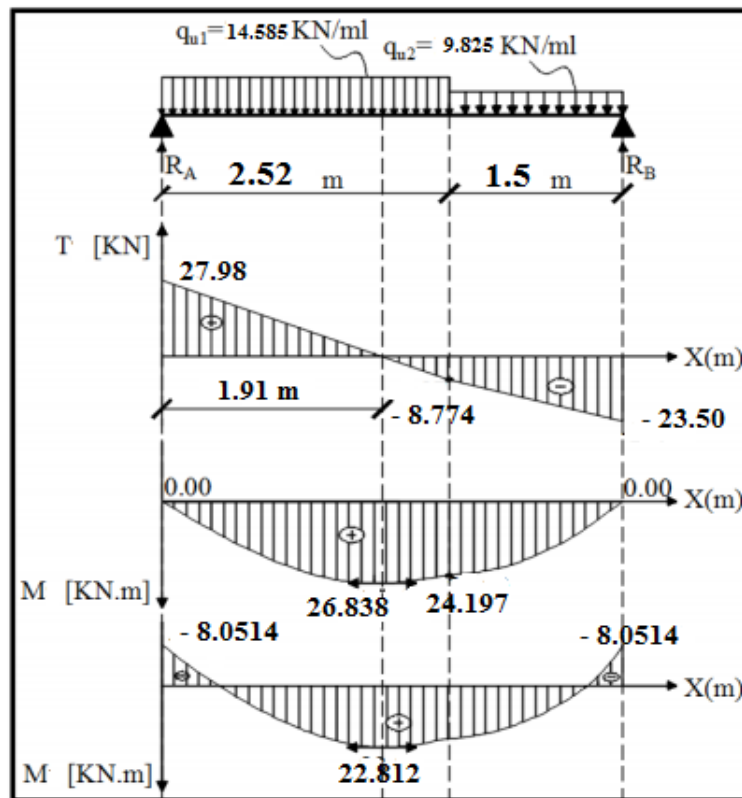


Figure 3.23 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à ELU

## Chapitre III : Etude les éléments secondaires

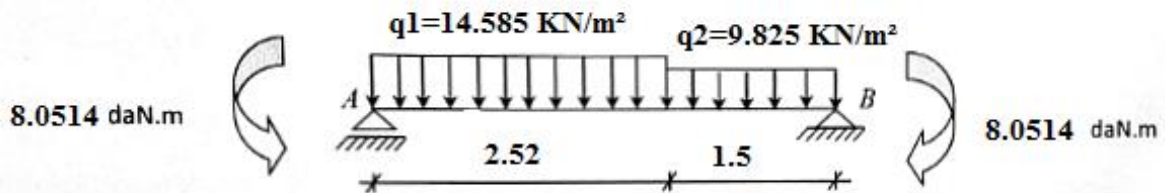


Figure 3.24 : Schéma statique

**ELS :**

**Calcul des réactions :**

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q_1 \times 2.52 + q_2 \times 1.5$$

$$R_A + R_B = (10.526 \times 2.52) + (7 \times 1.5) = 37.025 \text{ KN} \Rightarrow R_A + R_B = 37.025 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow (R_B \times 4.02) - q_1 \times (2.52^2/2) - q_2 \times 1.5(1.5/2 + 2.52) = 0 \Rightarrow R_B = 16.854 \text{ KN.}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow (R_A \times 4.02) - q_1 \times 2.52(1.5 + 2.52/2) - q_2 \times (1.5^2/2) = 0 \Rightarrow R_A = 20.170 \text{ KN}$$

**Vérification :**

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 16.854 + 20.170 = 37.025 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**Section 1-1 :  $0 \leq x \leq 2.52$**

$$T(x) = R_A - q_1 \cdot x$$

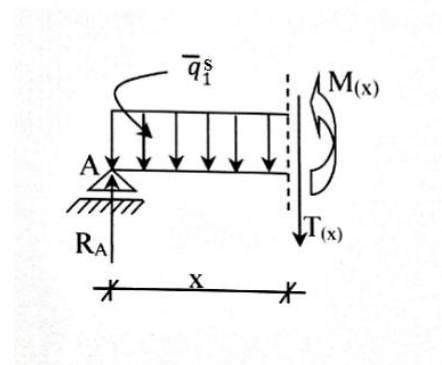
$$M(x) = R_A \cdot x - q_1 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$T(x) = 20.170 - 10.526 \cdot x$$

$$M(x) = 20.170 \cdot x - 10.526 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$X = 0 \rightarrow \begin{cases} T(0) = 20.170 \text{ KN} \\ M(0) = 0 \end{cases}$$

$$X = 2.52 \rightarrow \begin{cases} T(2.52) = -6.355 \text{ KN} \\ M(2.52) = 17.406 \text{ KN} \end{cases}$$



**Calcul du Moment fléchissant maximum :**

$$M_{\max} \rightarrow T(x_m) = 0 \rightarrow 20.170 - 10.526 \cdot x = 0 \rightarrow x_m = 1.91 \text{ m}$$

$$M_{\text{umax}} = M(1.91) = 19.325 \text{ KN.m}$$

**Le moment fléchissant aux appuis et en travées :**

Aux appuis :  $\{ M_{\text{ua}} = -0.3M_{\text{umax}} = -0.3 \times 19.325 = -5.797 \text{ KN.m}$

En travées :  $\{ M_{\text{ut}} = 0.85M_{\text{umax}} = 0.85 \times 19.325 = 16.426 \text{ KN.m}$

## Chapitre III : Etude les éléments secondaires

### Section 2-2 : $0 \leq x \leq 1.5$

$$T(x) = q_{2s} \cdot x - R_B$$

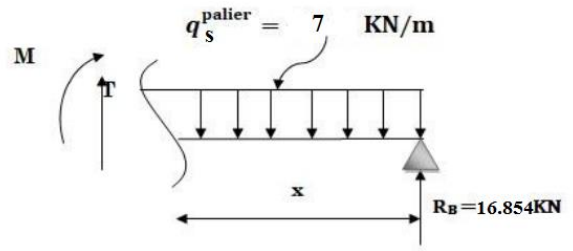
$$M(x) = R_B \cdot x - q_{2s} \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$T(x) = -16.854 + 7 \cdot x$$

$$M(x) = 16.854 \cdot x - 7 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$X=0 \rightarrow \begin{cases} T(0) = -16.854 \text{ KN} \\ M(0) = 0 \end{cases}$$

$$X=1.5 \rightarrow \begin{cases} T(1.5) = -6.354 \text{ KN} \\ M(1.5) = 17.406 \text{ KN} \end{cases}$$



**Le moment fléchissant aux appuis et en travées :**

Aux appuis :  $\{ M_{ua} = -0.3M_{umax} = -0.3 \cdot 19.325 = -5.797 \text{ KN.m}$

En travées :  $\{ M_{ut} = 0.85M_{umax} = 0.85 \times 19.325 = 16.426 \text{ KN.m}$

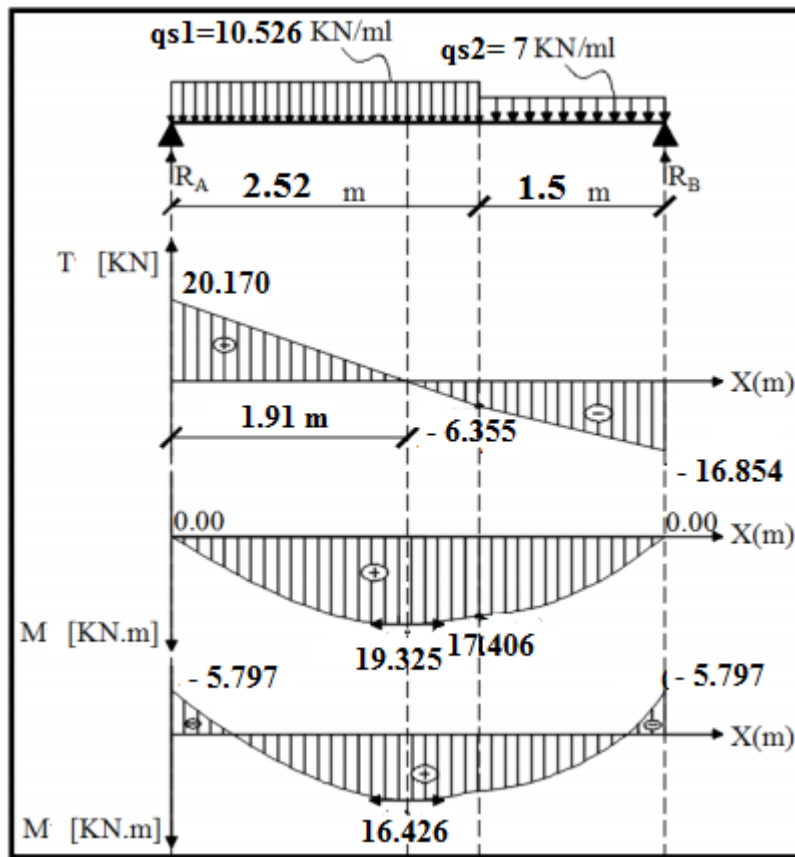


Figure 3.25 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à ELS

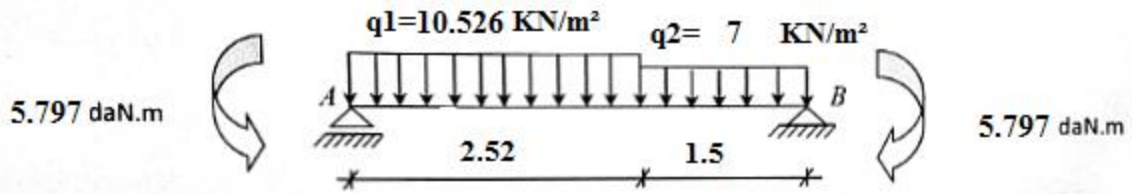


Figure 3.26 : Schéma statique

### 3.2.1 Calcul du ferrailage :

a) En travées :

ELU :

$$M_t = 22.812 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{22812}{14.2 \cdot 100 \cdot 10.8^2} = 0.1377$$

$$\mu = 0.1377 < \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

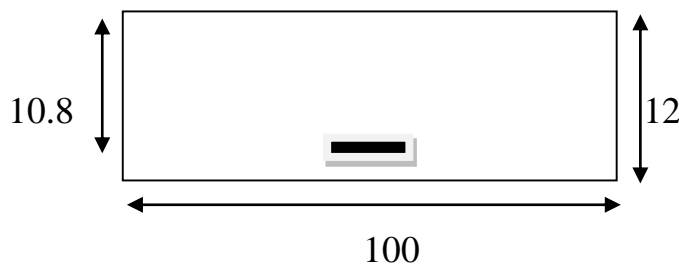


Figure 3.27 : Section de calcul en travées

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \rightarrow \sigma_s = f_c / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.186$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.925$$

Détermination des armatures :

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{22812}{348 \cdot 0.925 \cdot 10.8} = 6.561 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_c = 0.23 \cdot 100 \cdot 10.8 \cdot 2.1 / 400 = 1.304 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max (A_t ; A_{\min}) \rightarrow A = 6.561 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures :

$$6T12 \rightarrow A = 6.79 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

## Chapitre III : Etude les éléments secondaires

**ELS :**

$$M_t = 16.426 \text{ KN.m}$$

**Contrainte dans le béton :  $\sigma_b$**

- ✓ l'escalier étant protégé contre les intempéries, alors la fissuration est peu nuisible
- ✓ FeE400
- ✓ Section rectangulaire
- ✓ Flexion simple

$$\text{Alors : si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_b \leq \sigma_b^- = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec } \gamma = \frac{Mu}{M_{ser}} = \frac{22.812}{16.426} = 1.38 \rightarrow \frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44 > \alpha = 0.186 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_b < \sigma_b^- = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

Aucune vérification pour  $\sigma_s$

} Les armatures calculées à ELU seront maintenues

**Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{At}{4} = \frac{6.561}{4} = 1.640 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Choix des armatures :**

$$4T8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**b) En appuis :**

**ELU :**

$$M_a = - 8.0514 \text{ KN.m}$$

**Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{Ma}{\sigma_b * b * d^2} = \frac{8051.4}{14.2 * 100 * 10.8^2} = 0.0486$$

$$\mu = 0.0137 < \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

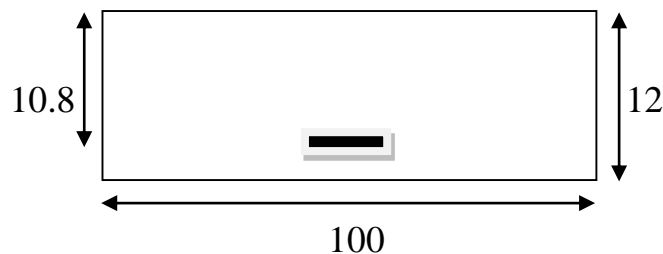


Figure 3.28 : Section de calcul en appuis

$$1000\epsilon_s > 1000\epsilon_1 \rightarrow \sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \alpha = 1.25 ( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} ) = 0.0623$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.975$$

## Chapitre III : Etude les éléments secondaires

### Détermination des armatures :

$$A_a = \frac{Ma}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{8051.4}{348 \cdot 0.975 \cdot 10.8} = 2.197 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}/f_e = 0.23 \cdot 100 \cdot 10.8 \cdot 2.1/400 = 1.304 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max ( A_a ; A_{\min} ) \rightarrow A = 2.197 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### Choix des armatures:

$$3T10 \rightarrow A = 2.36 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### ELS :

$$M_a = - 5.797 \text{ KN.m}$$

### Contrainte dans le béton : $\sigma_b$

- ✓ l'escalier étant protégé contre les intempéries, alors la fissuration est peu nuisible
- ✓ FeE400
- ✓ Section rectangulaire
- ✓ Flexion simple

$$\text{Alors : si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_b \leq \sigma_b^- = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec } \gamma = \frac{Mu}{M_{ser}} = \frac{8.051}{5.797} = 1.38 \rightarrow \frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44 > \alpha = 0.0623 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_b < \sigma_b^- = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

Aucune vérification pour  $\sigma_s$

Les armatures calculées à ELU seront maintenues

### Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{2.197}{4} = 0.549 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### Choix des armatures :

$$3T8/\text{ml} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$T8 \rightarrow e = 25 \text{ cm}$$

### 3.2.2 Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_{\text{umax}} = 27.98 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{umax}}}{b \cdot d} = \frac{27980}{100 \cdot 10.8 \cdot 100} = 0.259 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^- = 0.05 \cdot f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.259 \text{ MPa} < \tau_u^- = 1.25 \text{ MPa}$$

il y'a pas de reprise de bétonnage

les armatures transversales ne sont pas nécessaires

### 3.2.3 Poutre palière :

## Chapitre III : Etude les éléments secondaires

La poutre palière est appuyée sur les poteaux et sollicitée par les charges (réactions) provenant des volées des paliers de repos.

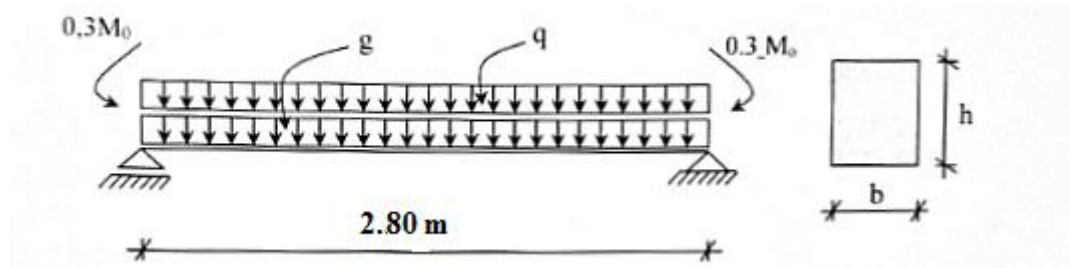


Figure 3.29 : Schéma statique de la poutre palière

Avec  $L$  : longueur entre axes des poutres = 2.80 m

$h$  : hauteur de la poutre

$b$  : largeur de la poutre

### Critère flèche :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{280}{15} \leq h \leq \frac{280}{10} \\ 18.66 \text{ cm} \leq h \leq 28 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \text{On prendre : } h = 30 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,4h \leq b \leq 0,8h \\ 12 \text{ cm} \leq b \leq 24 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \text{On prendre : } b = 30 \text{ cm}$$

### Vérification du RPA :

- ✓  $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$  .....condition vérifiée.
- ✓  $h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} = 30 \text{ cm}$  .....condition vérifiée.
- ✓  $\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow 1 \leq 4$ .....condition vérifiée

### Evaluation des charges :

#### Calcul du poids propre $g_p$ de la poutre palière :

$$g_p = 0.3 * 0.3 * 2500 = 225 \text{ daN/ml}$$

#### Calcul de la charge due au poids du mur :

**Epaisseur du mur :**  $e_p = 30 \text{ cm} \rightarrow G_{\text{mur}} = 3.05 \text{ KN/m}^2$

#### Hauteur libre d'étage :

$$H_e = 3.06 \text{ m} - 0.35 = 2.71 \text{ m} \rightarrow g'_{\text{mur}} = 305 * \frac{2.71}{2} = 4.132 \text{ KN/ml}$$

#### Charge permanente du palier de repos :

$$R_{B_u} = 23.50 \text{ KN}$$

$$R_{B_{\text{ser}}} = 16.854 \text{ KN}$$

#### Combinaisons fondamentales :

## Chapitre III : Etude les éléments secondaires

**ELU :**

$$q_u = 1.35(2.25+4.132) + 23.50 = 32.115 \text{ KN/ml}$$

$$M_o = \frac{q_u * L^2}{8} = \frac{32.115 * (2.80)^2}{8} = 31.472 \text{ KN.m}$$

**En travée :**

$$M_t = 0.85 M_o = 0.85 * 31.472 = 26.751 \text{ KN.m}$$

**En appui :**

$$M_a = -0.3 M_o = -0.3 * 31.472 = -9.4416 \text{ KN.m}$$

**ELS :**

$$q_s = 2.25 + 4.132 + 16.854 = 23.236 \text{ KN/ml}$$

$$M_o = \frac{q_s * L^2}{8} = \frac{23.236 * (2.80)^2}{8} = 22.771 \text{ KN.m}$$

**En travée :**

$$M_t = 0.85 M_o = 0.85 * 22.771 = 19.355 \text{ KN.m}$$

**En appui :**

$$M_a = -0.3 M_o = -0.3 * 22.771 = -6.8313 \text{ KN.m}$$

### 3.2.3.1 Calcul du ferrailage :

**En travées :**

**ELU :**

$$M_t = 26.751 \text{ KN.m}$$

**Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b * b * d^2} = \frac{26751}{14.2 * 30 * 27^2} = 0.0861$$

$$\mu = 0.0861 < \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

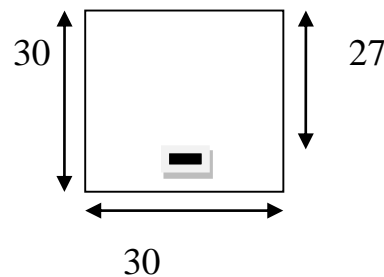


Figure 3.30 : Section de calcul en travées

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \rightarrow \sigma_s = f_c / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.112$$

## Chapitre III : Etude les éléments secondaires

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.955$$

### Détermination des armatures :

$$A_t = \frac{Mt}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{26751}{348 \cdot 0.955 \cdot 27} = 2.981 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}/f_e = 0.23 \cdot 30 \cdot 27 \cdot 2.1/400 = 0.978 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_t; A_{\min}) \rightarrow A = 2.981 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### Choix des armatures :

$$4T10 \rightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### ELS :

$$M_t = 19.355 \text{ KN.m}$$

### Contrainte dans le béton : $\sigma_b$

- ✓ l'escalier étant protégé contre les intempéries, alors la fissuration est peu nuisible
- ✓ FeE400
- ✓ Section rectangulaire
- ✓ Flexion simple

$$\text{Alors : si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_b \leq \sigma_b^- = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec } \gamma = \frac{Mu}{M_{ser}} = \frac{26.751}{19.355} = 1.38 \rightarrow \frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44 > \alpha = 0.112 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_b < \sigma_b^- = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

Aucune vérification pour  $\sigma_s$

Les armatures calculées à ELU seront maintenues

### Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{2.981}{4} = 0.745 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### Choix des armatures :

$$3T8/\text{ml} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### En appuis :

### ELU :

$$M_a = -9.441 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu = \frac{Ma}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{9441}{14.2 \cdot 30 \cdot 27^2} = 0.0304$$

$$\mu = 0.0304 < \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

## Chapitre III : Etude les éléments secondaires

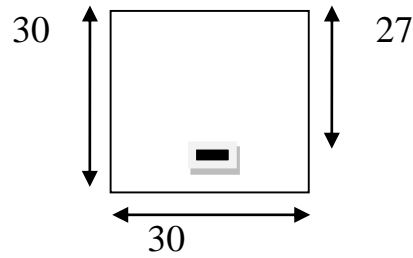


Figure 3.31 : Section de calcul en appuis

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \rightarrow \sigma_s = f_c / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0387$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.984$$

### Détermination des armatures :

$$A_a = \frac{Ma}{\sigma_s \beta d} = \frac{9441}{348 \cdot 0.984 \cdot 27} = 1.021 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_c = 0.23 \cdot 30 \cdot 27 \cdot 2.1 / 400 = 0.978 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_a; A_{\min}) \rightarrow A = 1.021 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### Choix des armatures :

$$2T10 \rightarrow A = 1.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### ELS :

$$M_a = -6.831 \text{ KN.m}$$

### Contrainte dans le béton : $\sigma_b$

- ✓ l'escalier étant protégé contre les intempéries, alors la fissuration est peu nuisible
- ✓ FeE400
- ✓ Section rectangulaire
- ✓ Flexion simple

$$\text{Alors : si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_b \leq \sigma_b^- = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec } \gamma = \frac{Mu}{M_{ser}} = \frac{9.441}{6.831} = 1.38 \rightarrow \frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44 > \alpha = 0.0387 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_b < \sigma_b^- = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

Aucune vérification pour  $\sigma_s$

} Les armatures calculées à ELU seront maintenues

### Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{1.021}{4} = 0.255 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### Choix des armatures :

## Chapitre III : Etude les éléments secondaires

$$2T8/ml = 1.01 \text{ cm}^2/ml$$

$$T8 \rightarrow e = 25 \text{ cm}$$

**Calcul des armatures transversales :**

$$T_{u\max} = \frac{qu \cdot L}{2} = \frac{32.115 \cdot 2.80}{2} = 44.961 \text{ KN}$$

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

$$T_u \leq 0.267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28}$$

$$a = 0.9d = 0.9 \cdot 27 = 24.3 \text{ cm}$$

$$T_u = 44961 \text{ N} \leq 0.267 \cdot 24.3 \cdot 30 \cdot 25 = 486607.5 \text{ N}$$

→ L'effort tranchant n'influe pas au voisinage des appuis

**Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :**

On doit vérifier que :

$$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( T_u + \frac{Mu}{0.9 \cdot d} \right)$$

$$A_L = 3.14 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} (44961 - \frac{31472}{24.3}) = 1.255 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

→ il y'a aucune influence de l'effort tranchant sur  $A_L$ .

**Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :**

$$\text{On a : } \tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{44961}{30 \cdot 28 \cdot 100} = 0.535 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \tau_u^- = \min \left( 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 3.333 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.535 \text{ MPa} < \tau_u^- = 3.333 \text{ MPa} \rightarrow$  Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne  $\rightarrow \alpha = 90^\circ$

**Section et écartement des armatures transversales  $A_t$  :**

$$\Phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \Phi 1 \text{ min} \right) \rightarrow \Phi_t \leq \min \left( \frac{30}{35} ; \frac{30}{10} ; 1.2 \right) = 0.857 \text{ cm}$$

On prend :  $\Phi_t = 8 \text{ mm}$  de nuance d'acier FeE235  $\rightarrow A_t = 4 \Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

**Espacement des armatures transversales :**

$$\left\{ \begin{array}{l} K = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \end{array} \right.$$

$$\delta_{t1} \leq \min ( 0.9 d ; 40 \text{ cm} ) = 24.3 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \frac{At \cdot f_e}{0.4 \cdot b \cdot \sin \alpha} = \frac{2.01 \cdot 235}{0.4 \cdot 30 \cdot 1} = 39.36 \text{ cm}$$

$$\frac{At}{b \cdot \delta t3} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{t28} \cdot K}{0.8 \cdot f_e \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)} \rightarrow \delta t3 \leq \frac{At \cdot 0.8 \cdot f_e}{b(\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{2.01 \cdot 0.8 \cdot 235}{30(0.0535 - 0.3 \cdot 2.1)} = 21.849 \text{ cm}$$

**Selon RPA99 (version 2003) :**

## Chapitre III : Etude les éléments secondaires

**Zone nodale :**

$$\delta_{t4} \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12 * \Phi \right) = \min \left( \frac{30}{4}; 12 * 1.2 \right) \rightarrow 7.5 \text{ cm}$$

**Zone courante :**

$$\delta_{t5} \leq h/2 = 30/2 \rightarrow 15 \text{ cm}$$

$$\delta_t \leq \min (\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}; \delta_{t4}; \delta_{t5}) = 7.5 \text{ cm}$$

On adopte :  $\delta t = 7 \text{ cm}$

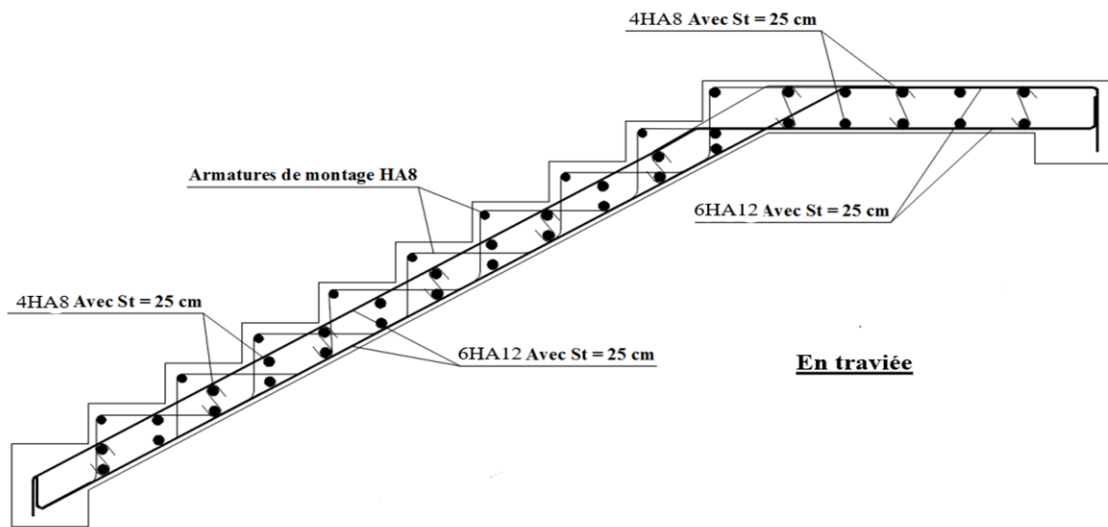


Figure 3.32 : Schéma de ferrailage de l'escalier étage courant

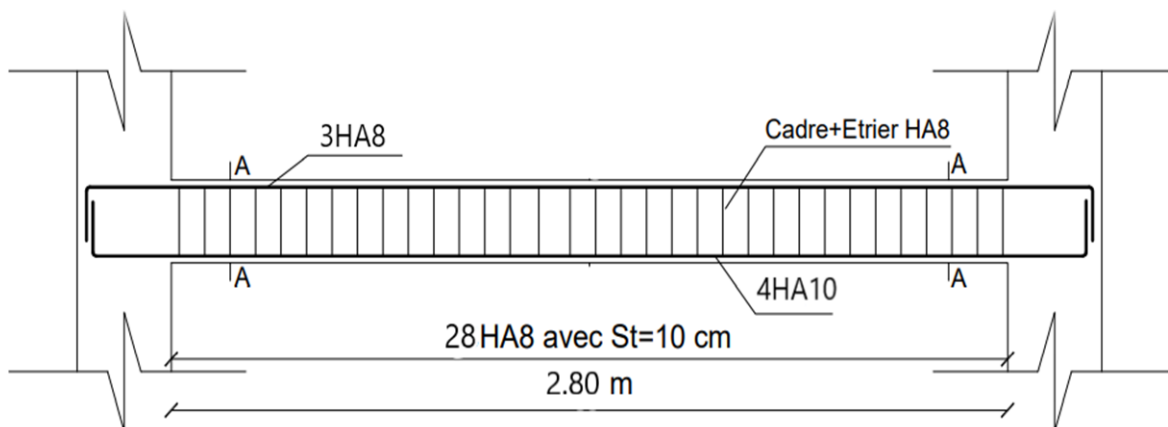


Figure 3.33 : Schéma de ferrailage de la poutre palier

## Chapitre III : Etude les éléments secondaires

### 3.3 Etude des balcons :

Les balcons sont considérés comme étant encastrés sur les poutres ; sont calculés comme une console de 1m de largeur sollicitée par une charge permanente G et une surcharge d'exploitation Q .

Dans notre structure ; on a un seul type de balcon :

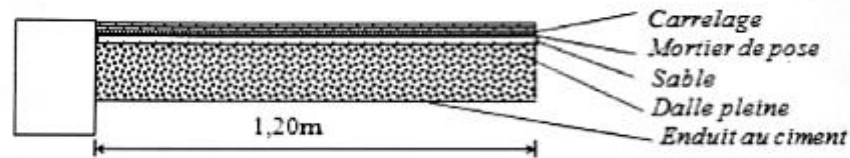


Figure 3.34 : Coupe sur balcon

**Pour une bande de 1 m de largeur :**

$$G^- = G * 1.00 = 5.31 * 1.00 = 5.31 \text{ KN/ml}$$

**Calcul de la charge due au poids du mur :**

$$P = G_m * h$$

**Epaisseur du mur :**  $e = 30 \text{ cm} \rightarrow G_m = 3.05 \text{ KN/m}^2$

**Hauteur de mur :**  $h = 3.06 - 0.15 = 2.91 \text{ m} \rightarrow P = 3.05 * 2.91 = 8.875 \text{ KN/ml}$

**Surcharge d'exploitation :**

Balcon pour locaux à usage d'habitation  $Q = 3.50 \text{ KN/m}^2$

**Pour une bande de 1 m de largeur :**

$$q^- = Q * 1.00 = 3.50 \text{ KN/ml}$$

Notre balcon n'est pas exposé aux intempéries : donc la fissuration est considérée comme peu nuisible

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

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle (CBA93)

$$\Phi_{\max} \leq \frac{ep}{10} \text{ avec } e_p = 15 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \Phi_{\max} \leq \frac{15}{10} = 1.5 \text{ cm}$$

Donc on prendra  $\Phi = 16 \text{ mm}$

**Calcul de l'enrobage :**

$$C = a + \frac{\Phi}{2} \rightarrow C = (10 + \frac{16}{2}) \text{ mm} = 18 \text{ mm}$$

**Hauteur utile :**

## Chapitre III : Etude les éléments secondaires

$$d = ep - c = 15 - 1.8 = 13.25 \text{ cm}$$

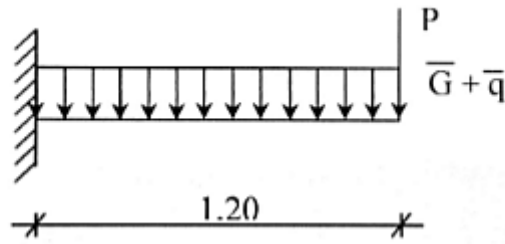


Figure 3.35 : Schéma statique du balcon

**Moment fléchissant :**

**ELU :**

$$M_u = -(1.35G^- + 1.5q^-) \frac{L^2}{2} - 1.35 * P * L * 1.00$$

$$M_u = - 23.31 \text{ KN.m}$$

**ELS :**

$$M_{ser} = -(G^- + q^-) \frac{L^2}{2} - P * L * 1.00$$

$$M_{ser} = - 19.46 \text{ KN.m}$$

### 3.3.1 Calcul du ferrailage :

**ELU :**

$$M_u = - 23.31 \text{ KN.m}$$

**Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b * b * d^2} = \frac{23310}{14.2 * 100 * 13.25^2} = 0.0935$$

$$\mu = 0.0935 < \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

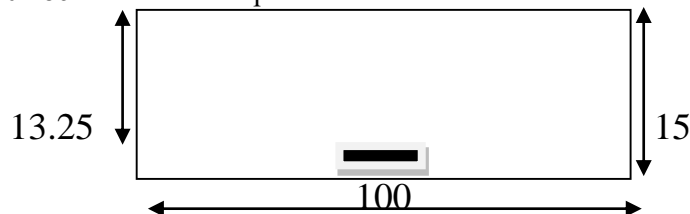


Figure 3.36 : Section de calcul

$$1000\epsilon_s > 1000\epsilon_1 \rightarrow \sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.123$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.950$$

**Détermination des armatures :**

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{23310}{348 * 0.950 * 13.25} = 5.321 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

## Chapitre III : Etude les éléments secondaires

### Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * f_{t28} / f_e = 0.23 * 100 * 13.25 * 2.1 / 400 = 1.599 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max ( A_u ; A_{\min} ) \rightarrow A = 5.321 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### Choix des armatures :

$$3T16 \rightarrow A = 6.03 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### ELS :

$$M_{\text{ser}} = - 19.461 \text{ KN.m}$$

### Contrainte dans le béton : $\sigma_b$

- ✓ l'escalier étant protégé contre les intempéries, alors la fissuration est peu nuisible
- ✓ FeE400
- ✓ Section rectangulaire
- ✓ Flexion simple

$$\text{Alors : si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_b \leq \sigma_b^- = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec } \gamma = \frac{Mu}{M_{\text{ser}}} = \frac{23.31}{19.461} = 1.19 \rightarrow \frac{1.19-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.345 > \alpha = 0.123 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_b < \sigma_b^- = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

Aucune vérification pour  $\sigma_s$

Les armatures calculées à ELU seront maintenues

### Calcul les armatures transversales :

$$T_{\text{umax}} = (1.35G + 1.5Q) * L + 1.35 * P$$

$$T_{\text{umax}} = (1.35 * 5.31 + 1.5 * 3.50) * 1.20 + 1.35 * 8.875$$

$$T_{\text{umax}} = 26.883 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{umax}}}{b * d} = \frac{26883}{100 * 100 * 13.25} = 0.202 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^- = 0.05 * f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.202 \text{ MPa} < \tau_u^- = 1.25 \text{ MPa}$$

il y'a pas de reprise de bétonnage

les armatures transversales ne sont pas nécessaires

### Calcul de la flèche :

#### Condition de la flèche :

- ✓  $\frac{h}{L} > \frac{1}{20}$
- ✓  $\rho = \frac{A}{b * d} < \frac{2}{f_e}$

#### Vérification si la flèche est nécessaire :

$$\checkmark \frac{h}{L} > \frac{1}{20} \rightarrow 0.125 > 0.05 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\checkmark \rho = \frac{A}{b * d} = \frac{6.03}{100 * 13.25} = 0.00455 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

## Chapitre III : Etude les éléments secondaires

### Conclusion :

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

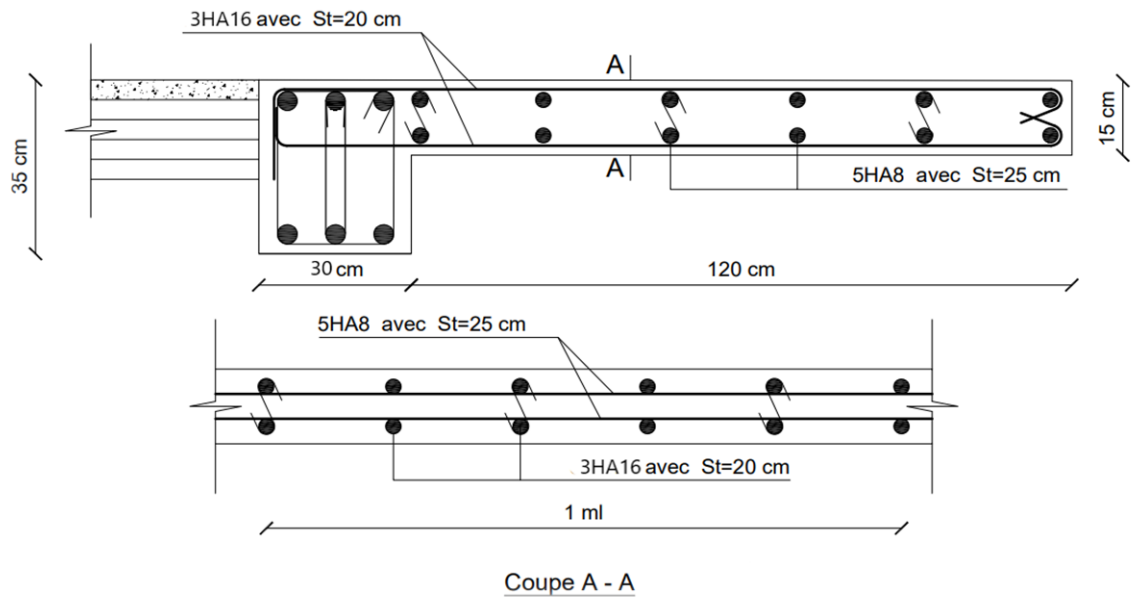


Figure 3.37 : Schéma de ferrailage de balcon

### 3.4 Etude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé qui coiffe la toiture, il a pour rôle :

- Protection des joints d'étanchéité des infiltrations d'eau pluviale
- La sécurité des gens, personnes

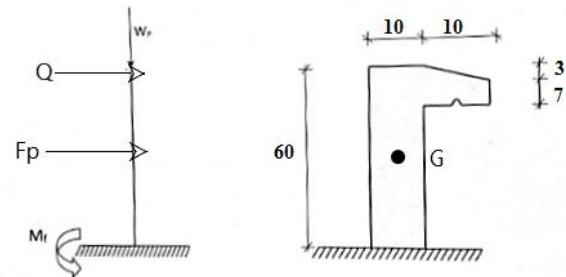


Figure 3.38 : Dimension de l'acrotère

#### 3.4.1 Calcul du ferrailage :

L'acrotère est assimilé à une console verticale encastrée à sa base au plancher terrasse.

Il est soumis à un effort normal de compression dû à son poids propre  $W_p$  et un moment dû à une force horizontale  $F_p$  donnée par le R.P.A.99 (version 2003)

Le calcul sera fait pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10 cm en flexion composée.

L'acrotère étant exposé aux intempéries, la fissuration sera considérée donc, comme préjudiciable.

#### Détermination des sollicitations :

**Le poids propre :  $W_p$**

## Chapitre III : Etude les éléments secondaires

$W_p$  : poids de l'élément considéré.

$$W_p = 1.725 \text{ KN/ml}$$

**La force horizontale  $F_p$  :**

$$F_p = 4 * A * C_p * W_p$$

Avec :

A: coefficient d'accélération de la zone]

$C_p$  : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires

Pour notre bâtiment, on a :

$$A = 0.15 \text{ (Groupe d'usage 2 ; Zone II.a)}$$

$$C_p = 0.8 \text{ (Elément en console).}$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.725$$

$$F_p = 0.828 \text{ KN/ml}$$

**Effort normal et moment fléchissant :**

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

$$N_u = 1.35 * G \rightarrow N_u = 1.35 \times 1.725 \rightarrow N_u = 2.328 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.5 * Q * L \rightarrow M_u = 1.5 \times 1 \times 0.6 \rightarrow M_u = 0.9 \text{ KN.m}$$

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

$$N_{ser} = G \rightarrow N_{ser} = 1.725 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = Q * L \rightarrow M_{ser} = 1 * 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

**Détermination de la section des armatures :**

Le ferrailage de l'acrotère sera calculé à la flexion composée pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10cm ; la section de calcul est (100x 10) cm<sup>2</sup>.

**Position du point d'application de l'effort normal :**

**État limite ultime (E.L.U.) :**

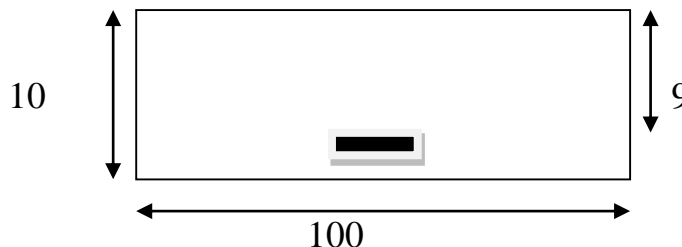


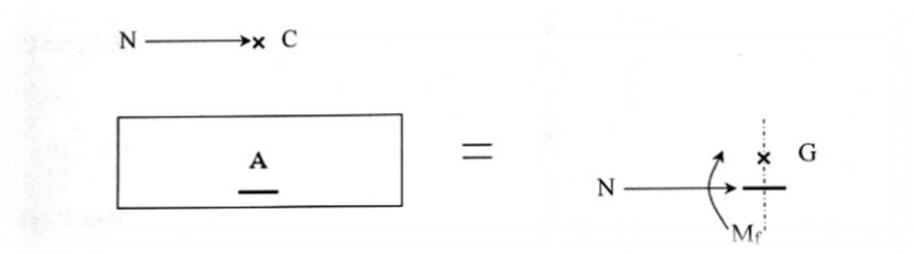
Figure 3.39 : Section de calcul

$$e_o = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.745}{2.328} = 0.32 \text{ m}$$

## Chapitre III : Etude les éléments secondaires

$$e_o = 0.32 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = \frac{0.1}{2} - 0.01 = 0.04 \text{ m}$$

→ L'effort normal est un effort de compression se trouvant à l'extérieur de la section Donc la section est partiellement comprimée (S.P.C) ; le calcul se ramène à la flexion simple avec un moment fictifs  $M_f$  calculé par rapport aux armatures tendues.



$$M_f = N_u * e = N_u (e_o + \frac{h}{2} - c) = 2.328 (0.32 + \frac{0.1}{2} - 0.01) = 0.838 \text{ KN.m}$$

**Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

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

$$\mu = \frac{M_{uf}}{\sigma_b * b * d^2} = \frac{838}{14.2 * 100 * 9^2} = 0.00728$$

$$\mu = 0.00728 < \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\epsilon_s > 1000\epsilon_{l1} \rightarrow \sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.00925$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.996$$

**Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M_{uf}}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{838}{348 * 0.996 * 9} = 0.268 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée)

$$A = A_1 - \frac{N_u}{100 * \sigma_s} = 0.268 - \frac{2328}{100 * 348} = 0.202 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{0.202}{4} \rightarrow A_r = 0.0505 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**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 armé 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'excédent pas la plus petite valeur de 25cm et deux fois l'épaisseur du béton.

$$A_{\min} = 0.25\% * S = 0.0025 * 100 * 10 = 2.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max(A ; A_{\min}) = 2.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Choix des armatures :**

$$4T10/\text{ml} \rightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

## Chapitre III : Etude les éléments secondaires

(T10 → e= 25cm)

$e \leq \min(25 ; 2 \times 10) \text{cm} \rightarrow$  Condition vérifiée

**Armatures de répartition :**

$$A_{rt} = \frac{At}{4} = \frac{3.14}{4} \rightarrow A_r = 0.785 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Choix des armatures :**

3T8/ml → A= 1.51 cm<sup>2</sup>/mL

(T8 → e= 20cm)

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

$$e_o = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.496}{1.725} = 0.28 \text{ m}$$

$$e_o = 0.28 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = \frac{0.1}{2} - 0.01 = 0.04 \text{ m}$$

→ Le point d'application d'un effort normal de compression  $N_{ser}$  se trouve en dehors de la section → la section est partiellement comprimée (S.P.C)

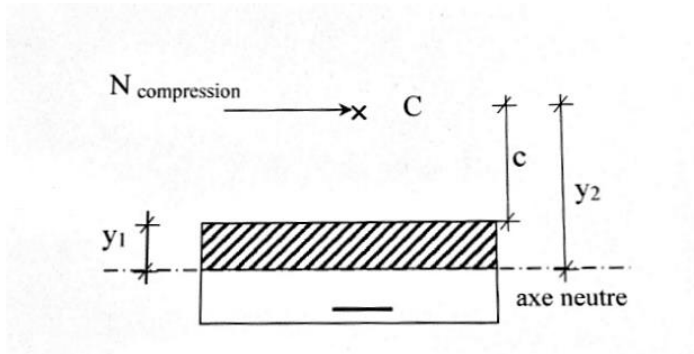


Figure 3.40 : Position de centre de pression

**Détermination des contraintes :**

C: Centre de pression (point d'application)

c: La distance du point C à l'arrête la plus comprimée

$y_2$ : La distance du point C à l'axe neutre

$$y_1 = y_2 + c$$

N est un effort de compression →  $y_2 > 0$

C se trouve à l'extérieur de la section → c sera considéré comme négatif.

**Calcul des contraintes :**

$$p = -3c^2 - \frac{90A_r}{b}(c-d') + \frac{90A}{b}(d-c)$$

$$c = e_o - \frac{h}{2} = 28 - \frac{10}{2} = 23 \text{ cm} \rightarrow c = -23 \text{ cm}$$

$$p = -3(-23)^2 + \frac{90 \times 3.14}{100}(9+23) = -1496.568$$

## Chapitre III : Etude les éléments secondaires

---

$$q = -2c^3 - \frac{90A'}{b}(c-d')^2 + \frac{90A}{b}(d-c)^2$$

$$q = -2(-23)^3 - \frac{90 \cdot 3.14}{100}(9+23)^2 = 21440.176$$

$$y_2 \text{ est la solution de l'équation } y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0 \rightarrow y_2^3 - 1496.568y_2 + 21440.176 = 0$$

Dont la résolution est comme suite :

$$\Delta = q^2 + \frac{4}{27} \cdot p^3 = (21440.176)^2 + \frac{4}{27} \cdot (-1496.568)^3 = -36894699.53 < 0$$

$$\Delta < 0 \rightarrow \begin{cases} \cos\varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = \frac{3 \cdot 21440.176}{2 \cdot (-1496.568)} \sqrt{\frac{-3}{-1496.568}} = -0.962 \rightarrow \varphi = 164.15^\circ \\ a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \cdot \sqrt{\frac{1496.568}{3}} = 44.670 \end{cases}$$

$$y_{21} = a \cos(\varphi/3) = 44.67 \cdot \cos(54.716) = 25.802 \text{ cm}$$

$$y_{22} = a \cos((\varphi/3)+120^\circ) = -44.480 \text{ cm}$$

$$y_{23} = a \cos((\varphi/3)+240^\circ) = 18.677 \text{ cm}$$

$$y_2 = \max(y_{21}; y_{22}; y_{23}) = 25.802 \text{ cm}$$

$$0 < y_1 = y_2 + c = 2.80 \text{ cm} < 10 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{D'où : } y_1 = 2.80 \text{ cm}$$

### Calcul du moment statique :

$$S = \frac{b \cdot y_1^2}{2} \cdot 15 \cdot A \cdot (d - y_1) = \frac{100 \cdot 2.80^2}{2} - 15 \cdot 3.14 \cdot (9 - 2.80) = 99.98 \text{ cm}^3$$

$$K = \frac{Ns}{100 \cdot S} = \frac{1725}{100 \cdot 99.98} = 0.172$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0.172 \cdot 2.80 = 0.481 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \cdot 0.172 \cdot (9 - 2.80) = 15.996 \text{ MPa}$$

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\sigma_s^- = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) \text{ avec : FeE400} \rightarrow \eta = 1.6 \text{ et } f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \sigma_s^- = \min\left(\frac{2}{3} \cdot 400 ; 110 \sqrt{1.6 \cdot 2.1}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b^- = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

### Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b = 0.481 \text{ MPa} < \sigma_b^- = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 15.996 \text{ MPa} < \sigma_s^- = 201.63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \rightarrow \text{Les armatures calculées à ELU seront maintenues}$$

### Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_{\text{umax}} = 1.5 \cdot F_p = 1.5 \cdot 0.828 = 1.242 \text{ KN}$$

## Chapitre III : Etude les éléments secondaires

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{b \cdot d} = \frac{1242}{100 \cdot 9 \cdot 100} = 0.0138 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^- = 0.05 \cdot f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.0138 \text{ MPa} < \tau_u^- = 1.25 \text{ MPa}$$

il y'a pas de reprise de bétonnage } les armatures transversales ne sont pas nécessaires

### Remarque :

Pour éviter le risque de rupture en cas de séisme, on prévoit une nappe d'armatures semblables.

