

Ordre...../F.S.S.A/UAMOB/2022

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE**  
**SCIENTIFIQUE**  
**UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ-BOUIRA**



Faculté des Sciences et des sciences appliquées  
Département Génie Civil

**Mémoire de fin d'étude**

Présenté par :

**MACHANI AGHILAS**  
**BELLOUT SOUFIANE**

En vue de l'obtention du diplôme de **Master 02** en :

Filière : **Génie Civil**

Option : **Structures**

**Thème :**

**ETUDE D'UN BATIMENT EN R+11+SOUS SOL A USAGE**  
**MULTIPLE CONTREVENTÉ PAR DES VOILES PORTEURS EN**  
**BÉTON ARMÉ**

Devant le jury composé de :

Bouamra youcef

MCA

UAMOB  
UAMOB  
UAMOB  
UAMOB

Président  
Encadreur  
Examinateur  
Examinateur

Année Universitaire 2021-2022

# REMERCIEMENT REMERCIEMENT

*Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements :*

*Tous d'abord, nous remercier dieu le clément et la miséricorde dieux de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travaille*

***A nos familles** : qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.*

***A M<sup>er</sup> bouamra Youcef** : notre promoteur, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.*

***Aux membres de jury** : pour avoir accepté de juger notre travail.*

*A tous les enseignants de département de Génie Civil, leurs soutien techniques et pédagogiques.*

*Sans oublié nos amis et collègues de travail.*

**AGHILAS / SOUFIAN**

## Dédicaces

*Je dédie ce travail à mes chers parents qui m'ont donné tout pour réussir, aucune expression ne pourrait exprimer l'amour et la reconnaissance que je vous porte.*

⊙ *A toi ma mère MALIKA chérie qui m'a donné la vie et la joie de vivre, ta bonne éducation, tes conseils et tes bénédictions m'ont jamais fait défaut. Que dieu te garde pour nous.*

⊙ *A toi mon père REMDANE l'œil attentif et compréhensif, mon exemple et la personne la plus digne de mon estime et mon respect.*

*Recevez à travers ce travail toute ma gratitude et mes profonds sentiments, que Dieu vous préserve et vous accorde santé, bonheur et longue vie.*

⊙ *A mes aimable sœurs FAIROUZ ET NOUR-ELHODA et la petite SARAH.*

⊙ *A mes adorables cousins Wili-Chafaa et mazigh qui m'a beaucoup aidé et supporté le long demon cursus.*

⊙ *A mes adorable frères : Hamou, Mourad ; Walid, ilyes, Kamel et, Hamza ; Ahmed ; Rabah. et Sofian*

⊙ *A mes adorables amies : Rima ,Maky ,Hindo et Feriel .*

⊙ *A mon cher binôme BELLOUT SOUFIANE.*

⊙ *A toute ma famille : mon grand-père, mes tentes, mes oncles, mes cousins, mescousines.*

⊙ *A la personne qui m'a tout donné ; celle qui m'a apporté beaucoup d'amour et sa patience avec moi.... CH.NASSIMA A tout le Groupe GC promotion 2022, avec lesquels j'ai passé une excellente année, merci pour les moments que nous avons passé ensemble.*

*Enfin à tous ce qui ont participés de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail.*

**AGHILAS**

## **Dédicace**

*Je dédie ce travail à mes chers parents qui m'ont donné tout pour réussir, aucune expression ne pourrait exprimer l'amour et la reconnaissance que je vous porte.*



*A toi ma mère AOUDA chérie qui m'a donné la vie et la joie de vivre, ta bonne éducation, tes conseils et tes bénédictions m'ont jamais fait défaut. Que dieu te garde pour nous.*



*A toi mon père GUENDOUZ l'œil attentif et compréhensif, mon exemple et la personne la plus digne de mon estime et mon respect.*

*Recevez à travers ce travail toute ma gratitude et mes profonds sentiments, que Dieu vous préserve et vous accorde santé, bonheur et longue vie.*



*A mes adorables frères : Sami Youcef, TARIK, Abd Rezek et Abd Elheq qui m'a beaucoup aidé et supporté le long démon cursus.*



*A mes adorable a m i e s : Hamou, Mourad ; Walid, ilyes, Kamel et, Hamza, Yaya, Soufiane et Khaled*



*A mon cher binôme MACHANI AGHILAS.*



*A toute ma famille : mon grand-père, mes tentes, mes oncles, mes cousins, mescousines.*



*A tout le Groupe GC promotion 2022, avec lesquels j'ai passé une excellente année, merci pour les moments que nous avons passé ensemble.*

*Enfin à tous ce qui ont participés de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail.*

***SOUFLANE***

## Résumé :

Le présent travail est une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un S-sol, d'un Rez de chaussé et onze(11) étages ; implanté à la wilaya de Tizi-Ouzou, classé en Zone IIa selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

Le calcul des dimensions et le ferrailage de tous les éléments résistant ont été menés conformément aux règles (CBA 93, le BAEL 91 modifié 99, RPA99 version 2003)

Le logiciel ETABS.2018 a été utilisé pour étudier et analyser le comportement dynamique de la structure étudiée.

## Summary:

The present work is a detailed study of a building for residential use consisting of, S-sol, a ground floor and eleven (11) floors; deployed in the wilaya of Tizi-Ouzou, classified in zone (IIa) according to the Algerian paraseismic rules RPA99 version 2003.

The calculation of the dimensions and reinforcement of all the resistant elements were carried out in accordance with the rules (CBA 93, the BAEL 91 modified 99, RPA99 version 2003)

The ETABS.2018 software was used to study and analyze the dynamic behavior of the studied structure.

## ملخص

العمل الحالي هو دراسة مفصلة لمبنى سكني يتكون من طابق تحت أرضي وطابق أرضي وأحد عشر (11) طابقاً؛ يقع في ولاية تيزي وزو.

تصنف هذه المنطقة كمنطقة ذات زلازل متوسطة (IIa) وفقاً لقواعد الزلازل الجزائري RPA99 النسخة 2003.

وحساب أبعاد جميع العناصر المقاومة وتعزيزها ملائم للقواعد المطروحة لمعرفة (CBA 93)، BAEL 91 المعدل 99، نسخة RPA99 2003)

من أجل تحديد القوى الداخلية في الجسر، وفي ديناميكيات حساب أوضاع الاهتزاز، استخدمنا برنامج الحساب ETABS 2018.

# Sommaire

---

## Sommaire

Remerciements.....	i
Dédicaces.....	ii
Sommaire.....	iii
Notation et symboles.....	iv
Liste des figures.....	x
Liste des tableaux.....	xi
Résumé +Abstract + ملخص.....	xii
Introduction générale.....	1

### *Chapitre I: Présentation de l'ouvrage*

I. Présentation de l'ouvrage.....	2
I.1. Implantation.....	2
I.2. Conception de l'ouvrage.....	4
I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	5
I.3.1. Le béton.....	5
I.3.2. Les constituants du béton.....	5
I.3.3. Dosage du béton.....	6
I.3.4. Caractéristiques.....	6
I.3.5. Module de déformation longitudinale du béton.....	6
I.3.6. Module de déformation transversale.....	7
I.3.7. Les contraintes limites de calcul.....	7
I.4. L'acier de ferrailage.....	9
I.4.1. Définition.....	9
I.4.2. Caractéristiques mécaniques.....	9
I.5. Sollicitations de calcul.....	11

### *Chapitre II: Pré-dimensionnement des éléments et la descente des charges*

II.1. Introduction.....	12
II.2. Pré dimensionnement des planchers.....	12
II.2.1. Plancher en corps creux.....	12
II.2.2. Condition acoustique.....	12
II.2.3. Résistance à la flexion.....	12
II.3. Dimensionnement des poutrelles.....	13

## *Sommaire*

---

II.3.1. Pré dimensionnement des poutres.....	13
II.3.2. Les poutres principales (sens porteur) .....	14
II.3.3. Les poutres secondaires (sens non porteur) .....	15
II.4. Pré dimensionnement des voiles.....	15
Pour le RDC on a la hauteur libre d'étage $h_e = 4.08 - 0.4 = 3.68$ m .....	16
II.5. Evaluation des charges permanentes et des surcharges d'exploitations.....	16
II.5.1. Plancher.....	17
II.5.2. Charge de Dalle plein.....	18
II.5.3. Charge de balcon.....	18
II.5.4. Charge de murs extérieurs .....	18
II.5.5. Charge de murs intérieurs .....	19
II.5.6. Charge d'Escalier.....	19
II.6. Pré dimensionnement des Poteaux .....	20
II.6.2. Les étapes de calcul .....	20
II.6.3. La formule générale .....	20
II.6.4. Loi de dégression d'après le DTRBC2.2 5 .....	21
II.7. Calcul des surfaces d'influence pour chaque poteau.....	22
II.7.1. Le poteau le plus sollicité .....	22
II.7.2. La surface supportée par le poteau le plus défavorable .....	23
II.7.3. Charge Permanente .....	23
II.7.3.1. Charge d'exploitation.....	23
II.7.3.2. Calcul de la charge limite ultime $N_{ul}$ .....	23
II.8. Vérification de la section de poteau vis-à-vis des conditions exigées par l'ARP99 .....	25
II.8.1. Vérification du poteau au flambement.....	25

### *Chapitre III: pré-dimensionnement des éléments secondaires*

III. Etude des planchers.....	27
III.1. Introduction .....	27
III.2. Etude de plancher corps creux .....	27
III.2.1. Dimensionnement des poutrelles.....	27
III.2.2. Plancher de RDC (commercial).....	29
III.2.3. Méthode de calcul.....	30
III.2.4. Ferrailage de la dalle de compression .....	36
III.2.4.1. Schéma de ferrailage des planchers .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>

## *Sommaire*

---

III.3. Plancher en dalle pleine.....	38
III.3.1. Calcul des sollicitations .....	38
III.3.2. Calcul des moments.....	39
III.3.3. Calcul de ferrailage.....	39
III.3.4. Condition de non fragilité [2] .....	41
III.3.5. Vérification des espacements des barres .....	41
III.3.6. L'effort tranchant.....	41
III.3.7. Vérification à ELS .....	42
III.4. Etude du balcon.....	43
III.4.1. Evaluation des charges .....	43
III.4.1.1. Calcul des sollicitations .....	43
III.4.1.2. Calcul des armatures longitudinales à L'ELU.....	43
III.4.1.3. Moment ultime réduit .....	44
III.4.2. Vérification à l'ELU .....	44
III.4.2.1. Contrainte de cisaillement.....	44
III.4.2.2. Contrainte d'adhérence .....	45
III.4.3. Calcul des armatures de répartition .....	45
III.4.3.1. Vérification des espacements des barres.....	45
III.4.4. Vérification à l'ELS.....	45
III.4.4.1. Vérification de la flèche.....	46
III.4.4.2. Calcul de l'ancrage [2].....	46
III.5. Etude de l'acrotère .....	47
III.5.1. Introduction .....	47
III.5.2. Définition.....	47
III.5.3. Evaluation des charges appliquée sur l'acrotère.....	47
III.5.4. Calcul des moments.....	48
III.5.4.1. Calcul des armatures longitudinales à L'ELU.....	48
III.5.4.2. Vérification au cisaillement : [2] .....	50
III.5.4.3. Vérification de Contrainte d'adhérence : [2] .....	50
III.5.4.4. Calcul des armatures de répartition.....	51
III.5.4.5. Vérification des espacements des barres.....	51
III.5.5. Vérification à L'ELS .....	51
III.6. L'ascenseur.....	54

## *Sommaire*

---

III.6.1. Introduction .....	54
III.6.2. Etude de l'ascenseur .....	54
III.6.2.1. Dimension de l'ascenseur .....	54
III.6.2.2. Évaluation de charge .....	55
III.6.2.3. Vérification au poinçonnement .....	55
III.6.3. Evaluation des charges et surcharges .....	56
III.6.3.1. Charges permanentes .....	56
III.6.3.2. Surcharges d'exploitation .....	56
III.6.4. Calcul des sollicitations .....	56
III.6.4.1. Calcul de $\mu_x$ et $\mu_y$ à l'ELU .....	57
III.6.5. Calcul des moments sous charge localisé .....	57
III.6.5.1. Superposition des moments .....	58
III.6.5.2. Calcul de ferrailage à l'ELU .....	59
III.6.5.3. Vérification à l'ELU .....	60
III.6.5.4. Vérification des contraintes à l'ELS .....	61
III.7. Etude d'escaliers .....	63
III.7.1. Pré-dimensionnement des escaliers .....	63
III.7.2. Descente de charges .....	75
III.7.2.1. Charge du palier .....	75
III.7.2.2. Charge de la volée. (Paillasse) : .....	75
III.7.2.3. Combinaison de charges .....	76
III.7.3. Détermination des sollicitations .....	76
III.7.3.1. Calcul à l'état limite ultime ELU .....	76
III.7.3.2. Calcul à l'état limite ultime ELS .....	78
III.7.3.3. Calcul des armatures .....	83
III.7.3.4. Les vérification .....	84
III.8. Calcul de la poutre palière .....	87
III.8.1. Pré dimensionnement de la poutre palière .....	87
III.8.1.1. Vérification des conditions de l'RPA 99 / version 2003 [1] .....	87
III.8.1.2. Charge sollicitant la poutre .....	88
III.8.1.3. Combinaison d'action .....	88
III.8.2. Calcul du ferrailage longitudinal à l'ELU .....	89
III.8.2.1. Vérification à l'ELU .....	90

III.8.2.2. Vérification à l'ELS ..... 91

***Chapitre IV: Etude dynamique***

IV.1. Introduction ..... 96

IV.2. Objectif de l'étude dynamique ..... 96

IV.3. Modélisation de la structure ..... 96

IV.4. Etapes de modélisation..... 96

IV.5. Caractéristiques géométriques de la structure..... 98

    IV.5.1. Centre de masse..... 98

    IV.5.2. Centre de rigidité..... 99

    IV.5.3. Excentricité théorique..... 99

    IV.5.4. Excentricité accidentelle..... 99

IV.6. Calcul de la période fondamentale..... 99

IV.7. Nombre de modes à considérer ..... 100

IV.8. La disposition des voiles ..... 101

    IV.8.1. Caractéristique dynamique de la structure ..... 102

    IV.8.2. Vérification de l'effort normal réduit ..... 103

    IV.8.3. Caractéristique massique ..... 103

    IV.8.4. Schéma des modes de vibrations..... 104

IV.9. Étude sismique ..... 106

    IV.9.1. Généralité ..... 106

    IV.9.2. Introduction ..... 106

    IV.9.3. Justification du système de contreventement ..... 106

        IV.9.3.1. Sous charges horizontales ..... 107

        IV.9.3.2. Sous charges verticales ..... 107

    IV.9.4. Choix de la méthode de calcul :(R.P.A 2003) : ..... 107

        IV.9.4.1. La méthode statique équivalente..... 107

        IV.9.4.2. La méthode modale spectrale..... 108

        IV.9.4.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme..... 108

    IV.9.5. Choix de la méthode de calcul ..... 108

        IV.9.6. Méthode d'analyse modale spectrale ..... 108

        IV.9.6.1. Spectre de réponse de calcul ..... 108

        IV.9.7. Spectre de réponse..... 110

## *Sommaire*

---

IV.9.8. Méthode statique équivalente .....	113
IV.9.8.1. Principe .....	113
IV.9.8.2. Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalent. ....	113

### *Chapitre V: Etude des éléments principaux*

V.1. Introduction .....	123
V.2. Ferrailage des poteaux.....	123
V.2.1. Introduction.....	123
V.2.2. Combinaisons d'actions .....	124
V.2.3. Calcul des armatures .....	124
V.2.4. Calcul des armatures longitudinales .....	128
V.2.4.1. Ferrailage minimum d'après le CBA93 .....	128
V.2.4.2. Recommandations du «BAEL99/V2003».....	128
V.2.4.3. Recommandations selon RPA99/2003 .....	128
V.2.4.4. Exemple de calcul .....	129
V.2.5. Justification à l'effort normal ultime .....	135
V.2.6. Schémas de ferrailage des poteaux .....	136
V.3. Ferrailage des poutres .....	137
V.3.1. Recommandations du RPA99 version 2003 .....	137
V.3.2. Les combinaisons de calcul .....	137
V.3.3. Ferrailage longitudinal des poutres.....	138
V.3.3.1. Ferrailage des poutres secondaires .....	138
V.3.4. Calcul des armatures transversales .....	140
V.3.5. Vérification au cisaillement .....	141
V.3.6. Vérification de La flèche (Art B.6.5, 1) BAEL91/99 .....	141
V.3.7. Vérification des contraintes à l'ELS .....	142
V.4. Ferrailage des voiles.....	145
V.4.7. Introduction.....	145
V.4.8. Recommandations du RPA99/2003 .....	146
V.4.9. Combinaisons de calcul .....	147
V.4.10. Calcul du ferrailage des voiles.....	147
V.4.4.1. Présentation de la méthode de calcul .....	148
V.4.4.2. Exemple de calcul .....	149
V.4.5. Vérifications à ELS et de contrainte de cisaillement .....	155

## *Sommaire*

---

V.4.6. Ferrailages des linteaux .....	158
V.4.6.1. Introduction .....	158
V.4.6.2. Vérification des contraintes tangentielles dans les linteaux de RDC :.....	158
V.4.6.3. Ferrailage.....	158
V.4.6.4. Exemple de calcul .....	160

### *Chapitre VI: Etude de l'infrastructure*

VI.1. Généralité .....	165
VI.2. Etude des fondations .....	165
VI.2.1. Introduction.....	165
VI.2.2. Différents types des fondations.....	165
VI.2.3. Etude de sol.....	166
VI.2.4. Choix du type de fondation.....	166
VI.2.5. Vérification de semelle isolée .....	167
VI.2.6. Vérification des semelles filantes .....	167
VI.3. Etude du radier .....	169
VI.3.1. Pré dimensionnement du radier .....	169
VI.3.1.1. Détermination de l'épaisseur de la dalle du radier: .....	169
VI.3.2. Dimensionnement des nervures .....	170
VI.3.3. Vérification de la stabilité du radier.....	172
VI.3.4. Vérification des contraintes dans le sol .....	173
VI.4. Ferrailage de la dalle du radier.....	176
VI.4.1. Détermination des efforts[1] .....	176
VI.4.2. Valeur de la pression sous radier .....	177
VI.4.3. Calcul des moments .....	177
VI.4.3.1. Moment en travée et sur appuis à l'ELU ( $v=0$ ) .....	177
VI.4.3.2. Moment en travée et sur appuis à l'ELS ( $v=0.2$ ).....	177
VI.4.4. Calcul du ferrailage.....	178
VI.4.5. Vérifications nécessaires pour le ferrailage de radier .....	178
VI.4.6. Ferrailage des nervures .....	179
VI.4.6.1. Vérifications nécessaires nervures .....	179
VI.4.6.2. Vérification de la contrainte tangentielle du béton .....	180
VI.5. Étude de voile périphérique .....	183
VI.5.1. Introduction.....	183

## *Sommaire*

---

VI.5.2. Préconisation du RPA 99 (Art-10-1-2).....	183
VI.5.3. Dimensionnement du voile .....	183
VI.5.4. Détermination des sollicitations.....	183
VI.5.4.1. Caractéristiques mécaniques et physiques du sol .....	183
VI.5.4.2. Contrainte de la poussée des terres .....	183
VI.5.4.3. Contrainte de la poussée horizontale due à la surcharge .....	184
VI.5.5. Méthode de calcul .....	184
VI.5.5.1. Contrainte totale.....	184
VI.5.6. Ferrailage du voile .....	184
VI.5.6.1. Vérification de l'effort tranchant .....	186
VI.5.6.2. Vérification des contraintes à l'ELS .....	186
Conclusion générale .....	189

### **Références bibliographiques**

### **Annexes**

## *Notation et symboles*

---

### **Notation et symboles**

**A (ou  $A_s$  ou  $A_i$ )** : Aire d'une section d'acier (longitudinal).

**$A_t$**  : Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales.

**B** : Aire d'une section de béton.

**$E_s$**  : Module de Young de l'acier.

**$E_{ij}$**  : Module de Young instantané à l'âge de  $j$  jours.

**$E_{vj}$**  : Module de Young diffère à l'âge de  $j$  jours.

**F** : Force ou action en général.

**I** : Moment d'inertie de la section homogénéisé par rapport au béton (ELS).

**$M_{ser}$**  : Moment fléchissant de calcul de service.

**$M_u$**  : Moment fléchissant de calcul ultime.

**$N_{ser}$**  : Effort normal de calcul de service.

**$N_u$**  : Effort normal de calcul ultime.

**G** : Action permanente.

**Q** : Action d'exploitation.

**$V_u$**  : Effort tranchant de calcul ultime.

**a** : Largeur d'un poteau ou d'un voile.

**b** : Largeur d'une poutre (table), d'un poteau.

**$b_0$**  : Largeur de l'âme d'une poutre.

**d (et  $d_0$ )** : Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus comprimée de la section de béton.

**e** : Excentricité de l'effort normal, Epaisseur d'une dalle.

**$f_e$**  : Limite d'élasticité de l'acier.

**$f_{cj}$**  : Résistance caractéristique à la compression du béton âge de  $j$  jours.

**$f_{tj}$**  : Résistance caractéristique à la traction du béton âge de  $j$  jours.

**g** : Charge permanente unitaire.

**h** : Hauteur d'une poutre, d'une fondation.

**$h_0$**  : Hauteur du talon d'une poutre.

**$h_1$**  : Hauteur du hourdis d'une poutre.

**j** : Nombre de jours de maturité du béton.

**L** : Portée d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau.

**$L_f$**  : Longueur de flambement.

**n** : Coefficient d'équivalence acier-béton.

**q** : Charge permanente unitaire.

## *Notation et symboles*

---

- $S_t$  : Espacement des armatures transversales.
- $y_1$  : Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELS.
- $y_u$  : Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELU.
- $z$  (ou  $z_b$ ) : Bras de levier du couple de flexion.
- $\alpha_u$  : Profondeur de l'axe neutre adimensionnée à l'ELU.
- $\gamma_s$  : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (gamma).
- $\gamma_b$  : Coefficient partiel de sécurité sur le béton.
- $\epsilon_{bcmax}$  : Déformations maximale du béton comprimé (epsilon).
- $\epsilon_{st}$  : Déformations des armatures tendues.
- $\epsilon_{sc}$  : Déformations des armatures comprimées.
- $\eta$  : Coefficient de fissuration relatif à une armature (eta).
- $\lambda$  : Elancement mécanique d'une pièce comprimée (lambda).
- $\mu_{ser}$  : Moment ultime réduit à l'ELS (mu).
- $\mu_u$  : Moment ultime réduit à l'ELU.
- $\nu$  : Coefficient de poisson (nu).
- $\rho$  : Rapport de la section d'acier sur celle du béton (rho).
- $\sigma$  : Contrainte normale (sigma).
- $\sigma_{bc}$  : Contrainte maximale du béton comprimé.
- $\sigma_{st}$  : Contrainte dans les aciers tendus.
- $\sigma_{sc}$  : Contrainte dans les aciers comprimés.
- $\tau$  : Contrainte tangente (tau).
- $\tau_u$  : Contrainte tangente conventionnelle.
- $\tau_s$  : Contrainte d'adhérence.
- $\tau_{se}$  : Contrainte d'adhérence d'entraînement.
- $\phi$  : Coefficient de fluage (phi).
- $\Phi_l$  : Diamètre d'une armature longitudinale.
- $\Phi_t$  : Diamètre d'une armature transversale.
- $\psi_s$  : Coefficient de scellement relatif à une armature (psi).

## Liste des figures

### Chapitre 1 : présentation de l'ouvrage

Figure I. 1: Situation de projet. ....	2
Figure I. 2: Vue en plan d'étage courant. ....	3
Figure I. 3: Diagramme contraintes-déformations du Béton à l'ELU.....	8
Figure I. 4: Diagramme contraintes-déformations du Béton à l'ELS. ....	9
Figure I. 5: Diagramme contrainte-déformation de calcul de l'acier à l'ELU. ....	10

### Chapitre 2 : pré-dimensionnement des éléments et la descent des charge

Figure II. 1: Dalle à corps creux.....	13
Figure II. 2: Dimension de plancher corps creux. ....	13
Figure II. 3: poutre principale. ....	14
Figure II. 4: poutres secondaire.....	15
Figure II. 5: Dimensionnement des voiles. ....	16
Figure II. 6: repérage du poteau le plus sollicité.....	23
Figure II. 7: poteau plus sollicité.....	23
Figure II. 8: Coffrage des poteaux. ....	24

### Chapitre 3 : pré-dimensionnement des éléments secondaire

Figure III. 1: Schéma isostatique de la poutrelle.....	28
Figure III. 2: Section transversale de la poutrelle. ....	29
Figure III. 3: Schéma statique de l'ensemble des poutrelles.....	30
Figure III. 4: Schéma de ferrailage des poutrelles. ....	37
Figure III. 5: dalle plein d'ascenseur.....	39
Figure III. 6: Section de calcul de dalle. ....	40
Figure III. 7: Schéma statique du balcon.....	44
Figure III. 8: Section de calcul de balcon.....	45
Figure III. 9: schéma ferrailage de balcon. ....	48
Figure III. 10: Schéma de l'acrotère.....	49
Figure III. 11: schéma du ferrailage de l'acrotère.....	55
Figure III. 12: Schéma descriptif d'un ascenseur mécanique. ....	56
Figure III. 13: Diffusion de charges localisée dans le feuillet moyen.....	59
Figure III. 14: Schéma de ferrailage de la dalle machine d'ascenseur.....	64
Figure III. 15: Schéma d'un escalier. ....	65
Figure III. 16: Schéma statique d'exemple de calcul.....	78
Figure III. 17 : Diagrammes de M et T à l'ELU. ....	82
Figure III. 18: Diagrammes de M et T à l'ELS.....	83
Figure III. 19 :schéma ferrailage d'escalier .....	89
Figure III. 20: Schéma statique de la poutre palière .....	91
Figure III. 21: Diagramme de moment fléchissant de la poutre palière à l'ELU.....	91
Figure III. 22: Diagramme de l'effort tranchant de la poutre palière à l'ELU.....	91
Figure III. 23: Diagramme de moment fléchissant de la poutre palière à l'ELS .....	92
Figure III. 24: Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	95

### Chapitre 4 : Etude dynamique

## *Liste des figures*

---

Figure IV. 1: modélisation de la structure (vue en plant).....	97
Figure IV. 2: modélisation de la structure (vue en 3D).....	98
Figure IV. 3: la disposition des voiles.....	101
Figure IV. 4: Premier mode de vibration translation (x-x). ....	104
Figure IV. 5: Deuxième mode de vibration translation (y-y).....	105
Figure IV. 6: troisième mode de vibration rotation (z-z). ....	105
Figure IV. 7: Spectre de réponse de calcul.....	110
Figure IV. 8: Présentation de l'effet P- $\Delta$ sur la structure.....	118

### **Chapitre 5 : Etude des éléments principaux**

Figure V. 1: zone nodale. ....	129
Figure V. 2 : Schéma de ferrailage des poteaux.....	136
Figure V. 3: Ferrailage de poutre principale tous les type. ....	145
Figure V. 4: Ferrailage de poutre secondaire type 01 (7eme jusqu' étage 10). ....	146
Figure V. 5: Ferrailage de la poutre principale type 02 (SOU SOL jusque étage 6). ....	146
Figure V. 6 : Disposition des armatures verticales dans le voile ....	147
Figure V. 7 : Diagramme des contraintes d'une section partiellement tendue ....	151
Figure V. 8: Schéma de ferrailage de voile type 02.....	161

### **Chapitre 6 : Etude de l'infrastructure**

Figure VI. 1 : les différents systèmes de fondation.....	166
Figure VI. 2 : Semelle isolée.....	167
Figure VI. 3 : Diagramme des contraintes ....	173
Figure VI. 4: Vue en plan illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité. ....	177
Figure VI. 5: ferrailage de la dalle du radier. ....	181
Figure VI. 6: Ferrailage des nervures.....	182

## Liste des tableaux

### Chapitre 1 : présentation de l'ouvrage

Tableau I. 1: Valeurs de la limite d'élasticité garantie $f_e$ .....	10
--	----

### Chapitre 2 : pré-dimensionnement des éléments et la descente des charges

Tableau II. 1: charges à la terrasse due aux planchers à corps creux. ....	17
Tableau II. 2: charges à étage courant due aux planchers à corps creux. ....	17
Tableau II. 3: charge de dalle plein. ....	18
Tableau II. 4: charge de balcon. ....	18
Tableau II. 5: charge permanente du mur extérieur. ....	19
Tableau II. 6: Charge permanente du mur intérieur. ....	19
Tableau II. 7: Charge du palier.....	19
Tableau II. 8: Charge de la volée. ....	19
Tableau II. 9: Récapitulation du pré dimensionnement. ....	25

### Chapitre 3 : pré-dimensionnement des éléments secondaires

Tableau III. 1: charge de plancher sous sol. ....	29
Tableau III. 2 : Tableau récapitulatif des charges appliquées sur la poutrelle ....	29
Tableau III. 3 : Les données de calcul des poutrelles.....	32
Tableau III. 4 : Tableau récapitulatif des moments aux appuis à l'ELU et à l'ELS ....	32
Tableau III. 5 : Tableau récapitulatif des efforts tranchants ....	32
Tableau III. 6 : Tableau récapitulatif des moments en travée à l'ELU et à l'ELS.....	32
Tableau III. 7 : Tableau récapitulatif de calcul des armatures des poutrelles en travée.....	33
Tableau III. 8 : Tableau récapitulatif des vérifications des poutrelles en travée à l'ELU.....	33
Tableau III. 9 : Tableau récapitulatif de vérification de la poutrelle en travée à l'ELS.....	33
Tableau III. 10 : Tableau récapitulatif de calcul des armatures des poutrelles en appui ....	34
Tableau III. 11 : Tableau récapitulatif des vérifications des poutrelles en appui à l'ELU.....	34
Tableau III. 12 : Tableau récapitulatif de vérification de la poutrelle en appui à l'ELS.....	35
Tableau III. 13 : Evaluation des charges et surcharges ....	39
Tableau III. 14 : Calcul des moments.....	39
Tableau III. 15 : Calcul de ferraillement à l'ELU (x-x) ....	40
Tableau III. 16 : Calcul de ferraillement à l'ELU (y-y) ....	40
Tableau III. 17 : Vérification des contraintes à l'ELS ....	42
Tableau III. 18 : Combinaison des charges appliquées sur la dalle machine ....	58
Tableau III. 19 : Tableau récapitulatif des moments de la dalle machine.....	61
Tableau III. 20 : Tableau récapitulatif des sections d'armature de la dalle ....	61
Tableau III. 21 : Tableau récapitulatif des vérifications des contraintes à l'ELS ....	63
Tableau III. 22: Charge du palier. ....	77
Tableau III. 23: Charge de la volée. ....	77
Tableau III. 24 Combinaison des charges des différents types d'escaliers. ....	78
Tableau III. 25: Récapitulatif des différentes sollicitations d'escalier à l'ELU et l'ELS ....	84
Tableau III. 26: Tableau récapitulatif de calcul des armatures d'escalier à l'ELU.....	87
Tableau III. 27: Tableau récapitulatif des vérifications d'escalier à l'ELS ....	88
Tableau III. 28: Tableau récapitulatif de ferraillement des escaliers ....	88
Tableau III. 29: Tableau récapitulatif de calcul des armatures de la poutre palière ....	92

## *Liste des tableaux*

---

Tableau III. 30: Tableau récapitulatif des vérifications de la poutre palière à l'ELU.....	93
Tableau III. 32: Tableau récapitulatif des vérifications de la poutre palière à l'ELS .....	94

### **Chapitre 4 : Etude dynamique**

Tableau IV. 1: périodes et facteur de la participation massique. ....	102
Tableau IV. 2: Vérification de l'effort normal réduit.....	103
Tableau IV. 3: Excentricité théorique. ....	103
Tableau IV. 4: Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles et les portiques. .....	107
Tableau IV. 5: Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles et les portiques. ..	107
Tableau IV. 6: Valeur de pénalités.....	110
Tableau IV. 7: Calcul de l'effort tranchant modal à la base dans le sens longitudinal. ....	111
Tableau IV. 8: Calcul de l'effort tranchant modal à la base dans le sens transversal. ....	111
Tableau IV. 9: Combinaisons des réponses modales. ....	113
Tableau IV. 10: Déplacement inter-étage dans le sens XX.....	117
Tableau IV. 11: Déplacement inter-étage dans le sens YY.....	117
Tableau IV. 12: Vérification de l'effet P- $\Delta$ dans le sens XX.....	119
Tableau IV. 13: Vérification de l'effet P- $\Delta$ dans le sens YY.....	119
Tableau IV. 14: Moment de renversement selon x-x. ....	121
Tableau IV. 15: Moment de renversement selon y-y. ....	122

### **Chapitre 5 : Etude des éléments principaux**

Tableau V. 1 : caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans les différentes situations.....	123
Tableau V. 2 : Ferrailage des poteaux en situation accidentelle .....	125
Tableau V. 3 : Ferrailage des poteaux en situation durable .....	126
Tableau V. 4 : les Armatures longitudinal adopté pour les poteaux .....	129
Tableau V. 5 : Ferrailage longitudinal adopté pour les poteaux .....	131
Tableau V. 6: Ferrailage transversal adopté pour les poteaux. ....	133
Tableau V. 7: Vérification des contraintes à l'ELS. ....	135
Tableau V. 8: Ferrailage poutres principales. ....	138
Tableau V. 9: Ferrailage poutres secondaires. ....	139
Tableau V. 10 : Vérification du cisaillement du béton .....	142
Tableau V. 11 : Vérification des poutres principales à l'ELS.....	144
Tableau V. 12 : Vérification des poutres secondaire à l'ELS .....	145
Tableau V. 13 : Ferrailage verticale du voile type 01 .....	153
Tableau V. 14 : Choix des barres du voile type 01 .....	154
Tableau V. 15 : Ferrailage verticale du voile type 02 .....	154
Tableau V. 16 : Choix des barres du voile type 02 .....	155
Tableau V. 17 : Ferrailage verticale du voile type 03 .....	155
Tableau V. 18 : Choix des barres du voile type 03 .....	156
Tableau V. 19 : Ferrailage verticale du voile type 04 .....	157
Tableau V. 20 : Choix des barres du voile type 04 .....	157
Tableau V. 21 : Ferrailage verticale du voile type 05 .....	158
Tableau V. 22 : Choix des barres du voile type 05 .....	159
Tableau V. 23 : Les vérifications à ELS et de contrainte de cisaillement.....	159

## *Liste des tableaux*

---

Tableau V. 24 : Contraintes tangentielles dans les linteaux..... 162

### **Chapitre 6 : Etude de l'infrastructure**

Tableau VI. 1 : Calcul des semelles filantes ..... 168

Tableau VI. 2: Vérification des contraintes à l'ELU..... 174

Tableau VI. 3: Vérification des contraintes à l'ELS..... 175

Tableau VI. 4: Calcul des moments à l'ELU..... 177

Tableau VI. 5: Calcul des moments à l'ELS. .... 178

Tableau VI. 6: Ferrailage des panneaux du radier. .... 178

Tableau VI. 7: Vérification des contraintes des panneaux de radier..... 179

Tableau VI. 8: Ferrailage des nervures. .... 179

Tableau VI. 9 : Moment selon les deux sens..... 185

Tableau VI. 10 : Ferrailage du voile selon les deux sens..... 186

Tableau VI. 11 : Tableau récapitulatif de vérification de voile à l'ELS ..... 187

# *Introduction générale*

### **Introduction générale**

Le Génie Civil est un domaine très vaste et spécialisé qui regroupe l'ensemble des activités conduisant à la réalisation de tout ouvrage lié au sol. Un Master en structures est donc responsable de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation des ouvrages, d'assurer la sécurité des usagers, et la protection de l'environnement par l'étude de la stabilité des constructions soumises à des différentes actions, permanentes ou variables dans le temps, statiques ou dynamiques.

L'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se présente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense. Pour cela on ne doit pas se contenter d'appliquer uniquement les règlements, mais on doit impérativement comprendre les facteurs déterminants le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique à un niveau d'accélération donné.

Dans le présent travail nous présenterons l'étude détaillée d'un bâtiment en R+11+Sous Sol avec un contreventement par voiles en béton armé, l'étude de ce projet est structurée en plusieurs parties :

- ✓ Le 1<sup>er</sup> chapitre consiste à la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- ✓ Le 2<sup>ème</sup> chapitre présente le pré dimensionnement des éléments (tel que les planchers, les poutres, les poteaux, et les voiles), ainsi que l'évaluation de charges.
- ✓ Le 3<sup>ème</sup> chapitre présente le ferrailage des éléments non structuraux (les planchers, l'acrotère, et les escaliers).
- ✓ Le 4<sup>ème</sup> chapitre portera sur l'étude sismique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations.
- ✓ Le 5<sup>ème</sup> chapitre présente le calcul du ferrailage des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ETABS.
- ✓ Pour le dernier chapitre, on présente l'étude des fondations suivie par l'étude du voile périphérique.

A la fin on termine avec une conclusion générale.

# ***Chapitre I : Présentation de l'ouvrage***

## I. Présentation de l'ouvrage

### I.1. Implantation

Le projet que nous allons étudier consiste d'un bâtiment (R+11 avec sous-sol) à usage multiple (habitation, commercial), implanté à la wilaya de Tizi Ouzou (Tamda), classée comme une zone de moyenne sismicité. [1]



**Figure I. 1: Situation de projet**

L'ouvrage appartient au groupe d'usage **IIa** [1] Composé de :

- Un sous-sol destiné à être comme un dépôt
- Un rez-de-chaussée à usage commercial.
- Un premier étage à usage administratif.
- 10 étages à usage d'habitation. comportant quatre appartements.

Le site est considéré comme un site meuble (**S2**) selon le rapport de sol.

Cette étude se fera en considérant les paramètres suivants:

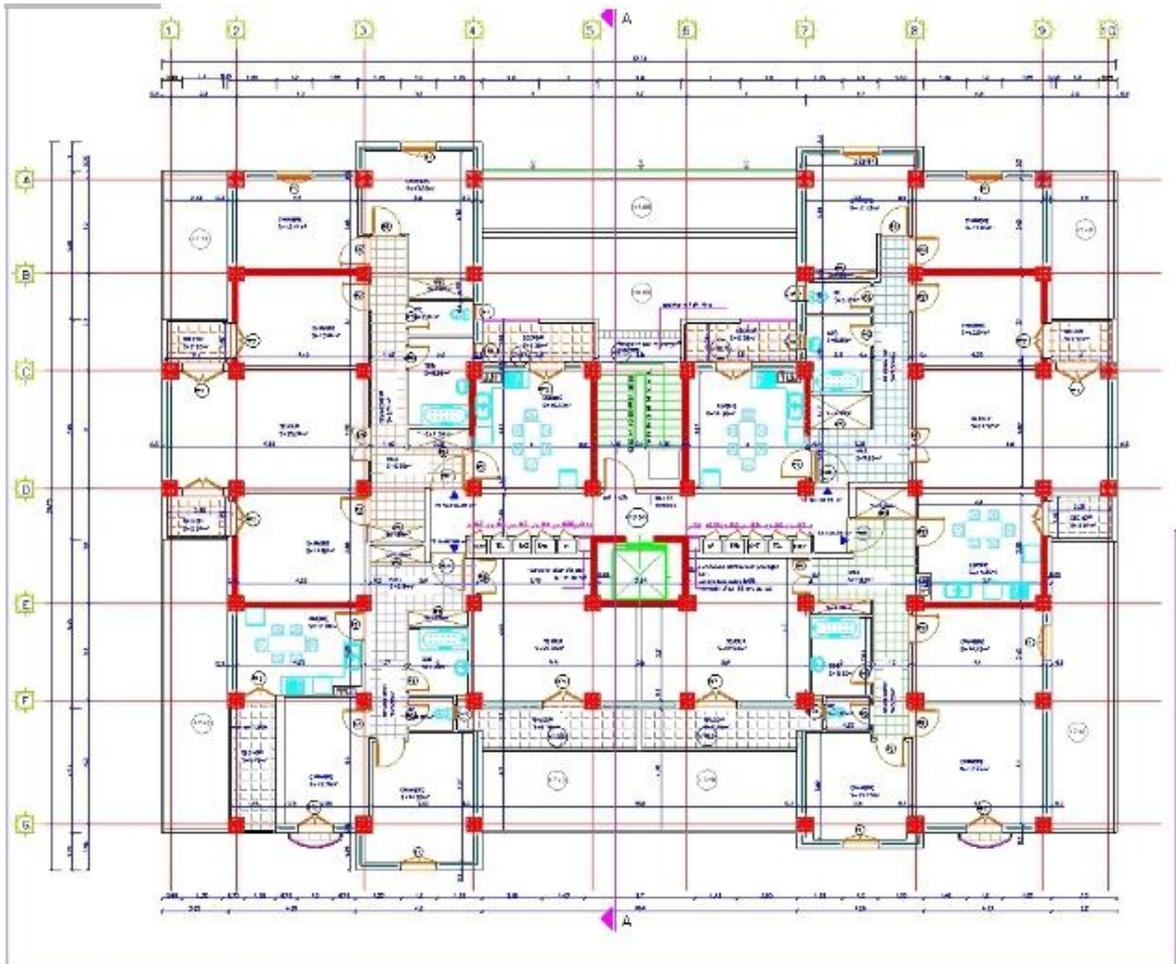


Figure I. 2: Vue en plan d'étage courant

- Contrainte admissible du sol-----  $\sigma_s = 2$  bars.
- Largeur en plan ----- 21.90 m.
- Longueur en plan ----- 31.60 m.
- Hauteur du RDC ----- 4.08 m.
- Hauteur étage service ----- 3,40 m.
- Hauteur étage courant ----- 3,06 m.
- Hauteur de salle machine ----- 3.06 m
- Hauteur totale ----- 41.14 m.
- Longueur du balcon ----- 1.80 m.
- Hauteur du sous-sol ----- 3.00 m.

**I.2. Conception de l'ouvrage****❖ Ossature**

Le contreventement de la structure est assuré par des portiques et renforcé par des voiles exigés par le RPA 99 / version 2003, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

**❖ Planchers**

Nous avons opté dans ce projet pour deux types de plancher :

- Planchers en corps creux.
- Planchers en dalle pleine.

**❖ Maçonnerie**

La maçonnerie de notre structure sera exécutée en briques creuses.

- ✓ Murs extérieurs : ils sont constitués en en double parois:
  - Parois externe en brique creuse de 15 cm d'épaisseur.
  - L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.
  - Parois interne en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.
- ✓ Murs intérieurs (cloisons de répartition) : ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur

**❖ Les escaliers**

On a neuf types d'escalier :

- L'escalier balancé : escalier sans palier intermédiaire dont les changements de direction sont assurés par des marches balancées.

**❖ Les ascenseurs**

Vu l'importance de cet ouvrage, la conception des ascenseurs est disponible pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

**❖ Revêtements**

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement en carrelage pour les planchers de bureau, les salles polyvalentes.
- Le plancher terrasse inaccessible sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

## ❖ Les fondations

Les fondations d'un ouvrage assurent la transmission et la répartition des charges (poids propre et surcharges d'utilisation) de cet ouvrage sur le sol. Le choix de fondation sera établi suivant le type du sol d'implantation et l'importance de l'ouvrage.

### I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux

L'établissement d'un projet repose sur deux éléments indispensables à savoir :

- Le béton : qui est caractérisé par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours  $f_{c28}$ .
- Les aciers : dont les caractéristiques doivent être conformes aux textes réglementaires.

#### I.3.1. Le béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange du ciment, granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage. Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

Le béton résiste beaucoup mieux à la compression qu'à la traction (résistance à la compression est de l'ordre de 20 à 60 MPa et la résistance à la traction est de l'ordre de 2 à 4 MPa).

#### I.3.2. Les constituants du béton

On appelle béton le matériau constitué par un mélange, dans des proportions convenables de ciment, de granulats (sable et pierrailles) et d'eau.

**a) Ciment :** Le ciment joue un rôle de liant entre les produits employés dans la construction.

La qualité du ciment et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile et la température de cuisson du mélange.

**b) L'eau :** L'eau doit être saine et dépourvue d'éléments corrosifs. Ainsi une attention particulière est à observer pour le dosage en eau qui doit respecter le rapport  $E / C \approx 0.45$ .

**c) Granulats :** Les granulats comprennent les sables et les graviers :

- **Sables :** Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ces grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

- **Graviers** : ils sont constitués par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm. Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

### I.3.3. Dosage du béton

Le dosage du béton est le poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton. Dans notre ouvrage, le béton est composé de granulats naturels dosés à 350 Kg/m<sup>3</sup>. Ce dosage est destiné à offrir les garanties de résistance escomptées et à présenter une protection efficace de l'armature.

### I.3.4. Caractéristiques

#### ❖ Résistance à la compression : (art 2.1.11) BAEL91

Un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite valeur caractéristique spécifiée, notée  $f_{c28}$ .

Soit dans notre projet :  $f_{c28} = 25\text{MPa}$

Lorsque les sollicitations s'exercent sur le béton dont l'âge ( $j$ ) jours est inférieur à 28, on se réfère à la résistance  $f_{cj}$ .

Pour  $j < 28$ ,  $f_{cj}$  du béton non traité thermiquement est :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{(4.76 + 0.83j)} \times f_{c28} & \text{si : } f_{c28} \leq 40\text{MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{(1.40 + 0.95j)} \times f_{c28} & \text{si : } 40\text{MPa} < f_{c28} \leq 60\text{MPa} \end{cases}$$

#### ❖ Résistance à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours, notée  $f_{t28}$  est conventionnellement définie par la relation :  $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28}$  (MPa)

Dans notre cas nous avons :  $f_{t28} = 2.11\text{MPa}$

### I.3.5. Module de déformation longitudinale du béton

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantané du béton âge de ( $j$ ) jours noté  $E_{ij}$  est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{BAEL 91 Art 2.1.21})$$

Dans notre cas :  $E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa}$

On admet que sous contraintes de longue durée d'application, le module de déformation différée est égal :  $E_{vj} = E_{ij} / 3 \Rightarrow E_{vj} = 10721.4 \text{ MPa}$

### I.3.6. Module de déformation transversale

La valeur du module de déformation transversale est donnée par :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad ; \quad \nu = \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_l}$$

#### ❖ Coefficient de poisson $\nu$

On appelle coefficient de poisson «  $\nu$  » le rapport de la déformation transversale relative à la déformation longitudinale relative.

$\nu = 0.20$  : dans le cas des états limite de services.

(Donné par l'article A2.1.3 du BAEL 91)

$\nu = 0$  : dans le cas des états limites ultimes.

#### ❖ Contraintes limites (article 4.3.4 du BAEL91) :

Le diagramme contraintes déformations du béton est le diagramme de calcul dit : (Parabole rectangle), il comporte un arc de parabole qui s'étend de l'origine des coordonnées ou  $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$  et  $\sigma_{bc} = f_{bu}$  suivi d'un segment de droite parallèle à l'axe des déformations et tangent à la parabole à son sommet.

### I.3.7. Les contraintes limites de calcul

#### ❖ Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U) [2]

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage (figure I.3).

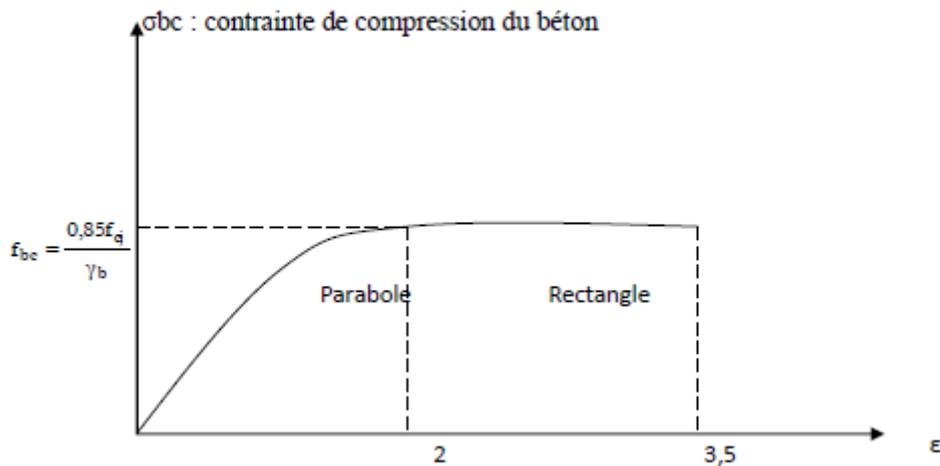


Figure I. 3: Diagramme contraintes-déformations du Béton à l'ELU

$$f_{bu} = \frac{\mu \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$$

Sachant que :  $\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{en situation durable ou transitoire S.D.T} \\ 1.15 & \text{en situation accidentelle S.A} \end{cases}$

- $\theta$  = est en fonction de la durée T d'application des combinaisons d'action :

$$\theta = \begin{cases} 1 & T > 24h \\ 0.9 & 1h < T < 24h \\ 0.85 & T < 1h \end{cases}$$

Pour notre cas :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ , on obtient :

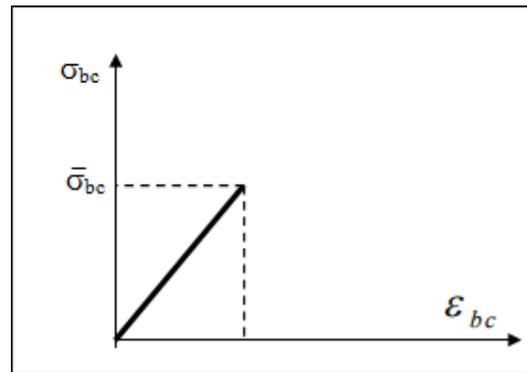
$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa en S.D.T}$$

$$f_{bu} = 18.48 \text{ MPa en S.A}$$

#### ❖ Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S) [2]

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue, On distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton.
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.



**Figure I. 4: Diagramme contraintes-déformations du Béton à l'ELS**

La contrainte limite du béton à l'ELS est donnée par la formule suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \quad (\text{I.12}) \quad \Rightarrow \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

❖ **Contrainte de cisaillement du béton à l'ELU [2]**

✓ Fissuration peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \quad (\text{I.13})$$

✓ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} \quad (\text{I.14})$$

#### I.4. L'acier de ferrailage

##### I.4.1. Définition

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

- Aciers doux ou mi-durs pour 0,15 à 0,25% de carbone.
- Acier durs pour 0,25 à 0,40% de carbone.

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égale à :  $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$  [2]

##### I.4.2. Caractéristiques mécaniques

**Tableau I. 1: Valeurs de la limite d'élasticité garantie fe**

Type	Nuance	F <sub>e</sub> (MPa)	Emploi
Ronds lisses	F <sub>e</sub> E22	215	Emploi courant.
	F <sub>e</sub> E24	235	Epingle de levage des pièces préfabriquées
Barres HA Type 1 et 2	F <sub>e</sub> E40	400	Emploi courant.
	F <sub>e</sub> E50	500	

Tableau I. 2: Valeurs de la limite d'élasticité garantie  $f_e$  (Suite)

Type	Nuance	$f_e$ (MPa)	Emploi
<b>Fils tréfiles HA Type 3</b>	$F_e$ TE40	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis
	$F_e$ TE50	500	
<b>Fils tréfiles lisses Type 4</b>	TL50 $\Phi > 6$ mm	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	TL50 $\Phi \leq 6$ mm	520	

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence,

Un acier de  $F_e$  E400 type  $f_e = 400$  Mpa.

❖ **Contrainte limite**

Les contraintes d'élasticité de traction sont donnés par l'article A.4.5.3 du BAEL 91 :

❖ **Etat limite ultime**

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte- déformation suivant :

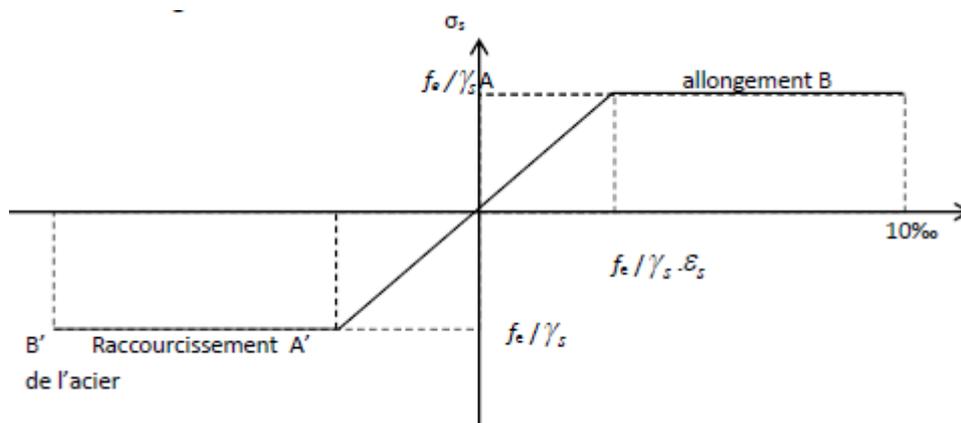


Figure I. 5: Diagramme contrainte-déformation de calcul de l'acier à l'ELU.

$$\epsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (I.15)$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (I.16)$$

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \quad \text{cas de situations accidentelles.} \\ \gamma_s = 1,15 \quad \text{cas de situation durable.} \end{array} \right.$$

❖ **Etat limite de service [2]**

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Fissuration peu préjudiciable : } \bar{\sigma}_{st} \leq f_e \text{ pas de limitation.} \\ \text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\sigma}_{st} = \min [(2/3) f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}] \\ \text{Fissuration très préjudiciable : } \bar{\sigma}_{st} = \min [0,5f_e ; 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}}] \end{array} \right\} \quad (\text{I.17})$$

Avec :

$\eta$  : coefficient de fissuration

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 : \text{pour des rondes lisse (RL)} \\ \eta = 1,6 : \text{pour les hautes adhérences avec } \Phi \geq 6 \text{ mm (HA)} \end{array} \right.$$

**I.5. Sollicitations de calcul**

Les sollicitations de calcul à l'ELU sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante : [2]

$$1,35 G + 1,5 Q \quad (\text{I.18})$$

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

$$G + Q \quad (\text{I.19})$$

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes : [1]

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \quad (\text{I.20}) \\ 0,8G \pm E \quad (\text{I.21}) \\ G + Q \pm 1,2 E \quad (\text{I.22}) \end{array} \right.$$

Avec :

G : charge permanente.

Q : surcharge d'exploitation.

E : effort sismique.

***CHAPITRE II : Pré-  
dimensionnement des  
éléments et la descente des  
charges.***

### **II.1. Introduction**

Le pré dimensionnement des éléments structuraux (poteaux, poutres) est basé sur le principe de la descente de charge qui est un point de départ de la base de la justification à la résistance.

Le pré dimensionnement de tous les éléments structuraux est conforme aux règles B.A.E.L 91, CBA93 et RPA 99/2003.

### **II.2. Pré dimensionnement des planchers**

Les planchers déterminent les niveaux ou les étages d'un bâtiment, elles s'appuient sur les éléments porteurs (voiles, murs, poteaux et poutres), qui leurs transmettent les charges permanentes et les surcharges d'exploitation. Elles servent aussi à la distribution des efforts horizontaux.

Leur épaisseur dépend, le plus souvent des conditions d'utilisations et par conséquent déterminée selon les conditions ci-dessous :

#### **II.2.1. Plancher en corps creux**

##### **❖ Condition de coupe-feu**

- $e = 07\text{cm}$  : pour une (01) heure de coup de feu.
- $e = 11\text{cm}$  : pour deux (02) heures de coup de feu.
- $e = 17,5\text{ cm}$  : pour quatre (04) heures de coup de feu.

#### **II.2.2. Condition acoustique**

Selon les règles techniques « CBA93 » en vigueur en l'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique. [3]

Soit:  $e = 15\text{cm}$

#### **II.2.3. Résistance à la flexion**

La résistance à la flexion est donnée par la formule suivante :

$$e > \frac{\text{Min}(L_{x.\text{max}}, L_{y.\text{max}})}{22,5}$$

On a :  $L_{x.\text{max}} = 4.30\text{ m}$

$L_{y.\text{max}} = 4.20\text{m}$

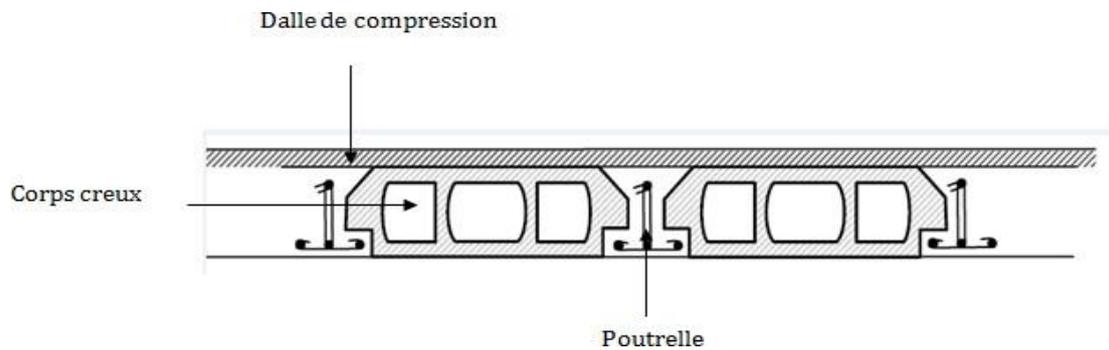
Donc :  $e > \frac{4.20}{22,5} = 18.66\text{ cm}$  Soit :  $e = 20\text{cm}$

$$e = \max \{11, 15, 20\} (\text{cm})$$

Avec : ht = (16+4) : d = 16cm (hauteur du corps creux)

$e = 4\text{ cm}$  (hauteur de la dalle de compression).

- ❖ 16cm pour le corps creux
- ❖ 4cm pour la dalle de compression



**Figure II. 1: Dalle à corps creux.**

### II.3. Dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles travaillent comme une section en T, elles sont disposées suivant le sens perpendiculaire aux poutres principales, selon les règles BAEL91 les poutrelles sont dimensionnée comme suite : [2]

On prend  $L_n = 65 \text{ cm}$  la distance entre axes des poutrelles.

$$\text{Et : } b_1 = \text{Min} \left( \frac{L_n}{2} ; \frac{L_{y.\text{max}}}{10} ; [6h_0, 8h_0] \right)$$

$h_0$  : la hauteur de la table de compression qui égale à 4 cm.

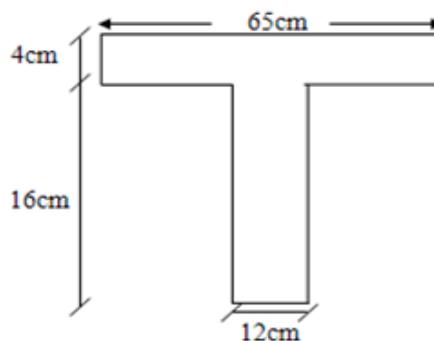
$L_{y.\text{max}}$  : la portée maximale de la poutrelle = 4.20 m.

$$\text{D'où } b_1 = \text{Min} (32,5 ; 42 ; [24,32])$$

$$\text{Donc } 24 < b_1 < 32$$

$$\text{On prend } b_1 = 26,5 \text{ cm.}$$

$$\text{Donc : } b_0 = L_n - 2b_1 = 12 \text{ cm.}$$



**Figure II. 2: Dimension de plancher corps creux.**

#### II.3.1. Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments en béton armé, de sections rectangulaires, leur rôle est de transmettre les charges verticales ramenées par les planchers aux poteaux.