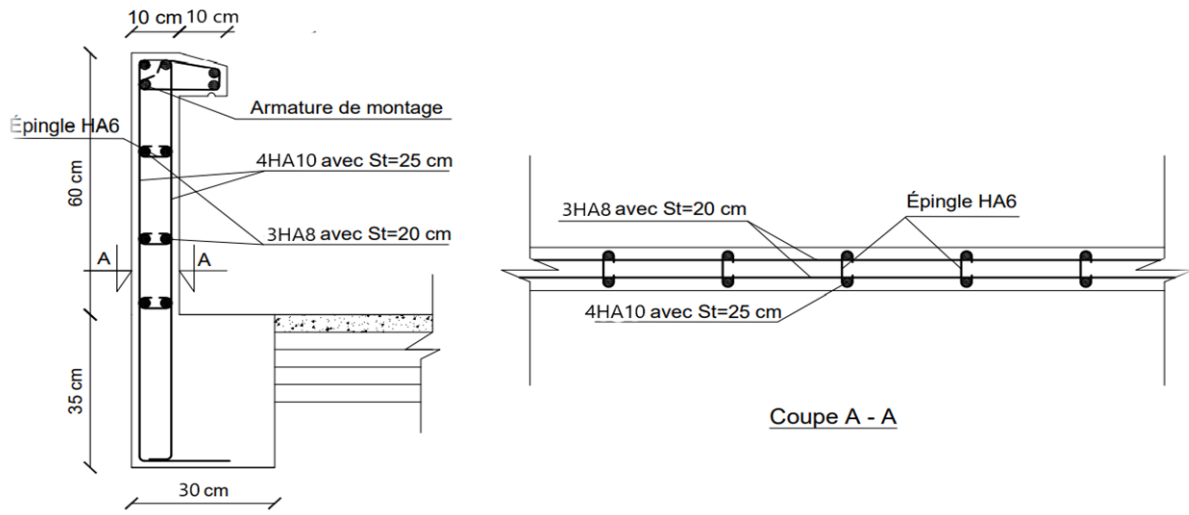


Figure 3.41 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

### 3.4 Etude de la salle machine :

Notre bâtiment comprend deux cages d'ascenseur dont la vitesse d'entraînement  $V = 1\text{m/s}$ . La surface de la cabine est de  $(1.95 \times 1.95) \text{ m}^2$ . La charge totale que transmettent le système de levage et la cabine chargée est de 5,7 tonnes 6 personnes.

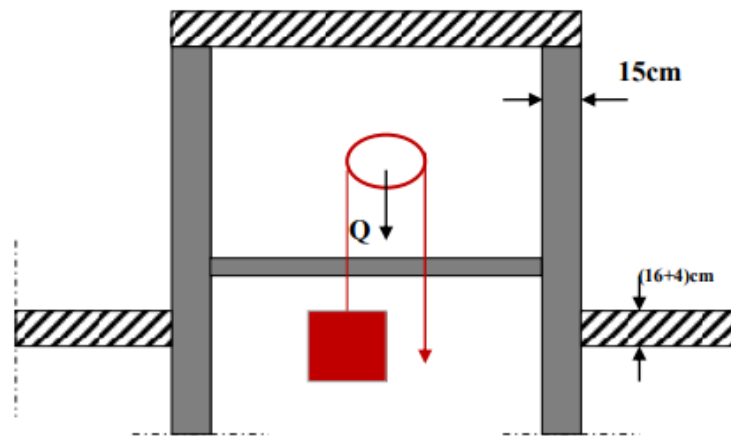


Figure 3.42 : Schéma d'ascenseur

## Chapitre III : Etude les éléments secondaires

### Dimensionnement de la dalle :

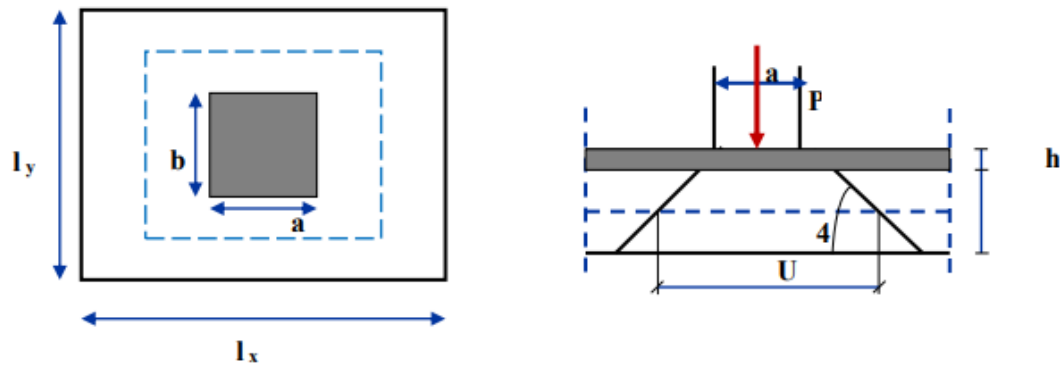


Figure 3.43 : Répartition de la charge localisée sur la dalle

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.95}{1.95} = 1 > 0.4$$

Las dalles de notre structure portent suivant deux directions, le calcul se fait en flexion simple.

#### Pour un panneau isolé :

$$h_t \geq \frac{L_x}{30} = \frac{195}{30} = 6.5 \text{ cm} \rightarrow \text{Le R.P.A impose que } h_{\min} = 12 \text{ cm, donc on prend : } h_t = 15 \text{ cm}$$

La dalle encastrée sur quatre cotés, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge centrée. Avec :

$h_o$  : Epaisseur de la dalle ( $h_o = 15 \text{ cm}$ )

$e$  : Epaisseur du revêtement ( $e=5\text{cm}$ )

$p$  : la charge concentrée

$k = 1$ , car les revêtements est aussi solide que le béton.

$$a = b = 80\text{cm}$$

$\nu$  : coefficient de poisson

On aura :

$$U = a + 2k.e + h_o = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105\text{cm}$$

$$V = b + 2k.e + h_o = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105\text{cm} \Rightarrow U = V = 105\text{cm}$$

#### Calcul des sollicitations :

**ELU : ( $\nu = 0$ )**

Système de levage :  $q_u = 1,35 \times 57 = 76.95 \text{ KN}$

Dalle en béton armé :  $G = (25 \times 0.15 + 22 \times 0.05) = 4.85 \text{ KN/m}$ .

$Q = 1\text{KN}$ .

## Chapitre III : Etude les éléments secondaires

---

$$q_u = (1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1) = 8.05 \text{ KN/m.}$$

**ELS : ( $\nu = 0.2$ )**

$$\text{Système de levage : } q_{\text{ser}} = 1 \times 57 = 57 \text{ KN.}$$

$$\text{Dalle en béton armé : } q_{\text{ser}} = (4.85 + 1) = 5.85 \text{ KN.}$$

**Principe de calcul :**

**Calcul des moments dus au système de levage :**

$M_1, M_2$  : coefficients données en fonction de  $(\alpha; \frac{U_x}{L_x}; \frac{U_y}{L_y})$

$$\rightarrow M_{x1} = q_u \cdot M_1$$

$$\rightarrow M_{y1} = q_u \cdot M_2$$

**Calcul des moments dus au poids propre de la dalle  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  :**

Les moments fléchissant développés au centre du panneau ont pour expression :

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot L^2 \cdot x$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2}$$

Avec:  $\nu$  : coefficient de poisson tel que  $\nu = 0,2$  à L'ELS  $\nu = 0$  à L'ELU

**Calcul de  $M_{x1}$  ;  $M_{y1}$  : dus au système de levage :**

**ELU : ( $\nu = 0$ )**

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.95}{1.95} = 1$$

$$\frac{U_x}{L_x} = \frac{105}{195} = 0.538 \quad ; \quad \frac{U_y}{L_y} = \frac{105}{195} = 0.538$$

D'où :  $M_1 = 0.09$  ;  $M_2 = 0.09$  (abaque de PIGEAUD Annexe II)

$$M_{x1} = q (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = q (M_2 + \nu M_1) \text{ Avec : } \nu = 0 \text{ Donc :}$$

$$M_{x1} = q_u \cdot M_1 = 76.95 \times 0.09 = 6.92 \text{ KN.m} \quad M_{y1} = q_u \cdot M_2 = 76.95 \times 0.09 = 6.92 \text{ KN.m}$$

**Calcul des moments dus au poids propre de la dalle  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  :**

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot L^2 \cdot x$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2}$$

Avec :  $\nu = 0$  Pour:  $\alpha = 1 \rightarrow \{ \mu_x = 0.037 ; \mu_y = 1.000 \}$  (tableau de PIGEAUD Annexe I)

$$M_{x2} = 0.037 \cdot 8.05 \cdot (1.95)^2 = 1.132 \text{ KN}$$

$$M_{y2} = 1.00 \cdot 1.132 = 1.132 \text{ KN.m}$$

**Superposition des moments :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.92 + 1.132 = 8.052 \text{ KN.m}$$

## Chapitre III : Etude les éléments secondaires

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.92 + 1.132 = 8.052 \text{ KN.m}$$

**Remarque :** A fin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront multipliés par le coefficient 0,85 en travée et 0,3 aux appuis.

$$M_{x \text{ app}} = -0,30M_x \Leftrightarrow M_{y \text{ app}} = -0,30M_y$$

$$M_{x \text{ tra}} = 0,85M_x \Leftrightarrow M_{y \text{ tra}} = 0,85M_y$$

**Les résultats trouvés sont donnés dans le tableau suivant :**

<b>ELU</b>	<b>Sens</b>	<b>Zone</b>	<b>Moments (KN.m)</b>
	<b>X-X</b>	<b>Appuis</b>	<b>- 2.415</b>
		<b>Travée</b>	<b>6.844</b>
	<b>Y-Y</b>	<b>Appuis</b>	<b>- 2.415</b>
		<b>Travée</b>	<b>6.844</b>

Tableau 3.4 : Moment agissent sur la dalle machine à ELU

**Calcul de  $M_{x1}$  ;  $M_{y1}$  : dus au système de levage :**

**ELS : ( $v=0.2$ )**

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.95}{1.95} = 1$$

$$\frac{U_x}{L_x} = \frac{105}{195} = 0.538 \quad ; \quad \frac{U_y}{L_y} = \frac{105}{195} = 0.538$$

D'où :  $M_1 = 0.09$  ;  $M_2 = 0.09$  (abaque de PIGEAUD Annexe II)

$$M_{x1} = q (M_1 + v M_2)$$

$$M_{y1} = q (M_2 + v M_1) \text{ Avec: } v=0.2 \text{ Donc :}$$

$$M_{x1} = q_{\text{ser}} (M_1 + 0.2 * M_2) = 57 * (0.09 + 0.2 * 0.09) = 6.156 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = q_{\text{ser}} (M_2 + 0.2 * M_1) = 57 * (0.09 + 0.2 * 0.09) = 6.156 \text{ KN.m}$$

**Calcul des moments dus au poids propre de la dalle  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  :**

$$M_{x2} = \mu_x * q_{\text{ser}} * L^2 x$$

$$M_{y2} = \mu_y * M_{x2}$$

Avec :  $v=0.2$  Pour:  $\alpha = 1 \rightarrow \{ \mu_x = 0.044 ; \mu_y = 1.000 \}$  (tableau de PIGEAUD Annexe I)

$$M_{x2} = 0.044 * 5.85 * (1.95)^2 = 0.978 \text{ KN}$$

$$M_{y2} = 1.00 * 0.978 = 0.978 \text{ KN.m}$$

**Superposition des moments :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.156 + 0.978 = 7.134 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.156 + 0.978 = 7.134 \text{ KN.m}$$

## Chapitre III : Etude les éléments secondaires

**Remarque :** Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront multipliés par le coefficient 0,85 en travée et 0,3 aux appuis.

$$M_{x \text{ app}} = - 0,30M_x \Leftrightarrow M_{y \text{ app}} = - 0,30M_y$$

$$M_{x \text{ tra}} = 0,85M_x \Leftrightarrow M_{y \text{ tra}} = 0,85M_y$$

Les résultats trouvés sont donnés dans le tableau suivant :

ELS	Sens	Zone	Moments (KN.m)
	X-X	Appuis	- 2.140
		Travée	6.063
	Y-Y	Appuis	- 2.140
Travée		6.063	

Tableau 3.5 : Moment agissent sur la dalle machine à ELS

**Diagrammes des moments :**

**ELU :**

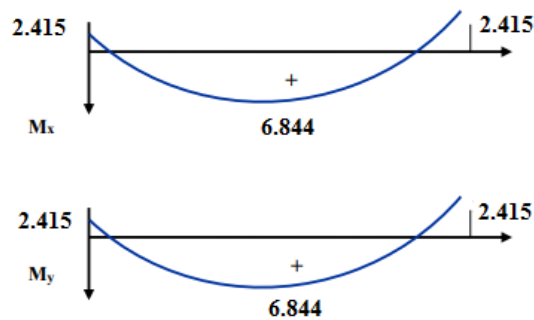


Figure 3.44 : Diagrammes des moments à L'ELU

**ELS :**

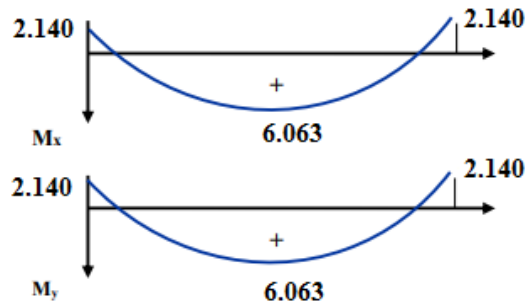


Figure 3.45 : Diagrammes des moments à L'ELS

**Ferraillage :**

**Calcul des armatures en flexion simple :**

Le calcul se fera à l'ELU pour une bande de 1m.

$h_t = 15\text{cm}$ ;  $b = 100\text{cm}$ ;  $d = 13.5\text{ cm}$ ;  $\gamma_b = 1.5$ ;  $\gamma_s = 1.15$ ; FeE400.  $\sigma_s = 348\text{ MPa}$  ;  $f_{c28} = 25\text{ MPa}$  ;  $f_{t28} = 2.1\text{ MPa}$  ;  $\sigma_b = 14.20\text{ MPa}$ .

⇒**Ferraillage dans le sens x-x : (Fissuration peu préjudiciable).**

## Chapitre III : Etude les éléments secondaires

Aux appuis :  $M_a = 2.415$  kN.m et En travée :  $M_t = 6.844$  kN.m

**En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{6844}{100 \cdot 13.5^2 \cdot 14.2} = 0.026$$

$\mu = 0.026 < 0.186 \Rightarrow$  le pivot A  $\Rightarrow A' = 0$  (section simplement armée. S.S.A)

$$\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.026}) = 0.033$$

$$\beta = 1 - 0.4 \cdot \alpha = 1 - (0.4 \cdot 0.033) = 0.986.$$

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{6844}{348 \cdot 0.986 \cdot 13.5} = 1.477 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$\Rightarrow$  On adopte :  $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$

**En appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{2415}{100 \cdot 13.5^2 \cdot 14.2} = 0.0093$$

$\mu = 0.0093 < 0.186 \Rightarrow$  le pivot A  $\Rightarrow A' = 0$  (section simplement armée. S.S.A)

$$\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.0093}) = 0.0125$$

$$\beta = 1 - 0.4 \cdot \alpha = 1 - (0.4 \cdot 0.0125) = 0.995$$

$$A_a = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{2415}{348 \cdot 0.995 \cdot 13.5} = 0.5166 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$\Rightarrow$  On adopte :  $A_a = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$

Les résultats sont groupés dans le tableau suivant :

Sens	Zone	Moments (KN.m)	$A_s$ calculé	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	A adopté (cm <sup>2</sup> )	Choix
<b>X-X</b>	<b>Appuis</b>	<b>- 2.415</b>	<b>0.5166</b>	<b>1.63</b>	<b>3.14</b>	<b>4HA10</b>
	<b>Travée</b>	<b>6.844</b>	<b>1.477</b>	<b>1.63</b>	<b>3.14</b>	<b>4HA10</b>
<b>Y-Y</b>	<b>Appuis</b>	<b>- 2.415</b>	<b>0.5166</b>	<b>1.63</b>	<b>3.14</b>	<b>4HA10</b>
	<b>Travée</b>	<b>6.844</b>	<b>1.477</b>	<b>1.63</b>	<b>3.14</b>	<b>4HA10</b>

Tableau 3.6 : Ferrailage suivant les sens X-X et Y-Y

**Vérifications :**

**Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}/f_e = 0.23 \cdot 100 \cdot 13.5 \cdot 2.1/400 = 1.63 \text{ cm}^2$$

**sens x-x :**

## Chapitre III : Etude les éléments secondaires

Aux appuis :  $A_a = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{C.V}$

En travées :  $A_t = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{C.V}$

**sens y-y :**

Aux appuis :  $A_a = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{C.V}$

En travées :  $A_t = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{C.V}$

**Vérification des diamètres maximaux des barres :**

On doit vérifier que :  $\Phi_{\max} \leq \frac{ht}{10}$

$$\Phi_{\max} = 10 \text{ mm} \leq \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \Rightarrow \text{C.V}$$

**Ecartement des barres :**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

Armatures  $A_x // L_x$  :  $St = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{C.V}$

Armatures  $A_y // L_y$  :  $St = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{C.V}$

$$q_u \leq 0.045 * \mu_i * h * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$q_u$  : La charge de calcul à L'ELU

$h$  : Epaisseur totale de la dalle

$\mu_i$  : Périmètre du rectangle d'impact au niveau de la feuille moyenne de la dalle.

$$\mu_i = 2(U+V) = 2(1.05+1.05) = 4.20 \text{ m}$$

$$q_u = 1.35 * 57 = 76.95 \text{ KN}$$

$$q_u < 0.045 * 420 * 15 * \frac{25}{1.5} = 472.50 \text{ KN}$$

**Vérification de la contrainte tangentielle :**

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge. On doit vérifier que

$$U = V \rightarrow V = \frac{qu}{2a + b} = \frac{76.95}{2*1.95+1.95} = 13.15 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b*d} = \frac{13150}{100*13.5*100} = 0.0974 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^- = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

**Vérification de compression dans le béton ELS : (La fissuration est peu nuisible)**

On doit vérifier que :

**Contrainte de compression dans le béton ELS:**

## Chapitre III : Etude les éléments secondaires

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma} = 0.6f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

**Contrainte maximale dans le béton comprimé :**

$$K = \frac{M_{ser}}{I} \quad ; \quad \sigma_b = K * Y$$

Avec :

$$I = \frac{b * y^3}{3} + 1.6A(d-y)^2 + 1.6A'(y-d')^2$$

$$y = \frac{15(As+As')}{b} \left( \sqrt{1 + \frac{b(d*As+d'*As')}{7.5(As+As')^2}} - 1 \right)$$

**Les résultats sont groupés dans le tableau suivant :**

Sens	Zone	M <sub>ser</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	I(cm <sup>4</sup> )	y (cm)	K (MPa)	σ <sub>b</sub> (MPa)	σ <sub>b</sub> <sup>-</sup> (MPa)	Observation
X-X	Appuis	- 2.140	3.14	5608.736	3.06	0.381	1.165	15	C.V
	Travée	6.063	3.14	5608.736	3.06	1.080	3.304	15	C.V
Y-Y	Appuis	- 2.140	3.14	5608.736	3.06	0.381	1.165	15	C.V
	Travée	6.063	3.14	5608.736	3.06	1.080	3.304	15	C.V

Tableau 3.7 : Vérification de compression dans le béton ELS suivant sens XX et YY

**Vérification de la flèche :**

**Etat limite de déformation (la flèche) :**

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \left( \frac{M_{xtser}}{M_{xser}} \right)$
- $\frac{A}{b*d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

L : la portée entre nus d'appui.

M<sub>t</sub> : moment maximum en travée.

M<sub>0</sub> : moment isostatique.

A<sub>s</sub> : section d'armature tendue correspondante.

Si l'une de ces conditions n'est pas vérifiée on doit calculer la flèche et la vérifier avec la flèche admissible.

**Vérification de conditions :**

$$A_s * b * d \leq 4.2 f_e \Leftrightarrow 3.14 \cdot 100 \cdot 13 = 0.0024 \leq 4.2 \cdot 400 = 0.0105 \text{MPa} \Leftrightarrow$$

$$\frac{A}{b*d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{3.14}{100 \cdot 13.5} = 0.0024 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \text{MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

$$\frac{h}{LX} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{195} = 0.076 > \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \text{C.V}$$

## Chapitre III : Etude les éléments secondaires

$$\frac{h}{L_y} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{195} = 0.076 > \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \text{C.V}$$

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{10} \left( \frac{M_{serx}}{M_{serx}} \right) \rightarrow \frac{15}{195} = 0.076 > \frac{1 \cdot 6.063}{10 \cdot 7.134} = 0.074 \rightarrow \text{C.V}$$

$$\frac{h}{L_y} \geq \frac{1}{10} \left( \frac{M_{sery}}{M_{sery}} \right) \rightarrow \frac{15}{195} = 0.076 > \frac{1 \cdot 6.063}{10 \cdot 7.134} = 0.074 \rightarrow \text{C.V}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

**Schéma de ferrailage pour la dalle machine :**

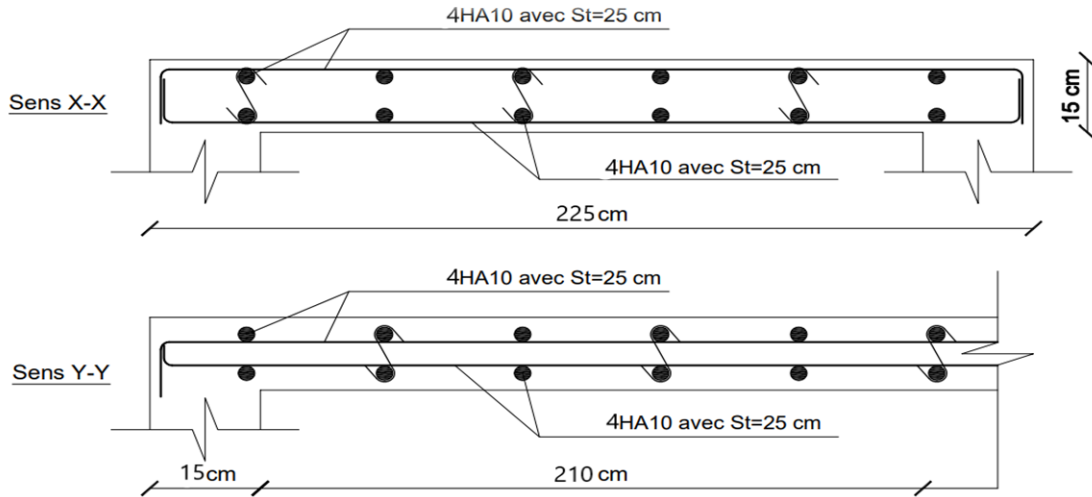


Figure 3.46 : Schéma de ferrailage de la salle machine

## Chapitre III : Etude les éléments secondaires

---

## IV. Chapitre 4 : Etude dynamique

### 4.1 Introduction :

L'étude sismique a pour but d'assurer la sûreté de l'ouvrage face aux forces destructrices des séismes. Parmi les différentes méthodes à notre disposition pour réaliser cette étude, nous avons décidé d'opter pour la méthode statique équivalente. Afin de nous aider dans cette tâche, nous avons décidé de recourir au logiciel ROBOT pour assurer une fiabilité des résultats.

#### Méthode statique équivalente :

##### Principe :

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

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Il faut souligner toutefois que les forces et les déformations obtenues pour l'élément à partir des méthodes d'analyse statiques pour les charges de conception recommandée sont inférieures aux forces et aux déformations qui seraient observées sur la structure sous les effets d'un séisme majeur pour lequel les charges ont été spécifiées. Ce dépassement des forces est équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément.

##### Modélisation :

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.

La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.

Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

##### Vérification des conditions de la méthode statique équivalente :

-Le bâtiment possède une forme assez symétrique C.V

-Pas d'élément porteur discontinu C.V

-Pas de décrochage en élévation C.V

-Rapport des dimensions du bâtiment

$$0,25 \leq \frac{L_y}{L_x} \leq 4$$

$$0,25 \leq \frac{18}{23,75} = 0,75 \leq 4 \quad \text{C.V}$$

-Rigidité du plancher :

## Chapitre IV : Etude dynamique

---

$S_o$  = Surface des ouvertures

$$S_o = 4,75 \times 2,50 = 11.875 \text{ m}^2$$

$S_p$  = Surface du planché

$$S_p = 18 \times 23.75$$

$$S_p = 427.5 \text{ m}^2$$

$$S_o/S_p \leq 15\%$$

$$\frac{11.875}{427.5} = 0.0277 = 2.77\% \leq 15\% \text{ C.V}$$

Zone IIa, le bâtiment satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation, la hauteur :

$$h_n = 33.66\text{m} < 65\text{m} \text{ C.V}$$

### 4.2 Détermination des paramètres de la force sismique :

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

**Coefficient d'accélération A:**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Mostaganem (zone IIa)} \\ \text{Groupe d'usage 2} \end{array} \right. \rightarrow A = 0.15$$

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

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 du R.P.A99/v2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du R.P.A99/2003.

Dans notre structure on a utilisé un système de contreventement mixte portique et voiles en béton armé avec interaction, alors le coefficient de comportement global de la structure est pris égale à :  $\rightarrow R=5$

**Facteur de qualité Q :**

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 p q$$

Avec  $P_q$  : les pénalités qui dépendent de plusieurs critères qui sont donnés par le tableau suivant :

## Chapitre IV : Etude dynamique

Critère q	Pq	
	Pq//xx	Pq//yy
<b>Condition minimale sur les files de contreventement</b>	<b>0</b>	<b>0</b>
<b>Redondance en plan</b>	<b>0.05</b>	<b>0</b>
<b>Régularité en plan</b>	<b>0</b>	<b>0</b>
<b>Régularité en élévation</b>	<b>0</b>	<b>0</b>
<b>Contrôle de qualité des matériaux</b>	<b>0.05</b>	<b>0.05</b>
<b>Contrôle de la qualité de l'exécution</b>	<b>0</b>	<b>0</b>
<b>Total</b>	<b>0.10</b>	<b>0.05</b>

Tableau 4.1 : Facteur de qualité

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 p_i q_i \quad \text{Sens longitudinal (xx)} \quad Q_x = 1 + 0.15 = 1.15 \rightarrow Q_x = 1.10$$

$$\text{Sens longitudinal (yy)} \quad Q_y = 1 + 0.15 = 1.15 \rightarrow Q_y = 1.05$$

### Facteur d'amplification dynamique moyen D :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 S \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0 S \end{cases}$$

$T_2$  : période caractéristique associée à la catégorie du site.

Site meuble (S3)  $\rightarrow T_2 = 0.50s$

$\eta$  : facteur de correction d'amortissement

$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \geq 0.7$  où  $\varepsilon\%$  est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.  $\varepsilon=7\%$  pour les Portiques en béton armé avec un remplissage dense :  $\eta = 0,882 \geq 0,7$

Estimation de la période fondamentale de la structure :

La formule empirique nous donne :  $T_f = \min(C_T * (h_n)^{3/4}; 0,09 * \frac{h_n}{\sqrt{D}})$

$h_n$ : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$h_N = 33.66 \text{ m}$

$C_T$ : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage. Il est donné par le tableau 4.6 du RPA99/v2003 page 42.

## Chapitre IV : Etude dynamique

$$C_T = 0.05s$$

$$T = 0.05 * (33.66)^{3/4} = 0,69 \text{ sec}$$

D: Dimension du bâtiment mesuré à la base dans la direction de calcul considéré :

**Direction X :**

$$D_x = 23.75 \text{ m}$$

$$T_x = 0.09 * \frac{33.66}{\sqrt{23.75}} = 0.621 \text{ s}$$

$$T_f = 0.621s$$

$$T_{dx} \text{ analytique} = 0.72s \text{ ( Mode 2 )}$$

$$T_2 = 0.50s \leq T = 0.621s \leq 3.0s \rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

$$D = 1.9$$

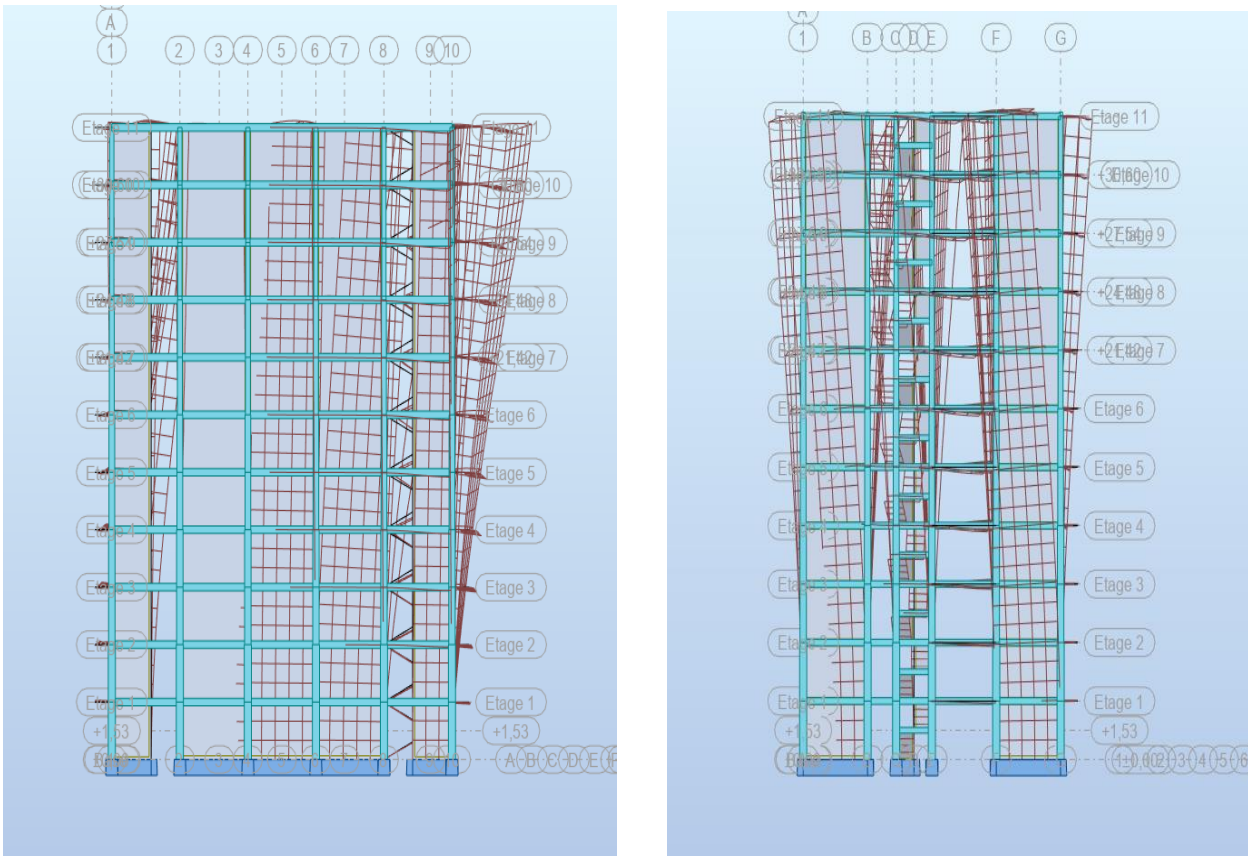


Figure 4.1 : La déformation dans le sens X

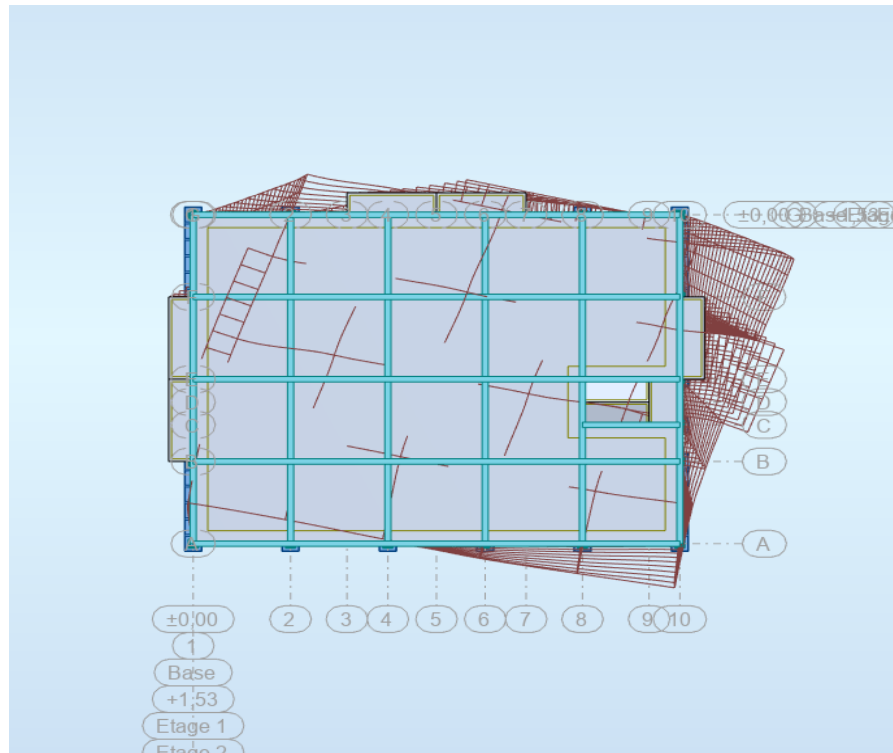


Figure 4.2 : Vue en plan de la déformation dans le sens X

**Direction Y :**

$$D_y = 18 \text{ m}$$

$$T_y = 0.09 * \frac{33.66}{\sqrt{18}} = 0.714 \text{ s}$$

$$T_f = 0.714 \text{ s}$$

$$T_{dy \text{ analytique}} = 0.97 \text{ s ( Mode 1 )}$$

$$T_2 = 0.50 \text{ s} \leq T = 0.714 \text{ s} \leq 3.0 \text{ s} \rightarrow D = 2.5 \eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$D = 1.57$$

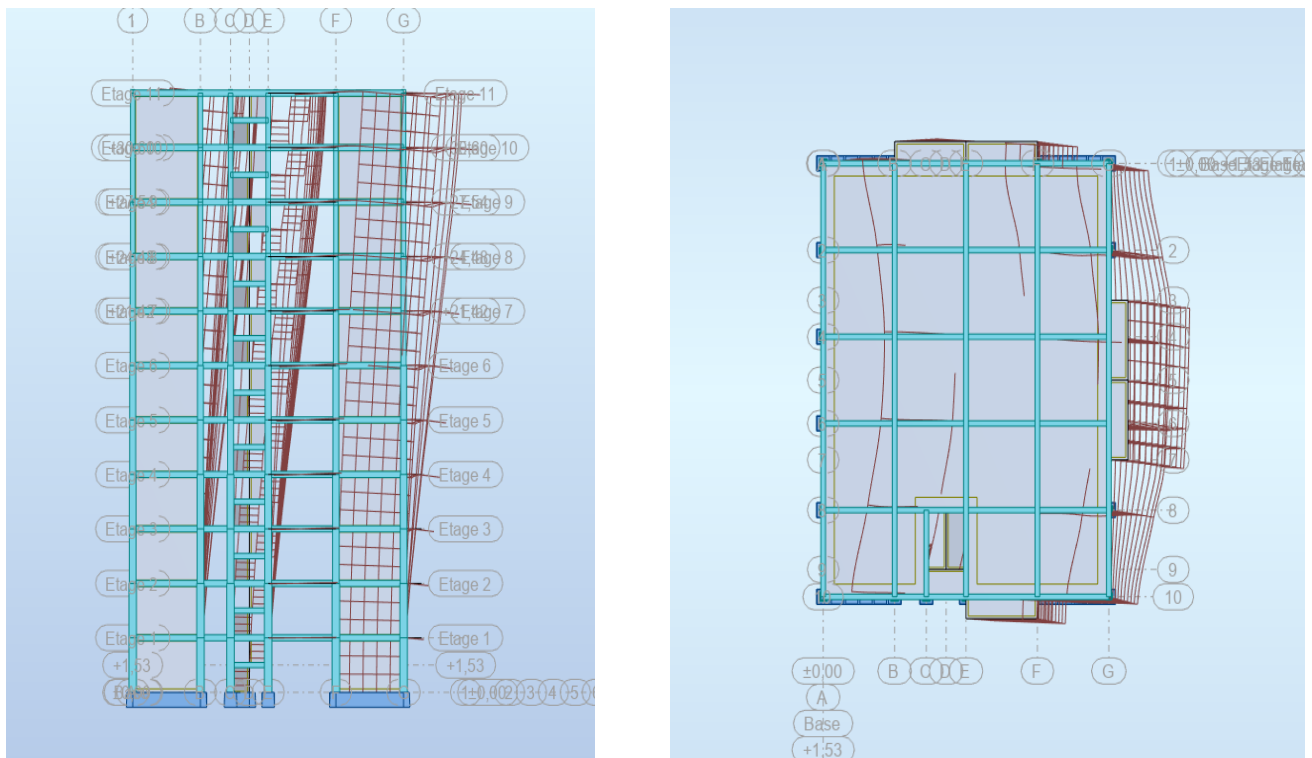


Figure 4.3 : La déformation dans le sens Y

### 4. Les dispositions des voiles :

La disposition doit se faire de la manière la plus symétrique possible afin que la période dynamique obtenue par calcul grâce au logiciel robot ne dépasse pas la période fondamentale calculée de plus de 30%.

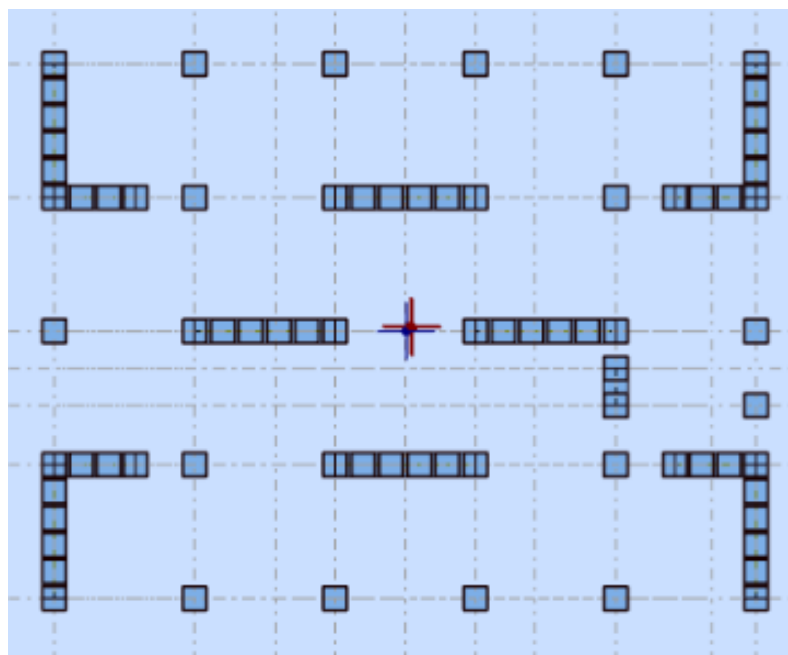


Figure 4.4 : Les dispositions des voiles

## Chapitre IV : Etude dynamique

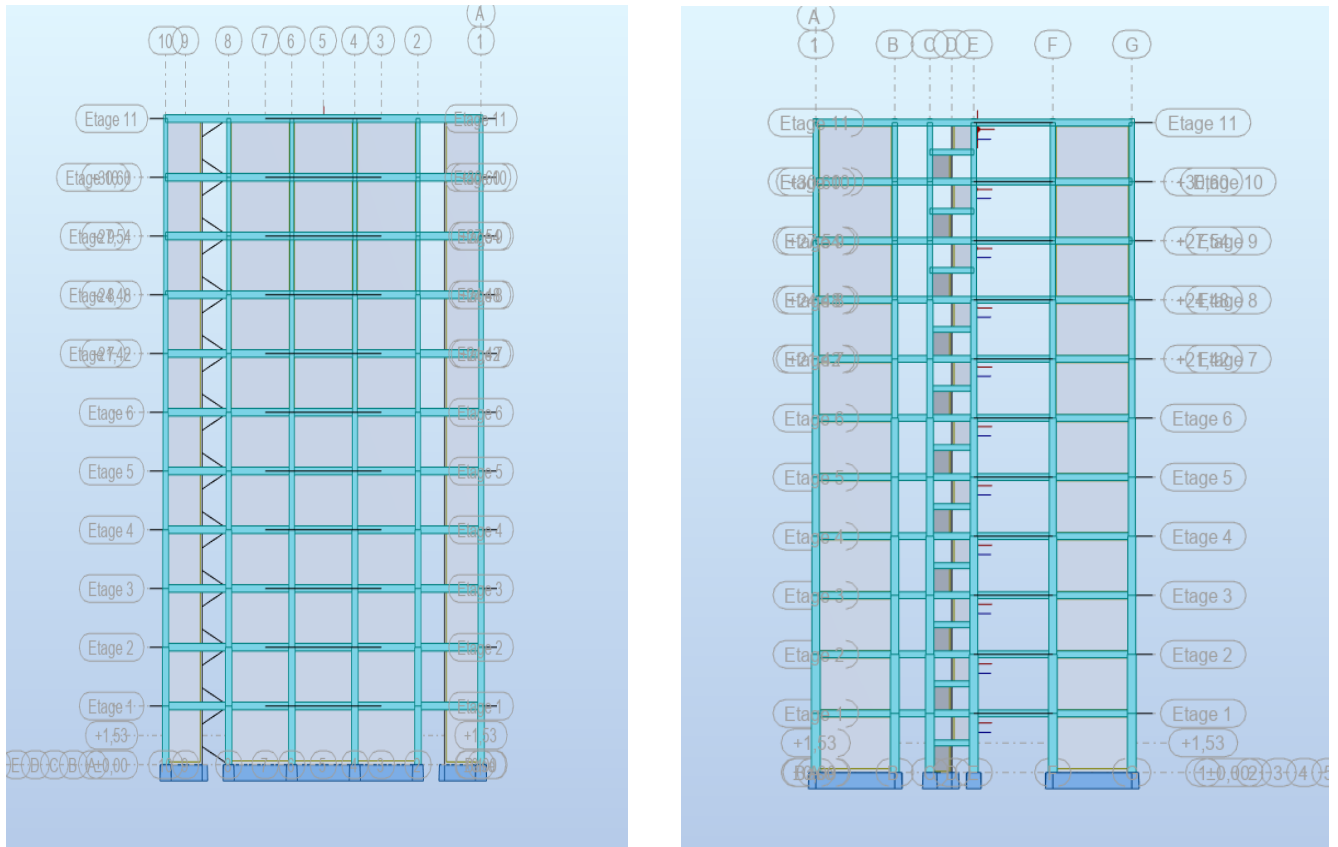


Figure 4.5 : Les dispositions des voiles

$$W_t = 47530.8984 \text{ KN}$$

### Poids Total de la structure :

Selon le RPA99 2003 il faut prendre la totalité des charges permanentes avec une fraction  $\beta$  des Charges d'exploitation.

$W$  : poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec : } n : \text{ le nombre de niveau}$$

$$W_i = W_{gi} + \beta * W_{qi}$$

$W_{gi}$  : poids dû aux charges permanentes et celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.  $W_{qi}$  : charges d'exploitations.

$B$ : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation :

$B = 0.20$  pour un bâtiment à usage d'habitation

Les poids de chaque étage est donnée par le tableau suivant :

## Chapitre IV : Etude dynamique

Etages	Wi ( KN )
<b>10</b>	<b>4772.8003</b>
<b>9</b>	<b>4092.1096</b>
<b>8</b>	<b>4092.1096</b>
<b>7</b>	<b>4171.7131</b>
<b>6</b>	<b>4171.7131</b>
<b>5</b>	<b>4263.5631</b>
<b>4</b>	<b>4263.5631</b>
<b>3</b>	<b>4367.6599</b>
<b>2</b>	<b>4367.6599</b>
<b>1</b>	<b>4484.0033</b>
<b>RDC</b>	<b>4484.0033</b>
<b>Totale</b>	<b>47530.8984</b>

Tableau 4.2 : Poids de la structure

Le centre de masse et le centre de torsion de la structure donnés pour chaque niveau sont résumés dans le tableau :

Etages	Centre de masse		Centre de torsion	
	Xm	Ym	Xt	Yt
<b>10</b>	<b>11.84</b>	<b>9.21</b>	<b>11.90</b>	<b>9.00</b>
<b>9</b>	<b>11.97</b>	<b>9.07</b>	<b>11.90</b>	<b>9.00</b>
<b>8</b>	<b>11.97</b>	<b>9.07</b>	<b>11.90</b>	<b>9.00</b>
<b>7</b>	<b>11.98</b>	<b>9.07</b>	<b>11.91</b>	<b>9.00</b>
<b>6</b>	<b>11.98</b>	<b>9.07</b>	<b>11.91</b>	<b>9.00</b>
<b>5</b>	<b>11.99</b>	<b>9.06</b>	<b>11.91</b>	<b>9.00</b>
<b>4</b>	<b>11.99</b>	<b>9.06</b>	<b>11.91</b>	<b>9.00</b>
<b>3</b>	<b>12.00</b>	<b>9.06</b>	<b>11.91</b>	<b>9.00</b>
<b>2</b>	<b>12.00</b>	<b>9.06</b>	<b>11.91</b>	<b>9.00</b>
<b>1</b>	<b>12.01</b>	<b>9.05</b>	<b>11.91</b>	<b>9.00</b>
<b>RDC</b>	<b>12.01</b>	<b>9.05</b>	<b>11.91</b>	<b>9.00</b>

Tableau 4.3 : Centre de masse et centre de torsion

## Chapitre IV : Etude dynamique

### Evaluation des excentricités :

Le RPA99 2003, impose le calcul de 2 types d'excentricités :

- L'excentricité théorique.
- L'excentricité accidentelle.

### Excentricités théoriques :

$$e_{xt} = |X_m - X_t|$$

$$e_{yt} = |Y_m - Y_t|$$

Avec :  $X_m, Y_m$  : Les coordonnées du centre de masse.

$X_t, Y_t$  : Les coordonnées du centre de torsion.

### Excentricités accidentelles :

L'excentricité accidentelle se calcule à l'aide de la formule suivante :

$$e_{xa} = \max(5\%L_{x\max}; e_{xt})$$

$$e_{ya} = \max(5\%L_{y\max}; e_{yt})$$

Les résultats des différents types d'excentricité sont regroupés dans le tableau suivant :

Etages	Excentricités théoriques		Excentricités accidentelles	
	ext	eyt	exa	eya
10	0.06	0.21	0.23	0.22
9	0.07	0.07	0.23	0.22
8	0.07	0.07	0.23	0.22
7	0.07	0.07	0.23	0.22
6	0.07	0.07	0.23	0.22
5	0.08	0.06	0.23	0.22
4	0.08	0.06	0.23	0.22
3	0.09	0.06	0.23	0.22
2	0.09	0.06	0.23	0.22
1	0.10	0.05	0.23	0.22
RDC	0.10	0.05	0.23	0.22

Tableau 4.4 : Excentricités accidentelles et Excentricités théoriques

## Chapitre IV : Etude dynamique

---

### Calcul de la force sismique 'V' :

Dans notre cas le facteur d'amplification dynamique D et le facteur de qualité Q sont pas les même dans les 2 directions, donc la force sismique sera dans les 2 directions.

#### Direction x :

$$V = \frac{A D Q}{R} * W = \frac{0.15 * 1.9 * 1.10}{5} * 47530.8984$$

$$V = 2980.18733 \text{ KN}$$

$$80\%V = 2384.1498 \text{ KN}$$

$$V \text{ dynamique} = 2747.8469 \text{ KN}$$

$$V \text{ dynamique} > 80\%V \dots\dots\dots C.V$$

#### Direction y :

$$V = \frac{A D Q}{R} * W = \frac{0.15 * 1.57 * 1.05}{5} * 47530.8984$$

$$V = 2350.6405 \text{ KN}$$

$$80\%V = 1880.512 \text{ KN}$$

$$V \text{ dynamique} = 2189.8138 \text{ KN}$$

$$V \text{ dynamique} > 80\%V \dots\dots\dots C.V$$

Distribution verticale de la force sismique :

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$V = F_t + \sum F_i$$

La force concentrée Ft au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule :

$$F_t = 0,07 TV$$

Avec T la période fondamentale de la structure.