Les poutres seront pré-dimensionnés selon les formules empiriques données par le **BAEL 91révisée 99** et vérifiées par la suite selon le **RPA 99 / version 2003**. [1]

$$\begin{array}{l}
 \text{Selon BAEL91/99 :} \\
 \left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \\ 0,3 h < b < 0,8 h \end{array} \right. \\
 \\
 \text{Selon RPA 99 /2003 :} \\
 \left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.
 \end{array}
 \quad
 \text{Avec :}
 \quad
 \left\{ \begin{array}{l} L : \text{travée de la poutre.} \\ h : \text{Hauteur de la poutre.} \\ b : \text{Largeur de la poutre.} \end{array} \right.$$

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux. On a deux types de poutres :

**II.3.2. Les poutres principales (sens porteur)**

On a :  $L_{max} = 430\text{ m}$

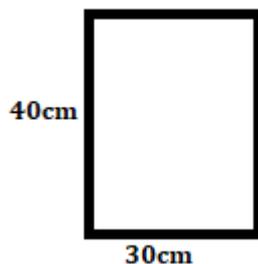
Donc  $\frac{430}{15} < h < \frac{430}{10} \Rightarrow 28.66\text{ cm} < h < 43\text{ cm}$  On prend :  $h = 40\text{ cm}$

Et  $0,3 \times 40 < b < 0,8 \times 40 \Rightarrow 12\text{ cm} < b < 32\text{ cm}$  On prend :  $b = 30\text{ cm}$

Vérification des conditions de résistance exigée par l'RPA99/2003 : [1]

- ✓  $b = 30\text{ cm} > 20\text{ cm}$
- ✓  $h = 40\text{ cm} > 30\text{ cm}$
- ✓  $\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1,33 < 4$  Les conditions du **RPA99/2003** sont vérifiées.

Donc on opte des poutres principales de section : **(30x40) cm**



**Figure II. 3: poutre principale.**

**II.3.3. Les poutres secondaires (sens non porteur)**

On a :  $I_{max} = 4.2 m$

Donc  $\frac{420}{15} < h < \frac{420}{10} \Rightarrow 28 cm < h < 42 cm$  On prend :  $h = 35 cm$

Et  $0,3 \times 35 < b < 0,8 \times 35 \Rightarrow 10.5 cm < b < 28 cm$  On prend :  $b = 30 cm$

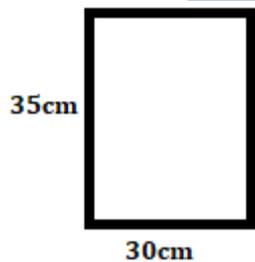
Vérification des conditions de résistance exigée par l’RPA99/2003 : [1]

✓  $b = 30 cm > 20 cm$

✓  $h = 35 cm > 30 cm$

✓  $\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1,17 < 4$  Les conditions du **RPA99/2003** sont vérifiées.

Donc on opte des poutres principales de section : (30x35) cm



**Figure II. 4: poutres secondaire.**

**II.4. Pré dimensionnement des voiles**

Le Pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par **RPA99/V2003**. (Article 7.7.1). Les voiles servent d’une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux et d’autre part à reprendre les efforts verticaux qu’ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effet de séisme ou du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte ; ceux de la rotation ne sont pas connus dans le cadre de ce pré dimensionnement.

D’après le **RPA99/V2003** (article 7.7.1) « les éléments satisfaisants la condition ( $L \geq 4e$ ) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. ».

Avec : **L** : porté du voile.  
**e** : épaisseur du voile.

D’après le **RPA99/V2003** (article 7.7.1) « l’épaisseur minimale égale a 15 cm ».De plus l’épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d’étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique les figures ci-après :

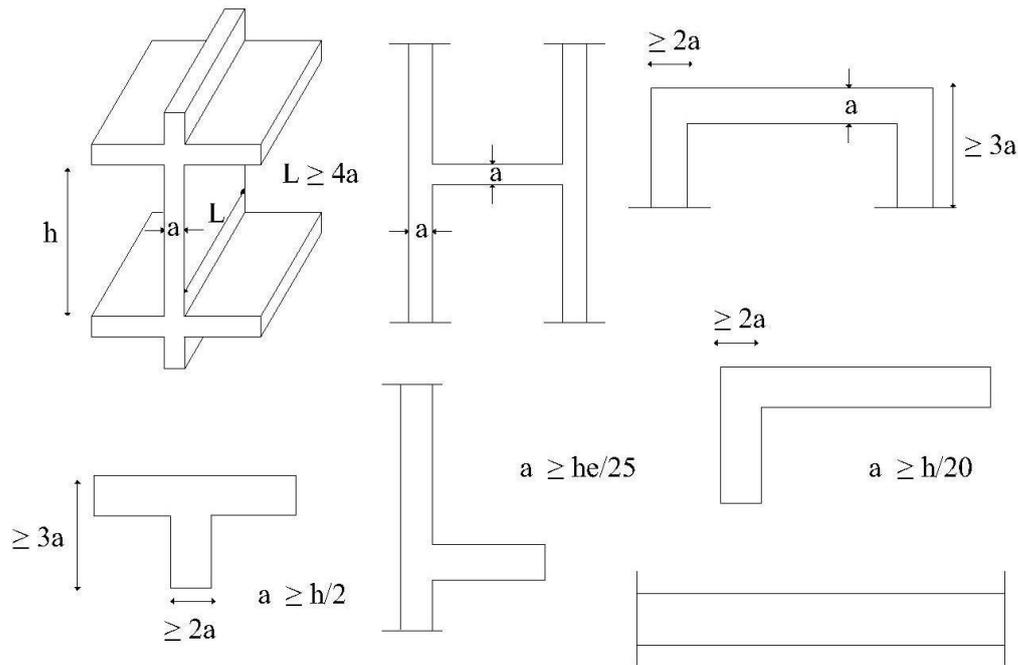


Figure II. 5: Dimensionnement des voiles.

$$e \geq \max\left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}\right)$$

Pour le RDC on a la hauteur libre d'étage  $h_e = 4.08 - 0.4 = 3.68$  m

$$e \geq \max\left(\frac{368}{25}, \frac{368}{22}\right) \geq \max(14.72, 16.73)$$

On prend  $e = 20$  cm

Les portés des voiles utilisés ( $L$ ) doit être supérieure ou égale à 80 cm.

	<i>So-sou</i>	<i>RDC</i>	<i>Etage service</i>	<i>Etage courent</i>
<i>he</i>	<b>3.00</b>	<b>4.08</b>	<b>3.40</b>	<b>3.06</b>
<i>a(cm)</i>	<b>13</b>	<b>18.4</b>	<b>15</b>	<b>13.30</b>

Donc on prend une épaisseur constante pour tous les voiles: **a = 20cm**

### II.5. Evaluation des charges permanentes et des surcharges d'exploitations

L'évaluation des charges est surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure.

Les différents charges et surcharges existantes sont :

- Les charges permanentes (G).
- Les surcharges d'exploitation (Q).

**II.5.1. Plancher :**

❖ **Plancher terrasse inaccessible**

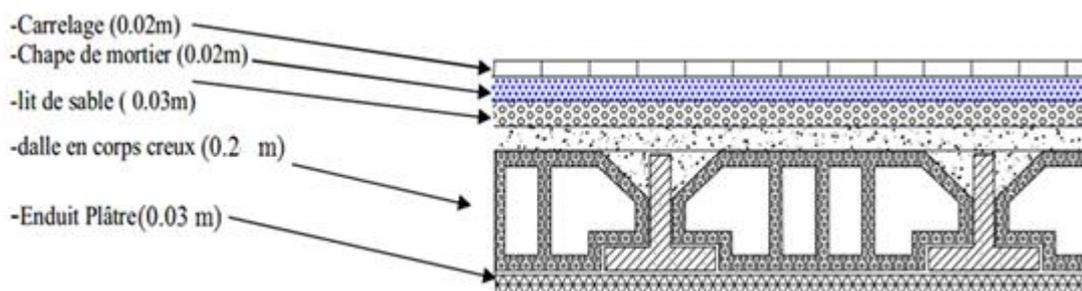
**Tableau II. 1: charges à la terrasse due aux plancher à corps creux.**

Désignation	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	e (m)	G (kg/m <sup>2</sup> )
Protection gravillon	1700	0.05	85
Étanchéité multicouche	600	0.02	12
Forme de pente	2200	0.1	220
Isolation thermique en liège	400	0.5	20
Corps creux	-	-	375
Enduit en plâtre	100	0.2	20
<b>G kg/m<sup>2</sup></b>			<b>732</b>
<b>Q kg/m<sup>2</sup></b>			<b>100</b>

❖ **Plancher étage courant**

**Tableau II. 2: charges à étage courant due aux plancher à corps creux.**

Désignation	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	e (m)	G (kg/m <sup>2</sup> )
Cloison intérieure	10	0.1	1
Carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.03	0.36
Plancher en corps creux	-	(16+4)	3.46
Enduit en plâtre	10	0.02	0.20
<b>G kg/m<sup>2</sup></b>			<b>586</b>
<b>Q kg/m<sup>2</sup></b>			<b>150</b>



**Figure II. 1 : Détail de plancher corps creux étage courant**

**II.5.2. Charge de Dalle plein**

**Tableau II. 3: charge de dalle plein.**

Désignation	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	e (m)	G (kg/m <sup>2</sup> )
Cloison	/	/	100
Carrelage	2200	0.02	44
Mortier de pose	2000	0.02	40
Couche de sable fin	1800	0.02	36
Plancher dalle plein	2500	0.16	400
Enduit de plâtre	1000	0.02	20
<b>G Kg/m<sup>2</sup></b>			636
<b>Q Kg/m<sup>2</sup></b>			150

**II.5.3. Charge de balcon**

**Tableau II. 4: charge de balcon.**

Désignation	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	e (m)	G (kg/m <sup>2</sup> )
Carrelage	2200	0.02	44
Mortier	2000	0.02	40
Lit de sable	1800	0.02	36
Enduit en ciment	2000	0.02	40
Dalle pleine	2500	0.15	375
<b>G (kg/m<sup>2</sup>)</b>			535
<b>Q (kg/m<sup>2</sup>)</b>			350

**II.5.4. Charge de murs extérieurs**

**Tableau II. 5: charge permanente du mur extérieur.**

Désignation	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	e (m)	G (kg/m <sup>2</sup> )
Enduit extérieur	1200	0.03	36
Brique creuse	900	0.15	135
Brique creuse	900	0.1	90
Enduit intérieur	1200	0.02	24
<b>G (kg/m<sup>2</sup>)</b>			285

**II.5.5. Charge de murs intérieurs**

**Tableau II. 6: Charge permanente du mur intérieur.**

Désignation	$\rho(\text{kg/m}^3)$	e (m)	G (kg/m <sup>2</sup> )
Enduit extérieur	1200	0.03	36
Brique creuse	900	0.1	90
Enduit intérieur	1200	0.03	36
<b>G (kg/m<sup>2</sup>)</b>	167		

**II.5.6. Charge d'Escalier**

❖ **Palier**

**Tableau II. 7: Charge du palier.**

Désignation	(kg/m <sup>3</sup> )	e(m)	G(Kg/m <sup>2</sup> )
Carrelage	2200	0.03	66
Mortier de pose	2200	0.03	66
Poids propre de palier	2500	0.15	371
Enduit en plâtre	1200	0.02	24
<b>G (Kg/m<sup>2</sup>)</b>	527		
<b>Q (Kg/m<sup>2</sup>)</b>	250		

❖ **Volée (paillasse)**

**Tableau II. 8: Charge de la volée.**

Désignation	$\rho (\text{Kg/m}^3)$	e(m)	G(Kg/m <sup>2</sup> )
Carrelage	2200	0.02	44
Mortier horizontal	2000	0.02	40
Carrelage contre Marche	$2000*(0.17/0.3)$	0.02	22.66
Mortier vertical	$2000*(0.17/0.3)$	0.02	22.67
Paillasse en B.A	2500	0.15	375
Enduit en plâtre	1000	0.02	20
Contre marche	$2500*(0.17/2)$	0.02	212.5
<b>G (Kg/m<sup>2</sup>)</b>	914		
<b>Q (Kg/m<sup>2</sup>)</b>	250		

**II.5.7 Charge de L’acrotère**

Eléments constituants	Masse volumique (KN/m³)	Surface (m²)	Masses linéaires (KN/ m)
Béton armée	25	0.075	1.875
Total	/	/	1.875

**II.6. Pré dimensionnement des Poteaux**

Le calcul de la section du béton se fera au flambement sous l’action de la compression centrée. Les règles du **CBA93** préconisent de prendre la section réduite (en enlevant une bande de largeur de «1cm» sur toute la périphérie de la section droite) afin de tenir compte de la ségrégation du béton.

**II.6.1. Principe**

Le calcul de la section du béton sera fait en compression simple, uniquement basé sur la descente des charges.

**II.6.2. Les étapes de calcul**

- On considère le poteau le plus sollicité.
- On calcule la surface repris par le poteau.
- On détermine les charges et les surcharges qui reviennent au poteau.

On mènera le calcul à L’ELU (**BAEL 91**) et la vérification d’après (**RPA99/V2003**).

**II.6.3. La formule générale**

On a :

$$N_u \leq \alpha \left[ \beta_r \frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A f_e}{\gamma_s} \right]$$

On prend A la section minimale d’acier imposé par l’ARP qui égale à 0,8%  $B_r$  en zone IIa.

**Donc :**

$$B_r \geq \frac{k N_u}{\frac{\alpha f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{0,8\alpha f_e}{100\gamma_s}}$$

Tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} k = 1,10 \text{ si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours.} \\ k = 1,2 \text{ et} \\ f_{c28} \text{ est remplacer par } f_{tj} \\ k = 1 \text{ pour les autres cas} \end{array} \right\} \text{ Si plus de la majeure partie des charges sont appliquée avant 28 jours.}$$

$B_r$ : Section réduite du poteau (en  $cm^2$ ).

$f_{c28}$ : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours.

Pour notre cas on a  $f_{c28} = 25$  MPa.

$\gamma_b$ : Coefficient de sécurité dans le béton,  $\gamma_b = 1,5$

$f_e$ : Limite d'élasticité de l'acier,  $f_e = 400$  MPa

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité dans l'acier,  $\gamma_s = 1,15$

$\beta$  : Coefficient dépendant de l'élanement mécanique «  $\lambda$  » des poteaux qui définit comme suite :

$$\text{Si } \lambda \leq 50 : \beta = 1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2$$

$$\text{Si } 50 < \lambda < 70 : \beta = 0,6 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2$$

$$\text{Et : } \lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a} \quad \text{avec « a » : est le plus petit coté}$$

Comme le calcul se fait en compression centrée, on fixe l'élanement mécanique forfaitairement à  $\lambda = 35$ , (pour avoir une stabilité vis à vis le flambement).

$$\text{D'où : } \beta = 1 + 0,2 \left( \frac{35}{35} \right)^2 = 1,2$$

$$\text{Donc : } \alpha = \frac{0,85}{\beta} = 0,71$$

$$\text{D'où : } B_r \geq \frac{1 \times N_u \times 10}{\frac{0,71 \times 25}{0,9 \times 1,5} + \frac{0,8 \times 0,71 \times 400}{100 \times 1,15}} = 0,65 N_u \text{ cm}^2 \text{ (avec } N_u \text{ en kN)}$$

On adopte des poteaux carrée donc nous avons :

$$a = b = 2 + \sqrt{B_r}$$

#### II.6.4. Loi de dégression d'après le DTRBC2.2 5

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique, pour leur détermination, la loi de dégression. Cette loi consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% par étage jusqu'à 0.5Q sauf le dernier et l'avant-dernier niveau.

Sous toiture.....  $Q_0$

Sous dernier étage.....  $Q_0 + Q_1$

Sous étage immédiatement -Etage (2)  $Q_0 + 0.9Q_1 + 0.8Q_1$

-Etage (3)  $Q_0 + 0.9Q_1 + 0.8Q_1 + 0.7Q_1$

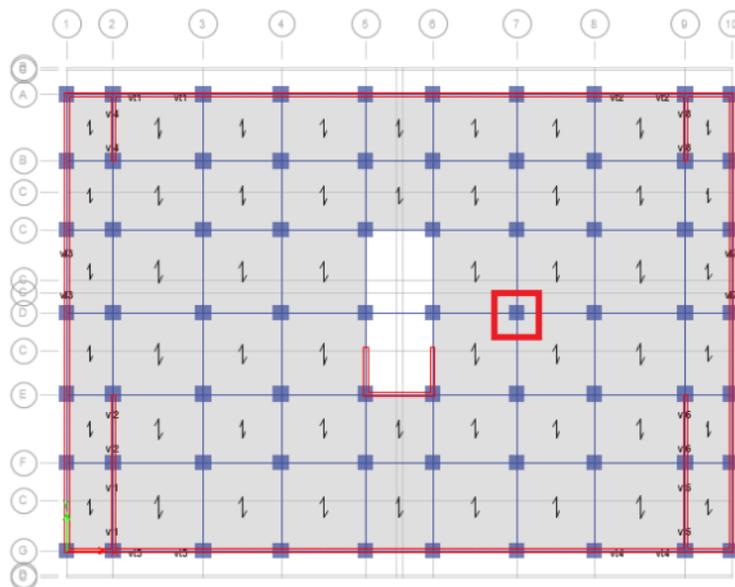
-Etage (4)  $Q_0 + 0.9Q_1 + 0.8Q_1 + 0.7Q_1 + 0.6Q_1$

-Etage (5)  $Q_0 + 0.9Q_1 + 0.8Q_1 + 0.7Q_1 + 0.6Q_1 + 0.5Q_1$

.....  
 - Etage (n). $Q_0+0.9Q_1+0.8Q_1+0.7Q_1+0.6Q_1+0.5Q_1+\dots+0.5Q_1$

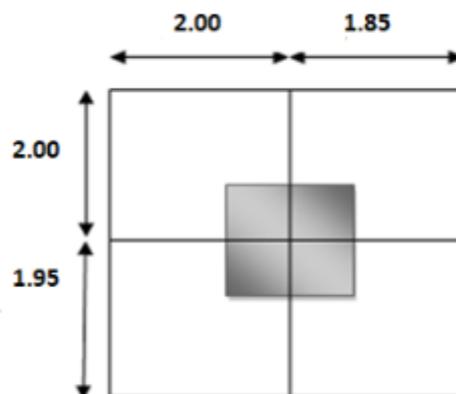
**II.7. Calcul des surfaces d’influence pour chaque poteau**

- Pour tenir compte du problème de continuité on doit majorée la surface de 15% pour les poteaux centrale et de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas d’une poutre comportant au moins 3travées (dans le cas des poteaux de rives on n’a pas besoin de majorée la surface).
- Pour tenir compte du poids des poteaux et des poutres en doit majorer la charge surfacique au niveau des planchers terrasses et étage courant de 10 %. [2]



**Figure II. 6: repérage du poteau le plus sollicité.**

**II.7.1. Le poteau le plus sollicité**



**Figure II. 7: poteau plus sollicité.**

**II.7.2. La surface supportée par le poteau le plus défavorable**

**S** : la section que doit supporter le poteau le plus sollicité.

$$S = 3.95 * 3.85 = 15.207 \text{ m}^2$$

**N<sub>U</sub>** : la charge verticale a l'ELU

On suppose que la charge moyenne répartie de  $P_U = 1 \text{ t/m}^2$

Avec :

$$N_U = P_U * S * n$$

**P<sub>U</sub>** : charge de plancher

$$P_U = 1 \text{ t/m}^2$$

**n** : nombre d'étage

$$N_U = 1 * 15.207 * 13 = 197.69 \text{ t}$$

$$N_U = 1.97 \text{ MN}$$

**II.7.3. Charge Permanente**

$$N_G = G * S$$

**G**: charge Permanente

**S**: surface offerte.

**II.7.3.1. Charge d'exploitation**

$$N_Q = Q * S$$

**Q** : Charge d'exploitation (avec dégression des charges)

**S** : surface offerte.

**II.7.3.2. Calcul de la charge limite ultime **N<sub>ul</sub>****

$$N_{ul} = 1.35 N_G + 1.5 N_Q$$

$$N_{ul} = 1.35 N_G + 1.5 N_Q$$

L'article 7.4.1 du **RPA99/V2003** exige que les dimensions de la section transversale du poteau satisfassent les conditions suivantes :

Pour la zone **IIa** on a :

- $\text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$
- $\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$
- $1/4 < b/h < 4$

Toutes ces conditions sont vérifiées mais pour des raisons de facilité la réalisation on choisit une section uniforme soit celle du poteau le plus sollicité.

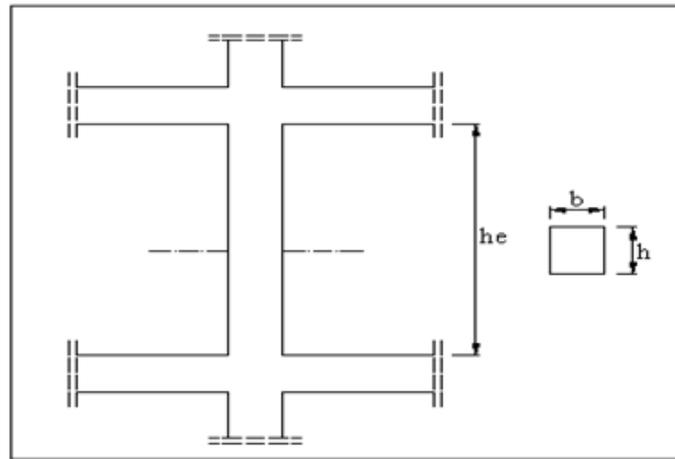


Figure II. 8: Coffrage des poteaux.

Et d'autre part, **ART 7.4.3.1 du RPA 99** outre les vérifications prescrit par le **CBA93** et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble due au séisme, l'effort normale de compression de calcul est limité par la condition suivante :

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

$B_c$  : l'air brut de la section de béton.

Les résultats des efforts revenants aux poteaux et les sections de ce dernier et la vérification du **RPA** sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau II. 9: Récapitulation du pré dimensionnement.

NIVEAU	G	Gcum	Q	Qcum	NU	1,1*NU	Br	A	B(a*a)	V	V<=0,3
sous sol	128,8	1583,4	49,7	279,7	2557,2	2812,9	1828,4	65	4225	0,27	C V
RDC	140,2	1454,550	25,280	229,969	2308,596	2539,456	1650,646	65	422500	0,24	C V
Etag srv	128,4	1314,266	15,405	204,689	2081,293	2289,422	1488,124	60	360000	0,25	C V
1eme	125	1185,852	15,879	189,284	1884,826	2073,309	1347,651	60	360000	0,23	C V
2eme	121,5	1060,498	16,353	173,405	1691,780	1860,958	1209,623	55	302500	0,25	C V
3eme	121,5	938,968	16,827	157,052	1503,185	1653,503	1074,777	55	302500	0,22	C V
4eme	118	817,438	17,775	140,225	1313,879	1445,267	939,423	50	250000	0,23	C V
5eme	118,0	699,399	18,960	122,450	1127,864	1240,650	806,423	50	250000	0,20	C V
6eme	118	581,360	20,145	103,490	940,071	1034,078	672,15	50	2500	0,17	C V
7eme	114,8	463,321	21,330	83,345	750,501	825,551	536,608	45	2025	0,16	C V
8eme	114	348,44	22,5	62,01	563,41	619,76	402,84	45	2025	0,12	C V
9eme	112	233,56	23,7	39,50	374,55	412,01	267,80	40	1600	0,10	C V
10eme	121	121,50	15,8	15,80	187,73	206,50	134,23	40	1600	0,05	C V

**II.8. Vérification de la section de poteau vis-à-vis des conditions exigées par l'ARP99**

L'article (7.4.1) de **RPA 99** exige que les dimensions de la section transversale des poteaux pour la zone IIa doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(a, b) = 40 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm.} \\ \text{Min}(a, b) = 40 \text{ cm} \geq \frac{h_e}{20} = \frac{256}{20} = 12,8 \text{ cm} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 1 < 4 \end{array} \right.$$

Les conditions du RPA99/2003 sont vérifiées.

**II.8.1. Vérification du poteau au flambement**

Les poteaux les plus défavorable ce sont les poteaux de façade (de rive) du niveau RDC parce qu'ils sont les plus élancée (voir plan d'architecture).

❖ **Calcul de moment d'inertie**

$$I = \frac{b \times a^3}{12} = \frac{60 \times 60^3}{12} = 1080 \times 10^3 \text{ cm}^4$$

❖ **Rayon de giration**

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{1080 \times 10^3}{60 \times 60}} = 17.32 \text{ cm.}$$

❖ **Elancement mécanique**

$$\text{On a : } l_f = k \times h_0$$

Avec :

- $l_f$  : longueur de flambement.
- $h_0 = 7,48$  m (la longueur libre d'un poteau entre les faces supérieures de deux planchers successives).
- $k = 0,7$  : Pour le poteau central d'un bâtiment à étage multiple encre directement dans les fondations ou assemblé a des poutres de plancher.

$$\lambda = \frac{0,7 \times 748}{20,21} = 25,91 < 70 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

***CHAPITRE III : Pré-  
dimensionnement des  
éléments secondaires.***

### III. Etude des planchers

#### III.1. Introduction

Les planchers ont un rôle très important dans la structure Ils supportent les charges verticales, les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique, on distingue :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine

Dans notre projet on a des planchers à corps creux, ce type de plancher est constitué d'éléments porteurs (poutrelle) et éléments de remplissage (corps creux) de dimensions  $(16 \times 20 \times 65) \text{ cm}^3$ , le tout surmonté d'une dalle de compression de 4cm d'épaisseur. Et des dalles pleine d'épaisseur  $e = 15\text{cm}$ .

#### III.2. Etude de plancher corps creux

##### III.2.1. Dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études s'effectuent selon l'une des méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes à savoir avant et après le coulage de la table de compression.

##### ❖ Première étape avant le coulage de la table de compression

On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités. Elle supporte :

- Son poids propre.
- Poids du corps creux.
- Surcharge due à l'ouvrier :  $Q = 1\text{kN/m}^2$

##### ❖ Evaluation des charges et surcharges

##### ❖ Charges permanentes

Poids propre de la poutrelle :  $0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ kN/ml}$

Poids du corps creux :  $0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ kN/ml}$

La charge permanente :  **$G = 0,74 \text{ kN/ml}$**

## ❖ Charges d'exploitation

$$Q = 1 \text{ kN/m}^2 \times 0,65 \text{ m}$$

La surcharge d'exploitation :  $Q = 0,65 \text{ kN/ml}$

## ❖ Combinaison de charges

$$\text{ELU} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,97 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{ELS} : q_{ser} = G + Q = 1,39 \text{ kN/ml.}$$

## a) Calcul des moments

$$M_u = q_u \times \frac{l^2}{8}$$

$$M_{ser} = q_{ser} \times \frac{l^2}{8}$$

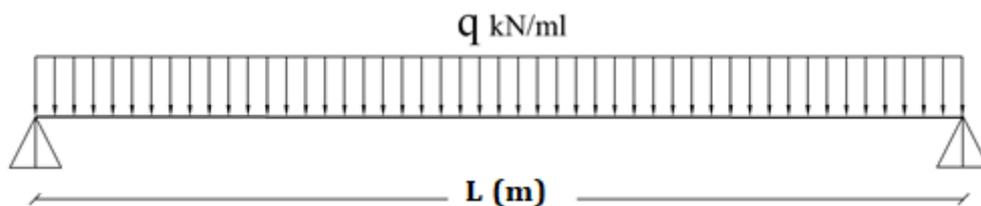


Figure III. 1: Schéma isostatique de la poutrelle.

## ❖ Calcul des armatures à l'ELU

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'ELU.  $M_u$  avec une section  $A \neq 0$  et  $A' \neq 0$  (la section est doublement armée)

Les étaielements sous les poutrelles seront disposés de telle façon à annuler les armatures comprimées telle que :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$L^2 \geq \quad (\text{la distance entre un étai et un autre})$$

Comme la section du béton est trop faible, il est donc nécessaire de prévoir des étais pour que la poutrelle supporte les charges avant durcissement de la table de compression.

Les étaielements seront disposés de telle façon à annuler les armatures comprimées telle que :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \leq \mu_{lu}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{0,12 \times 0,036^2 \times 14,17 \times 10^3} \leq 0,392 \Rightarrow M_u = q_u \times \frac{l^2}{8} \leq 0,864 \Rightarrow l \leq 1,87 \text{ m}$$

Donc on doit prévoir un étaieement verticale chaque 1,87 m au maximum.

❖ **Deuxième étape après le coulage de la table de compression**

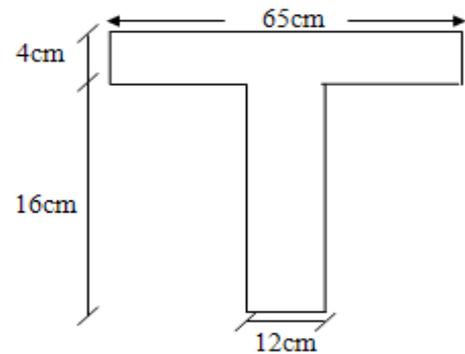
Après le coulage de la dalle de compression la poutrelle étant solidaire avec la dalle, elle sera calculée comme une poutre en T, elle sera donc sur des appuis continus et elle travaille hyper statiquement.

❖ **Dimension de la poutrelle**

$h = 20$  cm, hauteur de la poutrelle.

$h_0 = 4$  cm, hauteur de la dalle de compression.

$b_0 = 12$  cm, largeur de la nervure.



**Figure III. 2: Section transversale de la poutrelle.**

**III.2.2. Plancher de RDC (commercial)**

**Tableau III. 1: charge de plancher sou sol.**

N°	Composants de plancher corps creux	e (m)	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	G (kg/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0,02	2200	44
2	Mortier de pose	0,02	2000	40
3	Lit de sable	0.02	1800	36
4	Plancher à corps creux (16+4)	/	/	280
5	Enduit en plâtre	0,02	1300	26
6	Cloisons légères	/	/	75
<b>Charge total</b>				<b>G = 5,86 kn/m<sup>2</sup></b>
				<b>Q=5 kn/m<sup>2</sup></b>

**Tableau III. 2 : Tableau récapitulatif des charges appliqué sur la poutrelle**

Plancher	G (kN/m)	Q (kN/m)	$q_u$ (kN/m)	$q_s$ (kN/m)
<b>RDC</b>	$5.86 \times 0,65 = 3.80$	$0,65 \times 5 = 3,25$	10,01	7.06

**Nb :** Les calculs sont fait pour les poutrelles de plancher RDC ayant la plus grande sollicitation, et on les généralise pour les autres planchers.

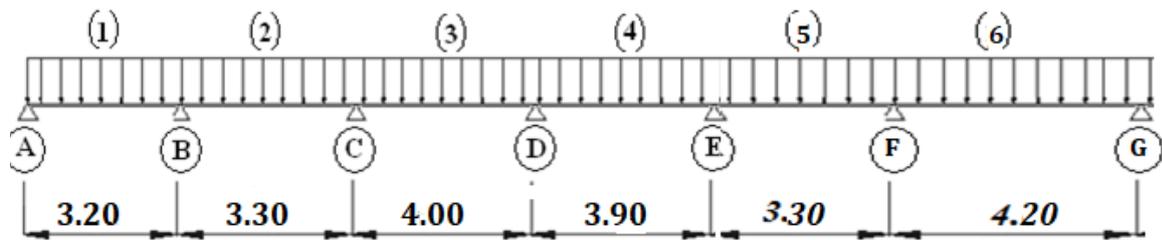


Figure III. 3: Schéma statique de l'ensemble des poutrelles.

### III.2.3. Méthode de calcul

Les deux méthodes utilisées pour le calcul des sollicitations dans les poutrelles sont :

- La méthode forfaitaire.
- La méthode de Caquot.
- ❖ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire**
- ❖ **Condition 1**

La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou  $5 \text{ KN/m}^2$

$$Q \leq \{2G \text{ ou } 5 \text{ KN/m}^2\}$$

$$2G = 2 \times 5,86 = 11,72 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 \leq \{11,72, 5\} \Rightarrow (\text{Condition est vérifiée})$$

#### ❖ Condition 2

Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes pour les différentes travées.

$\Rightarrow$  (Condition est vérifiée)

#### ❖ Condition 3

La fissuration est non préjudiciable  $\Rightarrow$  (Condition vérifiée)

#### ❖ Condition 4

Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

$$0,8 \leq \frac{L_1}{L_2} = \frac{3,30}{4,30} = 0,78 \leq 0,8$$

$\Rightarrow$  (Condition non vérifiée)

#### ❖ Conclusion

La dernière condition n'est pas vérifiée, donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

❖ **Méthode de Caquot**

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée, elle est basée sur la méthode des poutres continues.

❖ **Exposé de la méthode**

Soit l'appui numéro «  $i$  » d'une poutre continue ; entouré par les deux travées ouest ( $w$ ) et est ( $e$ ) de longueurs respectives  $L_w$  et  $L_e$ . Les travées peuvent supporter respectivement :

- Une charge uniformément répartie d'intensité  $q_w$  et  $q_e$ .
- Des charges concentrées  $P_w$ ,  $P_e$  appliquées à des distances  $a_w$  et  $a_e$  de l'appui (ces distances sont calculées à partir de l'appui soit vers la gauche dans la travée  $w$  soit vers la droite de la travée  $e$ ).
- La longueur réduite de chaque travée  $L'$  :

$$L' = L \Rightarrow \text{pour une travée de rive.}$$

$$L' = 0,8 L \Rightarrow \text{pour une travée intermédiaire.}$$

❖ **Les moments en appuis**

$$M_a = - \frac{q_w \cdot L_w'^3 + q_e \cdot L_e'^3}{8,5(L_w' + L_e')}$$

$M_a$  = moment aux appuis du aux charges réparties sur les deux travées.

❖ **Les moments en travées**

$$M_t = M_w - V_w \cdot X_0 - \frac{q X_0^2}{2} \text{ avec : } X_0 = - \frac{V_w}{q}$$

$M_t$  = le moment maximal en travée.

❖ **Les efforts tranchant**

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - q \frac{L}{2}$$

$$V_e = V_w + qL$$

$V_w$  : l'effort tranchant sur l'appui gauche.

$V_e$  : l'effort tranchant sur l'appui droit.

## ❖ Calcul des moments et des efforts tranchant

Le calcul des moments et des efforts tranchants sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau III. 3 : Les données de calcul des poutrelles

Travée	1	2	3	4	5	6
$q_u$ (kN/m)	10.01	10.01	10.01	10.01	10.01	10.01
$q_{ser}$ (kN/m)	7.06	7.06	7.06	7.06	7.06	7.06
L (m)	3.20	3.30	4.00	3.90	3,30	4.20
L'(m)	3.20	2,64	3.20	3.12	2.64	4.20

Tableau III. 4 : Tableau récapitulatif des moments aux appuis à l'ELU et à l'ELS

	Moment (kN.m)	M <sub>A</sub>	M <sub>B</sub>	M <sub>C</sub>	M <sub>D</sub>	M <sub>E</sub>	M <sub>F</sub>	M <sub>G</sub>
Plancher RDC	ELU	0	-10.31	-10.31	-11.76	-9.97	-15.92	0
	ELS	0	-7.27	-7.27	-8.29	-7.03	-9.02	0

Tableau III. 5 : Tableau récapitulatif des efforts tranchants

Travée	1		2		3		4		5		6	
V(kN)	V <sub>w</sub>	V <sub>e</sub>										
ELU	-12.79	19.24	-13.21	13.22	-15.56	16.47	-16.1	15.05	-10.95	15.74	-24.81	17.23
ELS	-9.02	13.57	-9.31	9.32	-10.97	11.62	-11.4	10.61	-7.72	10.91	-17.50	12.15

Tableau III. 6 : Tableau récapitulatif des moments en travée à l'ELU et à l'ELS

	Moment (kN.m)	1	2	3	4	5	6
Plancher RDC	ELU	8.17	2.73	8.13	7.64	0.12	14.96
	ELS	5.76	1.93	5.73	5.24	0.08	10.44

## ❖ Calcul du ferrailage en travée

Le calcul des armatures s'effectue comme une section en T<sub>e</sub> en flexion simple, en considérant le moment en travée le plus défavorable :

$$M_{u, travée} = M_{t,1} = 14.96 \text{ kN.m}$$

Avec :

$$h = 20 \text{ cm} ; \quad b = 65 \text{ cm} ; \quad d = 0,9h = 18 \text{ cm} ; \quad b_0 = 12 \text{ cm}$$

❖ Position de l'axe neutre

Calcul de moment équilibré par la table de compression :

$$\text{On a : } M_{table} = bh_0f_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_{table} = 14,17 \times 0,65 \times 0,04 \left(0,18 - \frac{0,04}{2}\right) \times 10^3 = 58,95 \text{ kN.m}$$

$$M_{table} = 58,95 \text{ kN.m} > M_u = 14,96 \text{ kN.m}$$

Donc la table n'est pas entièrement comprimée par conséquent la section considérée sera calculée comme une section rectangulaire avec (b = 65 cm et d = 18 cm).

**Tableau III. 7 : Tableau récapitulatif de calcul des armatures des poutrelles en travée**

$M_u(kN.m)$	$\mu_u$	$\mu_l$ = 0,391	$\alpha$	$A_s(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	choix	$A_s\text{adopté}$
14.96	0,050	$\mu_u < \mu_l$	0,064	2.45	1,41	<b>3HA10</b>	2.36

❖ Vérification à l'ELU

**Tableau III. 8 : Tableau récapitulatif des vérifications des poutrelles en travée à l'ELU**

Contrainte de cisaillement			
$V_u(kN)$	$\tau_u(MPa)$	$\bar{\tau}_u(MPa)$	OBS
0	0	3,33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$

❖ Vérification à l'ELS

• Pour une section en T

Y est la solution de l'équation suivante :

$$b_0y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30(A_s + A'_s)]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30(dA_s + d'A'_s)] = 0$$

Moment d'inertie de la section homogène  $I_0$  de section en T :

$$I_0 = \frac{b_0h^3}{3} + (b - b_0)\frac{h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0\left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - d')^2$$

Ces deux formules ne sont valables que si l'axe neutre est dans la nervure (si la première équation donne  $y > h_0$ ) ; sinon il faut recalculer y puis calculer  $I_0$  par les formules de la section rectangulaire.

**Tableau III. 9 : Tableau récapitulatif de vérification de la poutrelle en travée à l'ELS**

$M_{ser}(kN.m)$	$y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	OBS
10.44	3,92	8323,04	4.91	15	CV

- **Calcul du ferrailage en appuis**

La table de compression est tendue donc le calcul se ramène à une section rectangulaire :

$$(b = b_0 = 12 \text{ cm}, d = 18 \text{ cm})$$

$$\text{On a : } M_{u,appuis} = 15.92 \text{ kN.m}$$

**Tableau III. 10 : Tableau récapitulatif de calcul des armatures des poutrelles en appui**

$M_u(kN.m)$	$\mu_u$	$\mu_l$ = 0,391	$\alpha$	$A_s(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	choix	$A_s,adopté$
15.92	0.053	$\mu_u < \mu_l$	0,068	2.58	1,41	<b>2HA14</b>	3.08

**NB :** On adopte  $A_s = 2HA14 = 3.08 \text{ cm}^2$  (une barre filante plus un chapeau avec une longueur de :  $\frac{L}{4} = \frac{4.20}{4} = 1.05 \text{ m}$ ).

❖ **Vérification à l'ELU**

**Tableau III. 11 : Tableau récapitulatif des vérifications des poutrelles en appui à l'ELU**

Contrainte de cisaillement			
$V_u(kN)$	$\tau_u(MPa)$	$\bar{\tau}_u(MPa)$	OBS
24.81	1.148	3,33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$

- **Armature de transversales**

La contrainte de cisaillement est vérifiée alors les armatures de transversales ne sont pas nécessaire, on prévoit des armatures des transversales ayant un rôle constructif.

- **Selon le BAEL 91/99**

En flexion simple en utilise souvent la formule simplifiée suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}}{0,9\sigma_s} \quad (\text{Art 5.1.2.3})BAEL91/99$$

$$S_t \leq \text{Min} \{0,9d ; 40 \text{ cm}\} \quad (\text{Art 5.1.2.2})BAEL91/99$$

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0,4b_0} \quad (\text{Art 5.1.2.2})BAEL91/99$$

- Selon RPA (Art 7.5.2.2) RPA 99/2003

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$S_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_l \right\} \Rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \text{en zone courante}$$

Avec :

$A_t$  : Section des armatures transversales.

$S_t$  : Espacement entre les armatures transversales.

Donc :

$$S_t \leq \text{Min} \{16,2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}\} = 16,2 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{20}{4}; 12 \times 1 \right\} = 5 \text{ cm} \Rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{20}{2} = 10 \text{ cm} \Rightarrow \text{en zone courante}$$

Donc on prend :

$$S_t = 5 \text{ cm} \Rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$S_t = 10 \text{ cm} \Rightarrow \text{en zone courante}$$

$$A_t \geq \frac{1,148 - 0,3 \times 2,1}{0,9 \times 348} \times 12 \times 5 = -0,11 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 0,003b_0S_t = 0,36 \text{ cm}^2$$

Donc on prend  $A_t = 2HA6 = 0,57 \text{ cm}^2$

#### ❖ Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis

- Vérification des armatures longitudinales

$$A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

$$A_s = 3,08 \text{ cm}^2 > \frac{1,15}{400} \left( 24,81 + \frac{15,92}{0,9 \times 0,18} \right) \times 10 = 0,80 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- Vérification de la contrainte de compression

$$V_u \leq 0,4b_0(0,9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u = 24,08 \text{ kN} < 0,4 \times 12 \times 0,9 \times 18 \times \frac{25}{1,5} \times 10^{-1} = 129,6 \text{ kN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

## ❖ Vérification à l'ELS

Tableau III. 12 : Tableau récapitulatif de vérification de la poutrelle en appui à l'ELS

$M_{ser}(kN.m)$	$y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	OBS
9.02	4.38	10390.90	3.80	15	CV

## ❖ Vérification La flèche

D'après les règles de BAEL91, lorsqu'il est prévu des étais, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions sont vérifiées.

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{22,5}\right) \Rightarrow (0,047 > 0,044) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{15 M_{0, ser}}\right) \Rightarrow (0,047 > 0,043) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{3,6}{f_e}\right) \Rightarrow (0,002 < 0,002) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Avec:

$$h_t = 20 \text{ cm} ; b = 65 \text{ cm} ; b_0 = 12 \text{ cm}, d = 18 \text{ cm} ; L = 4.20 \text{ m} ; A_s = 3.08 \text{ cm}^2$$

$$M_{ser, travée} = 10.44 \text{ kN.m} ; M_{0, ser} = 15.92 \text{ kN.m} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

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

**III.2.4. Ferrailage de la dalle de compression**

On ferraille la dalle de compression suivant les deux sens afin d'éviter les fissurations, le ferrailage et en treillis soudé.

Les conditions suivantes doivent être respectées :

- Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Produire un effet de répartition entre nervures aux voisinages des charges localisées notamment celles correspondantes aux cloisons.
- Les dimensions des mailles sont normalisées comme suit :
  - ✓ 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
  - ✓ 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

Soit :

A : la section des armatures perpendiculaires aux nervures (A en cm<sup>2</sup> sur un mètre de nervures).

Si : L (écartement entre axe des nervures) ≤ 50 cm ⇒ A > 200 / f<sub>e</sub>.

Si:  $50 \leq L \leq 80 \Rightarrow A = 4 \cdot L / f_e$ . (L en cm)

Les armatures parallèles aux nervures, autres que les armatures supérieures des poutrelles, doivent avoir une section par mètre linéaire au moins égale à  $(A / 2)$

Pour notre cas : on a une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

Soit : L : l'écartement entre les nervures « L= 65 cm ».

$f_e$  : 400 bars pour les treillis soudés de  $\phi \leq 6$  mm.

$$\text{D'ou : } A_{\text{per}} = 4 \times 0.65 / 4 = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte :  $A_{\text{per}} = 5 \phi 5 = 0.98 \text{ cm}^2$

Pour la section des armatures parallèles aux nervures, on prend :

$$A_{\text{par}} = A_{\text{per}} / 2 = 0.49 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $A_{\text{par}} = 5 \phi 5 = 0.98 \text{ cm}^2$

Donc on adopte un treillis soudé Ts = (Treillis soudé en  $\phi 5$  (200 x 200))

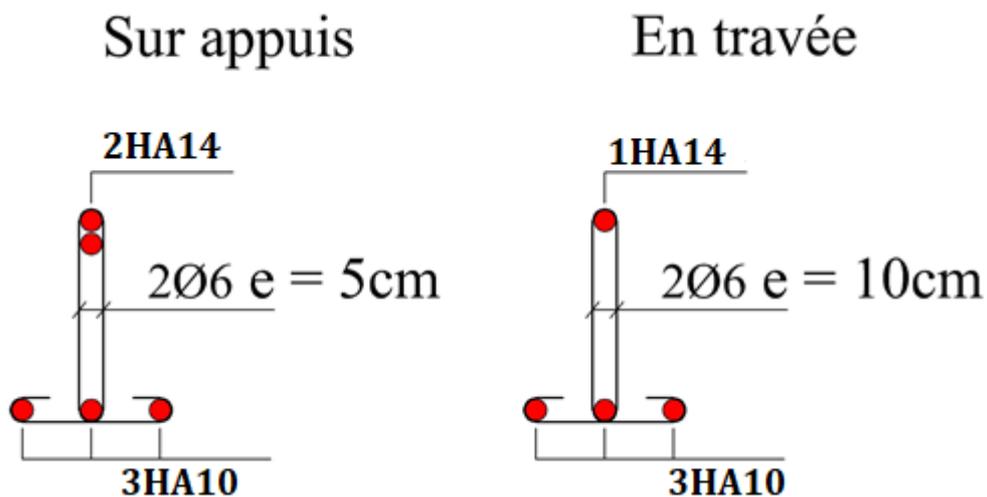


Figure III. 4: Schéma de ferrailage des poutrelles.

### III.3. Plancher en dalle pleine

#### III.3.1. Calcul des sollicitations

Notre plancher comporte des panneaux de dalle pleine appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie.

Concernant les dalles rectangulaires librement appuyés sur leurs contours, nous distinguons deux cas :

- $0 < \alpha < 0,4 \Rightarrow$  la dalle porte sur un seul sens.
- $0,4 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow$  la dalle porte sur deux sens.

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{L_x}{L_y}$$

Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur d'unité et ont pour valeurs :

- Dans le sens de la petite portée :  $M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée :  $M_y = \mu_y \cdot M_x$
- Les valeurs des  $\mu_x, \mu_y$  ont fonction de ( $\alpha = L_x/L_y$ )

D'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

Si le panneau considéré est continu au-delà des appuis (panneau intermédiaire) :

- Moment en travée : ( $M_{tx} = 0,75M_x ; M_{ty} = 0,75M_y$ )
- Moment sur appuis : ( $M_{ax} = 0,5M_x ; M_{ay} = 0,5M_x$ )

Si le panneau considéré est un panneau de rive :

- Moment en travée : ( $M_{tx} = 0,85M_x ; M_{ty} = 0,85M_y$ )
- Moment sur appuis : ( $M_{ax} = 0,3M_0 ; M_{ay} = 0,3M_0$ )

$$\text{Avec : } M_0 = \max(M_x ; M_y)$$

Les moments sur appuis et en travées doivent respecter l'inégalité suivante:

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1,25M_0 \quad (\text{D'après le BAEL 91}).$$

#### ✓ *Evaluation des charges et surcharges*

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

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

Tableau III. 13 : Evaluation des charges et surcharges

$G(\text{KN/ml})$	$Q(\text{KN/ml})$	$q_u(\text{KN/ml})$	$q_{ser}(\text{KN/ml})$
7.32	1	11.38	8.32

Lx=3.20 m

Ly=3.90 m

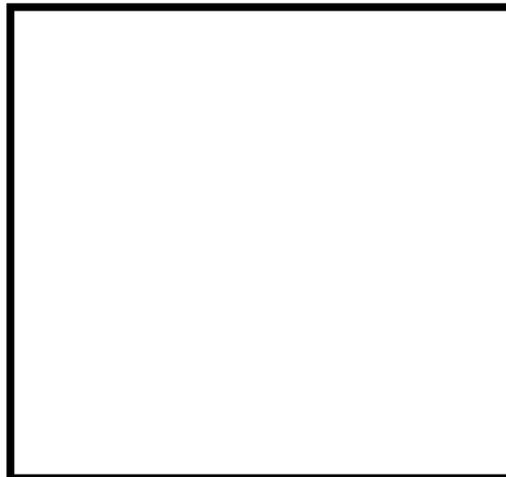


Figure III. 5: dalle plein d'ascenseur.

### III.3.2. Calcul des moments

$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 3,20/3,90 = 0,82 > 0,4 \Rightarrow$  la dalle porte dans les deux sens.

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

$$\mu_x = \frac{1}{8(1+2,4\alpha^3)} \quad \text{et} \quad \mu_y = \alpha^3(1,9 - 0,9\alpha)$$

Tableau III. 14 : Calcul des moments

	ELS		ELU	
	Sens X -X	Sens Y -Y	Sens X -X	Sens Y -Y
$\mu$	0,05339	0,6313	0,0607	0,7381
<b>M (KN.m)</b>	6.28	3.96	5.17	3.81
<b>M<sub>t</sub> (KN.m)</b>	4.71	2.97	3.87	2.86
<b>M<sub>a</sub> (KN.m)</b>	3.14	1.18	1.55	1.14

### III.3.3. Calcul de ferrailage

Il se fera à l'ELU en considérant une bande de largeur unitaire (1m)

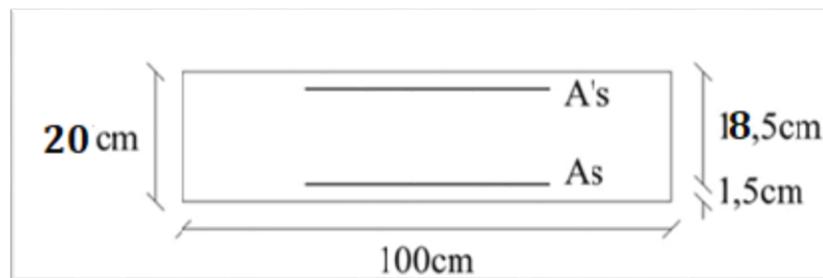


Figure III. 6: Section de calcul de dalle.

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

Avec :  $f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ MPa}$  et  $\gamma_b = 1,5$

Si  $\mu \leq \mu_l = 0,392 \implies$  la section est admet avec des armatures tendus  $A_s' = 0$  ; la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule :

$$A_s = \frac{0,8\alpha_l d b f_{bu}}{f_{su}} \quad \text{Avec : } \alpha_l = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

Si  $\mu \geq \mu_l = 0,392 \implies$  la section est admet avec des armatures tendus et comprimées ; les sections sont données par ces formules:

$$A_s' = \frac{M_u - \mu_l b d^2 f_{bu}}{f_{su}} \quad \text{et} \quad A_s = A_s' + \frac{0,8\alpha_l d b f_{bu}}{f_{su}}$$

Avec :  $\alpha_l = \frac{\epsilon_{bc}}{\epsilon_{bc} + \epsilon_{se}}$

Tableau III. 15 : Calcul de ferrailage à l'ELU (x-x)

Section	$M_U(\text{KN.m})$	$\mu$	$\alpha$	Z(cm)	$A_{s\text{min}}$	$A_s(\text{cm}^2/\text{ml})$	Adopté/ml
Travée	4.71	0.010	0.025	0.179	2.17	0.75	4T10 = 3.14
Appui	3.14	0.0068	0.0085	0.179	2.17	0.5	4T10 = 3.14

Tableau III. 16 : Calcul de ferrailage à l'ELU (y-y)

Section	$M_U(\text{KN.m})$	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$A_{s\text{min}}$	$A_s (\text{cm}^2/\text{ml})$	Adopté/ml
Travée	2.97	0.0064	0.008	0.1794	2.17	0.47	4T10 = 3.14
Appui	1.18	0.0025	0.0032	0.1797	2.17	0.19	4T10 = 3.14

✓ Choix de l'acier :

Disposition constructives : [8]

$$\phi \leq \frac{h}{10} \implies \phi \leq \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

On doit prendre au plus  $\varnothing 14$  mm

### III.3.4. Condition de non fragilité [2]

$$A_{min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$f_{t28}$  : la résistance caractéristique de béton à la traction.

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

Donc :  $A_{min} \geq 1,63 \text{ cm}^2$   $\Rightarrow$   $\begin{cases} 3,14 \geq 1,63 \text{ cm}^2 \\ 3,14 \geq 1,63 \text{ cm}^2 \end{cases}$  La condition est vérifiée.

### III.3.5. Vérification des espacements des barres

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Direction la plus sollicitée :  $St = \min(3h, 33 \text{ cm})$ .

Direction perpendiculaire à la direction la plus sollicitée :  $St \leq \min(4h, 45 \text{ cm})$ .

#### ❖ Sens x-x

- Armatures supérieures :  $St = 15 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ .
- Armatures inférieures :  $St = 15 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ .

#### ❖ Sens y-y

- ❖ Armatures supérieures :  $St = 15 \text{ cm} < \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ .
- ❖ Armatures inférieures :  $St = 15 \text{ cm} < \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

### III.3.6. L'effort tranchant

Selon le « Pratique de BAEL p 356 » on a : [8]

$$\tau_{Umax} = \frac{V_{Umax}}{d} < \left(0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\right) = 1,17 \text{ MPa}$$

#### ❖ Au milieu de grand coté

$$V_u = \frac{q_u l_x}{2} \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = \frac{10,88 \times 3,20}{2} \frac{1}{1 + \frac{0,82}{2}} = 12,43 \text{ KN}$$

#### ❖ Au milieu du petit coté

$$V_u = \frac{q_u l_x}{3} = \frac{10,88 \times 3,20}{3} = 11,60 \text{ KN}$$

$$\tau_{Umax} = \frac{12,43 \times 10^{-3}}{0,18} = 0,069 \text{ MPa} < \left(0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\right) = 1,17 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**III.3.7. Vérification à ELS**

❖ **Vérification des contraintes à l'ELS**

Il faut faire la vérification des deux conditions suivantes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$n = 15$  ;  $c'$  est le coefficient d'équivalence acier - béton.

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left[ \frac{2}{3}f_e; \text{Max} \left( 0,5f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

❖ **Position de l'axe neutre**

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A'_s(y - c') - 15A_s(d - y) = 0$$

La solution de cette équation est donnée par la formule suivante :

$$y = \frac{n(A_s + A'_s)}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{b(dA_s + C'A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d - y)^2 + nA'_s(y - C')^2$$

**Tableau III. 17 : Vérification des contraintes à l'ELS**

Zone	Sens	M <sub>ser</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (Mpa)	σ̄ <sub>bc</sub> (Mpa)	σ <sub>st</sub> (Mpa)	σ̄ <sub>st</sub> (Mpa)	OBS
Travée	x - x	3.87	0	3.14	3,67	11319.62	1.25	15	73.37	201,63	CV
	y - y	2.86	0	3.14	3,67	11319.62	0.92	15	54.30	201,63	CV
Appuis	x - x	1.55	0	3.14	3,67	11319.62	0.50	15	29.43	201,63	CV
	y - y	1.14	0	3.14	3,67	11319.62	0.36	15	21.64	201,63	CV

❖ **Conclusion** : Ferrailage adopté.

• **Vérification de la flèche (Art B.7.5) [2]**

Condition de la flèche

$$\checkmark \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} = \frac{20}{320} = 0,0625 \geq \frac{M_t}{20M_x} = \frac{3.87}{20 \times 6.28} = 0,0308 \dots \dots \dots \text{ (C.V)}$$

$$\checkmark \frac{A_s}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} = \frac{3.14}{100 \times 18} = 0,00174 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \dots \dots \dots \text{ (C.V)}$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

### III.4. Etude du balcon

Le balcon est assimilé à une console en dalle cors crue une extrémité encastrée dans les poutres donc le calcul ce fait a la flexion simple pour une bande de 1m de largeur.

#### III.4.1. Evaluation des charges

Poids propre :  $G = 5,35 \text{ kN/m}^2$

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

Force concentrée due au poids de garde-corps métallique :  $P = 1 \text{ kN/ml}$

L'épaisseur de la console :  $e = 20\text{cm}$  et  $d = 18 \text{ cm}$

Portée :  $L = 1,80 \text{ m}$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 12,47 \text{ kN/ml}$$

$$q_{ser} = G + Q = 8.85 \text{ kN/ml}$$

#### III.4.1.1. Calcul des sollicitations

❖ à ELU

$$M_u = 1,35 pl + \frac{q_u l^2}{2} = 1,35 \times 1 \times 1,8 + \frac{12,47 \times 1,8^2}{2} = 22.63 \text{ kN.m}$$

$$V_u = 1,35 p + q_u l = 1,35 \times 1 + 12,47 \times 1,8 = 23.79 \text{ kN}$$

❖ à ELS

$$M_{ser} = pl + \frac{q_{ser} l^2}{2} = 1 \times 1,8 + \frac{8.85 \times 1,8^2}{2} = 16.137 \text{ kN.m}$$

$$V_{ser} = p + q_{ser} l = 1 + 8.85 \times 1,8 = 15.93 \text{ kN}$$

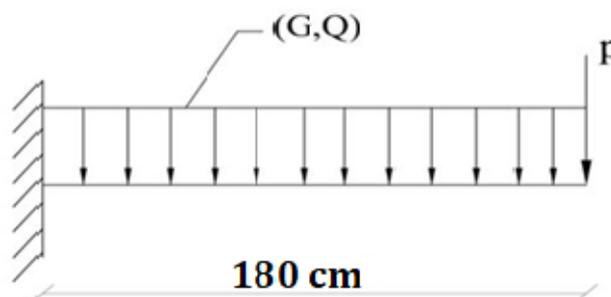


Figure III. 7: Schéma statique du balcon.

#### III.4.1.2. Calcul des armatures longitudinales à L'ELU

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple avec :

$$b = 1 \text{ m} \quad h = 0,2 \text{ m} ; d = 0,9h = 18 \text{ cm} ; d' = C' = 1,5 \text{ cm.}$$

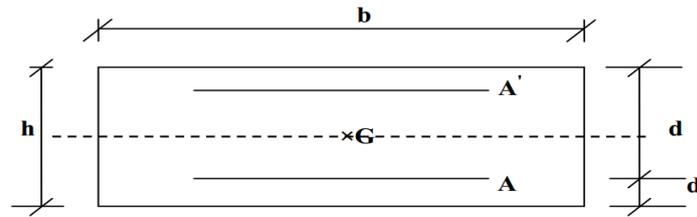


Figure III. 8: Section de calcul de balcon.

### III.4.1.3. Moment ultime réduit

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = 0,049 < \mu_l = 0,392$$

Donc la section est simplement armée, les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

#### ❖ Section d'armature

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,062$$

$$A_s = \frac{0,8\alpha d b f_{bu}}{f_{su}} = \frac{0,8 \times 0,062 \times 100 \times 18 \times 14,17}{348} = 3,64 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3,64 \text{ cm}^2$$

#### ❖ Condition de non fragilité

La section minimale est :

$$A_{min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,17 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte  $A_s = 5 \times HA12 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec espacement de :  $20 \text{ cm}$ .

## III.4.2. Vérification à l'ELU

### III.4.2.1. Contrainte de cisaillement

On doit vérifier l'équation suivante :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Telle que le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable.

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_u = \text{Min} \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\text{Et : } \tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$V_u$ : l'effort tranchant à l'ELU

$$V_u = 23,79 \text{ kN}$$

$$\text{Donc : } \tau_u = \frac{23,79 \times 10}{100 \times 18} = 0,132 \text{ MPa}$$

D'où  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow$  **condition vérifié.**

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement

### III.4.2.2. Contrainte d'adhérence

On doit vérifier l'équation suivante :  $\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su}$

$$\text{On a } \bar{\tau}_{su} = \bar{\Psi}_s f_{t28}$$

$$\bar{\Psi}_s \geq 1,5 \text{ on prend } \bar{\Psi}_s = 1,5$$

$$\text{D'où } \bar{\tau}_{su} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\text{et on a : } \tau_{su} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$  : la somme des périmètres des armatures tendues.