La valeur de Ft ne dépassera en aucun cas 0,25 V et sera prise égale à 0 quand T est plus petite ou égale à 0,7 secondes.

La partie restante de V soit (V - Ft) doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_{i=1}^n W_i h_i}$$

## Chapitre IV : Etude dynamique

---

Distribution verticale de V :

Etages	Hi (m)	Wi (KN)	Hi*Wi (KN.m)	Fx	Fy
10	33.66	4772.8003	160652.4581	527.4363	409.5947
9	30.6	4092.1096	125218.5538	411.1037	319.2535
8	27.54	4092.1096	112696.6984	369.9933	287.3281
7	24.48	4171.7131	102123.5367	335.2807	260.3711
6	21.42	4171.7131	89358.0946	293.3706	227.8247
5	18.36	4263.5631	78279.0185	256.9970	199.5778
4	15.3	4263.5631	65232.5154	214.1641	166.3148
3	12.24	4367.6599	53460.1571	175.5144	136.3004
2	9.18	4367.6599	40095.1178	131.6358	102.2253
1	6.12	4484.0033	27442.1002	90.0948	69.9655
RDC	3.06	4484.0033	13721.0501	45.0474	34.9827

Tableau 4.5 : Distribution de la force sismique V

## V. Chapitre 5 : Etude des éléments de résistance

### 5.1 Etude des portiques :

#### Introduction :

L'ossature du bâtiment est constituée d'éléments verticaux (poteaux) et horizontaux (poutres). L'assemblage des poteaux et des poutres constitue les portiques.

#### Définition :

##### Poteaux :

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

##### Poutres :

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

#### Ferraillage des portiques :

##### Combinaisons d'actions :

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

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

##### Combinaisons prises en compte :

**BAEL 91:** Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires;

- $1.35G + 1.5Q \rightarrow$  E.L.U.
- $G + P$  E.L.S.

**RPA99 (version 2003) :** Combinaisons accidentelles;

- $0.8 * G \pm E$  }  
•  $G + Q \pm E$  }  $\rightarrow$  Poteaux
- $G + Q \pm 1.2E \rightarrow$  Poutres

Les efforts sont calculés en tenant compte des combinaisons obtenues à l'aide du logiciel Robot bat.

#### 5.1.1 Ferraillage des poutres :

On distingue deux types des poutres :

- Poutres principales:  $(30 \times 40) \text{ cm}^2$ .
- Poutres secondaires :  $(30 \times 35) \text{ cm}^2$ .

#### Ferraillage réglementaire :

**Recommandation du RPA99 (version 2003):**

## Chapitre V : Etude les éléments de résistance

### Armatures longitudinales :

- Armatures minimales :  $0.5\% \times B$  en zone IIa.
- Armatures maximale :  $4\% \times B$  en zone courante
- Longueur de recouvrement :  $6\% \times B$  en zone de recouvrement

Avec : **B**: Section de la poutre.

### Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{tmin} = 0.003 \times S \times b$$

Avec:

- **b**: Largeur de la section
- **S**: L'espacement des armatures transversales.

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

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

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

- En dehors de la zone nodale :

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

### Règlement BAEL91 :

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{min} = 0.23 * \frac{f_{t28}}{f_e} * b * d \rightarrow \text{Pour les armatures tendues.}$$

### Les sollicitations des poutres :

A l'aide du fichier des résultats donné par le logiciel "Robot Bat", on obtient les résultats suivants :

Types	Etat limite ultime (E.L.U)		Etat limite de service (E.L.S)		Situation accidentelle		Efforts tranchant
	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	
<b>Moments</b>							<b>T (KN)</b>
<b>Poutres principales</b>	<b>64.97</b>	<b>-120.69</b>	<b>47.42</b>	<b>-88.07</b>	<b>98.38</b>	<b>-133.95</b>	<b>133.79</b>
<b>Poutres secondaires</b>	<b>38.52</b>	<b>-64.51</b>	<b>27.97</b>	<b>-42.78</b>	<b>46.96</b>	<b>-73.64</b>	<b>66.86</b>

Tableau 5.1: Tableau récapitulatif des moments fléchissant en [KN.m] et efforts tranchants

## Chapitre V : Etude les éléments de résistance

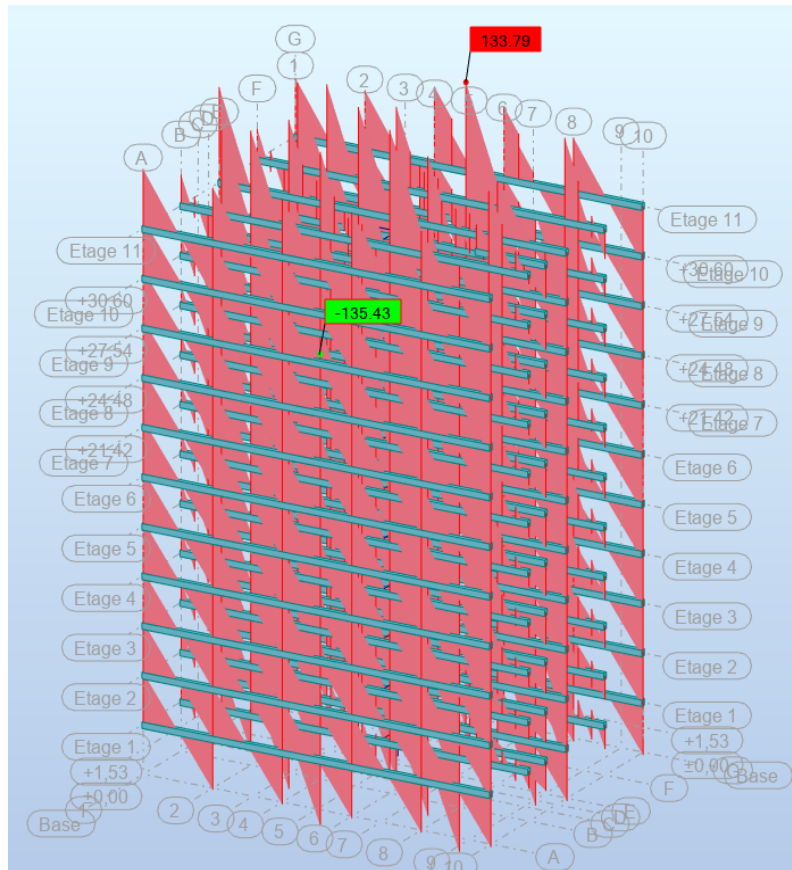


Figure 5.1 : Les efforts tranchants sur les poutres principales

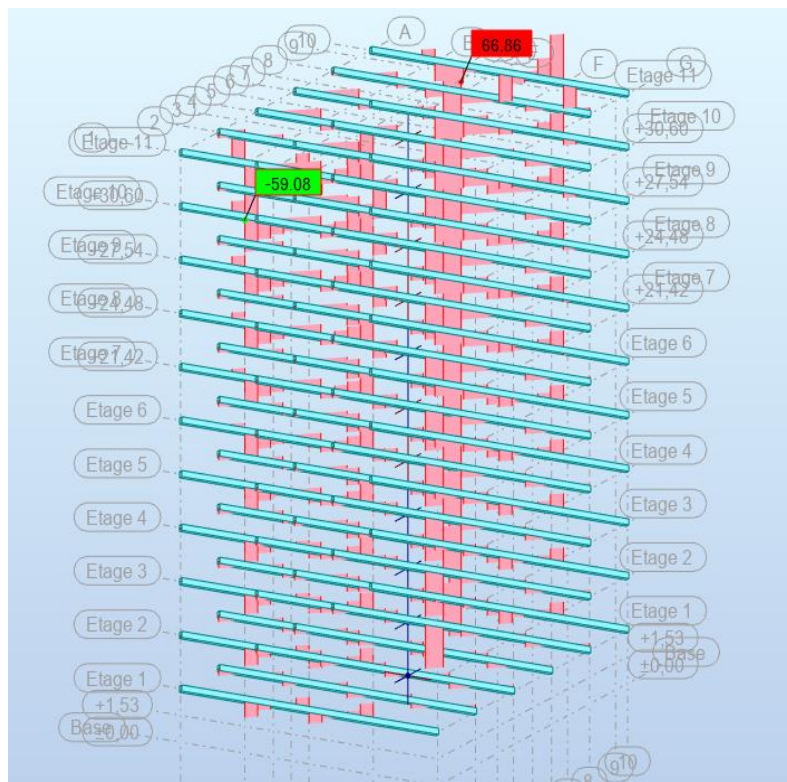


Figure 5.2 : Les efforts tranchants sur les poutres secondaires

## Chapitre V : Etude les éléments de résistance

### Armatures longitudinales :

#### Conditions imposées par le RPA99 (version 2003):

- Poutres principales:  $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires:  $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$

#### Conditions imposées par le BAEL.91:

- Poutres principales:  $A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 30 \times 36 = 1.304 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires:  $A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 30 \times 31.5 = 1.141 \text{ cm}^2$

#### Exemple de calcul :

#### Poutres principales (30x40) cm<sup>2</sup> :

#### En travée :

#### Cas fondamentaux :

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

$$M_{tu} = 64.97 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_{tu}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{64970}{14.2 \cdot 30 \cdot 36^2} = 0.117$$

$$\mu = 0.117 < \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \rightarrow \sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.156$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.937$$

#### Détermination des armatures :

$$A_{tu} = \frac{M_{tu}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{64970}{348 \cdot 0.937 \cdot 36} = 5.534 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

#### Choix des armatures :

$$4T14 \rightarrow A = 6.15 \text{ cm}^2$$

#### ELS :

$$M_{ts} = 47.42 \text{ KN.m}$$

#### Contrainte dans le béton : $\sigma_b$

- ✓ Acier FeE400
- ✓ Section rectangulaire sans A'
- ✓ Flexion simple

$$\text{Alors : si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_c 28}{100} \rightarrow \sigma_b \leq \sigma_b^- = 0.6 * f_c 28 = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec } \gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{64.97}{47.42} = 1.37 \rightarrow \frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435 > \alpha = 0.0623 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

## Chapitre V : Etude les éléments de résistance

### Conclusion :

$$\sigma_b < \sigma_b^- = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

Aucune vérification pour  $\sigma_s$

→ Les armatures calculées à ELU seront maintenues

### Situation accidentelle :

$$M_{tacc} = 98.38 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu = \frac{Mtacc}{\sigma_b * b * d^2} = \frac{98380}{18.47 * 30 * 36^2} = 0.136$$

$$\mu = 0.136 < \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \rightarrow \sigma_s = f_e / \gamma_s = 400/1 = 400 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.183$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.926$$

### Détermination des armatures :

$$A_{tacc} = \frac{Mtacc}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{98380}{400 * 0.926 * 36} = 7.377 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{tacc} = \max (A_{cal} ; A_{acc} ; A_{min}) = 7.377 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### Choix des armatures :

$$2T14+4T12 \rightarrow A = 7.6 \text{ cm}^2$$

### En appuis :

#### ELU :

$$M_a = -120.69 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu = \frac{Mau}{\sigma_b * b * d^2} = \frac{120690}{14.2 * 30 * 36^2} = 0.218$$

$$\mu = 0.218 > \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow \text{pivot B ; } \varepsilon_b = 3.5 \%$$

$$\mu = 0.218 < \mu_L = 0.392 \rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \rightarrow \sigma_s = f_e / \gamma_s = 400/1.15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.311$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.875$$

### Détermination des armatures :

$$A_{au} = \frac{Mau}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{120690}{348 * 0.875 * 36} = 11.009 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

## Chapitre V : Etude les éléments de résistance

**ELS :**

$$M_a = -88.07 \text{ KN.m}$$

**Contrainte dans le béton :  $\sigma_b$**

- ✓ Acier FeE400
- ✓ Section rectangulaire sans A'
- ✓ Flexion simple

$$\text{Alors : si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc28}{100} \rightarrow \sigma_b \leq \sigma_b^- = 0.6 * fc28 = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec } \gamma = \frac{M_{au}}{M_{aser}} = \frac{120.69}{88.07} = 1.37 \rightarrow \frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435 > \alpha = 0.0623 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_b < \sigma_b^- = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

Aucune vérification pour  $\sigma_s$

Les armatures calculées à ELU seront maintenues

**Situation accidentelle :**

$$M_{aacc} = -133.95 \text{ KN.m}$$

**Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{Maacc}{\sigma_b * b * d^2} = \frac{133950}{18.47 * 30 * 36^2} = 0.185$$

$$\mu = 0.185 < \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\epsilon_s > 1000\epsilon_{l1} \rightarrow \sigma_s = f_e / \gamma_s = 400/1 = 400 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.258$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.896$$

**Détermination des armatures :**

$$A_{aacc} = \frac{Maacc}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{133950}{400 * 0.896 * 36} = 10.381 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{aacc} = \max (A_{cal} ; A_{acc} ; A_{min}) = 11.009 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Choix des armatures :**

$$4T14+6T12 \rightarrow A = 12.95 \text{ cm}^2$$

**Vérification de l'effort tranchant :**

$$T_{u\max} = 133.79 \text{ KN}$$

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

$$T_u \leq 0.267 * a * b * fc28$$

$$\text{Avec : } a = 0.9 * d = 0.9 * 36 = 32.4 \text{ cm}$$

$$T_u = 133790 \text{ N} \leq 0.267 * 32.4 * 30 * 25 * 100 = 648810 \text{ N}$$

# Chapitre V : Etude les éléments de résistance

→ L'effort tranchant n'influe pas au voisinage des appuis.

## Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

On doit vérifier que :

$$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (T_u + \frac{M_u}{0.9*d})$$

$$A_L = 11.009 \text{ cm}^2/\text{ml} \geq \frac{1.15}{400} (133790 - \frac{120690}{32.4})/100 = 3.73 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

## Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

Nous avons:

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b*d} = \frac{133790}{30*36*100} = 1.238 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^- = \min (0.2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa} \text{ (Fissuration peu nuisible)}$$

$$0.05 * f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1.238 \text{ MPa} < \tau_u^- = 3.33 \text{ MPa}$  → les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

## Section et écartement des armatures transversales A<sub>t</sub>:

$$\Phi_t \leq \min (\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \Phi_l \text{ min}) \rightarrow \Phi_t \leq \min (\frac{40}{35} ; \frac{30}{10} ; 1.4) = 1.142 \text{ cm}$$

On prend :  $\Phi_t = 10 \text{ mm}$  de nuance d'acier FeE400 →  $4\Phi_{10}$  →  $A_t = 3.14 \text{ cm}^2$  (1cadre+1étrier)

## Espacement des armatures transversales :

### Selon le BAEL91 :

$$\frac{A_t}{b_0 * \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0.3 * f_{t28} * K}{0.8 * f_e * (\sin\alpha + \cos\alpha)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \end{array} \right.$$

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t * 0.8 * f_e}{b * (\tau_u - 0.3 * f_{t28})} = \frac{3.14 * 0.8 * 400}{30 * (1.238 - 0.3 * 2.1)} = 55.087 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min (0.9 d ; 40 \text{ cm}) = 32.4 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 * b_0} = \frac{3.14 * 400}{0.4 * 30} = 140.66 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t}{b * \delta_{t3}} \geq \frac{\tau_u - 0.3 * f_{t28} * K}{0.8 * f_e * (\sin\alpha + \cos\alpha)} \rightarrow \delta_{t3} \leq \frac{A_t * 0.8 * f_e}{b * (\tau_u - 0.3 * f_{t28})} = \frac{2.01 * 0.8 * 235}{30 * (0.0535 - 0.3 * 2.1)} = 21.849 \text{ cm}$$

### Selon RPA99 (version 2003) :

#### Zone nodale :

$$\delta_{t4} \leq \min (\frac{h}{4} ; 12 * \Phi) = \min (\frac{40}{4} ; 12 * 1.4) = 10 \text{ cm} \rightarrow \delta_t = 10 \text{ cm}$$

#### Zone courante :

$$\delta_{t5} \leq h/2 = 40/2 \rightarrow 20 \text{ cm} \rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm}$$

## Chapitre V : Etude les éléments de résistance

$\delta_i \leq \min (\delta t_1 ; \delta t_2 ; \delta t_3 ; \delta t_4 ; \delta t_5) = 10 \text{ cm} \rightarrow$  On adopte :  $\delta t = 10 \text{ cm}$

**Vérifications des armatures transversales :**

**Zone nodale :**

$$A_{tmin} = 0.003 * 10 * 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

**Zone courante :**

$$A_{tmin} = 0.003 * 15 * 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40 * \Phi_{Lmax} = 40 * 1.75 = 70 \text{ cm}$$

**Remarque :** étant donné que la procédure des sollicitations ainsi que le calcul du ferrailage est la même que celle déjà montrée ci-avant ; on donne directement les valeurs des armatures trouvées et le choix du ferrailage.

Type des poutres		Amin (cm <sup>2</sup> )		Acal (cm <sup>2</sup> )	Barres choisis	Acal (cm <sup>2</sup> )	Longueur de recouvrement (cm)
		BAEL	RPA				
Poutres principales	Travées	1.304	6	7.377	2T14+4T12	7.6	70
	Appuis	1.304	6	11.009	4T14+6T12	12.95	70
Poutres secondaires	Travées	1.141	5.25	3.902	3T14	4.62	70
	Appuis	1.141	5.25	6.41	2T14+4T12	7.6	70

Tableau 5.2 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres

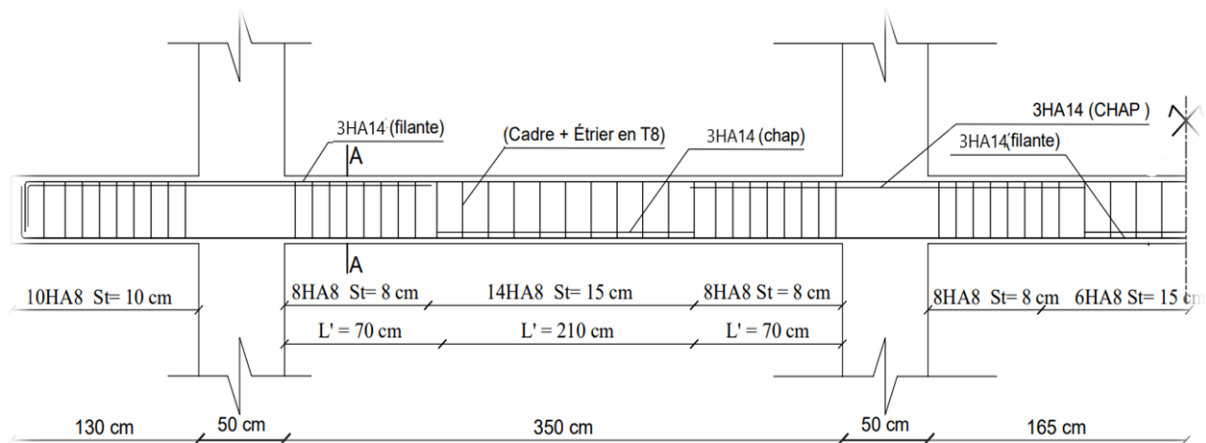


Figure 5.3 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires en travées

# Chapitre V : Etude les éléments de résistance

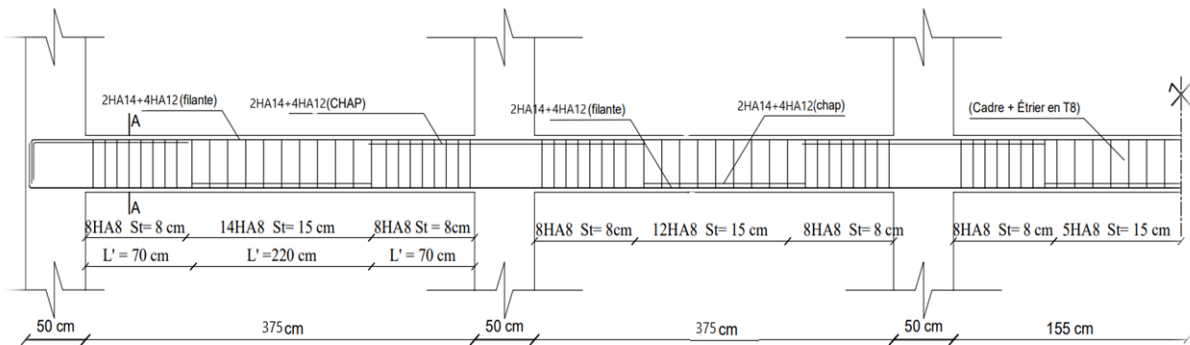


Figure 5.4 : Schéma de ferrailage des poutres principales en travées

## 5.1.2 Ferrailage des poteaux :

### Définition :

Les poteaux sont des éléments verticaux, constituant les éléments porteurs du système planchers - poutres par point d'appuis isolés.

### • Leurs rôles:

- Supporter les charges verticales (effort de compression dans le poteau)
- Participer à la stabilité transversale par le système poteaux - poutres pour reprendre les efforts horizontaux
- Effet du vent
- Effet de la dissymétrie des charges
- Effet de changement de la température
- Effet des efforts sismiques
- Limiter l'encombrement (surfaces réduites des sections de poteaux).

Les poteaux sont sollicités dans deux sens (x et y), ils sont calculés en fonction de l'effort normal N et le moment fléchissant M selon les cas suivants :

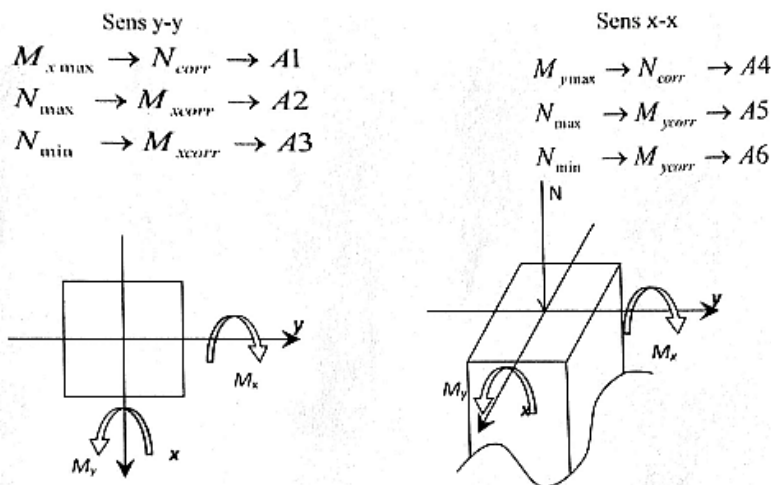


Figure 5.5 : Direction des moments et effort normal dans un poteau

## Chapitre V : Etude les éléments de résistance

Les sollicitations sont calculées à l'aide de logiciel Robot bat sous les combinaisons d'action suivantes :

On prend le cas le plus défavorable ( $1,35G+1,5Q$ ) pour la situation durable et ( $G+Q+E$ ) et ( $0,8G\pm E$ ) pour la situation accidentelle. [RPA99/V2003]

### Le ferrailage :

Le ferrailage des poteaux sera déterminé en respectant les différentes règles imposées par le RPA99(2003) et le BAEL91.

### Les armatures longitudinales :

Pour les armatures longitudinales, on doit respecter les conditions suivantes:

#### Conditions de RPA99 (version 2003):

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets:

- Leur pourcentage minimal sera de : 0.8% en zone II a.
- Leur pourcentage maximale sera de:
  - 4% en zone courante
  - 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale de recouvrement est de: 400 en zone II a
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone II a
- les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur de la zone nodale (zone critique)
- les longueurs à prendre en compte pour chaque barre des armatures longitudinales dans la zone nodale sont :
  - $L'=2h'$
  - $h'=\max(\frac{h_e}{6};b;h;60\text{cm})$

Avec: h: Hauteur de la poutre;

b et a : Section d'un poteau;

$h_e$ : Hauteur libre entre deux étages.