Donc : D'où

$$\sum U_i = 4 \times 2 \times \pi \times 6 = 150,72 \text{ mm.}$$

$$\text{D'où } \tau_{su} = 1,57 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{su} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

### III.4.3. Calcul des armatures de répartition

D'après les vérifications à l'ELU les armatures transversales ne sont pas nécessaires donc on prévoit des armatures de répartition ayant un rôle constructif.

$$A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,17 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte  $A_s = 5 \times \text{HA8} = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec espacement de :  $20 \text{ cm.}$

#### III.4.3.1. Vérification des espacements des barres

##### ❖ Armature principale

$$S_p = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

##### ❖ Armature transversal

$$S_s = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

### III.4.4. Vérification à l'ELS

Il faut faire la vérification des deux conditions suivantes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st}$$

##### ❖ Position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A'_s (y - c') - 15A_s (d - y) = 0$$

La solution de cette équation est donnée par la formule suivante :

$$y = \frac{n(A_s + A'_s)}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{b(dA_s + C'A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right] = 3,44 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d-y)^2 + nA'_s(y-C')^2 = 7322,87 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = 3,66 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifié.}$$

$$\sigma_{st} = 160,73 < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifié.}$$

❖ **Conclusion** : Ferrailage adopté.

#### III.4.4.1. Vérification de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0,111 > 0,0625) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser}}{10 M_{0,ser}}\right) \Rightarrow (0,111 > 0,1) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4,2}{f_e}\right) \Rightarrow (0,004 < 0,0105) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

#### III.4.4.2. Calcul de l'ancrage [2]

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \Rightarrow \tau_{su} = 0,6 \cdot \phi s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 \Rightarrow \tau_{su} = 2,84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1}{4} \times \frac{400}{2,84} = 35,21 \text{ cm} > b = 35 \text{ cm} \Rightarrow \text{donc il est nécessaire de prévoir des crochets à la fin}$$

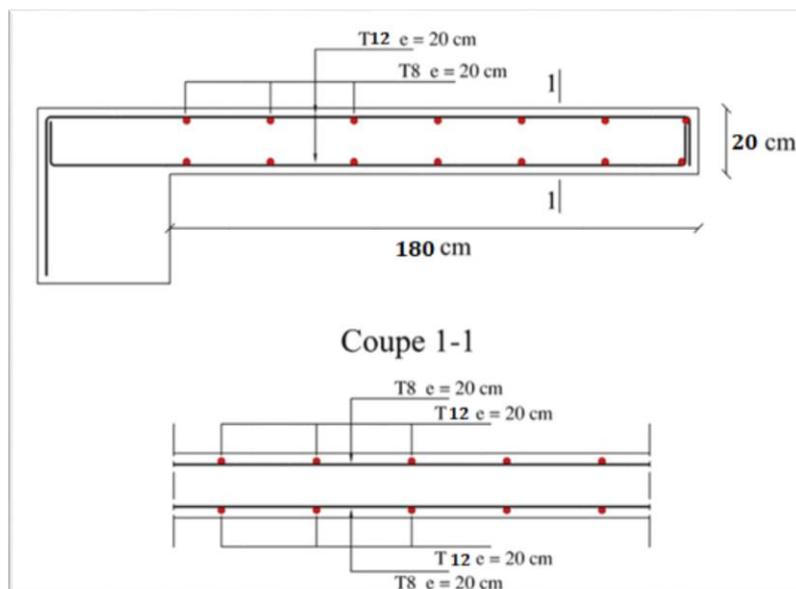


Figure III. 9: schéma ferrailage de balcon

### III.5. Etude de l'acrotère

#### III.5.1. Introduction

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments, des éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement et des éléments secondaires qui ne contribuent pas au contreventement directement.

Pour les éléments secondaires leur étude est indépendante de l'action sismique (puisque'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

#### III.5.2. Définition

L'Acrotère est un élément complémentaire du plancher terrasse, destiné à protéger les personnes contre la chute et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Donc le calcul s'effectue pour une bande de 1ml en flexion composée.

#### III.5.3. Evaluation des charges appliquée sur l'acrotère

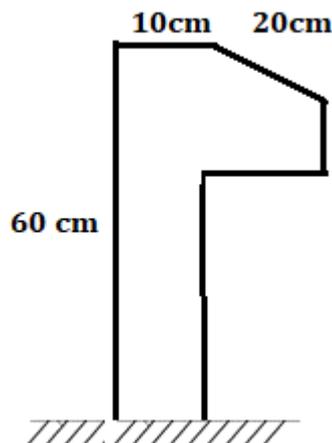


Figure III. 10: Schéma de l'acrotère.

#### ❖ Surface de l'acrotère

$$S = \left(\frac{20 \times 5}{2}\right) + (5 \times 20) + (60 \times 10) = 750 \text{ cm}^2 = 0.075 \text{ m}^2$$

#### ❖ Poids propre de l'acrotère

$$G = \rho_b \times S = 25 \times 0,075 = 1,875 \text{ kN/ml}$$

#### ❖ Revêtement en ciment ( $e = 2 \text{ cm}$ ) :

$$G_r = 18 \times 0,02 (0,60 + 0,10 + 0,05 + 0,05 + 0,48)$$

$$G_r = 0,48 \text{ kN/ml}$$

$$G_{totale} = G_r + G = 2.35 \text{ kN/ml}$$

✓ Charge d'exploitation :  $Q = 1 \text{ kN/ml} = 1 \times 1 \text{ ml}$

$Q = 1 \text{ kN}$  (Surcharge due à la main courante)

L'acrotère est soumis à son poids propres plus une charge horizontale égale au maximum entre la main courante et la force sismique.

D'après le RPA99/2003, les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante : [1]

$$F_p = 4C_p \times A \times W_p$$

Avec :

$F_p$  : Force horizontal pour les éléments secondaires des structures.

$C_p$  : facteur de force horizontal = 0,8

$W_p$  : Poids propre de l'acrotère = 2.35 kN/ml

$A$  : coefficient d'accélération de la zone A = 0,15

D'où  $F_p = 4 \times 0,8 \times 2.35 \times 0,15 = 1,13 \text{ kN}$

On a  $F_p > Q = 1 \text{ kN}$  donc on prend  $F_p$  comme charge horizontal au lieu de main courante.

Charge permanente :  $G = 2.35 \text{ kN/ml}$

Charge d'exploitation :  $Q = 1,13 \text{ kN/ml}$

#### III.5.4. Calcul des moments

$$N_u = 1,35 \times G = 3.17 \text{ kN}$$

$$M_u = 1,5 \times Q \times H = 1,02 \text{ kN.m}$$

$$N_{ser} = G = 2.35 \text{ kN}$$

$$M_{ser} = Q \times H = 0,68 \text{ kN.m}$$

##### III.5.4.1. Calcul des armatures longitudinales à L'ELU

Le calcul se fait à la flexion composée pour la section  $b = 100 \text{ cm}$  et  $d = 8 \text{ cm}$

##### ❖ Calcul de l'excentricité

L'excentricité est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section.

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,02}{3.17} = 32.17 \text{ cm}$$

$$e \notin [A_s, A'_s] = [-3, +3] \text{ cm}$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée, donc le calcul se fait à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif ( $M_1$ ) qui égale à :

$$M_1 = M_u + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 1,71 \text{ kN.m}$$

❖ **Moment réduit ( $\mu_u$ )**

$$\mu_u = \frac{M_1}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\text{Avec : } f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \mu_u = \frac{1,71 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14,17} = 0,018$$

❖ **Calcul de  $\mu_l$**

On a :  $f_e E400$

$$\alpha_l = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_{se}}$$

Tel qu'à la flexion simple ou composée avec des armatures tendues le calcul se fait au pivot

B donc :

$$\varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$$

Et d'autre part on a :

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \varepsilon_{se} E \Rightarrow \varepsilon_{se} = \frac{f_e}{E \gamma_s} = \frac{400}{200000 \times 1,15} = 1,739 \text{ ‰}$$

$$\text{D'où : } \alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1,739} = 0,668$$

$$\text{donc : } \mu_l = 0,8 \alpha_l (1 - 0,4 \alpha_l) = 0,392$$

$$\mu_u = 0,018 < \mu_l = 0,392$$

La section est armée par des armatures inférieures tendues ( $A_s' = 0$ )

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,022$$

$$A_s = \frac{0,8 \alpha \cdot d \cdot b \cdot f_{bu}}{f_{su}} = \frac{0,8 \times 0,022 \times 100 \times 8 \times 14,17}{348} = 0,57 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,57 \text{ cm}^2$$

En flexion composée les armatures réelles sont :

$$A_1 = A'_s = 0$$

$$A_2 = A_s - \frac{N_u}{\sigma_{su}} = 0,57 - \frac{3.17 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,47 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition de non fragilité [2]**

$$A_{min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$f_{t28}$  : la résistance caractéristique de béton à la traction.

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

Donc :  $A_{min} \geq 0,97 \text{ cm}^2$

Donc on adopte : **5HA8 = 2.51 cm<sup>2</sup>** avec espacement

**20 cm.**

**III.5.4.2. Vérification au cisaillement : [2]**

On doit vérifier l'équation suivante :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Telle que l'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable

Donc :  $\bar{\tau}_u = \text{Min} \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$

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

$V_u$  : l'effort tranchant à l'ELU

$$V_u = 1,5Q = 1,70 \text{ kN/ml}$$

Donc :  $\tau_u = \frac{1,70 \times 10}{100 \times 8} = 0,021 \text{ MPa}$

D'où  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  **condition vérifier.**

Donc on n'a pas besoin d'armatures transversales.

**III.5.4.3. Vérification de Contrainte d'adhérence : [2]**

On doit vérifier l'équation suivante :  $\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su}$

On a  $\bar{\tau}_{su} = \bar{\Psi}_s f_{t28}$

$$\bar{\Psi}_s \geq 1,5 \text{ on prend } \bar{\Psi}_s = 1,5$$

D'où  $\bar{\tau}_{su} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$\text{on a : } \tau_{su} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i}$$

$\Sigma U_i$  : la somme des périmètres des armatures tendues .

Donc :

$$\Sigma U_i = 5 \times 2 \times \pi \times R = 125,60 \text{ mm.}$$

$$\text{D'où } \tau_u = 0,187 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{su} = 3,15 \text{ MPa} \text{ condition vérifier}$$

#### III.5.4.4. Calcul des armatures de répartition

D'après les vérifications à l'ELU les armatures transversales ne sont pas nécessaires donc on prévoit des armatures de répartition ayant un rôle constructif.

$$A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,63 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte  $A_t = 3 \times HA8 = 1.51 \text{ cm}^2$  avec espacement de  $20 \text{ cm.}$

#### III.5.4.5. Vérification des espacements des barres

##### ❖ Armature principale

$$S_p = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(3h, 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \text{ condition vérifiée}$$

##### ❖ Armature transversal

$$S_s = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(4h, 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} \text{ condition vérifiée}$$

#### III.5.5. Vérification à L'ELS

Il faut faire la vérification des contraintes suivantes :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_{ser} y_{ser}}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{y_2 N_{ser}}{I} (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_{st}$$

Avec :

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left[ \frac{2}{3} f_e; \text{Max} \left( 0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$\eta = 15$  ; c'est le coefficient d'équivalence acier - béton.

Pour une section partiellement comprimée on a :

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0.289 \text{ m} = 28.90 \text{ cm}$$

$$e > \frac{h}{4} = 2,5 \text{ cm} : \text{ il y a de force chance que la section soit partiellement comprimée}$$

$$C = \frac{h}{2} - e$$

D'où  $C = -23.90 \text{ cm}$

$$y_{ser} = C + y_2$$

$y_2$  est définie par l'équation du 3<sup>ème</sup> degré suivante :

$$y_2^3 + Py_2 + q = 0$$

Avec :

$$P = -3C^2 - \frac{90A_1}{b}(C - C') + \frac{90A_2}{b}(d - C) = -2126.7981 \text{ cm}^4$$

$$\text{Et : } q = -2C^3 - \frac{90A_1}{b}(C - C')^2 - \frac{90A_2}{b}(d - C)^2 = 36342.1547 \text{ cm}^3$$

$$\text{D'où } \Delta = q^2 + \frac{4P^3}{27} = -1.04 \cdot 10^8 \text{ cm}^6$$

$\Delta < 0$  donc :

$$y_{2,1} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right)$$

$$y_{2,2} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + \frac{2\pi}{3}\right)$$

$$y_{2,3} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-P}{3}} = 53.25 \text{ cm}$$

$$\cos\varphi = \left(\frac{3q}{2P} \sqrt{\frac{-3}{P}}\right) = 164.89$$

$$\text{Donc : } y_{2,1} = 30.57 \text{ cm}$$

$$y_{2,2} = -53.04 \text{ cm}$$

$$y_{2,3} = 22.47 \text{ cm}$$

Parmi les 3 solutions de l'équation on prend qui vérifie la relation suivante :

$$0 < y_{2,i} + C < d$$

La 1<sup>ère</sup> solution vérifie la relation :

$$0 < 30.57 - 23.90 = 6.67 < 8$$

D'où  $y_2 = 30.57 \text{ cm}$

Et  $y_{ser} = 6.67 \text{ cm}$

✓ **Calcul de moment d'inertie**

$$I = \frac{by_{ser}^3}{3} + nA_2(d - y_{ser})^2 + nA_1(y_{ser} - C')^2 = 4460.25 \text{ cm}^4$$

Alors :

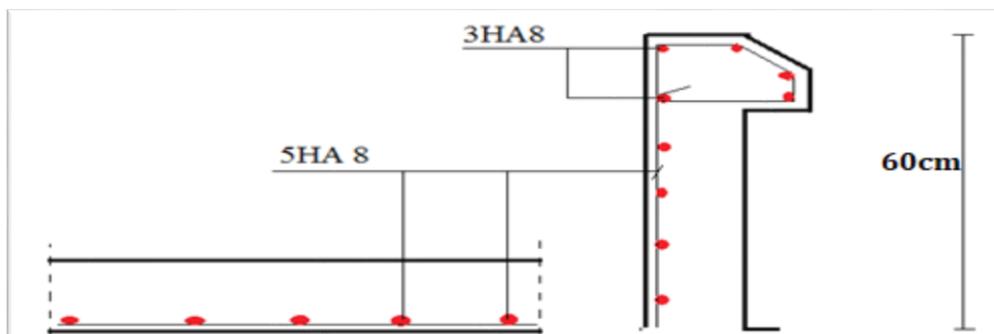
$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_{ser} y_{ser}}{I} = 0,107 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

**Cet condition vérifié**

$$\sigma_{st} = n \frac{y_2 N_{ser}}{I} (d - y_{ser}) = 32,13 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

**Cet condition vérifié**

$\sigma_{st} > 0 \Rightarrow$  Donc la section effectivement partiellement comprimée



**Figure III. 11: schéma du ferrailage de l'acrotère.**

### III.6. L'ascenseur

#### III.6.1. Introduction

Un ascenseur est un appareil élévateur destiné à transporter verticalement des personnes d'un niveau à un autre. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient très fatigant.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine

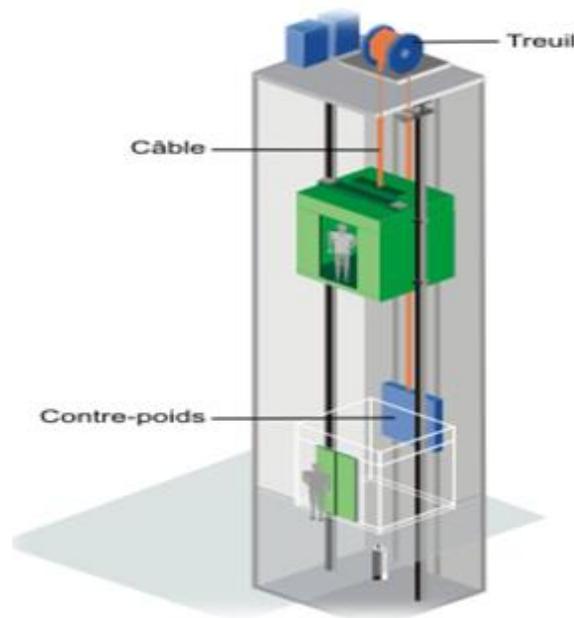


Figure III. 12: Schéma descriptif d'un ascenseur mécanique.

#### III.6.2. Etude de l'ascenseur

L'ascenseur est composé de trois éléments essentiels :

- Le treuil de levage et sa poulie.
- La cabine ou la benne.
- Le contre poids.

##### III.6.2.1. Dimension de l'ascenseur

$$L_x = 2.00\text{m}$$

$$L_y = 2.90\text{m}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{200}{290} = 0.685\text{m}$$

$$0.4 < 0.9 < 1 \quad h \geq \frac{L_x}{40} = 5\text{cm}$$

Avec  $h_{\min}=20\text{cm}$

On prend :  $h=20\text{cm}$

### III.6.2.2. Évaluation de charge

Le point mort total est :

$$P_m=2342.5 \text{ kg}$$

$$P_p=P_m + Q/2$$

Tel que :  $Q=600 \text{ kg}$  (pour 7 Personnes)

$$P_p=2342.5+600/2=2642.5 \text{ kg}$$

$$M_g=m.n.l$$

Tel que :  $m$  : La masse linéaire du câble

$n$  : le nombre des câble

$L$  : la longueur de câble

$$M_g=0.512 \times 2 \times 41.14=42.12 \text{ kg}$$

$$G=P_m+P_p+ P_{\text{Treuil}} +M_g= 2342.5+2642.5+44.14+1200=6227.12 \text{ kg}$$

$$Q=600 \text{ kg}$$

### III.6.2.3. Vérification au poinçonnement

La dalle de l'ascenseur risque le poinçonnement sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur.

$$Q_u=1.35 \times 6227.12+1.5 \times 600$$

$$Q_u=9306.61 \text{ Kg}$$

$q_u$  est la charge appliquée sur charge appui

$$q_u = \frac{Q_u}{4} = 2326.65 \text{ Kg}$$

Selon le BAEL91, la condition de non poinçonnement à vérifier est :

$$q_u \leq 0.045 \times \mu_u \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$q_u$  : la charge de calcul vis-à-vis de l'état

limite ultime.

$h_0$  : l'épaisseur totale de la dalle.

$\mu_u$  : le périmètre du contour au niveau du feuillet

moyen. La charge  $q_u$  est appliquée sur un carré

de  $10 \times 10 \text{ cm}^2$ .  $h_0= 20 \text{ cm}$

$$\mu_u = 2 \times (u + v).$$

$$u = a + h_0 + 2h_r = 1 + 2 \times 1 \times 0.03 + 0.2 = 1.26 \text{ m}$$

$$v = b + h_0 + 2h_r = 1 + 2 \times 1 \times 0.03 + 0.2 = 1.26 \text{ m}$$

Donc :

$$\mu_u = 2 \times (1.26 + 1.26) = 5.04 \text{ m}.$$

$$q_u \leq 0.045 \times 504 \times 0.20 \times \frac{25000}{1.5}$$

$$q_u \leq 21600 \text{ kg}$$

### III.6.3. Evaluation des charges et surcharges

#### III.6.3.1. Charges permanentes

le poids de la machine :  $90 \text{ kN/m}^2 \times (1 \times 1) \text{ m}^2 = 90 \text{ kN}$

le poids de la dalle =  $0,2 \times 25 = 5 \text{ kN/m}^2$

Revêtement =  $0,03 \times 22 = 0,66 \text{ kN/m}^2$

#### III.6.3.2. Surcharges d'exploitation

On prend comme charge d'exploitation sur la dalle machine:  $Q = 1 \text{ kN/m}^2$

#### ❖ Combinaison de charge

Tableau III. 18 : Combinaison des charges appliquée sur la dalle machine

Combinaison	Charge surfacique (kN/m <sup>2</sup> )	Charge ponctuelle (kN)
ELU	9.30	121,5
ELS	6.82	90

### III.6.4. Calcul des sollicitations

#### ❖ Calcul des moments sous charge uniformément répartie

Calcul de  $\alpha$  :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.00}{2.90} = 0,689 \Rightarrow 0,4 < \alpha < 1 \Rightarrow \text{la dalle travail dans les deux sens}$$

- **Moment de flexion**

dus aux charges réparties :

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times Q_i$$

$$M_{\text{app}} = 0,5 M_{0i} \text{ au appuis}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$M_t = 0,85 M_{0i} \text{ en travée}$$

III.6.4.1. Calcul de  $\mu_x$  et  $\mu_y$  à l'ELU

$$\mu_x = \frac{1}{8(1 + 2,4 \times \alpha^3)} = \frac{1}{8(1 + 2,4 \times 0,69^3)} = 0,0698$$

$$\mu_y = \alpha^3(1,9 - 0,9 \times \alpha) = 0,420$$

$$\mu_{x,u} = 0,0698 \Rightarrow M_{x,1} = 0,0698 \times 8,25 \times 2^2 = 2,30 \text{ kN.m}$$

$$\mu_{y,u} = 0,420 \Rightarrow M_{y,1} = 0,42 \times 2,30 = 0,966 \text{ kN.m}$$

Et à l'ELS :

$$\mu_{x,ser} = 0,0755 \Rightarrow M_{x,1} = 0,0755 \times 6,5 \times 2^2 = 1,96 \text{ kN.m}$$

$$\mu_{y,ser} = 0,5704 \Rightarrow M_{y,1} = 0,5704 \times 1,96 = 1,117 \text{ kN.m}$$

## III.6.5. Calcul des moments sous charge localisé

L'étude des dalles portant sur quatre cotés et soumises à des charges localisées qui s'exerçant sur une surface réduite  $U \times V$  est entreprise à partir des abaques de PIGEAUD en plaçant la charge au centre.

Les abaques donnent les moments par mètre linéaire au centre :

$$M_{x,2} = P(M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y,2} = P(M_2 + \nu M_1)$$

Avec :

$\nu$  : coefficient de poisson

$\nu = 0$  à l'ELU

$\nu = 0,2$  à l'ELS

$(M_1; M_2)$  sont des coefficients déterminés à partir des rapports  $\left(\frac{U}{L_x}\right)$  et  $\left(\frac{V}{L_y}\right)$

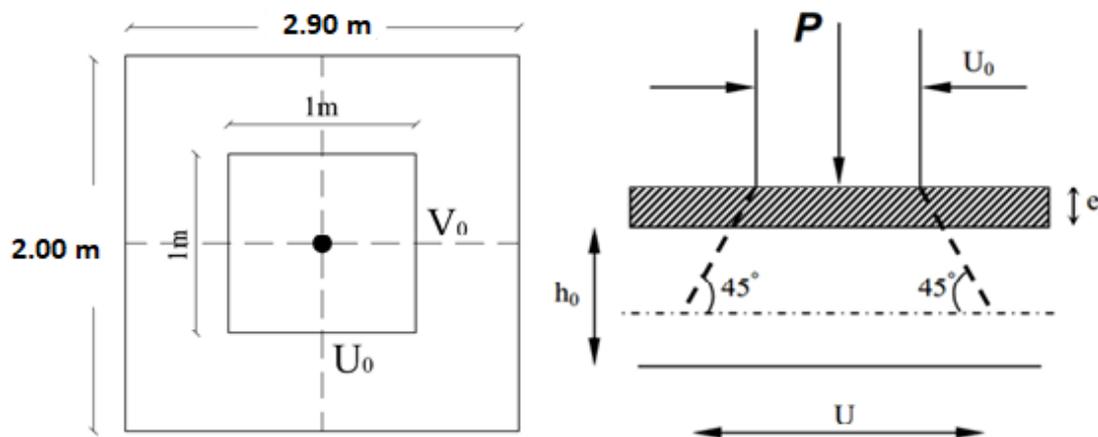


Figure III. 13: Diffusion de charges localisée dans le feuillet moyen.

Avec :

$h_0$  : épaisseur de la dalle (20cm)

$e$  : épaisseur du revêtement (3cm)

On a :

$$U = 1.26\text{m}$$

$$V = 1.26\text{m}$$

$$U = U_0 + 2e + h_0 = 126 + 2 \times 3 + 20 = 152 \text{ cm}$$

$$V = V_0 + 2e + h_0 = 126 + 2 \times 3 + 20 = 152 \text{ cm}$$

A partir des abaques on a :

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1,52}{2.00} = 0,78$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{1,52}{2.9} = 0,53$$

On prend le tableau pour  $\alpha = 0.69$  et par itération on trouve : [5]

$$M_1 = 0.085 \quad M_2 = 0,018$$

Donc à l'ELU :

$$M_{x,2} = P(M_1 + \nu M_2) = 121,5 \times 0,085 = 10.32 \text{ kN.m}$$

$$M_{y,2} = P(M_2 + \nu M_1) = 121,5 \times 0,018 = 2.187 \text{ kN.m}$$

Et à l'ELS :

$$M_{x,2} = P(M_1 + \nu M_2) = 90 \times (0,085 + 0,2 \times 0,018) = 7.97 \text{ kN.m}$$

$$M_{y,2} = P(M_2 + \nu M_1) = 90 \times (0,018 + 0,2 \times 0,085) = 3.15 \text{ kN.m}$$

### III.6.5.1. Superposition des moments

✓ A l'ELU

$$M_x = M_{x,1} + M_{x,2} = 12.62 \text{ kN.m}$$

$$M_y = M_{y,1} + M_{y,2} = 4.26 \text{ kN.m}$$

✓ A l'ELS

$$M_x = M_{x,1} + M_{x,2} = 9.93 \text{ kN.m}$$

$$M_y = M_{y,1} + M_{y,2} = 3.153 \text{ kN.m}^2$$

A Cause de la continuité de la dalle les moments en travée et en appuis sont :

✓ Dans le sens de la petite portée :

$$\text{En travée : } M_{tx} = 0,85M_x$$

$$\text{En appuis de rive : } M_{ax} = -0,3M_x$$

✓ Dans le sens de la grande portée :

$$\text{En travée : } M_{ty} = 0,85M_y$$

$$\text{En appuis de rive : } M_{ay} = -0,3M_x$$

**Tableau III. 19 : Tableau récapitulatif des moments de la dalle machine**

	Petite portée			Grande portée		
	M <sub>x</sub> (kN. m)	M <sub>tx</sub> (kN. m)	M <sub>ax</sub> (kN. m)	M <sub>y</sub> (kN. m)	M <sub>ty</sub> (kN. m)	M <sub>ay</sub> (kN. m)
<b>ELU</b>	12.62	10.72	- 3.78	4.26	3.62	- 1.27
<b>ELS</b>	9.93	8.44	- 2.98	3.15	2.67	- 0.94

**III.6.5.2. Calcul de ferrailage à l'ELU**

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple pour 1 mètre linéaire avec :

$$b = 1 \text{ m ; } h = 0,2 \text{ m ; } d = 0,9h = 0,18 \text{ m ; } d' = C' = 2 \text{ cm.}$$

❖ **Condition de non fragilité [2]**

La section minimale pour les dalles dans le sens xx est :

$$A_{\min} \geq \rho_0 b h \frac{\left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)}{2}$$

Et dans le sens yy est :

$$A_{\min} \geq \rho_0 b h$$

Avec  $\rho_0 = 0,0008$  pour feE400

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

**Tableau III. 20 : Tableau récapitulatif des sections d'armature de la dalle**

	Sense X-X		Sense Y-Y	
	En travée	Sur appuis	En travée	Sur appuis
M <sub>u</sub> (KN.m)	10.72	3.78	4.26	3.62
A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> /ml)	0	0	0	0
A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	1.73	0,60	0,68	0,58
A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	1,68	1,68	1,6	1,6
Choix des barres	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10
A <sub>s</sub> adopté	3.14	3.14	3.14	3.14
Espacement (cm)	25	25	25	25

## III.6.5.3. Vérification à l'ELU

## ❖ Vérification de la contrainte tangentielle

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge ; et on a  $U = V$

Donc :

Au milieu de U on a :

$$V_u = \frac{P_u}{(2U + V)} = \frac{121,5}{2 \times 1,26 + 1,26} = 24,10 \text{ kN}$$

Au milieu de V on a :

$$V_u = \frac{P_u}{3U} = \frac{121,5}{3 \times 1,26} = 32,14 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{32,15 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,178 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left( 0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,178 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

## ❖ Vérification au poinçonnement

La condition de non poinçonnement est vérifiée si : [2]

$$q_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :  $q_u$  : charge de calcul à l'ELU

$\mu_c$  : Périmètre du contour

$h$  : Épaisseur de la dalle

$$\mu_c = 2(U + V) = 2(126 + 126) = 5,04 \text{ m}$$

$$q_u \leq \frac{0,045 \times 5,04 \times 0,2 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 756 \text{ kN}$$

$$q_u = 121,5 \text{ kN} < 756 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

## ❖ Vérification de l'écartement minimal des barres (Art A-8.2.42)BAEL91/99

L'écartement des armatures d'une même nappe soumise à un chargement concentré doit être égal à la : [2]

- Direction la plus sollicitée :  $St \leq \min(2h ; 25\text{cm})$
- Direction perpendiculaire :  $St \leq \min(3h ; 33\text{cm})$
- Armatures supérieures :  $St = 20\text{cm} \leq \min(2h ; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$ .
- Armatures inférieures :  $St = 20 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$ .