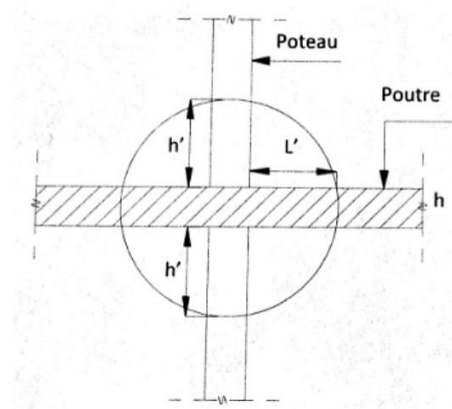


Figure 5.6 : La zone nodale

## Chapitre V : Etude les éléments de résistance

### Conditions de BAEL91 :

La section  $A_L$  des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} -A_L \geq 4\text{cm}^2 \text{ par mètre de périmètre} \\ -0.2\%B \leq AL \leq 5\%B \end{array} \right\} \rightarrow \text{Pour une section entièrement comprimée}$$

Avec: B: Section totale du poteau.

$$-A_{\min} = \frac{ft28}{fe} Xb \quad \text{pour une section entièrement tendue.}$$

-Pour les sections rectangulaires, la distance maximale de deux barres voisines doit respecter la condition suivant :

$$-c \leq \min (b+10\text{cm} ; 40\text{cm})$$

B : petit côté du rectangle

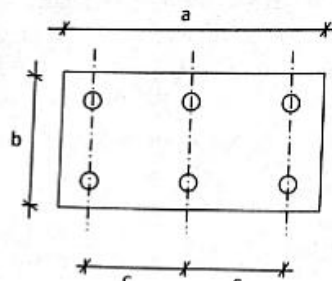


Figure 5.7 : Espacement entre les armatures longitudinales

### Les armatures transversales :

#### Conditions de RPA99 (version 2003) :

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

$$\frac{At}{\delta t} \geq \frac{\rho_a \cdot T_u}{a \cdot f_e}$$

Avec:

- $T_u$  : Effort tranchant
- $a$  : Hauteur totale de la section brute
- $f_e$ : Limite élastique des armatures transversales
- $\rho_a$ : Coefficient dépend de l'élançement géométrique  $\lambda_g$

$$\bullet \rho_a = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \quad \lambda_g = \frac{l_f}{a}$$

$$\bullet \rho_a = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5$$

#### Espacement entre les armatures transversales : $\delta t$

##### Zone nodale :

$$\delta t \leq \min (10\varnothing L ; 15\text{cm}) \text{ (zone IIa)}$$

##### Zone courante:

$$\delta t \leq 15\varnothing L \quad \text{(zone IIa)}$$

## Chapitre V : Etude les éléments de résistance

### Section minimale des armatures transversales :

$\frac{At}{\delta t * b}$  en % est donné comme suit :

Si:

- $\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.4\%$
- $-\lambda_g \leq 3 \rightarrow 0.8\%$
- $-3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow$  Interpolation des valeurs limites précédentes avec :

$$\lambda_g = \left( \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right) \text{ avec :}$$

a et b: Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée et

$L_f$ : Longueur du flambement.

### Conditions de BAEL91 :

-Le diamètre des armatures transversales doit être :

$$\Phi \leq \frac{1}{3} \Phi_{L_{max}}$$

-L'espacement des armatures transversales a pour valeur :

$$\delta t = \min (15\Phi_{L_{min}} ; 40\text{cm} ; b+10\text{cm})$$

Avec :

b: Plus petite dimension de la section transversale du poteau et

$\Phi_{L_{min}}$  : Plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaire à la résistance.

Dans la zone de recouvrement des armatures longitudinales, il faut prévoir minimum trois cours des armatures transversales.

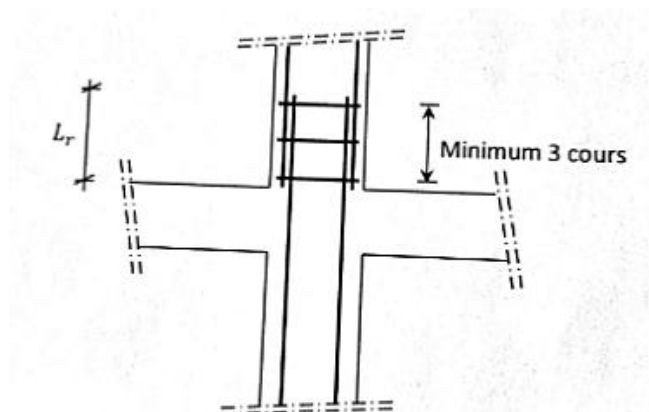


Figure 5.8 : Les armatures transversales dans la zone de recouvrement

## Chapitre V : Etude les éléments de résistance

Sollicitations de calcul :

Combinaisons			Poteau 50x50	Poteau 45x45	Poteau 40x40	Poteau 35x35	Poteau 30x30
1.35 G + 1.5 Q	Cas 1	Nmax	1817.30	1472.91	1143.87	828.70	524.83
		My corr	45.98	53.76	56.87	52.35	43.27
		Mz corr	16.59	14.33	11.83	13.59	19.01
G + Q ± E 0.8 G ± E	Cas 2	My max	65.27	92.71	98.38	85.87	64.32
		Ncorr	1362.02	1107.37	860.74	26.50	392.93
	Cas 3	Mz max	69.03	55.34	48.72	39.48	34.70
		Ncorr	1223.84	987.52	757.78	553.07	357.49
	Cas 4	Nmax	1017.17	783.90	597.97	430.58	269.39
		My corr	53.12	78.79	83.90	72.55	54.00
		Mz corr	19.60	25.93	27.80	24.34	16.60
	Cas 5	Nmin	219.74	157.27	104.15	56.91	-8.42
		My corr	-26.63	-35.46	-38.24	-34.56	-26.63
Mz corr		-51.32	-52.93	-46.96	-38.38	-30.14	

Tableau 5.3 : Tableau récapitulatif des sollicitations

**Calcul des armatures :** Exemple de calcul de poteau (40x40) cm

**Les armatures longitudinales :**

b = 40cm h= 40cm d= 36cm

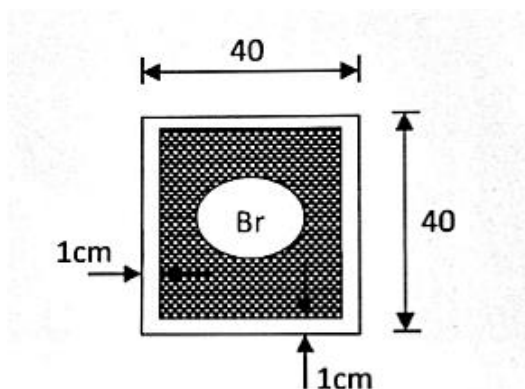


Figure 5.9 : Section réduite du béton

## Chapitre V : Etude les éléments de résistance

**1er cas:**

**Sens x-x :**

**Les sollicitations prises en compte :**

$$N = 1143.87 \text{ KN}$$

$$M = 56.87 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{56.87}{1143.87} = 0.049 \text{ m} = 4.9 \text{ cm} > e = \frac{h}{12} = 3.33 \text{ cm}$$

L'excentricité n'est pas faible → le ferrailage se fera en flexion composée sans majoration des efforts.

N étant effort de compression se trouve à l'extérieur de la section → section partiellement comprimée, donc le calcul se ramène au calcul en flexion simple avec un moment fictif  $M_f = N \cdot e$

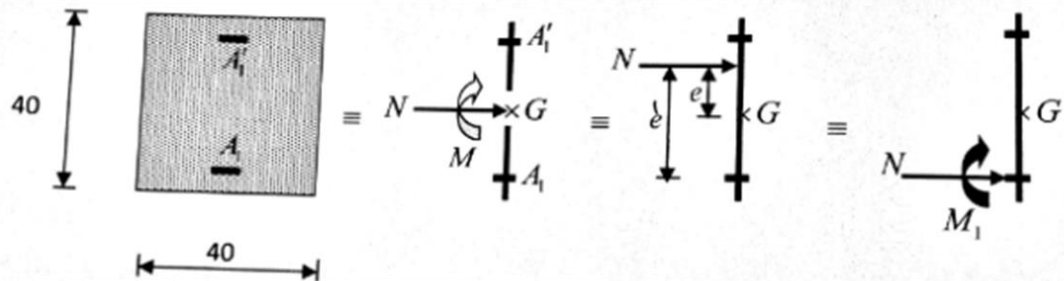


Figure 5.10 : Schéma statique

**Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$M_1 = N \cdot e'$$

$$e' = e + \frac{h}{2} - c_1 = 4.9 + 20 - 4 = 20.9 \text{ cm}$$

$$M_1 = 1143.87 \cdot 0.209 = 239.06 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{239060}{14.2 \cdot 40 \cdot 36^2} = 0.324$$

$$\mu = 0.324 < \mu_L = 0.392 \rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\epsilon_s > 1000\epsilon_1 \rightarrow \sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.508$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.796$$

**Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{239060}{348 \cdot 0.796 \cdot 36} = 23.97 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On revient à la flexion composée :

$$AFC1 = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 23.97 - \frac{1143870}{100 \cdot 348} < 0 \rightarrow AFC1 = 0$$

## Chapitre V : Etude les éléments de résistance

Sens y-y :

Les sollicitations prises en compte :

$$N = 1143.87 \text{ KN}$$

$$M = 11.83 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{11.83}{1143.87} = 0.0103 \text{ m} = 1.03 \text{ cm}$$

L'excentricité est inférieure à la moitié de la distance du noyau central :  $e = \frac{h}{12} = 3.33 \text{ cm}$

On a une compression excentrée.

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

$$A_1' = \frac{N - 100 \cdot B \cdot \sigma_b}{100 \cdot \sigma_s}$$

$$A_1' = \frac{1143870 - 100 \cdot 40 \cdot 40 \cdot 14.2}{100 \cdot 348} \leq 0 \rightarrow A_1' = 0 \text{ cm}^2$$

**Etat limite ultime stabilité de forme (E.L.U.S.F.) :**

$$e = \frac{M}{N} = 1.03 \text{ cm}$$

$$\lambda = 3.46 \cdot \frac{L_f}{h} = 3.46 \cdot \frac{186.2}{40} = 16.10 \leq 50$$

La condition est vérifiée  $\rightarrow$  le calcul se ramène au calcul de la même section en F.C. sollicitée à :

$$N_1 = \alpha_1 \cdot N$$

$$M_1' = N_1 \cdot e_1$$

$$e_1 = e + e_0$$

$$e_0 = \max \left( 2 \text{ cm} ; \frac{306}{250} \right) = 2 \text{ cm}$$

$$e = 1.03 \text{ cm}$$

$$\alpha_1 = 1 + 0.2 \cdot \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1.04$$

$$e_1 = 1.03 + 2 = 3.03 \text{ cm}$$

$$N_1 = 1.04 \cdot 1143.87 = 1189.62 \text{ KN}$$

$$M_1' = 1189.62 \cdot 0.0303 = 36.045 \text{ KN.m}$$

$$e_1 = 3.03 \text{ cm} \leq e_0 = h/2 = 20 \text{ cm}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section.

**Vérification si la section est partiellement comprimée :**

$$(1) = (0.337 \cdot h - 0.81 \cdot c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h$$

$$(1) = (0.337 \cdot 40 - 0.81 \cdot 4) \cdot 14.2 \cdot 40 \cdot 40 / 100 = 2326.528 \text{ KN.m}$$

$$(2) = N_1 \cdot (d - c_1) - M_1$$

## Chapitre V : Etude les éléments de résistance

$$M_1 = N \cdot e$$

$$e = e_1 + \frac{h}{2} - c_1 = 3.03 + 20 - 4 = 19.03 \text{ cm}$$

$$M_1 = 1143.87 \cdot 0.1903 = 217.67 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 1189.62 \cdot (36-4) - 217.67 = 163.008 \text{ KN.m}$$

(2) ≤ (1) → S.P.C → Le calcul se ramène en FS de la même section sollicitée par le moment.

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

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{217670}{14.2 \cdot 40 \cdot 36^2} = 0.295$$

$$\mu = 0.295 > \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow \text{pivot B ; } \epsilon_b = 3.5 \%$$

$$\mu = 0.295 < \mu_L = 0.392 \rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\epsilon_s > 1000\epsilon_1 \rightarrow \sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.45$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.82$$

### Détermination des armatures :

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{217670}{348 \cdot 0.82 \cdot 36} = 21.18 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On revient à la flexion composée :

$$AFC1 = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 26.69 - \frac{1143870}{100 \cdot 348} < 0 \rightarrow AFC1 = 0$$

### 5ème cas:

#### Sens x-x :

#### Les sollicitations prises en compte :

$$N = 104.15 \text{ KN}$$

$$M = -38.24 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{38.24}{104.15} = 0.367 \text{ m} = 36.7 \text{ cm}$$

L'excentricité n'est pas faible → le ferrailage se fera en flexion composée sans majoration des efforts.

N étant effort de compression se trouve à l'extérieur de la section → section partiellement comprimée, donc le calcul se ramène au calcul en flexion simple avec un moment fictif  $M_f = N \cdot e$

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

$$M_1 = N \cdot e'$$

$$e' = e + \frac{h}{2} - c_1 = 36.7 + 20 - 4 = 52.7 \text{ cm}$$

$$M_1 = 104.15 \cdot 0.527 = 54.887 \text{ KN.m}$$

## Chapitre V : Etude les éléments de résistance

---

$$\mu = \frac{M1}{\sigma b * b * d^2} = \frac{54887}{18.47 * 40 * 36^2} = 0.057$$

$\mu = 0.057 < \mu_L = 0.392 \rightarrow A' \text{ n'existe pas}$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \rightarrow \sigma_s = f_e / \gamma_s = 400/1 = 400 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.073$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.971$$

**Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M1}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{54887}{400 * 0.971 * 36} = 3.92 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**On revient à la flexion composée :**

$$AFC1 = A1 - \frac{N}{100 * \sigma_s} = 3.92 - \frac{104150}{100 * 400} = 1.31$$

**Sens y-y :**

**Les sollicitations prises en compte :**

$$N = 104.15 \text{ KN}$$

$$M = -46.96 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{46.96}{104.15} = 0.4508 \text{ m} = 45.08 \text{ cm}$$

L'excentricité n'est pas faible  $\rightarrow$  le ferrailage se fera en flexion composée sans majoration des efforts.

N étant effort de compression se trouve à l'extérieur de la section  $\rightarrow$  section partiellement comprimée, donc le calcul se ramène au calcul en flexion simple avec un moment fictif  $M_f = N.e$

**Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$M_1 = N * e'$$

$$e' = e + \frac{h}{2} - c1 = 45.08 + 20 - 4 = 61.08 \text{ cm}$$

$$M_1 = 104.15 * 0.6108 = 63.614 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M1}{\sigma b * b * d^2} = \frac{63614}{18.47 * 40 * 36^2} = 0.066$$

$\mu = 0.066 < \mu_L = 0.392 \rightarrow A' \text{ n'existe pas}$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \rightarrow \sigma_s = f_e / \gamma_s = 400/1 = 400 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0862$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.966$$

**Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M1}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{63614}{400 * 0.966 * 36} = 4.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

## Chapitre V : Etude les éléments de résistance

On revient à la flexion composée :

$$AFC1 = A1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 4.57 - \frac{104150}{100 \cdot 400} = 1.96$$

**Espacement des armatures transversales :**

**Suivant les règles BAEL 91 :**

$$\delta_1 \leq \min (15\Phi_{Lmin} ; 40\text{cm} ; b + 10\text{cm}) = 18 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \delta_1 = 15 \text{ cm}$$

**D'après les règles RPA 99 (version 2003) :**

**Zone nodale :**

$$\delta_1 \leq \min (10\Phi_{Lmin} ; 15\text{cm}) = 12 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \delta_1 = 10 \text{ cm}$$

**Zone courante :**

$$\delta_1 \leq \min (15\Phi_{Lmin}) = 18 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \delta_1 = 15 \text{ cm}$$

**Armatures transversales minimales :**

$$\lambda = \frac{L_f}{h} = \frac{186.2}{40} = 4.65 \rightarrow A_{min} = 0.3 \% \cdot b \cdot \delta = 0.003 \cdot 40 \cdot 10 = 1.2 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$$

**Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres :

$$L' = 2 \cdot 40 = 80 \text{ cm}$$

$$h' = \max \left( \frac{323}{6} ; 40 ; 40 ; 60 \right) = 60 \text{ cm}$$

**Longueur de recouvrement :**

$$L_r = 40 \cdot \Phi_{Lmax}$$

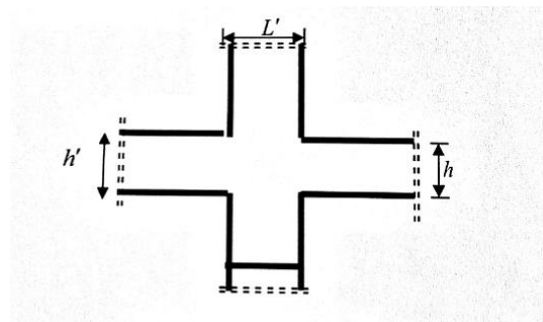


Figure 5.11 : Zone Nodale

**Remarque :**

Le calcul des armatures des autres poteaux s'effectuera de la même façon que précédemment et le ferrailage sera résumé dans le tableau suivant :

## Chapitre V : Etude les éléments de résistance

Section (cm <sup>2</sup> )	Acal (cm <sup>2</sup> )	Choix	Section	Longueur de recouvrement (cm <sup>2</sup> )
50x50	35.23	18T16	36.19	80
45x45	31.18	16T16	32.17	80
40x40	23.97	12T16	24.13	80
35x35	19.64	10T16	20.11	70
30x30	14.44	8T16	16.08	70

Tableau 5.4 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux

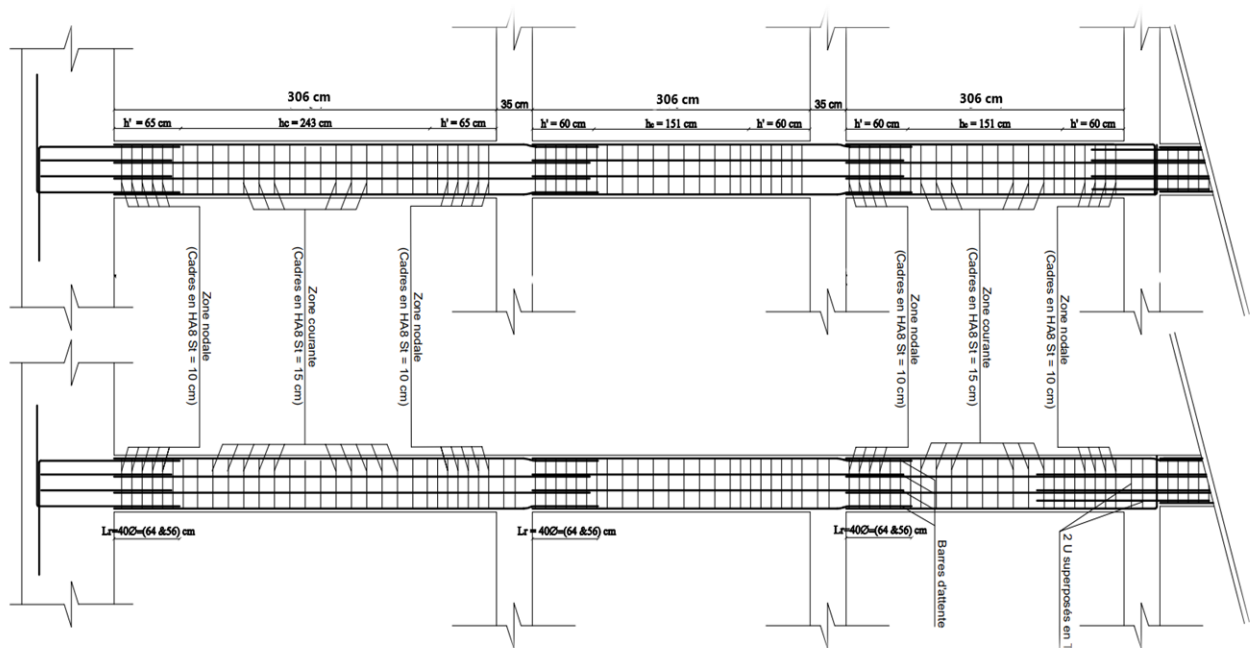


Figure 5.12 : Schéma de ferrailage des poteaux

### 5.1.3 Etude des voiles :

#### Introduction :

Les voiles sont des éléments en béton armé dont la longueur est au moins (04) fois supérieure à la largeur.

Le rôle principal des voiles est de reprendre les efforts horizontaux (séisme, poussée des terres) grâce à leurs rigidités importantes.

Dans notre structure, on distingue deux types de voiles :

- Voile de contreventement
- Voile périphérique

## Chapitre V : Etude les éléments de résistance

### 5.1.3.1 Ferrailage des voiles de contreventement :

Selon l'article [7.7.4 du RPA 99 version 2003], le calcul des voiles se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton armé (DTR-B.C.-2.41 "CBA93 ") si les conditions suivantes sont satisfaites:

- Satisfaction des conditions de dimensionnement fixées par le [RPA99 (version 2003)/7.7.1] (voir chapitre II)
- Les voiles de contreventement sont disposées dans deux directions orthogonales. Pour notre structure, les deux conditions précédentes sont satisfaites, par la suite on devra disposer les ferrailages suivants :
  - Des aciers verticaux
  - Des aciers horizontaux.

Les sollicitations de calcul seront déterminées sous les combinaisons d'actions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} -1.35G+1.5Q \\ -G+Q\pm E \\ -0.8G\pm E \end{array} \right\} \quad [\text{RPA99/2003/V.5.2}]$$

#### Les armatures verticales :

Les voiles comme les poteaux sont sollicités suivant deux sens, ils seront calculés en flexion composées avec effort tranchant.

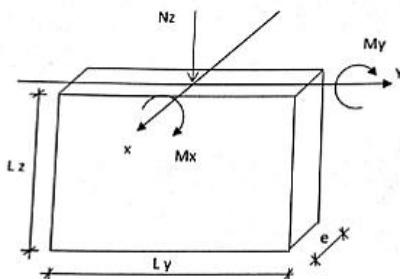


Figure 5.13 : Sollicitations du voile

#### Sens x-x :

$N_z ; M_x \rightarrow$  section des armatures verticales à l'extrémité du voile

#### Sens y-y:

$N_z ; M_y \rightarrow$  section des armatures verticales parallèle au parement du voile

#### Condition du RPA99 (version 2003) :

#### Les armatures minimales :

A chacune des extrémités du voile  $\rightarrow AV \geq 4HA10$ .

En zone courante (section des aciers verticaux parallèle aux parements du voile) :

- $A_1 = [(L - 2a) \times e] \times 0.10\%$ .

## Chapitre V : Etude les éléments de résistance

- $A_2 = (L \times e \times 0.15\%) - 2 A_v$ .
- $A'_v = \max (A_1; A_2)$ .

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être en totalité pris par les armatures, le pourcentage minimum de l'armature verticale sur toute la zone tendue est de 0.20% de la section.

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

### Espacement des barres verticales :

$S = \min (1.5e; 30\text{cm}) \rightarrow$  en zone courante.

A chaque extrémité du voile (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 :  $\Phi \leq \frac{L}{10} * e$

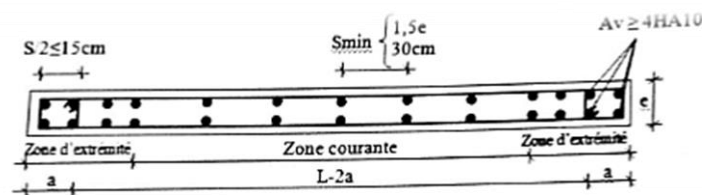


Figure 5.14 : Ferrailage du voile

### Les Armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont des armatures de répartition avec :

### Calcul des armatures horizontales :

$$\frac{A_t}{b_0 * s_t} > \frac{\tau_u - 0.3 * f_{t28} * K}{0.9 * \frac{f_e}{\gamma_s}} \text{ Avec } K=1 \text{ et } \gamma_s=1$$

### Disposition des armatures :

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à 90° cm au niveau de la partie supérieure, toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\Phi$

Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

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.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

Pour les barres situées les zones où le changement du signe des efforts sous l'action des différentes combinaisons est possible et  $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action des différentes combinaisons possibles de charges.