- ❖ Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis [2]
- ❖ Vérification des armatures longitudinales

$$A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

$$A_s = 3,14 \text{ cm}^2 > \frac{1,15}{400} \left( 32.14 + \frac{10.72}{0,9 \times 18} \right) \times 10 = 0.94 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- ❖ Vérification de la contrainte de compression

$$V_u \leq 0,4b_0(0,9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u = 32.14 \text{ kN} < 0,4 \times 100 \times 0,9 \times 18 \times \frac{25}{1,5} \times 10^{-1} = 1296 \text{ kN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

#### III.6.5.4. Vérification des contraintes à l'ELS

Il faut faire la vérification de la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Pour les aciers aucune vérification n'est nécessaire parce que la fissuration est peut préjudiciable (pas de limite sur la contrainte d'acier).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III. 21 : Tableau récapitulatif des vérifications des contraintes à l'ELS**

Position		$M_{ser}$ (kN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
Sens XX	Travée	8.44	3,67	11319.62	3.175	15	CV
	Appuis	-2.98	3,67	11319.62	0,96	15	CV
Sens YY	Travée	2.67	3,67	11319.62	0.86	15	CV
	Appuis	-0.94	3,67	11319.62	0,29	15	CV

- ❖ Vérification de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left( \frac{h_f}{L} \right) \geq \left( \frac{1}{16} \right) \Rightarrow (0,1 > 0,0625)$$

⇒ **condition vérifiée**

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser}}{10 M_{ser0}}\right) \Rightarrow (0,1 > 0,085)$$

⇒ condition vérifiée

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4,2}{f_e}\right) \Rightarrow (0,0017 < 0,0105)$$

⇒ condition vérifiée

Avec:

$$h_t = 20 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; L = 2,00 \text{ m} ; A_s = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$M_{ser} = 8,44 \text{ kN.m} ; M_{ser0} = 9,93 \text{ kN.m} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**NB :** On prévoit des chaises entre les deux nappes d'armature pour garder l'espacement entre les nappes, soit 1T10/m<sup>2</sup>.

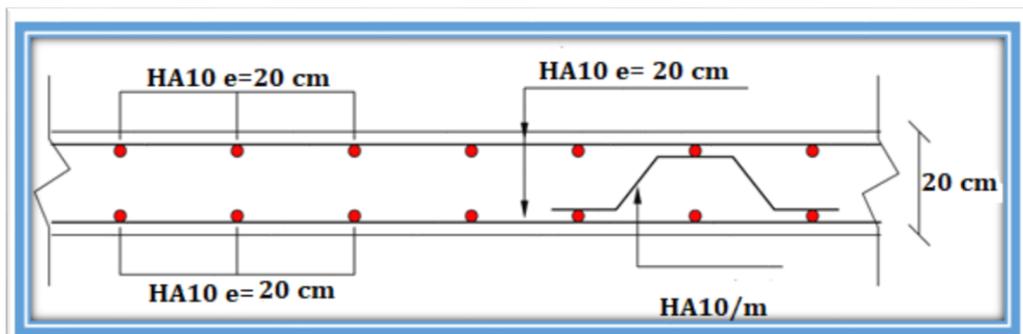


Figure III. 14: Schéma de ferrailage de la dalle machine d'ascenseur.

### III.7. Etude d'escaliers

L'escalier est un élément qui permet la circulation verticale entre les différents niveaux d'un bâtiment il est soumis à des forces divers (poids propre des escaliers, les surcharges dues aux différents accès personnes et équipements) .

Ces différentes charges peuvent entraîner les dommages divers dans ces éléments de la structure (déformation, fissuration ou même la ruine de l'escalier).

Pour éviter ce risque on, doit faire une étude détaillée sur le type de ferrailage adopté.

L'escalier est conçu de manière à être parcouru par les utilisateurs avec un minimum d'effort et un maximum de sécurité.

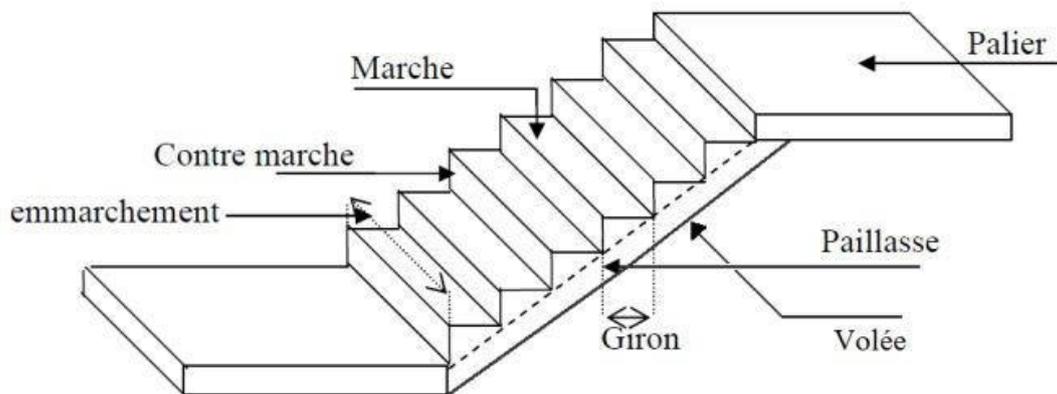


Figure III. 15: Schéma d'un escalier.

#### III.7.1. Pré-dimensionnement des escaliers

- **Model 1** sou sol (1 type)
- **Model 2** RDC (2 type)
- **Model 3** étage service (3 type)
- **Model 4** 1<sup>er</sup> étage (2type)
- **Model 5** étage courant (2type)

L'étude d'un escalier nécessite le respect de certain facteur :

Pour assurer le confort ; on vérifie généralement la formule de BLONDEL :

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

Avec :

- La limite inférieure 59 cm ; correspond à des escaliers courants d'appartement et la limitesupérieure correspond à des locaux publics.

- **La marche** : Est la partie horizontale qui reçoit la charge verticale ; sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie...etc.
- **La contre marche** : Est la partie verticale entre deux marches.
- **La hauteur de la contre marche (h)** : Est la différence de niveau entre deux marches successives.
- **Le giron (g)** : Est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contremarches.
- **Une volée** : Est l'ensemble des marches comprises entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : Est la plate-forme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires
- **L'embranchement (E)** : Représente la largeur de la marche
- **La paillasse** : Est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.
- **La ligne de foulée** : Représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier

❖ **Pré-dimensionnement d'escalier « model 1 » Pour le sou sol**

❖ **Calcul du nombre de contre marches « n » et de marches « n' » :**

Avec une hauteur d'étage de 3.00 m ;

$$\left\{ \begin{array}{l} \Rightarrow n = 16 \text{ Contre marches} \\ \Rightarrow n' = n - 1 = 15 \text{ Marches} \end{array} \right.$$

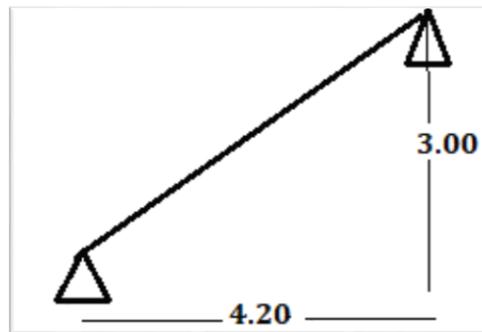
Les 16 contre marches sont réparties de la manière suivante :

15 contre marche de  $h=19\text{cm}$  et 1 contre marche de  $h=15\text{cm}$

❖ **Formule de BLONDEL**

$$\left\{ \begin{array}{l} 21 \text{ cm} < g < 32 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } g = 28 \text{ cm} \\ 59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm} \quad \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 64 \leq 66 \text{ cm} \dots \text{ CV} \end{array} \right.$$

Nous allons étudier le paillasse comme représenté dans les schémas suivants :



❖ Etude du type 1

- L'embranchement « E » :

$$E \leq L'arguer \text{ du palier} \Rightarrow E = l_{\text{palier}} = 1,25 \text{ m}$$

- L'inclinaison de la paillasse

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{g} \Rightarrow \alpha = \text{Arc tg} = \frac{3}{4.2} \Rightarrow \alpha = 31.39^\circ$$

- La longueur de la paillasse

$$L_p = \sqrt{4.2^2 + 3^2} \Rightarrow L_p = 5.16 \text{ m}$$

- L'épaisseur de la paillasse

$$\frac{L_p}{30} \leq ep \leq \frac{L_p}{20} \Rightarrow 17.2 \text{ cm} \leq ep \leq 25.8 \text{ cm}$$

On prend :  $E_{\text{paillasse}} = 20 \text{ cm}$

- L'épaisseur du palier

$$\frac{L_p}{20} \leq ep \leq \frac{L_p}{15}$$

On prend :  $E_{\text{palier}} = 15 \text{ cm}$

❖ Pré-dimensionnement d'escalier « model 2 »

❖ Pour le RDC :( 2 types)

- Calcul du nombre de contre marches « n » et de marches « n' » :

$$16 \text{ cm} < h < 18 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend :}$$

$$h = 17 \text{ cm}$$

$$25 \text{ cm} < g < 32 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } g = 30 \text{ cm}$$

$$n = \frac{L}{h} = \frac{408}{17} = 24$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \Rightarrow n = 24 \text{ Contre marches} \\ \Rightarrow n' = n - 1 = 23 \text{ Marches} \end{array} \right.$$

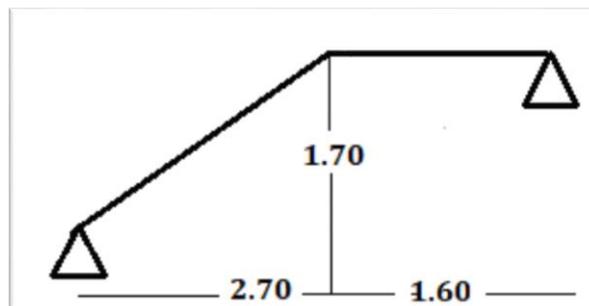
Les 24 contre marches sont réparties de la manière suivante :

- **Volée 1 :**     {    n = 10 contre marches  
                          n' = 9 marches
  
- **Volée 2 :**     {    n = 14 contre marches  
                          n' = 13 marches

• **Formule de BLONDEL**

$$\left\{ \begin{array}{l} 16 \text{ cm} < h < 18 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } \mathbf{h = 17 \text{ cm}} \\ 25 \text{ cm} < g < 32 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } \mathbf{g = 30 \text{ cm}} \\ 59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm} \quad \Rightarrow \mathbf{59 \text{ cm} \leq 64 \leq 66 \text{ cm} \dots CV} \end{array} \right.$$

Nous allons étudier les deux paillasse comme représenté dans les schémas suivants :



❖ **Etude du type 1**

- **L'embranchement « E »**

$E \leq L'arguer \text{ du palier} \Rightarrow E = l_{palier} = 1,55 \text{ m}$

- **L'inclinaison de la paillasse**

$\text{tg } \alpha = \frac{h}{g} \Rightarrow \alpha = \text{Arc tg } \frac{1.7}{2.7} \Rightarrow \alpha = 32,12^\circ$

- **La longueur de la paillasse :**

$L_p = \sqrt{2.7^2 + 1.7^2} \Rightarrow L_p = 3.19 \text{ m}$

- **L'épaisseur de la paillasse**

$\frac{L_p}{30} \leq ep \leq \frac{L_p}{20} \Rightarrow \frac{319}{30} \leq ep \leq \frac{319}{20}$

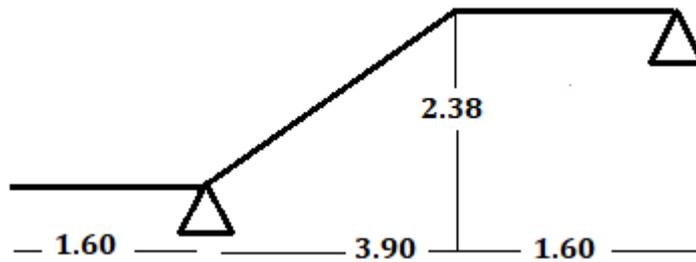
$10.63 \text{ cm} \leq ep \leq 15.95 \text{ cm}$

On prend :  $E_{pPaillasse} = 15 \text{ cm}$

- **L'épaisseur du palier**

$$\frac{I_p}{20} \leq ep \leq \frac{I_p}{15} \Rightarrow \frac{160}{20} \leq ep \leq \frac{160}{15}$$

On prend :  $E_{ppalier} = 15 \text{ cm}$



#### ❖ Etude du type 2

- Volée 2 :  $\left\{ \begin{array}{l} n = 14 \text{ contre marches} \\ n' = 13 \text{ marches} \end{array} \right.$

- L'embranchement « E »

$E \leq L'arguer \text{ du palier} \Rightarrow E = l_{palier} = 1,55 \text{ m}$

- L'inclinaison de la paillasse

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{g} \Rightarrow \alpha = \text{Arc tg} = \frac{2.38}{3.9} \Rightarrow \alpha = 31.39^\circ$$

- La longueur de la paillasse

$$L_p = \sqrt{2.38^2 + 3.9^2} \Rightarrow L_p = 4.56 \text{ m}$$

- L'épaisseur de la paillasse

$$\frac{L_p}{30} \leq ep \leq \frac{L_p}{20} \Rightarrow \frac{456}{30} \leq ep \leq \frac{456}{20}$$

$$10.63 \text{ cm} \leq ep \leq 15.95 \text{ cm}$$

On prend :  $E_{ppaillasse} = 15 \text{ cm}$

- L'épaisseur du palier

$$\frac{I_p}{20} \leq ep \leq \frac{I_p}{15} \Rightarrow \frac{160}{20} \leq ep \leq \frac{160}{15}$$

On prend :  $E_{ppalier} = 15 \text{ cm}$

❖ Pré-dimensionnement d'escalier « model 3 » Pour le Etage service : ( 3 types)

- Calcul du nombre de contre marches « n » et de marches « n' » :

$16 \text{ cm} < h < 18 \text{ cm} \rightarrow$  On prend :

**$h = 17 \text{ cm}$**

$25 \text{ cm} < g < 32 \text{ cm} \rightarrow$  On prend :  **$g = 30 \text{ cm}$**

$n = \frac{L}{h} = \frac{340}{17} = 20$

$\Rightarrow n = 20$  Contre marches  
 $\Rightarrow n' = n - 1 = 19$  Marches

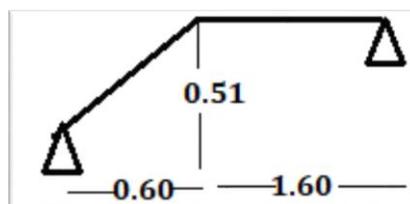
Les 20 contre marches sont réparties de la manière suivante :

- Volée 1 :  $\left\{ \begin{array}{l} n = 3 \text{ contre marches} \\ n' = 2 \text{ marches} \end{array} \right.$
- Volée 2 :  $\left\{ \begin{array}{l} n = 13 \text{ contre marches} \\ n' = 12 \text{ marches} \end{array} \right.$
- Volée 3 :  $\left\{ \begin{array}{l} n = 4 \text{ contre marches} \\ n' = 3 \text{ marches} \end{array} \right.$

- Formule de BLONDEL :

$\left\{ \begin{array}{l} 16 \text{ cm} < h < 18 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } h = 17 \text{ cm} \\ 25 \text{ cm} < g < 32 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } g = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$   
 $59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 64 \leq 66 \text{ cm} \dots \text{CV}$

Nous allons étudier les deux paillasse comme représenté dans les schémas suivants :



❖ Etude du type 1

- L'embranchement « E »

$E \leq L'arguer \text{ du palier} \Rightarrow E = l_{palier} = 1,25m$

- L'inclinaison de la pailleasse

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{g} \Rightarrow \alpha = \operatorname{Arc} \operatorname{tg} = \frac{0.51}{0.6} \Rightarrow \alpha = 40.35^\circ$$

- La longueur de la pailleasse

$$L_p = \sqrt{0.51^2 + 0.6^2} \Rightarrow L_p = 0.78 \text{ m}$$

- L'épaisseur de la pailleasse

$$\frac{L_p}{30} \leq ep \leq \frac{L_p}{20} \Rightarrow \frac{78}{30} \leq ep \leq \frac{78}{20}$$

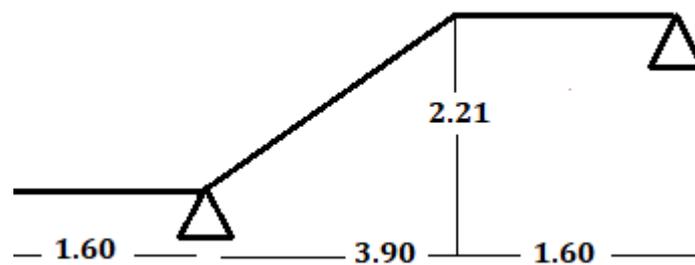
$$2.6 \text{ cm} \leq ep \leq 3.9 \text{ cm}$$

On prend :  $E_{p\text{Pailleasse}} = 15 \text{ cm}$

- L'épaisseur du palier

$$\frac{I_p}{20} \leq ep \leq \frac{I_p}{15} \Rightarrow \frac{160}{20} \leq ep \leq \frac{160}{15}$$

On prend :  $E_{p\text{Palier}} = 15 \text{ cm}$



#### ❖ Etude du type 2

- Volée 2 :  $\left\{ \begin{array}{l} n = 13 \text{ contre marches} \\ n' = 12 \text{ marches} \end{array} \right.$

- L'embranchement « E »

$$E \leq L' \text{ arguer du palier} \Rightarrow E = l_{\text{palier}} = 1,25 \text{ m}$$

- L'inclinaison de la pailleasse

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{g} \Rightarrow \alpha = \operatorname{Arc} \operatorname{tg} = \frac{2.21}{3.6} \Rightarrow \alpha = 31.54^\circ$$

- La longueur de la pailleasse

$$L_p = \sqrt{2.21^2 + 3.6^2} \Rightarrow L_p = 4.22 \text{ m}$$

- L'épaisseur de la paillasse

$$\frac{L_p}{30} \leq ep \leq \frac{L_p}{20} \Rightarrow \frac{422}{30} \leq ep \leq \frac{422}{20}$$

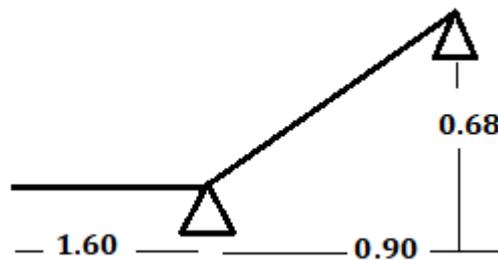
$$14.6 \text{ cm} \leq ep \leq 21.1 \text{ cm}$$

On prend :  $E_{pPaillasse} = 15 \text{ cm}$

- L'épaisseur du palier

$$\frac{I_p}{20} \leq ep \leq \frac{I_p}{15} \Rightarrow \frac{160}{20} \leq ep \leq \frac{160}{15}$$

On prend :  $E_{pPalier} = 15 \text{ cm}$



#### ❖ Etude du type 3

- Volée 3 :  $\left\{ \begin{array}{l} n = 4 \text{ contre marches} \\ n' = 3 \text{ marches} \end{array} \right.$

- L'embranchement « E »

$$E \leq L' \text{ arguer du palier} \Rightarrow E = l_{palier} = 1,25 \text{ m}$$

- L'inclinaison de la paillasse

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{g} \Rightarrow \alpha = \text{Arc tg} = \frac{0.66}{0.9} \Rightarrow \alpha = 37.07^\circ$$

- La longueur de la paillasse

$$L_p = \sqrt{0.9^2 + 0.66^2} \Rightarrow L_p = 1.12 \text{ m}$$

- L'épaisseur de la paillasse

$$\frac{L_p}{30} \leq ep \leq \frac{L_p}{20} \Rightarrow \frac{112}{30} \leq ep \leq \frac{112}{20}$$

$$5.6 \text{ cm} \leq ep \leq 7.46 \text{ cm}$$

On prend :  $E_{pPaillasse} = 15 \text{ cm}$

- L'épaisseur du palier

$$\frac{I_p}{20} \leq ep \leq \frac{I_p}{15} \Rightarrow \frac{160}{20} \leq ep \leq \frac{160}{15}$$

On prend :  $E_{palier} = 15 \text{ cm}$

❖ Pré-dimensionnement d'escalier « model 4 »

Pour le 1<sup>er</sup> étage : (2type)

- Calcul du nombre de contre marches « n » et de marches « n' »

$16 \text{ cm} < h < 18 \text{ cm} \rightarrow$  On prend :

$h = 17 \text{ cm}$

$25 \text{ cm} < g < 32 \text{ cm} \rightarrow$  On prend :  $g = 30 \text{ cm}$

$$n = \frac{L}{h} = \frac{306}{17} = 18$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} n = 17 \text{ Contre marches} \\ n' = n - 1 = 16 \text{ Marches} \end{array} \right.$$

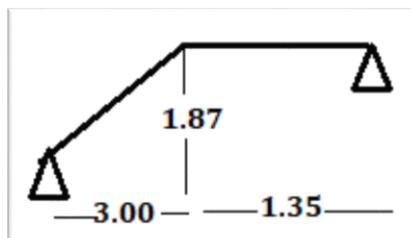
Les 17 contre marches sont réparties de la manière suivante :

- Volée 1 :  $\left\{ \begin{array}{l} n = 11 \text{ contre marches} \\ n' = 10 \text{ marches} \end{array} \right.$
- Volée 2 :  $\left\{ \begin{array}{l} n = 7 \text{ contre marches} \\ n' = 6 \text{ marches} \end{array} \right.$

- Formule de BLONDEL :

$$\left\{ \begin{array}{l} 16 \text{ cm} < h < 18 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } h = 17 \text{ cm} \\ 25 \text{ cm} < g < 32 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } g = 30 \text{ cm} \\ 59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 64 \leq 66 \text{ cm} \dots \text{CV} \end{array} \right.$$

Nous allons étudier les deux paillasse comme représenté dans les schémas suivants :



❖ Etude du type 1

- L'emmarchement « E »

$E \leq L'$ arguer du palier  $\Rightarrow E = l_{palier} = 1,25 \text{ m}$

- L'inclinaison de la paille

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{g} \Rightarrow \alpha = \operatorname{Arc} \operatorname{tg} = \frac{3}{1.87} \Rightarrow \alpha = 31.93^\circ$$

- La longueur de la paille

$$L_p = \sqrt{3^2 + 1.87^2} \Rightarrow L_p = 3.53 \text{ m}$$

- L'épaisseur de la paille

$$\frac{L_p}{30} \leq ep \leq \frac{L_p}{20} \Rightarrow \frac{353}{30} \leq ep \leq \frac{353}{20}$$

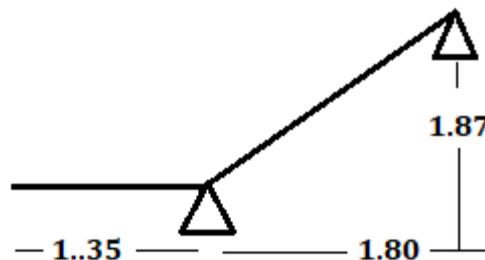
$$11.16 \text{ cm} \leq ep \leq 17.65 \text{ cm}$$

On prend :  $E_{p_{\text{paille}}} = 15 \text{ cm}$

- L'épaisseur du palier

$$\frac{I_p}{20} \leq ep \leq \frac{I_p}{15} \Rightarrow \frac{160}{20} \leq ep \leq \frac{160}{15}$$

On prend :  $E_{p_{\text{palier}}} = 15 \text{ cm}$



### ❖ Etude du type 2

- Volée 2 :  $\left\{ \begin{array}{l} n = 7 \text{ contre marches} \\ n' = 6 \text{ marches} \end{array} \right.$

- L'emmarchement « E »

$$E \leq L' \text{arguer du palier} \Rightarrow E = l_{\text{palier}} = 1,25 \text{ m}$$

- L'inclinaison de la paille

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{g} \Rightarrow \alpha = \operatorname{Arc} \operatorname{tg} = \frac{1.8}{1.19} \Rightarrow \alpha = 33.45^\circ$$

- La longueur de la paille

$$L_p = \sqrt{1.8^2 + 1.19^2} \Rightarrow L_p = 2.15 \text{ m}$$

- L'épaisseur de la paillasse

$$\frac{L_p}{30} \leq ep \leq \frac{L_p}{20} \Rightarrow \frac{215}{30} \leq ep \leq \frac{215}{20}$$

$$7.16 \text{ cm} \leq ep \leq 10.75 \text{ cm}$$

On prend :  $E_{pPaillasse} = 15 \text{ cm}$

- L'épaisseur du palier

$$\frac{I_p}{20} \leq ep \leq \frac{I_p}{15} \Rightarrow \frac{160}{20} \leq ep \leq \frac{160}{15}$$

On prend :  $E_{pPalier} = 15 \text{ cm}$

❖ Pré-dimensionnement d'escalier « model 5 »

Pour le 1<sup>er</sup> étage : (2type)

- Calcul du nombre de contre marches « n » et de marches « n' »

$$16 \text{ cm} < h < 18 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend :}$$

$$h = 17 \text{ cm}$$

$$25 \text{ cm} < g < 32 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } g = 30 \text{ cm}$$

$$n = \frac{L}{h} = \frac{306}{17} = 18$$

$$\Rightarrow n = 17 \text{ Contre marches}$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} n = 17 \text{ Contre marches} \\ n' = n - 1 = 16 \text{ Marches} \end{array} \right.$$

Les 17 contre marches sont réparties de la manière suivante :

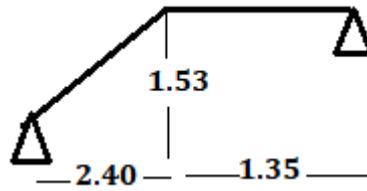
- Volée 1 :  $\left\{ \begin{array}{l} n = 9 \text{ contre marches} \\ n' = 8 \text{ marches} \end{array} \right.$

- Volée 2 :  $\left\{ \begin{array}{l} n = 9 \text{ contre marches} \\ n' = 8 \text{ marches} \end{array} \right.$

- Formule de BLONDEL

$$\left\{ \begin{array}{l} 16 \text{ cm} < h < 18 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } h = 17 \text{ cm} \\ 25 \text{ cm} < g < 32 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } g = 30 \text{ cm} \\ 59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 64 \leq 66 \text{ cm} \dots \text{ CV} \end{array} \right.$$

Nous allons étudier les deux paillasse comme représenté dans les schémas suivants :



❖ Etude du type 1

- L’emmarchement « E »

$E \leq L'arguer \text{ du palier} \Rightarrow E = l_{palier} = 1,25m$

- L’inclinaison de la paillasse :

$tg \alpha = \frac{h}{g} \Rightarrow \alpha = Arc \, tg = \frac{2.4}{1.53} \Rightarrow \alpha = 31.93^\circ$

- La longueur de la paillasse

$L_p = \sqrt{2.4^2 + 1.53^2} \Rightarrow L_p = 2.84 \, m$

- L’épaisseur de la paillasse

$\frac{L_p}{30} \leq ep \leq \frac{L_p}{20} \Rightarrow \frac{284}{30} \leq ep \leq \frac{284}{20}$

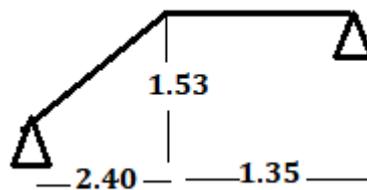
$9.46 \, cm \leq ep \leq 14.20 \, cm$

On prend :  $Ep_{paillasse} = 15 \, cm$

- L’épaisseur du palier

$\frac{I_p}{20} \leq ep \leq \frac{I_p}{15} \Rightarrow \frac{160}{20} \leq ep \leq \frac{160}{15}$

On prend :  $Ep_{palier} = 15 \, cm$



❖ Etude du type 2

- Volée 2 :  $\left\{ \begin{array}{l} n = 9 \text{ contre marches} \\ n' = 8 \text{ marches} \end{array} \right.$

- L’emmarchement « E »

$E \leq L'arguer \text{ du palier} \Rightarrow E = l_{palier} = 1,25m$

- L'inclinaison de la pailleasse

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{g} \Rightarrow \alpha = \text{Arc tg } = \frac{2.4}{1.53} \Rightarrow \alpha = 31.93^\circ$$

- La longueur de la pailleasse

$$L_p = \sqrt{2.4^2 + 1.53^2} \Rightarrow L_p = 2.84 \text{ m}$$

L'épaisseur de la pailleasse

$$\frac{L_p}{30} \leq ep \leq \frac{L_p}{20} \Rightarrow \frac{284}{30} \leq ep \leq \frac{284}{20}$$

$$9.46 \text{ cm} \leq ep \leq 14.20 \text{ cm}$$

On prend :  $E_{p\text{Pailleasse}} = 15 \text{ cm}$

- L'épaisseur du palier

$$\frac{I_p}{20} \leq ep \leq \frac{I_p}{15} \Rightarrow \frac{160}{20} \leq ep \leq \frac{160}{15}$$

On prend :  $E_{p\text{Palier}} = 15 \text{ cm}$

### III.7.2. Descente de charges

#### III.7.2.1. Charge du palier.

Tableau III. 22: Charge du palier.

Désignation	(kg/m <sup>3</sup> )	e(m)	G(Kg/m <sup>2</sup> )
Carrelage	2200	0.02	44
Mortier de pose	2200	0.02	44
Poids propre de palier	2500	0.15	375
Enduit en plâtre	1200	0.02	24
<b>G (Kg/m<sup>2</sup>)</b>		527	
<b>Q (Kg/m<sup>2</sup>)</b>		250	

#### III.7.2.2. Charge de la volée. (Pailleasse) :

Tableau III. 23: Charge de la volée.

Désignation	$\rho$ (Kg/m <sup>3</sup> )	e(m)	G(Kg/m <sup>2</sup> )
Carrelage	2200	0.02	44
Mortier horizontal	2000	0.02	40
Carrelage contre Marche	2000*(0.17/0.3)	0.02	22.66
Mortier vertical	2000*(0.17/0.3)	0.02	22.67

Tableau III. 24: Charge de la volée.(suite)

Désignation	$\rho$ (Kg/m <sup>3</sup> )	e(m)	G(Kg/m <sup>2</sup> )
Paillasse en B.A	2500	0.15	375
Enduit en plâtre	1000	0.02	20
Contre marche	2500*(0.17/2)		212.5
G (Kg/m <sup>2</sup> )			914
Q (Kg/m <sup>2</sup> )			250

## III.7.2.3. Combinaison de charges

Tableau III. 25 Combinaison des charges des différents types d'escaliers.