### Exemple de calcul :

## Chapitre V : Etude les éléments de résistance

### Vérification au flambement :

$$\lambda^- = \max ( 50 ; \min(\frac{67*ea}{100} ; 100))$$

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

$$\lambda^- = 50$$

$$\lambda = L_f \frac{\sqrt{12}}{a}$$

$$L_f = 186.2 \text{ cm}$$

$$\lambda = 186.2 \frac{\sqrt{12}}{20} = 32.25$$

$$\lambda = 32.25 < \lambda^- = 50 \rightarrow \text{le calcul se fera à la flexion composée}$$

Après l'interprétation des résultats données par le fichier 'robot bat' les sollicitations maximales sont :

### Calcul du ferrailage :

#### Sens x-x :

$$N = 344.491 \text{ KN}$$

$$M_x = 66.47 \text{ KN.m}$$

La section de calcul est de dimensions (b\*100) (bande de 1m de largeur) :

#### Calcul de l'excentricité :

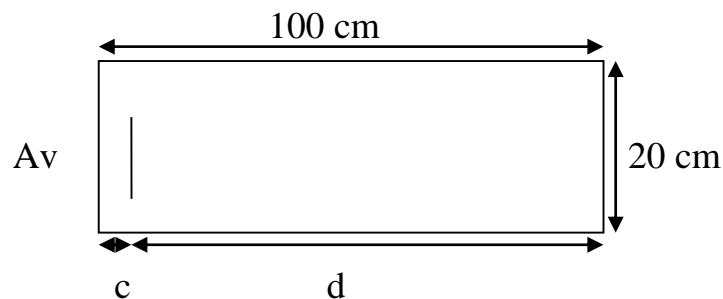


Figure 5.15 : Section de calcul

$$e = \frac{66.46}{344.491} = 19.29 \text{ cm} \leq \frac{h}{2} - c = 50 - 10 = 40 \text{ cm}$$

$$(1) = (0.337*h - 0.81*c) * \sigma_b * b * h$$

$$(1) = (0.337*100 - 0.81*10) * 18.47 * 20 * 100 = 945.664 \text{ KN.m}$$

$$(2) = N * (d - c) - M_1$$

$$M_1 = N * e$$

$$e = e + \frac{h}{2} - c = 19.29 + 40 = 59.29 \text{ cm}$$

$$M_1 = 344.491 * 0.5929 = 204.248 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 344.491 * (90 - 10) - 204.248 = 71.344 \text{ KN.m}$$

## Chapitre V : Etude les éléments de résistance

(2) < (1) → S.P.C → Le calcul se ramène en flexion simple avec moment fictif M1

**Vérification de l'existence de A' :**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{204248}{18.47 \cdot 20 \cdot 90^2} = 0.0682$$

$$\mu = 0.0682 < \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \rightarrow \sigma_s = f_e / \gamma_s = 400/1 = 400 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0887$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.964$$

**Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M_y}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{204248}{400 \cdot 0.964 \cdot 90} = 5.885 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On revient à la sollicitation réelle :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 5.885 - \frac{344491}{100 \cdot 400} < 0 \rightarrow A = 0 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Armature minimale :**

$$A_{\min} = 0.0015 \cdot b \cdot h = 0.0015 \cdot 20 \cdot 100 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 5.885 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Choix des armatures:**

$$6T12 \rightarrow A = 6.79 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Sens y-y :**

$$N = 344.491 \text{ KN}$$

$$M_y = 2.792 \text{ KN.m}$$

La section de calcul est de dimensions (b\*100) (bande de 1m de largeur) :

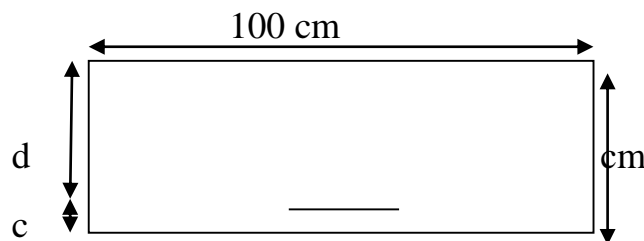


Figure 5.16 : Section de calcul

**Calcul de l'excentricité :**

$$e = \frac{2.792}{344.491} = 0.810 \text{ cm} \leq \frac{h}{2} - c = 10 - 2 = 8 \text{ cm}$$

$$(1) = (0.337 \cdot h - 0.81 \cdot c) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h$$

$$(1) = (0.337 \cdot 20 - 0.81 \cdot 2) \cdot 18.47 \cdot 20 \cdot 100 = 189.132 \text{ KN.m}$$

## Chapitre V : Etude les éléments de résistance

---

$$(2) = N \cdot (d - c) - M_1$$

$$M_1 = N \cdot e$$

$$e = e + \frac{h}{2} - c = 0.810 + 8 = 8.810 \text{ cm}$$

$$M_1 = 344.491 \cdot 0.0881 = 30.349 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 344.491 \cdot (18 - 2) - 30.349 = 24.769 \text{ KN.m}$$

(2) < (1) → S.P.C → Le calcul se ramène en flexion simple avec moment fictif  $M_1$

### Vérification de l'existence de A' :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{30349}{18.47 \cdot 100 \cdot 18^2} = 0.0507$$

$$\mu = 0.0507 < \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \rightarrow \sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1 = 400 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0662$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.973$$

### Détermination des armatures :

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{30349}{400 \cdot 0.973 \cdot 18} = 4.332 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On revient à la sollicitation réelle :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 4.332 - \frac{344491}{100 \cdot 400} < 0 \rightarrow A = 0 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### Armature minimale :

$$A_{\min} = 0.0015 \cdot b \cdot h = 0.0015 \cdot 20 \cdot 100 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 4.332 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### Choix des armatures :

$$5T12 \rightarrow A = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### Le choix des armatures :

**Sens x-x :** Les armatures verticales : deux nappes de 6T12 /ml

**Sens y-y :** Les armatures horizontales : deux nappes de 5T12 /ml

### L'espacement minimal des barres verticales et horizontales :

#### Selon RPA99 (version 2003) :

- $S \leq \min(1.5 \cdot a ; 30 \text{ cm})$
- $S \leq \min(1.5 \cdot 20 ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$ , alors l'espacement se prend en fonction du nombre de barre à condition que :  $S \leq 30 \text{ cm}$

Donc, On adoptera un espacement :  $S = 20 \text{ cm}$

$$S' = 20/2 = 10 \text{ cm}$$

## Chapitre V : Etude les éléments de résistance

**Calcul des armatures transversales :**

**Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u^- = \min \left( 0.2 \cdot \frac{f_c^{28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 5 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \cdot d} \quad ; T = 1.4 \cdot T_u$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \cdot 579106}{20 \cdot 90 \cdot 100} = 4.504$$

$$\tau_u = 4.504 \text{ MPa} < \tau_u^- = 5 \text{ MPa}$$

**L'espace des armatures transversales :**

$$S \leq \min (1.5 \cdot 20 ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

Donc, On adoptera un espacement :  $S = 20 \text{ cm}$

**Armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \cdot f_{t28} \cdot K}{0.9 \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} \rightarrow (\text{pas de reprise de bétonnage})$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S} \geq \frac{\tau_u}{0.9 \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} \rightarrow A_t \geq \frac{\tau_u}{0.9 \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} \cdot b_0 \cdot S$$

$$A_t \geq \frac{4.504}{0.9 \cdot \frac{400}{1}} \cdot 20 \cdot 100 = 5.004 \text{ cm}^2$$

**Armatures transversales minimales :**

$$\frac{A_{t\min}}{b_0 \cdot S} \geq \frac{1}{f_e} \min \left( \frac{\tau_u}{2} ; 0.4 \text{ MPa} \right)$$

$$A_{t\min} \geq \frac{b \cdot S}{f_e} \cdot \frac{\tau_u}{2} = \frac{20 \cdot 20}{400} \cdot \frac{4.504}{2} \rightarrow A_{t\min} = 2.252 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max (A_{t\text{cal}} ; A_{t\min})$$

$$A_t = \max (5.004 ; 2.252) \rightarrow A_t = 5.004 \text{ cm}^2$$

**Choix :**

$$11\text{T}8 / \text{ml} \rightarrow 5.53 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

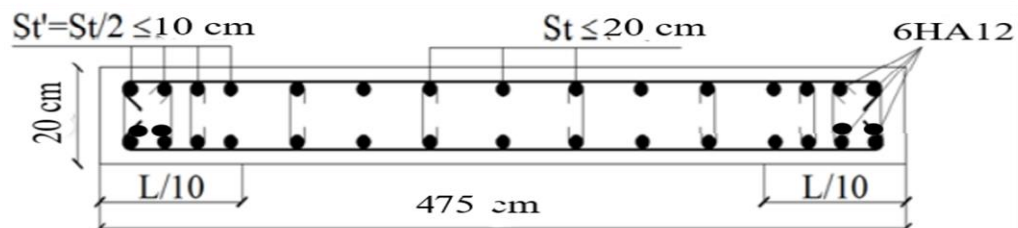


Figure 5.17 : Schéma de ferrailage de voile de contreventements

## Chapitre V : Etude les éléments de résistance

### 5.1.3.2 Ferrailage des voiles périphériques :

Selon le RPA99 (version 2003). Les ossatures au-dessous du niveau de base, formées de poteaux cours doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations et le niveau de base.

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- Epaisseur  $\geq 15\text{cm}$
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10% dans les deux sens (horizontal et vertical)
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

#### Détermination des sollicitations :

##### Calcul de l'effort N :

$$P_{pr} = \gamma_b * V_b$$

$$\gamma_b = 2500 \text{ Kg/m}^3$$

$$V_b = 1 * h * e = 1 * 0.20 * 2.66 = 0.532 \text{ m}^3$$

$$P_{pr} = 25 * 0.532 = 13.30 \text{ KN}$$

##### ELU :

$$N = 1.35 * 13.30 = 17.955 \text{ KN}$$

##### ELS :

$$N = P_{pr} = 13.30 \text{ KN}$$

##### Calcul de la poussée des terres :

$$q = K_p * \gamma * h$$

Avec :

$K_p$ : Coefficient de poussée ;

$K_q$ : Coefficient dû aux surcharge;

$h$ : Hauteur du voile ;

$\gamma$ : Masse volumique des terres

$K_p$  : utiliser les tables de Caquot et Kérisel

Avec :  $\delta = \frac{2}{3} \varphi$  :  $\varphi = 35^\circ$  ( $\delta$  : frottement mur /sol)

$$\gamma = 1700 \text{ Kg/m}^3$$

$$K_p = 0.247$$

##### Calcul des contraintes :

$$\sigma_0 = 0$$

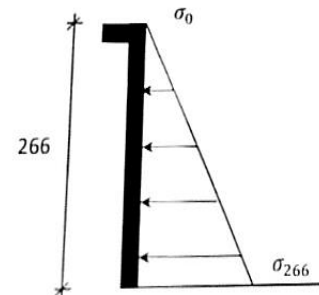


Figure 5.18 : Schéma statique

## Chapitre V : Etude les éléments de résistance

---

$$\sigma_{266} = 0.247 * 17 * 2.66 = 11.17 \text{ KN/m}^2$$

On va considère le voile une dalle qui s'appuie sur 4 coté avec une charge uniformément répartie q.

$$q = \frac{11.17 + 0}{2} = 5.58 \text{ KN/m}^2$$

**Combinaisons fondamentales :**

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

$$q_u = 1.35 * 5.58 = 7.533 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_u^- = q_u * 1.00 = 7.533 \text{ KN/m}^2$$

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

$$q_s = 5.58 \text{ KN/m}^2$$

Calcul des sollicitations :

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

$$M_{ux} = \mu_{ux} * q_u * l^2 x \rightarrow \text{Suivant la direction } L_x$$

$$M_{uy} = \mu_{uy} * M_{ux} \rightarrow \text{Suivant la direction } L_y$$

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

$$M_{serx} = \mu_{serx} * q_{ser} * l^2 x \rightarrow \text{Suivant la direction } L_x$$

$$M_{sery} = \mu_{sery} * M_{serx} \rightarrow \text{Suivant la direction } L_y$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{266}{475} = 0.56$$

$\rho = 0.56 > 0.4 \rightarrow$  La dalle porte suivant deux sens.

**Calcul des moments :**

$$M_x = \mu_x * q * L_x^2$$

$$M_y = \mu_y * M_x$$

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

$$\rho = 0.56 \rightarrow \begin{cases} \mu_{ux} = 0.0880 \\ \mu_{uy} = 0.2500 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{ux} = 0.0880 * 7.533 * 2.66^2 = 4.690 \text{ KN.m} \\ M_{uy} = 0.2500 * 4.690 = 1.172 \text{ KN.m} \end{cases}$$

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

$$\rho = 0.56 \rightarrow \begin{cases} \mu_{xser} = 0.0923 \\ \mu_{sery} = 0.4254 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{serx} = 0.0923 * 7.533 * 2.66^2 = 4.919 \text{ KN.m} \\ M_{sery} = 0.4254 * 4.919 = 2.092 \text{ KN.m} \end{cases}$$

## Chapitre V : Etude les éléments de résistance

Combinaison	Sens X-X		Sens Y-Y	
	ELU	ELS	ELU	ELS
Ma (KN.m)	-1.520	-1.169	-0.634	-0.732
Mt (KN.m)	3.801	2.922	0.950	1.244

Tableau 5.5 : Tableau récapitulatif des sollicitations

**Calcul des ferrailages :**

**Enrobage :**

Fissuration préjudiciable  $\rightarrow a = 2 \text{ cm}$

$$C_x = a + \Phi/2$$

$$C_y = a + \Phi + \Phi/2$$

$$\Phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10} = \frac{20}{10} = 2\text{cm}$$

En prend :  $\Phi = 1\text{cm}$

Donc :

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{1}{2} = 2.5\text{cm} \\ C_y = a + 1 + \frac{1}{2} = 3.5\text{cm} \\ d_x = h_0 - c_x = 17.5\text{cm} \\ d_y = h_0 - c_y = 16.5\text{cm} \end{cases}$$

Le ferrailage en appuis et en travée est le même en va prendre le moment maximal (moment en travée)

**Sens x-x :**

**ELU :**

$$M_{\text{utx}} : 3.801 \text{ KN.m}$$

**Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{\text{utx}}}{\sigma_b * b * d_x^2} = \frac{3801}{14.2 * 100 * 17.5^2} = 0.0087$$

$$\mu = 0.0087 < \mu_{\text{AB}} = 0.186 \rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

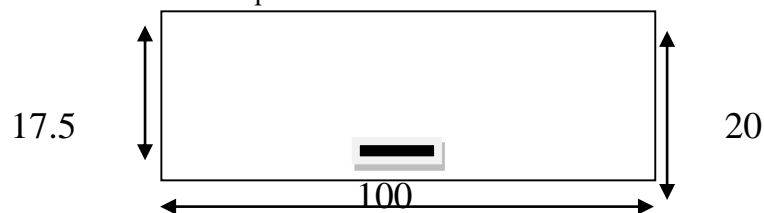


Figure 5.19 : Section de calcul

$$1000\epsilon_s > 1000\epsilon_1 \rightarrow \sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa}$$

## Chapitre V : Etude les éléments de résistance

$$\rightarrow \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0112$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.995$$

### Détermination des armatures :

$$A_{\text{utx}} = \frac{M_{\text{utx}}}{\sigma_s \beta * d} = \frac{3801}{348 * 0.995 * 17.5} = 0.627 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### Condition de non fragilité : ( les armatures minimales )

Dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE400) :

$$A_{\text{min}} = 0.0008 * b * h = 0.0008 * 100 * 20 = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max ( A_u ; A_{\text{min}} ) \rightarrow A = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### Espacement des armatures :

L'écartement des armatures :  $\delta \leq \min (3h_d ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

### Choix des armatures:

$$5T10 \rightarrow A = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

### ELS :

$$M_{\text{tserx}} = 2.922 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 * A}{B} = \frac{15 * 3.93}{100} = 0.58 \text{ cm}$$

$$E = 2 * D * d = 2 * 0.58 * 17.5 = 20.3$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.58 + \sqrt{0.58^2 + 20.3} = 3.96 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b * Y_1^3}{3} + 15A(d - Y_1)^2 = \frac{100 * 3.96^3}{3} + 15 * 3.93(17.5 - 3.96)^2 = 12877.37 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{2922}{12877.37} = 0.227$$

$$\sigma_b = K * Y_1 = 0.227 * 3.96 = 0.89 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 * K * (d - Y_1)^2 = 15 * 0.227 * (17.5 - 3.96)^2 = 46.10 \text{ MPa}$$

### Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s^- = \min(2/3 * f_c ; 150\eta) = \min(2/3 * 400; 150 * 1.6) = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b^- = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \sigma_b^- \\ \sigma_s < \sigma_s^- \end{array} \right\} \rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues}$$

### Sens y-y :

### ELU :

## Chapitre V : Etude les éléments de résistance

$M_{uty} : 0.950 \text{ KN.m}$

**Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{uty}}{\sigma_b * b * d^2} = \frac{950}{14.2 * 100 * 16.5^2} = 0.0024$$

$\mu = 0.0024 < \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow A' \text{ n'existe pas}$

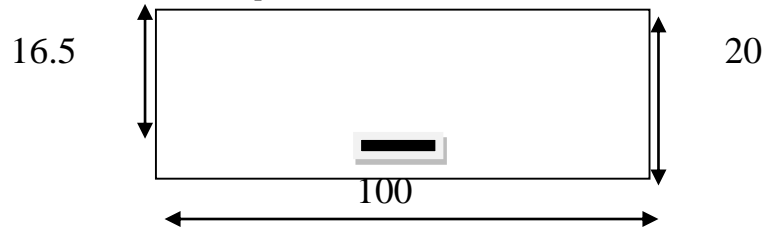


Figure 5.20 : Section de calcul

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \rightarrow \sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.00375$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.998$$

**Détermination des armatures :**

$$A_{uty} = \frac{M_{uty}}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{950}{348 * 0.998 * 16.5} = 0.166 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Condition de non fragilité : ( les armatures minimales )**

Dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE400) :

$$A_{\min} = 0.0008 * b * h = 0.0008 * 100 * 20 = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max ( A_u ; A_{\min} ) \rightarrow A = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Espacement maximal des armatures :**

$$L'écartement des armatures : \delta \leq \min ( 3h_d ; 33 \text{ cm} ) = 33 \text{ cm}$$

**Choix des armatures:**

$$5T10 \rightarrow A = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

**ELS :**

$$M_{\text{isery}} = 1.244 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 * A}{B} = \frac{15 * 3.93}{100} = 0.58 \text{ cm}$$

$$E = 2 * D * d = 2 * 0.58 * 16.5 = 19.14$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.58 + \sqrt{0.58^2 + 19.14} = 3.83 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b * Y_1^3}{3} + 15A(d - Y_1)^2 = \frac{100 * 3.83^3}{3} + 15 * 3.93(16.5 - 3.83)^2 = 11335.9 \text{ cm}^4$$

## Chapitre V : Etude les éléments de résistance

---

$$K = \frac{Ms}{I} = \frac{1244}{11335.9} = 0.11$$

$$\sigma_b = K * Y_1 = 0.11 * 3.83 = 0.42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 * K * (d - Y_1) = 15 * 0.11 * (16.5 - 3.83) = 20.9 \text{ MPa}$$

**Fissuration préjudiciable :**

$$\sigma_s^- = \min(2/3 * f_{te} ; 150\eta) = \min(2/3 * 400; 150 * 1.6) = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b^- = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \sigma_b^- \\ \sigma_s < \sigma_s^- \end{array} \right\} \rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues}$$

Donc le ferrailage sera deux nappes, T10 espacés de 15 cm pour le ferrailage vertical .

Pour le ferrailage horizontal on adopte deux nappes de T10 espacés de 20 cm .

## Chapitre V : Etude les éléments de résistance

---

### 6.1 Introduction :

La fondation est la partie de l'ouvrage qui est en contact avec le sol auquel elle transmet les charges de la superstructure. C'est donc un élément très important et très particulier de l'ouvrage. En effet, la fondation :

- reçoit toutes les charges de la superstructure
- doit pouvoir résister, être rigide (ne pas subir de déformations importantes) et stable sous l'action de ces charges
- doit transmettre les charges de façon optimale au sol (c'est-à-dire de manière à ne pas causer des désordres et des déformations importantes et différentielles du sol
- subir à son tour les déformations d'origines différentes du sol
- doit pouvoir résister, être rigide et stable sous l'action de ces déformations du sol
- doit, sous l'action de ces différentes actions (forces et déformations), se comporter de façon à ne pas causer de dégâts importants à la superstructure

Compte tenu de toutes ces fonctions et particularités, sa conception, son étude technique et sa réalisation nécessitent donc, une attention particulière.

Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connaît :

- La charge totale qui doit être transmise aux fondations (donc au sol)
- Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- Type d'ouvrage construire. Les caractéristiques du sol support
- La nature et l'homogénéité du bon sol
- La capacité portance de terrain de fondation
- La charge totale transmise au sol
- La raison économique
- La facilité de réalisation
- Le type de la structure

### 6.2 Choix du type de fondation :

Le taux de travail admissible du sol d'assise de notre ouvrage étant égal à 2.5 bars, il y a lieu de projeter à priorité, des fondations superficielles de type :

- Des semelles filantes (semelles sous murs)
- Un radier général

**Combinaison à considérer :**

D'après le RPA' les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes:

$$\left\{ \begin{array}{l} G+Q+E \\ 0.8 G \pm E \end{array} \right.$$

D'après le DTR<sup>2</sup>

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \\ G+Q \end{array} \right.$$

**Vérification du type de semelle à utiliser :**

La surface de la semelle sera déterminée en vérifiant la condition :

# Chapitre VI : Les fondations

$$\frac{N}{s_{semelle}} \leq \sigma_{sol} \rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \text{ avec : } \begin{cases} N : \text{effort normal} \\ S : \text{surface des semelles} \\ \sigma_{sol} : \text{contrainte admissible du sol} \end{cases}$$

$$N = 1817.3 \text{ KN} ; \sigma_{sol} = 2.5 \text{ bars} = 250 \text{ KN/m}^2$$

$$S \geq 15 \text{ m}^2 \rightarrow \sum s = 30 * 15 = 450 \text{ m}^2$$

On a : La surface du bâtiment est :  $S_{\text{bât}} = 427.5 \text{ m}^2$

## Conclusion :

La surface totale des semelles occupe plus de 50% de l'emprise du bâtiment, donc le choix du radier général comme fondation est justifié.