	G [KN/m <sup>2</sup> ]	Q [KN/m <sup>2</sup> ]	ELU [KN/m] $qu = [1,35G+1,5Q].1$ ml	ELS [KN/m] $qs = [G+Q].1$ ml
Paillasse	9,14	2,5	15,08	11,64
Palier	5,27	2,5	10,86	7,77

## III.7.3. Détermination des sollicitations

Pour la détermination de ces sollicitations, on utilisera :

- Exemple de calcul : Le model 5, « type 1 » niveau étage courant

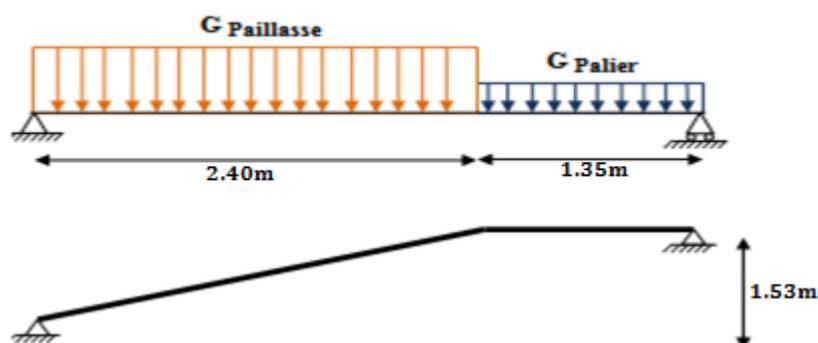


Figure III. 16: Schéma statique d'exemple de calcul

## III.7.3.1. Calcul à l'état limite ultime ELU

$$Qu_{\text{paillasse}} = 15.08 \text{ KN/m}^2$$

$$Qu_{\text{palier}} = 10.86 \text{ KN/m}^2$$

❖ Calcul des réactions

$$\sum F_v = 0 \rightarrow R_A + R_B = (Q_u \text{ Paillasse} \times 2,40) + (Q_u \text{ Palier} \times 1,35)$$

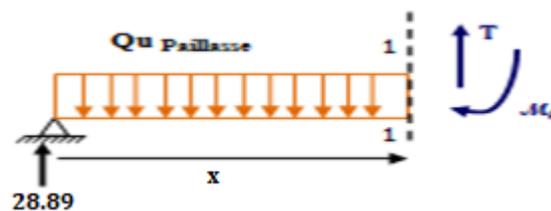
$$\Rightarrow R_A + R_B = 53.27 \text{ KN}$$

$$R_A = 28.89 \text{ KN}$$

$$R_B = 53.27 - 28.89 = 24.38 \text{ KN}$$

❖ Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants

- Section 1-1\_  $0 \leq x \leq 2,40 \text{ m}$



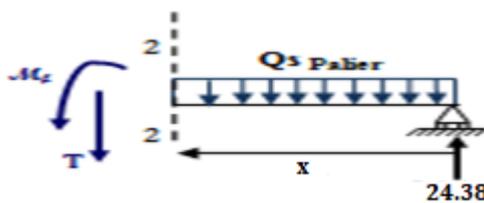
$$\Rightarrow M_f(x) = -\frac{Q_u \text{ paillasse} \cdot x^2}{2} + R_A \cdot x$$

$$\begin{cases} M_f(0) = 0 \\ M_f(2.4) = 22.99 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow T(x) = - Q_u \text{ Paillasse} \cdot x + R_A$$

$$\begin{cases} T(0) = 28.89 \text{ KN} \\ T(2.4) = 24.89 \text{ KN} \end{cases}$$

- Section 2-2  $0 \leq x \leq 1.35 \text{ m}$



$$\Rightarrow M_f(x) = -\frac{Q_u \text{ paillasse} \cdot x^2}{2} + R_B \cdot x$$

$$\begin{cases} M_f(0) = 0 \end{cases}$$

$$M_f(1.35) = 23.04 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow T(x) = - Q_u \text{ Paillasse} \cdot X - R_B$$

$$\begin{cases} T(0) = -24.38 \text{ KN} \\ T(1.35) = -9.71 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow T(x) = - Q_u \text{ Paillasse} \cdot X + R_A \Rightarrow X = \frac{R_A}{Q_u \text{ Paillasse}} = 1.79 \text{ m}$$

$$X = 1.79 \text{ m}$$

$$M_f(1.58) = 26.24 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = 26.24 \text{ KN.m}$$

### III.7.3.2. Calcul à l'état limite ultime ELS

$$Q_u \text{ paillasse} = 11.64 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_u \text{ palier} = 7.77 \text{ KN/m}^2$$

#### ❖ Calcul des réactions

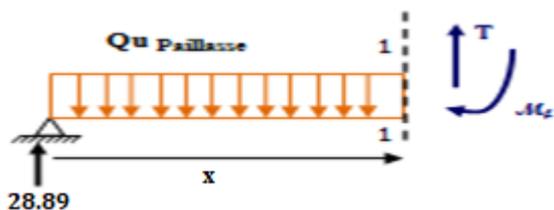
$$\sum F_v = 0 \rightarrow R_A + R_B = (Q_u \text{ Paillasse} \times 2,40) + (Q_u \text{ Palier} \times 1,35)$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 37.99 \text{ KN}$$

$$R_A = 12.71 \text{ KN}$$

$$R_B = 37.99 - 12.71 = 25.28 \text{ KN}$$

#### ❖ Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants



$$\Rightarrow M_f(x) = \frac{Q_u \text{ paillasse} \cdot x^2}{2} + R_A \cdot x$$

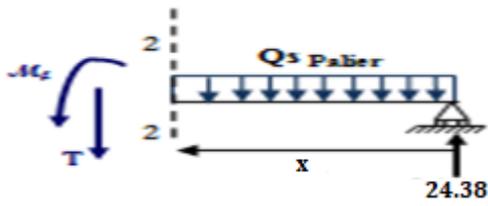
$$M_f(0) = 0$$

$$M_f(2.4) = -3.01 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow T(x) = - Q_u \text{ Paillasse} \cdot X + R_A$$

$$\begin{cases} T(0) = 12.71 \text{ KN} \\ T(2.4) = -15.22 \text{ KN} \end{cases}$$

- Section 2-2 :  $0 \leq x \leq 1.35 \text{ m}$



$$\Rightarrow M_f(x) = \frac{Q_u \text{ paillasse} \cdot x^2}{2} + R_B \cdot x$$

$$\begin{cases} M_f(0) = 0 \\ M_f(1.35) = 19.95 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow T(x) = - Q_u \text{ Paillasse} \cdot X - R_B$$

$$\begin{cases} T(0) = 25.27 \text{ KN} \\ T(2.4) = 14.78 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow T(x) = - Q_u \text{ Paillasse} \cdot X + R_A \Rightarrow X = \frac{R_A}{Q_u \text{ Paillasse}} = 1.09 \text{ m}$$

$$X = 1.09 \text{ m}$$

$$M_f(1.09) = 18.45 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = 18.45 \text{ KN.m}$$

❖ Remarque

Afin de tenir compte des semis encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficient réducteurs pour le moments  $M_{\max}$  au niveau des appuis et travée

❖ A L'ELU

**Aux appuis :**  $M_a = -0.5 \times M_{\max} = -0.5 \times 26.24 = -13.12 \text{ KN.m}$

**En travée :**  $M_t = 0.85 \times M_{\max} = 0.85 \times 26.24 = 22.30 \text{ KN.m}$

❖ A L'ELS

Aux appuis :  $M_a = -0.5 \times M_{\max} = -0.5 \times 18.45 = -9.23 \text{ KN.m}$

En travée :  $M_t = 0.85 \times M_{\max} = 0.85 \times 18.45 = 15.68 \text{ KN.m}$

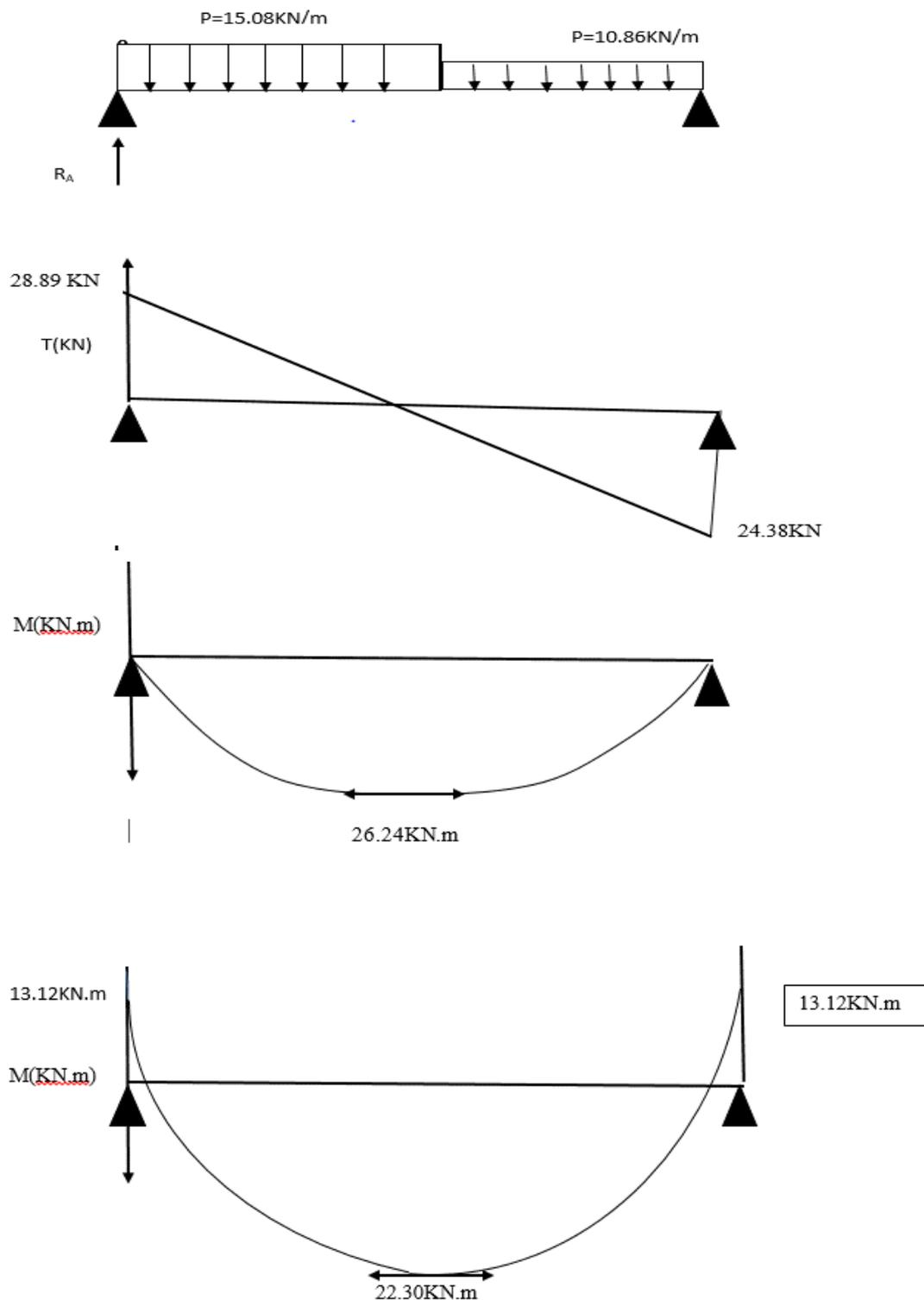


Figure III. 17 : Digrammes de M et T à l'ELU.

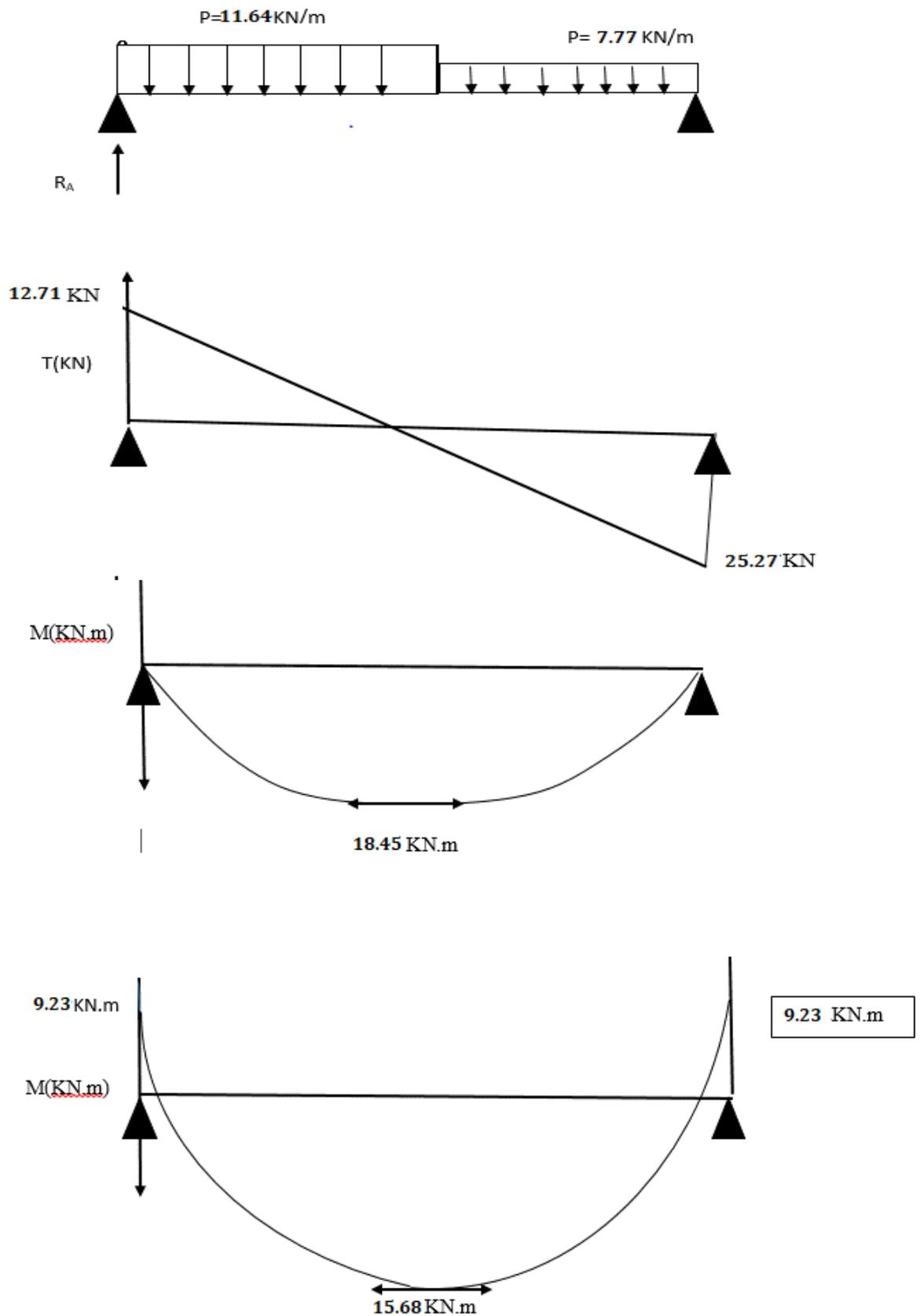


Figure III. 18: Digrammes de M et T à l'ELS.

**NB** : Afin de tenir compte des semi-encastres, les moments en travées et aux appuis seront affectés par des coefficients 0.85 et 0.5 respectivement.

$$M_{\text{Appuis}} = - 0,50 M_{\text{max}}$$

$$M_{\text{Travée}} = 0,85 M_{\text{max}}$$

Pour les autres types d'escalier sont calculée à l'aide de logiciel *SAP 2000 V14*, et les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

**Tableau III. 26: Récapitulatif des différentes sollicitations d'escalier à l'ELU et l'ELS**

Escalier	Type	M <sub>U</sub> max [KN.m]	M <sub>S</sub> max [KN.m]	ELU			ELS		
				M <sub>t</sub> [KN.m]	M appui [KN.m]	T [KN]	M <sub>t</sub> [KN.m]	M appui [KN.m]	T [KN]
<b>Mode 1</b>	1	35.42	25.87	30.15	17.74	33.79	21.81	12.83	24.44
<b>Mode 1</b>	1	33.92	24.48	28.83	16.96	33.04	20.88	12.24	23.87
	2	57.55	41.57	48.91	28.77	43.03	35.48	20.78	31.11
<b>Mode 1</b>	1	7.05	51.06	5.99	3.52	14.66	4.30	2.53	10.55
	2	51.09	36.91	43.42	25.54	40.55	31.37	18.44	29.31
	3	7.8	5.73	8.14	4.79	15.99	5.84	3.44	11.53
<b>Modl 4</b>	1	35.72	25.80	30.36	17.86	33.90	21.93	12.9	24.51
	2	17.65	12.73	15.00	8.82	23.83	10.82	6.38	17.21
<b>Mode 1</b>	1	25.95	18.74	22.10	12.97	28.9	15.92	9.37	20.88
	2	25.95	18.74	22.10	12.97	28.9	15.92	9.37	20.88

## III.7.3.3. Calcul des armatures

Fissuration peu Préjudiciable, le calcul se fait à l'ELU

On calcule le model 5

## ❖ En travée

## • Armatures longitudinales

$b_0=100\text{cm}$ ,  $d=13\text{cm}$ ,  $\gamma_s=1,15$ ,  $\gamma_b=1,5$ ,  $h=15\text{cm}$  FeE400Mpa,  $F_{ed}=348\text{Mpa}$ .  $f_{c28}=25\text{Mpa}$ ,  $f_{t28}=2,1\text{Mpa}$ .  $F_{bu}=14,17\text{MPa}$ .

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tmax}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{22.10 \cdot 10^{-3}}{1(0,13)^2 \cdot 14,17} = 0,092$$

Pour FeE400  $\Rightarrow \mu_l=0,392$  (tableau BAEL 91 art 2.1.3)

$\mu_{bu}=0,092 < \mu_l=0,392$  et  $\Rightarrow$  la section est simplement armée  $A' = 0$

• calcul d'armatures tendus  $A_s$ 

$\mu_{bu}=0,092 < 0,392$  (d'après le BAEL91 art 2.3.1 on calcule Z)

$$Z = d(1 - 0.4a) = 0,120 \text{ m} \quad +b^2$$

$$f_{ed} = f_c / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPA}$$

$$A_u = \frac{M_{tmax}}{Z \cdot f_{ed}} = \frac{25.95 \cdot 10^{-3} \cdot 10^4}{0,120 \cdot 348} = 6.21 \text{ cm}^2$$

## • Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 b_0 d \frac{F_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_u \geq 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max \{A_u, A_{min}\} \Rightarrow A_s = 6.21 \text{ cm}^2 \text{ On adopte } 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

• Espacement :  $S_L = 20 \text{ cm}$ 

## • Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_u}{4} = 1.69 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 1.69 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte } 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

• Espacement :  $S_r = 15 \text{ cm}$ .

## ❖ Aux appuis

$$M_a = 12.97 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{amax}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12.97 \cdot 10^{-3}}{1(0,13)^2 \cdot 14,17} = 0,054$$

Pour FeE400  $\Rightarrow \mu_l = 0,392$  (tableau BAEL 91 art 2.1.3)

$\mu_{bu} = 0,054 < \mu_l = 0,392$  et  $\Rightarrow$  la section est simplement armée  $A' = 0$

- calcul d'armatures tendus  $A_s$

$\mu_{bu} = 0,054 < 0,392$  (d'après le BAEL91 art 2.1.3 on calcule Z)

$$Z = d(1 - 0,4\mu_{bu}) = 0,176 \text{ m}$$

$$f_{ed} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u = \frac{M_{tmax}}{Z \cdot f_{ed}} = \frac{12,97 \cdot 10^{-3} \cdot 10^4}{0,176 \cdot 348} = 2,11 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_u \geq 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max \{A_u, A_{min}\} \Rightarrow A_s = 5,40 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte 6HA12} = 6,79 \text{ cm}^2$$

- Espacement :  $S_L = 15 \text{ cm}$ .

#### III.7.3.4. Les vérification

##### ❖ Vérification de l'espacement des barres

- Armatures longitudinales

$$S_L = 15 \text{ cm} < \min \{3h = 45 \text{ cm}, 33 \text{ cm}\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Armatures de répartition

$$S_r = 15 \text{ cm} < \min \{4h = 60 \text{ cm}, 45 \text{ cm}\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

##### ❖ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_{u \max} = \frac{V_{u \max}}{b_0 \cdot z} \leq \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) \quad \text{Fissuration peu préjudiciable}$$

$$V_{U \max} = 28,90 \text{ KN}$$

$$\tau_{U \max} = \frac{V_{U \max}}{0,9d \cdot b} = \frac{28,90 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 130 \cdot 1000} = 0,247 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u \max} = 0,247 \text{ MPa} < \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

Tableau III. 27: Tableau récapitulatif de calcul des armatures d'escalier à l'ELU

	$M_u$	$\mu_u$	$\mu_l = 0,392$	$\alpha$	$A_s$ ( $cm^2$ )	$A_{min}$ ( $cm^2$ )	choix	Espacement (cm)	$A_s$ adopté ( $cm^2$ /ml)
<b>Travée</b>	22.05	0,092	$\mu_u < \mu_l$	0,120	6.21	1,57	<b>6HA12</b>	15	6.79
<b>Appui</b>	12.97	0.054	$\mu_u < \mu_l$	0,069	5.40	1,57	<b>6HA12</b>	15	6.79

❖ *Vérification des contraintes à l'ELS*

- *En travée*

- **Dans le béton :** On doit vérifier  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15Mpa$

$\sigma_{bc}$  : Contrainte maximale dans le béton comprimé ( $\sigma_{bc} = KY$ )

$$b \cdot \frac{y^2}{2} + \eta(A_s + A'_s) \cdot y - \eta(A_s \cdot d + A'_s \cdot d') = 0 \Rightarrow y = 4.22cm$$

$$I = b \cdot \frac{y^3}{3} + \eta \cdot [A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2] \Rightarrow I = 10356.47cm^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{15.92 \cdot 10^6}{10356.47 \cdot 10^4} = 0,153 N/mm^3$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot Y = 0,140 \cdot 44.4 = 6.21 MPa < 15 MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Dans l'acier :** On doit vérifier  $\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 MPa$

On a :

$$\sigma_s = \eta \cdot K \cdot (d - Y) = 220,66 MPa < 348 MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis**

- **Dans le béton :** On doit vérifier  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15Mpa$

$\sigma_{bc}$  : Contrainte maximale dans le béton comprimé ( $\sigma_{bc} = KY$ )

$$b \cdot \frac{y^2}{2} + \eta(A_s + A'_s) \cdot y - \eta(A_s \cdot d + A'_s \cdot d') = 0 \Rightarrow y = 4.22cm^2$$

$$I = b \cdot \frac{y^3}{3} + \eta \cdot [A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2] \Rightarrow I = 10356.47cm^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{9,37 \cdot 10^6}{10356.47 \cdot 10^4} = 0,0904 N/mm^3$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot Y = 0,124 \cdot 35.7 = 4.42 MPa < 15 MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Dans l'acier : On doit vérifier  $\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$

On a :

$$\sigma_s = \eta \cdot K \cdot (d - Y) = 113 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Tableau III. 28: Tableau récapitulatif des vérifications d'escalier à l'ELS**

	$M_{ser}$ (kN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$y$ (cm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
<b>Travée</b>	15.92	6.79	0	4.22	10356.4	4,64	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
<b>Appui</b>	9.37	4,71	0	3,4	8772,2	3,1	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

❖ **Remarque**

Les fissurations étant peu nuisible, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d'acier).

❖ **Vérification de la flèche**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{320} = 0,046 < 0,0625 \Rightarrow \text{Condition}$$

vérifiée.

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{15}{320} = 0,046 < \frac{1}{10} \cdot \frac{4.17}{12.97} = 0,032 \Rightarrow \text{Condition non}$$

vérifiée.

$$\frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ (MPa)} \Rightarrow \frac{6.79}{100 \cdot 13} = 0,005 < 0,0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Tableau III. 29: Tableau récapitulatif de ferrailage des escaliers**

Model	Armatures long [cm <sup>2</sup> /ml]				Armatures de répartition [cm <sup>2</sup> /ml]			
	Travée		Appui		Travée		Appui	
	Ast calculée	Ast choisit	Ast calculé	Ast choisit	Ast calculé	Ast choisi	Ast calculé	Ast choisi
<b>1</b>	8,50	<b>6T14</b>	5.01	<b>5T12</b>	2,56	<b>4T10</b>	1,86	<b>3T8</b>
<b>2</b>	11.03	<b>6T16</b>	6,24	<b>6T12</b>	3.43	<b>4T10</b>	2.13	<b>2T12</b>
<b>3</b>	10.83	<b>6T16</b>	6.10	<b>6T12</b>	3.02	<b>4T10</b>	2.01	<b>2T12</b>
<b>4</b>	8.25	<b>6T14</b>	4.86	<b>5T12</b>	2.31	<b>4T10</b>	1.69	<b>3T8</b>
<b>5</b>	6.79	<b>6T12</b>	6.79	<b>6T12</b>	3.14	<b>4T10</b>	1.41	<b>3T8</b>

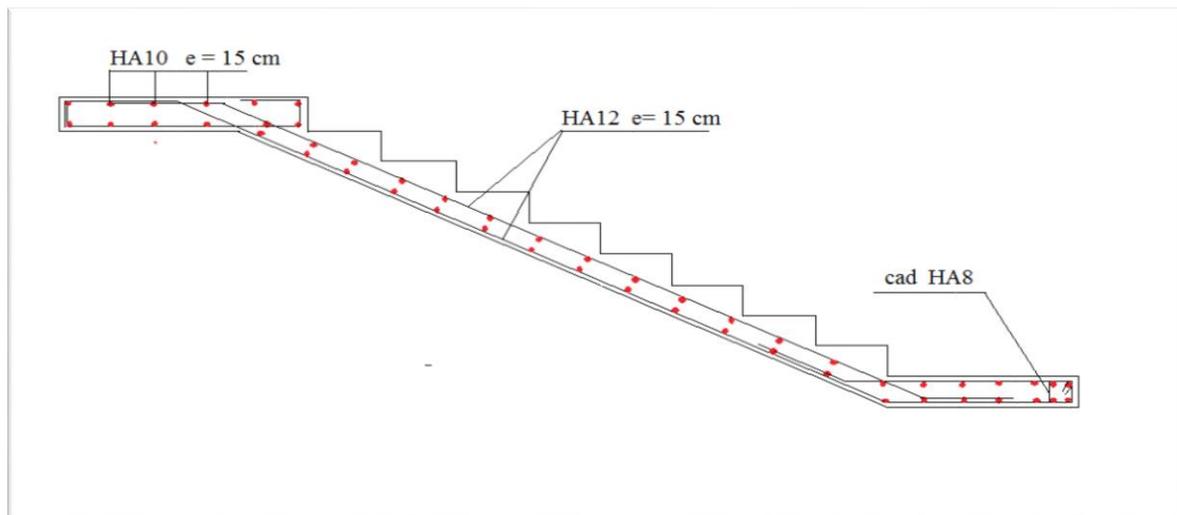


Figure III. 19 :schéma ferrailage d'escalie

### III.8. Calcul de la poutre palière

C'est une poutre de section rectangulaire, de dimension ( $b \times h$ ) et uniformément chargée, les charges venant à cette poutre sont :

- Poids propre de la poutre palière
- réaction du au moment fléchissant.

#### III.8.1. Pré dimensionnement de la poutre palière

Selon le **BAEL 91**, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{317}{15} \leq h \leq \frac{317}{10} \Rightarrow 21,13 \text{ cm} \leq h \leq 31,7 \text{ cm}$$

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

avec :  $L = L_1 + L_2 + L_3 = 3,17 \text{ m}$ .

$$0,3h \leq b \leq 0,8h \Rightarrow 10,5 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

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

#### III.8.1.1. Vérification des conditions de l'RPA 99 / version 2003 [1]

$$h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

$$\frac{h}{b} = 1,17 < 4 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc la section de la poutre palière est de :  $b \times h = 30 \times 35 \text{ cm}^2$

### III.8.1.2. Charge sollicitant la poutre

- Poids propre de la poutre:  $G_{pp} = 0,3 \times 0,35 \times 25 = 2,63 \text{ kN/ml}$ .
- Poids du mur situé sur la poutre :  $G_{mur} = 2,92 \times 1,35 = 3,94 \text{ kN/ml}$ .
- Réaction du volée sur la poutre à l'ELU :  $R_{max,u} = 27,26 \text{ kN/ml}$ .
- Réaction du volée sur la poutre à l'ELS :  $R_{max,ser} = 22,19 \text{ kN/ml}$ .