Quelques avantages que ce type de fondation offre à la structure :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la forte pression apportée par la structure
- La réduction des tassements différentiels
- Néglige les irrégularités ou l'hétérogénéité du sol
- La facilité d'exécution

## 6.3 Pré-dimensionnement du radier :

### Epaisseur du radier : $h_r$

Le Hauteur du radier choisie doit satisfaire les conditions suivantes :

#### Condition de résistance au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b*d} \leq 0.07 f_c / \gamma_b \text{ où :}$$

$V_u$  : Valeur de calcul de l'effort tranchant à l'ELU :

$b$  : désigne la largeur ( $b$  : 1m)

$\gamma_b$  : 1.15

$d$  :  $0.9 * h$

$$\text{Avec : } V_u = \frac{q_u * L_{max}}{2} = \frac{N_u}{S_{rad}} * \frac{L_{max}}{2}$$

$L_{max}$  : la plus grande portée de la dalle = 4.75 m

$$\tau_u = \frac{N_u}{S_{rad}} * \frac{L_{max}}{2} * \frac{1}{b * 0.9h} \leq \frac{0.07 * f_c}{\gamma_b}$$

$$\rightarrow h \geq \frac{N_u * L_{max} * \gamma_b}{0.9 * 2S * 0.07 f_c}$$

Pour :

$$N_u = 21002.9726 \text{ KN}$$

$$S = 427.5 \text{ m}^2$$

$$L_{max} = 4.75 \text{ m} \rightarrow h_r \geq 85.19 \text{ cm} \dots\dots\dots(1)$$

$$\gamma_b = 1.15$$

## Chapitre VI : Les fondations

---

$$f_{c28} = 25 \text{ KN/m}^2$$

### Condition forfaitaire :

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$L_{\max}/8 \leq h_r \leq L_{\max}/5$$

Avec :

$L_{\max}$  : distance maximale entre deux voiles successifs est égale = 4.75 m

D'où :

$$59.3 \text{ cm} \leq h_r \leq 95 \text{ cm} \dots\dots\dots(2)$$

### Vérification au poinçonnement :

Sous l'action des forces localisées, la résistance du radier au poinçonnement doit être vérifiée

Cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_u \leq 0.045 * \mu_c * h * f_{c28} / \gamma_b$$

$N_u$  : la charge de calcul à l'état limite ultime du poteau le plus sollicité = 1817.30 KN

$\mu_c$  : périmètre du contour cisailé =  $2(a+b+2h)$

$$\rightarrow N_u \leq 0.045 * 2 * (1.6 + 2 * h) * h * 25 / 1.15$$

$$N_u \leq 391.3 * h^2 + 313.04 * h$$

Donc :

$$h \geq 79.67 \text{ cm} \dots\dots\dots(3)$$

Conclusion : d'après les conditions (1), (2), (3) on adopte :  $h_r = 90 \text{ cm}$

### Epaisseur de la nervure : $h_n$

L'épaisseur  $h_n$  de la nervure doit satisfaire la condition suivante :

$$h_n \geq L_{\max}/10$$

$L_{\max}$  : distance maximale entre deux files successives est égale = 4.75 m

$$h_n \geq 475/10 \rightarrow h_n = 47.5 \text{ cm}$$

On prendre :  $h_n = 50 \text{ cm}$

### Epaisseur de la dalle :

$$e \geq 475/20 \rightarrow e = 23.75 \text{ cm}$$

On prendre :  $e = 40 \text{ cm}$

## 6.4 Détermination des efforts :

### Les actions :

Surcharge d'exploitation  $Q = 6947.1 \text{ KN}$

Cheminement des charges permanentes sur le radier  $G = 69285.9 \text{ KN}$

# Chapitre VI : Les fondations

## Les sollicitations :

$$\rightarrow \text{ELU} : N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q$$

$$N_u = 103956.62 \text{ KN}$$

$$\rightarrow \text{ELS} : N_s = N_G + N_Q$$

$$N_s = 76233 \text{ KN}$$

## La surface minimale du radier :

La surface du radier doit être telle qu'elle puisse vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{\text{adm}} \geq \frac{N_s}{S}$$

## A l'ELS :

$$\sigma_{\text{adm}} = 2.5 \text{ bars} = 250 \text{ KN/m}^2$$

A la base du bâtiment :

$$N_s/S = (N_{\text{radier}} + N_{\text{bâtiment}})/S = (G_{\text{radier}} + Q + G_{\text{bâtiment}})/S$$

Avec :

$$\text{La surface totale du bâtiment } S_{\text{bât}} = 427.5 \text{ m}^2$$

## Calcul du débordement : d

$$d \geq \max (h/2 ; 30\text{cm})$$

Nous choisissons un débord  $d = 50 \text{ cm}$

Donc :

$$S_r = 20 * 26.25 = 525 \text{ m}^2$$

$$N_s/S = (76233 + 21002.9726) / 427.5 \rightarrow 227.45 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{adm}} = 250 \text{ KN/m}^2$$

Donc : la condition est vérifiée

## 6.5 Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non-soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$W \geq F_s * \gamma * Z * S_r$$

Avec :

W : poids total du bâtiment à la base du radier

$$W = W_{\text{radier}} + W_{\text{bâtiment}} \rightarrow W = 27155.70 \text{ KN}$$

$F_s$  : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement,  $F_s = 1.5$

$\gamma$  : poids volumique de l'eau ( $\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$ )

Z : profondeur de l'infrastructure ( $h = 2.2 \text{ m}$ )

S : surface du radier ( $S_r = 525 \text{ m}^2$ )

$$F_s * \gamma * Z * S_r = 1.5 * 10 * 2.2 * 525 = 17325 \text{ KN}$$

Donc :  $W = 27155.70 \text{ KN} \geq F_s * \gamma * Z * S_r = 17325 \text{ KN}$  .....Condition vérifiée

## 6.6 Vérification de la stabilité :

## Chapitre VI : Les fondations

Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a l'apparition d'un moment reversant. A cet effet, les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- Aux contraintes de traction (Soulèvement) avec la combinaison  $0.8G \pm E$
- Aux contraintes de compression maximale avec la combinaison  $G+Q+E$

### 6.6.1 Vérification de soulèvement $0.8G \pm E$ :

Cette vérification se fait à l'aide du calcul des contraintes suivantes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{MV}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{MV}{I}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < \sigma_{\text{adm}}$$

Avec :

$$I_y = 14594.82 \text{ m}^4 \quad ; \quad V_y = 8.75 \text{ m}$$

$$I_x = 9624.54 \text{ m}^4 \quad ; \quad V_x = 10.78 \text{ m}$$

$$S = 525 \text{ m}^2$$

Les résultats sont affichés dans le tableau suivant :

	<b>0.8G+E</b>		<b>0.8G-E</b>	
	<b>Sens x-x</b>	<b>Sens y-y</b>	<b>Sens x-x</b>	<b>Sens y-y</b>
<b>N (KN)</b>	<b>1614.63</b>	<b>3058.8.825</b>	<b>1797.88</b>	<b>8070.475</b>
<b>M (KN.m)</b>	<b>4653.29</b>	<b>4952.85</b>	<b>4069.234</b>	<b>4088.875</b>
<b>V (m)</b>	<b>10.78</b>	<b>8.75</b>	<b>10.78</b>	<b>8.75</b>
<b>I (m<sup>4</sup>)</b>	<b>9624.54</b>	<b>14594.82</b>	<b>9624.54</b>	<b>14594.82</b>
<b><math>\sigma_1</math></b>	<b>9.49</b>	<b>11.08</b>	<b>9.33</b>	<b>23.85</b>
<b><math>\sigma_2</math></b>	<b>0.93</b>	<b>5.14</b>	<b>0.21</b>	<b>18.95</b>
<b><math>\sigma_{\text{moy}}</math></b>	<b>6.89</b>	<b>9.60</b>	<b>7.05</b>	<b>22.63</b>
<b><math>\sigma_{\text{adm}}</math></b>	<b>250</b>	<b>250</b>	<b>250</b>	<b>250</b>
<b>La condition</b>	<b>Vérifié</b>	<b>Vérifié</b>	<b>Vérifié</b>	<b>Vérifié</b>

Tableau 6.1 : Vérification de soulèvement

### 6.6.2 Vérification de compression $G+Q+E$ :

Les résultats sont affichés dans le tableau suivant :

## Chapitre VI : Les fondations

	<b>G+Q + E</b>	
	<b>Sens x-x</b>	<b>Sens y-y</b>
<b>N (KN)</b>	<b>1578.41</b>	<b>2143.58</b>
<b>M (KN.m)</b>	<b>6271.16</b>	<b>6632.15</b>
<b>V (m)</b>	<b>10.78</b>	<b>8.75</b>
<b>I (m<sup>4</sup>)</b>	<b>9624.54</b>	<b>14594.82</b>
<b>σ1</b>	<b>11.21</b>	<b>9.66</b>
<b>σ2</b>	<b>2.84</b>	<b>1.7</b>
<b>σmoy</b>	<b>7.7</b>	<b>7.67</b>
<b>σadm</b>	<b>250</b>	<b>250</b>
<b>La condition</b>	<b>Vérifié</b>	<b>Vérifié</b>

Tableau 6.2 : Vérification de compression

### 6.6.3 Vérification de stabilité au renversement : $0.8G \pm E$

Elle est assurée si :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$

Les résultats sont affichés dans le tableau suivant :

	<b>0.8G+E</b>		<b>0.8G-E</b>	
	<b>Sens x-x</b>	<b>Sens y-y</b>	<b>Sens x-x</b>	<b>Sens y-y</b>
<b>N (KN)</b>	<b>1614.63</b>	<b>3058.825</b>	<b>1797.88</b>	<b>8070.475</b>
<b>M (KN.m)</b>	<b>4653.29</b>	<b>4952.85</b>	<b>4069.23</b>	<b>4088.88</b>
<b>e = M/N (m)</b>	<b>2.88</b>	<b>1.62</b>	<b>2.26</b>	<b>0.51</b>
<b>L/4 (m)</b>	<b>6.39</b>	<b>5</b>	<b>6.39</b>	<b>5</b>
<b>La condition</b>	<b>Vérifié</b>	<b>Vérifié</b>	<b>Vérifié</b>	<b>Vérifié</b>

Tableau 6.3 : Vérification de stabilité au renversement

### 6.6 Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les nervures et est soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et de ses surcharges.

Méthode de calcul :

Notre radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie

Les moments dans les dalles se calculent pour ne bande de largeur unitaire et ont pour valeurs :

- Dans le sens de la petite portée :  $M_x = \mu_x * q * L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée :  $M_y = \mu_y * M_x$

Les valeurs des  $\mu_x$  ,  $\mu_y$  ont fonction de ( $\rho = L_x/L_y$ )

## Chapitre VI : Les fondations

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments en appuis

-Si le panneau considéré est continu au-delà des appuis (panneau intermédiaire)

- Moment en travée : ( $M_{lx} = 0.75 * M_x$  ;  $M_{ly} = 0.75 * M_y$ )
- Moment en appuis : ( $M_{ax} = 0.75 * M_x$  ;  $M_{ay} = 0.75 * M_y$ )

-Si le panneau considéré est un panneau de rive :

- Moment en travée : ( $M_{lx} = 0.85 * M_x$  ;  $M_{ly} = 0.85 * M_y$ )
- Moment en appuis : ( $M_{ax} = 0.3 * M_x$  ;  $M_{ay} = 0.3 * M_y$ )

-Le calcul se fera pour le panneau le plus sollicité uniquement. Ce dernier a les dimensions montrées dans la figure ci-dessous, où  $L_x$  est la plus petite dimension.

Le rapport de la plus petite dimension du panneau sur la plus grande dimension doit être supérieur à '0.40'

### Evaluation des charges et surcharges :

#### Les valeurs des charges ultimes :

ELU :

$$q_u = \frac{Nu}{S_{rad}} = \frac{103956.62}{525} = 198.011 \text{ KN/m}^2$$

ELS :

$$q_s = \frac{Ns}{S_{rad}} = \frac{76233}{525} = 145.205 \text{ KN/m}^2$$

#### Calcul du ferrailage :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.5}{4.75} = 0.9 > 0.4$$

$\rho = \rightarrow$  le panneau porte dans les deux 2 sens

<b>Moment fléchissant (KN.m)</b>				
<b>Sens</b>	<b>ELU</b>		<b>ELS</b>	
	<b>Travée</b>	<b>Appui</b>	<b>Travée</b>	<b>Appui</b>
<b>x-x</b>	<b>185.49</b>	<b>-262.74</b>	<b>135.62</b>	<b>-192.01</b>
<b>y-y</b>	<b>193.77</b>	<b>-425.61</b>	<b>141.49</b>	<b>-311.89</b>

Tableau 6.4 : Des moments fléchissant

#### Calcul des armatures :

ELU :

Sens x-x :

En travée :

	<b>Mu (N.m)</b>	<b>Mser (N.m)</b>	<b><math>\mu</math></b>	<b><math>\alpha</math></b>	<b><math>\beta</math></b>	<b>A (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Amin (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A choisie</b>
<b>En travée</b>	<b>185490</b>	<b>135620</b>	<b>0.025</b>	<b>0.036</b>	<b>0.986</b>	<b>15.01</b>	<b>3.2</b>	<b>8T16 <math>\rightarrow</math> 16.08</b>

Tableau 6.5 : Ferrailage travée sens x-x

## Chapitre VI : Les fondations

Vérification du calcul de ferrailage à l'ELS :

$D = \frac{15 \cdot A}{B}$	$E = 2 \cdot D \cdot d$	$Y1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$	$I = \frac{b \cdot Y1^3}{3} + 15A(d - Y1)^2$	$K = \frac{Ms}{I}$	$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - Y1)$
<b>6.03</b>	<b>434.16</b>	<b>15.66</b>	<b>193656.33</b>	<b>0.70</b>	<b>213.57</b>

Tableau 6.6 : Vérification ELS

$$\sigma_s^- = \min(2/3 \cdot f_c ; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot ft28}) = \min(266.67 ; 201.63) = 201.63 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 213.57 \text{ MPa} > \sigma_s^- = 201.63 \text{ MPa}$ .....Condition non vérifiée

Les armatures seront recalculées à l'ELS :

**ELS :**

**Sens x-x :**

**En travée :**

	<b>Mu (N.m)</b>	<b>Mser (N.m)</b>	<b><math>\mu</math></b>	<b><math>\alpha</math></b>	<b><math>\beta</math></b>	<b>A (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Amin (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A choisie</b>
<b>En travée</b>	<b>185490</b>	<b>135620</b>	<b>0.018</b>	<b>0.023</b>	<b>0.990</b>	<b>10.00</b>	<b>3.2</b>	<b>5T16 → 10.05</b>

Tableau 6.7 : Ferrailage travée sens x-x

**En appui :**

	<b>Mu (N.m)</b>	<b>Mser (N.m)</b>	<b><math>\mu</math></b>	<b><math>\alpha</math></b>	<b><math>\beta</math></b>	<b>A (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Amin (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A choisie</b>
<b>En appui</b>	<b>262740</b>	<b>192010</b>	<b>0.019</b>	<b>0.024</b>	<b>0.991</b>	<b>10.46</b>	<b>3.2</b>	<b>6T16 → 12.06</b>

Tableau 6.8 : Ferrailage travée sens x-x

Vérification du calcul de ferrailage à l'ELS :

$D = \frac{15 \cdot A}{B}$	$E = 2 \cdot D \cdot d$	$Y1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$	$I = \frac{b \cdot Y1^3}{3} + 15A(d - Y1)^2$	$K = \frac{Ms}{I}$	$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - Y1)$
<b>4.52</b>	<b>325.62</b>	<b>14.08</b>	<b>337388.0786</b>	<b>0.50</b>	<b>164.4</b>

Tableau 6.9 : Vérification ELS

$$\sigma_s = 164.4 \text{ MPa} < \sigma_s^- = 201.63 \text{ MPa}$$
.....Condition vérifiée

Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues.

**Calcul des armatures :**

**ELU :**

**Sens y-y :**

**En travée :**

## Chapitre VI : Les fondations

	Mu (N.m)	Mser (N.m)	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	A (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	A choisie
<b>En travée</b>	<b>193770</b>	<b>141490</b>	<b>0.016</b>	<b>0.021</b>	<b>0.991</b>	<b>6.24</b>	<b>3.2</b>	<b>4T16 → 8.04</b>

Tableau 6.10 : Ferrailage travée sens y-y

**Vérification du calcul de ferrailage à l'ELS :**

$D = \frac{15 \cdot A}{B}$	$E = 2 \cdot D \cdot d$	$Y1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$	$I = \frac{b \cdot Y1^3}{3} + 15A(d - Y1)^2$	$K = \frac{Ms}{I}$	$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - Y1)$
<b>1.206</b>	<b>217.08</b>	<b>13.57</b>	<b>787912.50</b>	<b>0.17</b>	<b>194.43</b>

Tableau 6.11 : Vérification ELS

$\sigma_s = 194.43 \text{ MPa} < \sigma_s^- = 201.63 \text{ MPa}$ .....Condition vérifiée

Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues.

**En appui :**

	Mu (N.m)	Mser (N.m)	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	A (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	A choisie
<b>En appui</b>	<b>425610</b>	<b>311890</b>	<b>0.037</b>	<b>0.047</b>	<b>0.981</b>	<b>13.84</b>	<b>3.2</b>	<b>7T16 → 14.07</b>

Tableau 6.12 : Ferrailage travée sens y-y

**Vérification du calcul de ferrailage à l'ELS :**

$D = \frac{15 \cdot A}{B}$	$E = 2 \cdot D \cdot d$	$Y1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$	$I = \frac{b \cdot Y1^3}{3} + 15A(d - Y1)^2$	$K = \frac{Ms}{I}$	$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - Y1)$
<b>2.11</b>	<b>379.8</b>	<b>17.49</b>	<b>1211048.334</b>	<b>0.15</b>	<b>190.4</b>

Tableau 6.13 : Vérification ELS

$\sigma_s = 190.4 \text{ MPa} < \sigma_s^- = 201.63 \text{ MPa}$ .....Condition vérifiée

Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues.

**Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u^- = \min \left( 0.2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 5 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d}$$

$$\tau_u = \frac{1821.45}{90 \cdot 100} = 0.202 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.202 \text{ MPa} < \tau_u^- = 5 \text{ MPa} \rightarrow$  pas de risque de cisaillement

### 6.7 Ferrailage des nervures :

On suppose que la fondation est suffisamment rigide pour assurer que les contraintes varient linéairement le long de la fondation.

Dans ce cas on considère que les nervures sont appuyées au niveau des éléments porteurs de la superstructure et chargées en dessous par les réactions du sol.

## Chapitre VI : Les fondations

Moment fléchissant (KN.m)				
Sens	ELU		ELS	
	Travée	Appui	Travée	Appui
x-x	67.91	-55.66	49.76	-40.76
y-y	369.72	-227.21	269.72	-165.88

Tableau 6.14 : Des moments fléchissant

**Calcul du ferrailage :**

**Sens x-x :**

	Mu (N.m)	Mser (N.m)	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	A (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	A choisie
En travée	67910	49760	0.047	0.061	0.976	4.44	20	7T20 → 21.99
En appui	55660	40760	0.039	0.05	0.980	3.626	20	7T20 → 21.99

Tableau 6.15 : Calcul du ferrailage

**Sens y-y :**

	Mu (N.m)	Mser (N.m)	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	A (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	A choisie
En travée	369720	269720	0.026	0.385	0.846	27.90	20	9T20 → 28.27
En appui	227210	165880	0.16	0.22	0.912	15.90	20	7T20 → 21.99

Tableau 6.16 : Calcul du ferrailage

**Conclusion :**

D'après les résultats des tableaux ci-dessus, il ya aucune vérification à l'ELS et par conséquent les armatures calculées à l'ELU seront maintenues.

**Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u^- = \min \left( 0.2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 5 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b * d}$$

$$\tau_u = \frac{1821.45}{50 * 45} = 0.809 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.809 \text{ MPa} < \tau_u^- = 5 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{pas de risque de cisaillement}$$

**Armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_{lmin}) = \min (1.42 ; 5 ; 2) \rightarrow \Phi_t = \Phi 10$$

**Recouvrement :**

# Chapitre VI : Les fondations

La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \Phi$  (zone I et IIa)

$\Phi = 2\text{cm} \rightarrow L_r = 2 * 40 = 80 \text{ cm}$  , alors on adopte  $L_r = 80 \text{ cm}$

L'espacement des armatures transversales :

$St \leq \min (h/4 ; 12\Phi_{\text{min}} ; 30\text{cm})$ .....en zone nodale

$St \leq h/2$  .....en zone courante

$\Phi_{\text{min}}$  : le diamètre des armatures longitudinales de la poutre considérée.

Section de la poutre	Zone nodale		Zone courante	
	St calculé	St choisi	St calculé	St choisi
<b>50*50</b>	<b>12.5</b>	<b>10</b>	<b>25</b>	<b>20</b>

Tableau 6.17 : espacement des armatures

### Les armatures de peau :

$A_p = 3 \text{ cm}^2/\text{m} * 1 = 3 \text{ cm}^2$

On prend :

2T14 :  $A_p = 3.08 \text{ cm}^2$

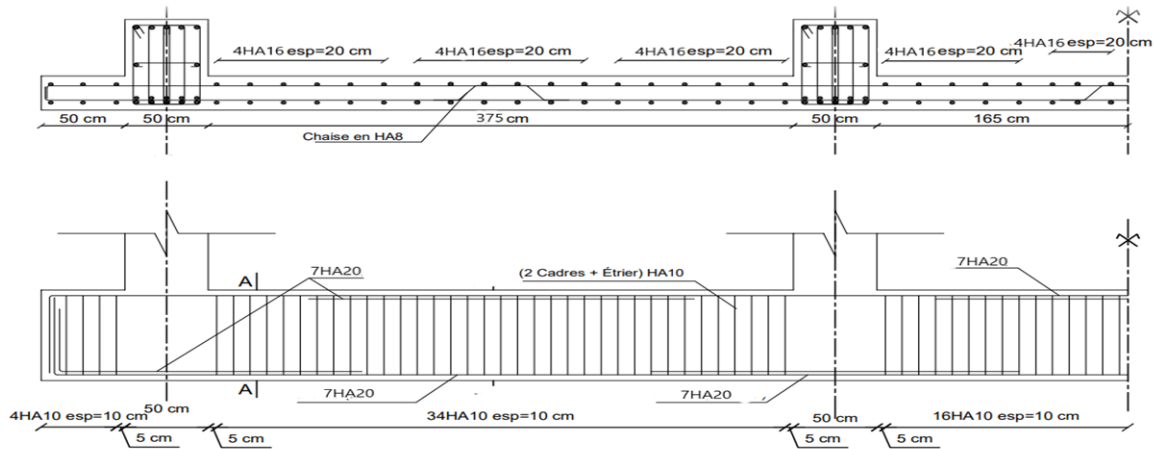


Figure 6.1 : Schéma de ferrailage de radier et les nervures

# Conclusion

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'ingénieur. En effet, il nous a été une meilleure occasion pour mettre en application les connaissances théoriques que nous avons acquises durant les cinq années d'étude.

La conception d'une structure en béton armé nécessite une très bonne connaissance des différents règlements liés à cet exercice. Ces différentes règles créent un environnement de sécurité pour l'ingénieur et assurent la stabilité de son ouvrage.

La conception d'une structure passe par différentes étapes qu'il faut exécuter avec le plus grand soin pour obtenir une structure conforme aux règles de l'art. L'étude sismique est sans aucun doute l'une des étapes les plus importantes de ce travail car elle permet d'assurer à la structure une certaine résistance face aux forces destructrices des séismes et en cela permet d'épargner beaucoup de vies en cas de catastrophe.

La connaissance du sol de construction est un élément important pour la réalisation d'une structure. Les caractéristiques du sol déterminent la faisabilité de l'ouvrage ainsi que le type de fondations dont la structure sera munie. Pour faire un travail digne de ce nom une attention particulière doit être accordée à chaque étape de la conception de l'ouvrage.

Lors de notre travail, la première des choses que nous avons prise en considération c'est le lieu d'implantation de notre ouvrage qui est une zone de moyenne sismicité. De ce fait, après un pré-dimensionnement préliminaire des éléments secondaires et principaux, notre préoccupation principale était le choix d'un meilleur système de contreventement. Suite à l'application du règlement parasismique algérien, nous avons adopté un système de contreventement mixte pour la reprise des charges horizontales dûe au séisme car c'est le cas le plus défavorable.

L'emplacement des voiles a été un compromis entre la fonction de l'ouvrage et une meilleure conception parasismique. L'utilisation du logiciel de calcul de structures « Rebot » nous a permis de se familiariser, avec l'outil informatique comme elle nous a facilité le calcul des efforts internes. Le calcul du ferrailage des éléments a été fait selon le règlement BAEL en adoptant les cas les plus défavorables. Le type de fondation que nous avons choisi est un radier général.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail, accompagné de quelques illustrations et définitions qui existent dans les règlements que nous avons utilisés apporte de l'aide aux prochaines promotions.

# Bibliographie

## **Règlements :**

Règles Parasismiques algériennes RPA99/version 2003  
Règlement parasismique Algérien le C.B.A 93  
Règles de calcul de béton aux états limites BAEL91  
Charges permanentes et charges d'exploitations DTR B.C 2.2

## **Mémoires :**

Etude d'une tour R+10 ( rez-de-chaussée commerciale + 10 étages à usage d'habitations+ Sous-sol) en béton armé par Mariko Jacques Mamourou / 2018  
Etude d'une tour R+8 ( rez-de-chaussée commerciale + 8 étages à usage d'habitations ) en béton armé par Idriss Mahamat Haroun et Konare Amedou / 2018

## **Cours :**

Béton armé.  
Dynamique des structures.  
Cours de bâtiment.  
Résistance des matériaux.

## **Logiciels :**

Autodesk Rebot Stuctural Analysis Professional 2019.  
AUTOCAD 2021.  
EXCEL 2013.  
WORD 2013.