### III.8.1.3. Combinaison d'action

$$q_u = 1,35(G_{pp} + G_{mur}) + R_u = 36,13 \text{ kN/ml}$$

$$q_{ser} = G_{pp} + G_{mur} + R_{ser} = 28,76 \text{ kN/ml}$$

#### ❖ Calcul des moments et des efforts tranchant

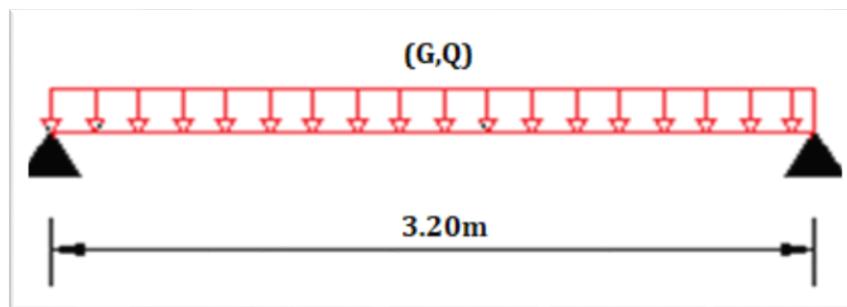


Figure III. 20: Schéma statique de la poutre palière

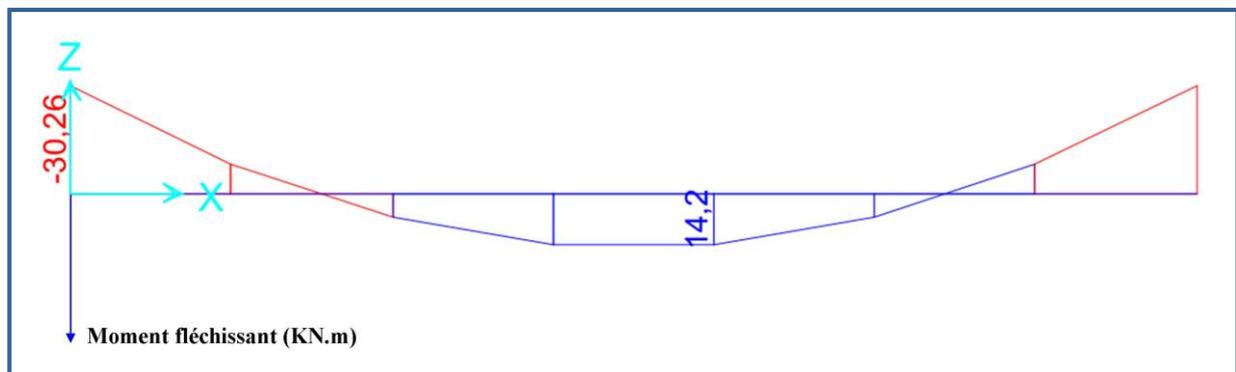


Figure III. 21: Diagramme de moment fléchissant de la poutre palière à l'ELU

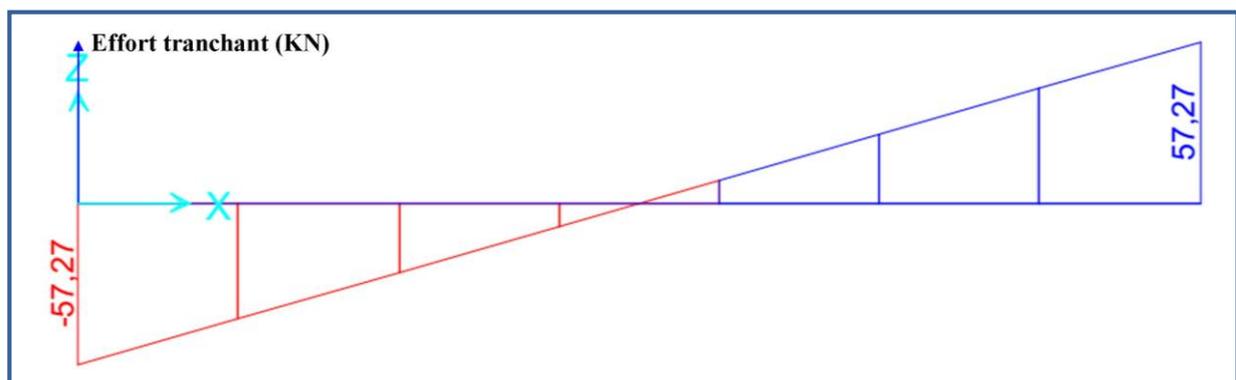


Figure III. 22: Diagramme de l'effort tranchant de la poutre palière à l'ELU

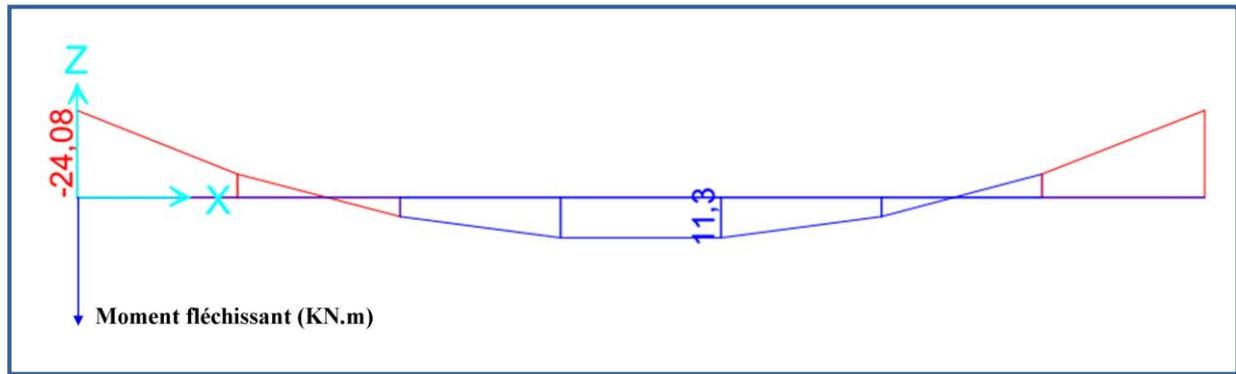


Figure III. 23: Diagramme de moment fléchissant de la poutre palière à l'ELS

On trouve :

$$M_{u,travée} = 14,2 \text{ kN.m}$$

$$M_{u,appuit} = -30,26 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser,travée} = 11,3 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser,appuit} = -24,08 \text{ kN.m}$$

$$V_{u,max} = 57,27 \text{ kN}$$

### III.8.2. Calcul du ferrailage longitudinal à l'ELU

On fait les calculs à la flexion simple avec :

$$h = 35 \text{ cm}; \quad b = 30 \text{ cm}; \quad d = 0,9h = 31,5 \text{ cm}$$

Tableau III. 30: Tableau récapitulatif de calcul des armatures de la poutre palière

	$M_u$	$\mu_u$	$\mu_l = 0,392$	$\alpha$	$A_s$ ( $cm^2$ )	$A'_s$ ( $cm^2$ )	$A_{min}$ ( $cm^2$ )	choix	$A_s$ adopté ( $cm^2$ /ml)
<b>Travée</b>	14,2	0,034	$\mu_u < \mu_l$	0,043	1,32	0	1,14	<b>3HA12</b>	3,39
<b>Appui</b>	30,26	0,072	$\mu_u < \mu_l$	0,093	2,87	0	1,14	<b>3HA12</b> <b>+3HA12</b>	6,79

❖ **Remarque :** Pour la section d'armature adoptée en appuis on prend 3HA12 comme des barres filantes et 3HA12 comme des chapeaux de longueur  $\frac{L}{4} = \frac{3,20}{4} = 0,8 \text{ m}$ .

## III.8.2.1. Vérification à l'ELU

Tableau III. 31: Tableau récapitulatif des vérifications de la poutre palière à l'ELU

	Contrainte de cisaillement				Contrainte d'adhérence			
	$V_u(kN)$	$\tau_u(MPa)$	$\bar{\tau}_u(MPa)$	OBS	$\Sigma U_i(mm)$	$\tau_{su}(MPa)$	$\bar{\tau}_{su}(MPa)$	OBS
<b>Travée</b>	0	0	3,33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	113,1	0	3,15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
<b>Appui</b>	57,27	0,61	3,33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	226,2	0,89	3,15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$

## ❖ Armature de transversale

## • Selon le BAEL 91/99 [2]

En flexion simple on utilise souvent la formule simplifiée suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}}{0,9d\sigma_s} \quad (\text{Art 5.1.2.3}) \text{ BAEL91/99}$$

$$S_t \leq \text{Min} \{0,9d; 40 \text{ cm}\} \quad (\text{Art 5.1.2.2}) \text{ BAEL91/99}$$

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0,4b_0} \quad (\text{Art 5.1.2.2}) \text{ BAEL91/99}$$

## • Selon RPA (Art 7.5.2.2) RPA 99/2003

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$S_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_l \right\} \Rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \text{en zone courante}$$

Avec :

$A_t$  : Section des armatures transversales

$S_t$  : Espacement entre les armatures transversales

Donc :

$$S_t \leq \text{Min} \{28,35 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}\} = 28,35 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{35}{4}; 12 \times 1,2 \right\} = 8,75 \text{ cm} \Rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{en zone courante}$$

Donc on prend :

$$S_t = 8 \text{ cm} \Rightarrow \text{en zone nodale}$$

$S_t = 15 \text{ cm} \Rightarrow$  en zone courante

$$A_t \geq \frac{b_0 S_t (\tau_u - 0,3 f_{t28})}{0,9 \sigma_s} = \frac{30 \times 8 \times (0,61 - 0,3 \times 2,1)}{0,9 \times 348} = -0,015 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 0,003 b_0 S_t = 0,72 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

$$A_t = 4 \times \text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2$$

### III.8.2.2. Vérification à l'ELS

Tableau III. 32: Tableau récapitulatif des vérifications de la poutre palière à l'ELS

	$M_{ser}$ (kN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$y$ (cm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
<b>Travée</b>	11,3	3,39	0	8,02	34231,51	2,65	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
<b>Appui</b>	24,08	6,79	0	10,77	58948,3	4,4	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

❖ **Remarque :** Les fissurations étant peu nuisible, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d'acier).

❖ **Vérification de La flèche (Art B.6.5,1) BAEL91/99**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0,11 > 0,0625) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}}\right) \Rightarrow (0,11 > 0,031) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4,2}{f_e}\right) \Rightarrow (0,0036 < 0,0105) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

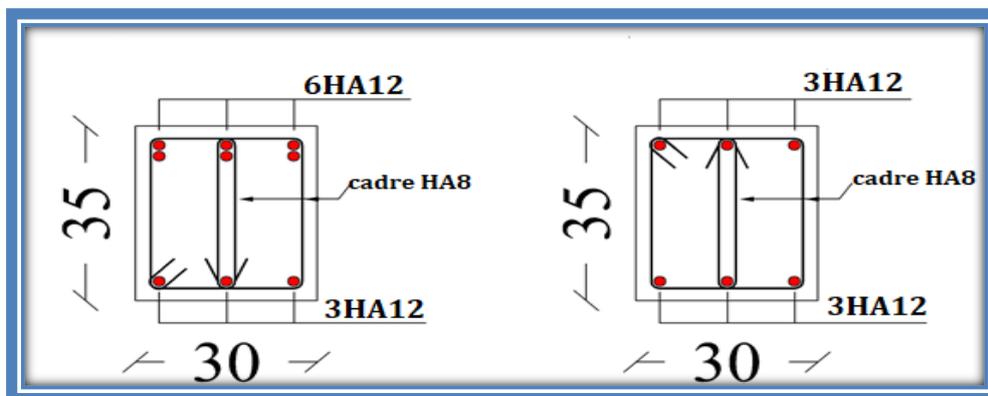


Figure III. 24: Schéma de ferrailage de la poutre palière

***CHAPITRE IV : Etude  
dynamique.***

**IV.1. Introduction**

Un tremblement de terre est une secousse soudaine et rapide de la surface de la terre provoquée par la rupture et changement de vitesse des roches en dessous. Pendant le tremblement de terre, le mouvement de terrain se produit au hasard dans tous les sens rayement d'un point dans croute terrestre, appelée l'épicentre. Il cause des vibrations des structures et induit des forces d'inertie sur elles.

**IV.2. Objectif de l'étude dynamique**

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

**IV.3. Modélisation de la structure**

Une structure est composée de membrures flexibles reliées par des nœuds et supportée par une fondation rigide. Cette définition implique que le modèle choisi n'est qu'une idéalisation mathématique de la structure réelle. L'étude de la réponse dynamique d'une structure (période et mode propre) nécessite le choix d'un modèle dynamique adéquat traduisant le plus concrètement possible la nature du système réel.

Le modèle dynamique que nous avons adopté pour le calcul de notre ouvrage est une console verticale encastree à sa base. Les masses seront considérées concentrées au niveau du centre de gravité de chaque niveau.

**IV.4. Etapes de modélisation**

Pour modéliser notre bâtiment nous avons considéré les étapes suivantes:

- Introduction de la géométrie du modèle (position des nœuds, connectivité des éléments).
- Spécification et assignement des caractéristiques mécaniques et géométriques aux différents éléments.
- Définition des différents cas de charges (statique et dynamique). Assignement de ces charges aux nœuds et aux éléments.
- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes,.....).
- Lancement de l'analyse du problème, apporter des corrections au modèle s'il y a lieu.

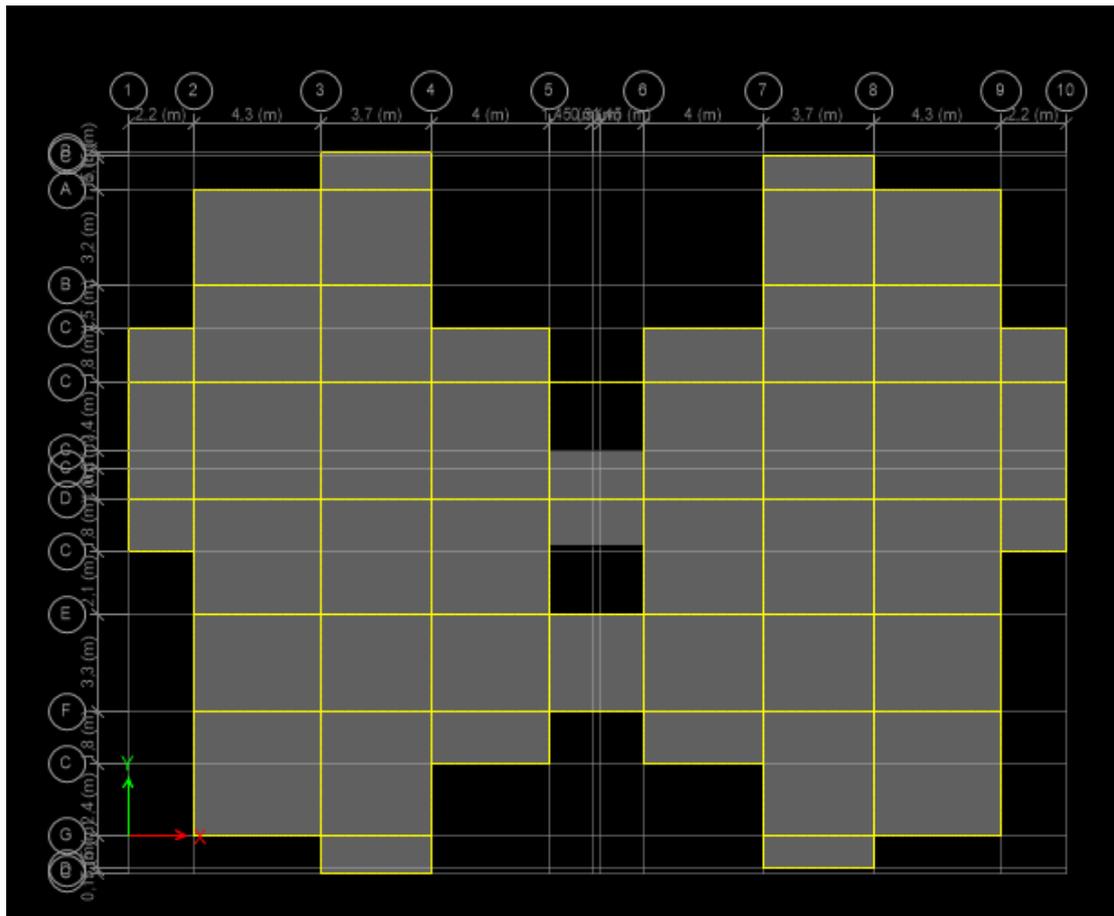
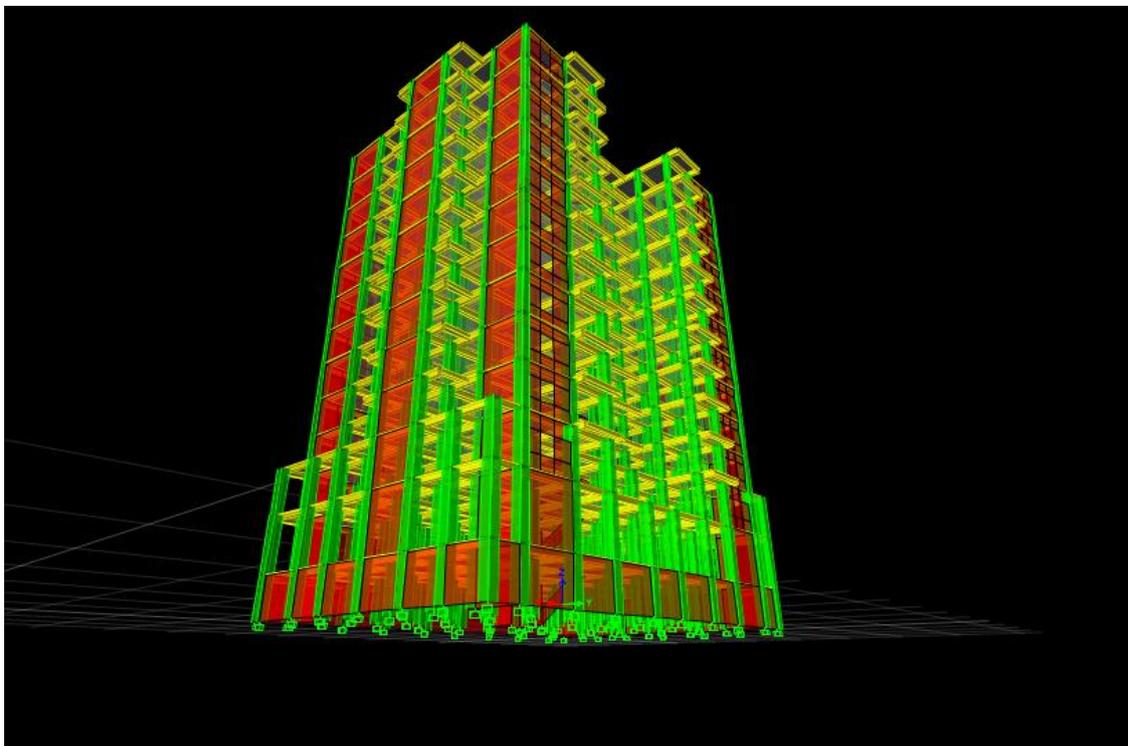


Figure IV. 1: modélisation de la structure (vue en plant).



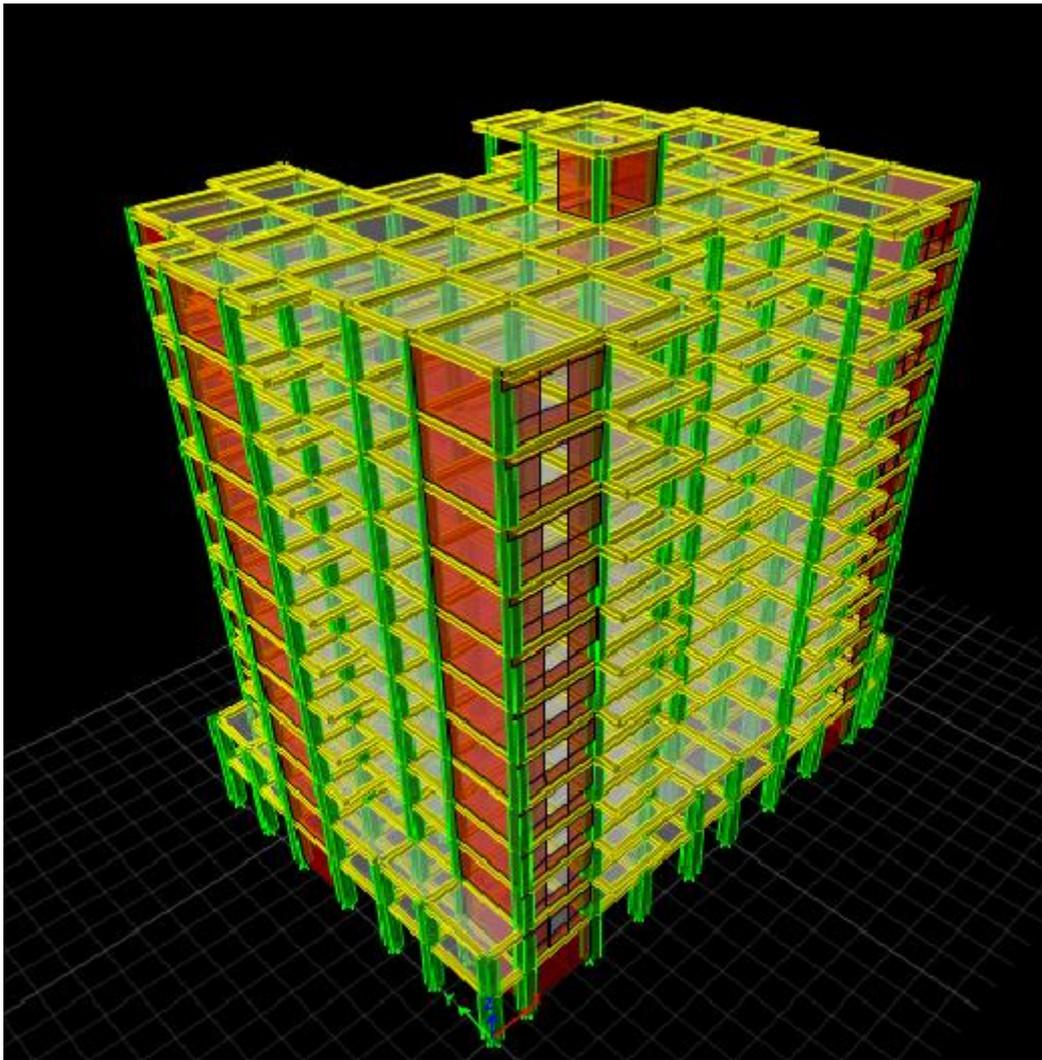


Figure IV. 2: modélisation de la structure (vue en 3D).

#### IV.5. Caractéristiques géométriques de la structure

##### IV.5.1. Centre de masse

Le centre de masse est par définition le point d'application de la résultante de l'effort sismique. Les coordonnées ( $X_G$ ,  $Y_G$ ) du centre de masse sont données par les formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \times Y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i} \quad Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \times X_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

$M_i$  : Est la masse de l'élément "i".

$X_i$ ,  $Y_i$  : Sont les coordonnées de l'élément considérée.

### IV.5.2. Centre de rigidité

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités des éléments dans le contreventement du bâtiment. Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles, des poteaux. En général deux cas se présentent:

- Si le centre de masse et le centre de torsion sont confondus; les efforts horizontaux (séisme, vent...etc.) ne provoquent sur la structure qu'une translation.
- Si par contre le centre de masse est excentré par rapport au centre de torsion, la structure subie donc une translation et une rotation en même temps.

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à  $\pm 0,05L$ , ( $L$  : la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

### IV.5.3. Excentricité théorique

L'excentricité théorique est calculée dans les deux sens par les formules suivantes :

$$e_x = |X_G - X_{CR}| \quad ; \quad e_y = |Y_G - Y_{CR}|$$

### IV.5.4. Excentricité accidentelle

L'excentricité accidentelle est donnée par la formule suivante :  $e_{acc} = 0,05L$

$L$  : La plus grande dimension de bâtiment

$$\text{Sens X : } e_{acc(x)} = 0,05 L_x = 0,05 \times 31,6 = 1,58 \text{ m}$$

$$\text{Sens-Y : } e_{acc(y)} = 0,05 L_y = 0,05 \times 21,9 = 1,09 \text{ m}$$

### IV.6. Calcul de la période fondamentale

La valeur de la période fondamentale ( $T$ ) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique (4-6 donnée par le RPA99/version2003) est la suivante :

$$T = C_t h_N^{3/4}$$

**Avec:**

$h_N$  : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) :

$$h_N = 41,14 \text{ m}$$

- $C_T$  : est un coefficient qui est fonction du système de contreventement et de type de remplissage ce paramètre est donné par le tableau 4.6 du RPA99/version2003

On a un contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé :

D'où :  $C_T = 0,05$

Donc :  $T = 0,05 \times (41.14)^{3/4} = 0,81 \text{ sec}$

On peut également utiliser aussi la formule (4-7 donnée par le RPA99/version2003) suivante pour estimer la valeur de la période fondamentale :

$$T_{x,y} = 0,09h_N/\sqrt{D_{x,y}}$$

**Avec :**

**D :** Dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

$D_X = 31.6 \text{ m}$

$D_Y = 21.9 \text{ m}$

$$T_x = 0,09 \times \frac{41.14}{\sqrt{31.6}} = 0,65 \text{ sec}$$

$$T_y = 0,09 \times \frac{41.14}{\sqrt{21.9}} = 0,79 \text{ sec}$$

D'après RPA99/version 2003, il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (4.6) et (4.7).

**Donc:  $T_X = \min (T, T_x) = 0,65 \text{ sec}$**

**$T_Y = \min (T, T_y) = 0,79 \text{ sec}$**

**Donc :  $T_X = 0.65 \text{ sec}$**

**$T_Y = 0.79 \text{ sec}$**

#### IV.7. Nombre de modes à considérer

- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation de ces modes est au moins égale à **90%** ( $\sum \alpha_i \geq 90\%$ ) , ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure .
- Le minimum de mode à retenir est de trois dans chaque direction considérée (Art 4.3.4 RPA 2003).

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes ( $K$ ) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } : T_K \leq 0,20 \text{ sec (article 4.3.4 RPA/2003).}$$

Où :  $N$  est le nombre de niveaux au-dessus du sol

$T_K$  : la période du mode  $K$ .

#### IV.8. La disposition des voiles

Dans cette partie, nous allons aborder l'analyse du comportement dynamique de plusieurs variantes cela afin d'aboutir à une meilleure conception parasismique, dans ce volet, nous serons ramenés à comparer les périodes propres des différentes variantes aux valeurs obtenues en appliquant les formules empiriques du **RPA99V2003**.

En premier lieu, le choix de la disposition des voiles est basé sur le fait d'avoir dans le troisième mode une torsion avec un faible coefficient de participation modale, Cela pour avoir dans le premier et le deuxième mode des translations indépendantes dans le sens transversal et longitudinal et tout en prenant en considération les caractéristiques du site.

La disposition des voiles doit assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique et de réalisation facile et assurer le respect de l'architecture de la structure. La disposition pour laquelle nous avons opté est représentée sur la figure suivante

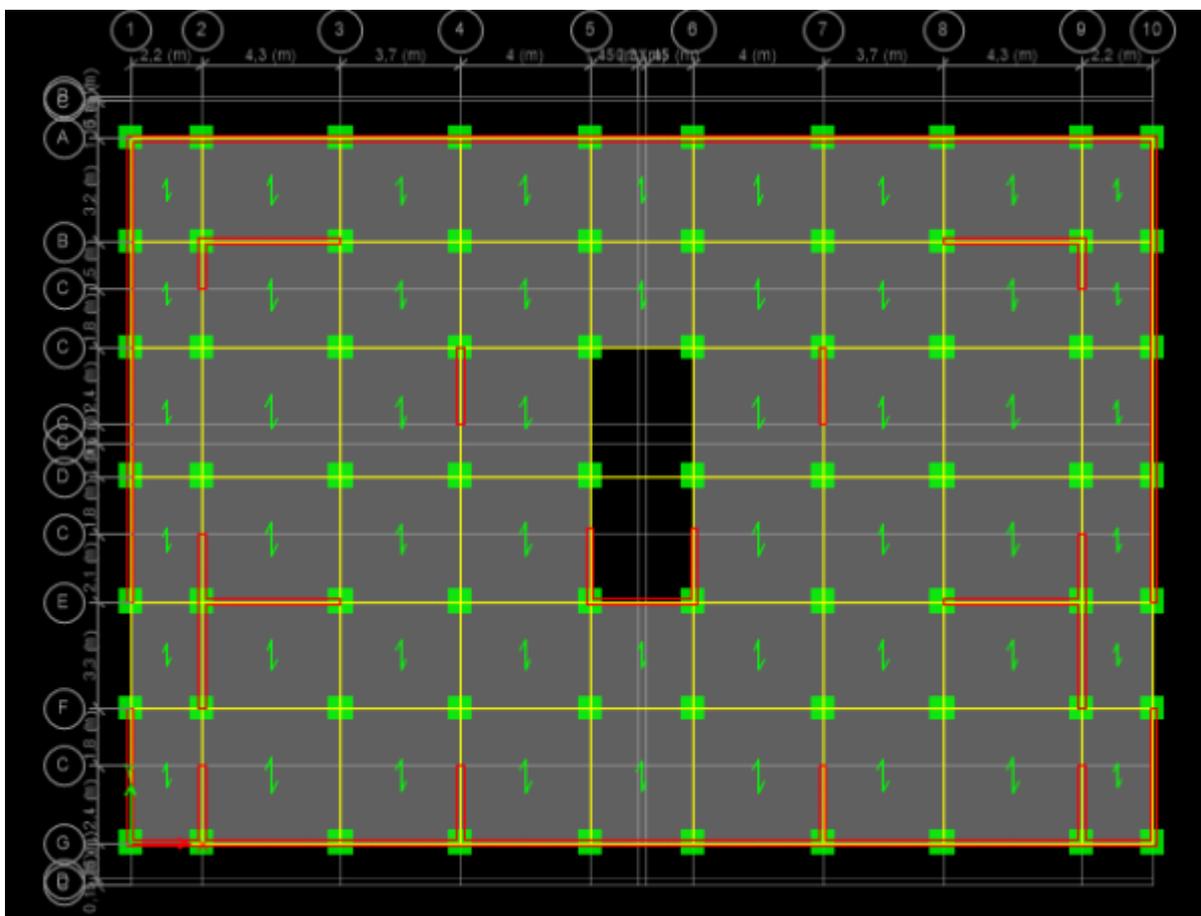


Figure IV. 3: la disposition des voiles.

## IV.8.1. Caractéristique dynamique de la structure

Tableau IV. 1: périodes et facteur de la participation massique.

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	SumRX
1	0,72	0,5596	0,001	0,5596	0,001	0,041
2	0,64	0,0002	0,5345	0,5598	0,5355	0,0331
3	0,621	0,0388	0,0299	0,5985	0,5653	0,5405
4	0,188	0,1773	0,0033	0,7759	0,5687	0,0089
5	0,184	0,0029	0,1734	0,7788	0,742	0,0008
6	0,167	0,0118	0,0002	0,7906	0,7423	0,16
7	0,094	0,0001	0,1417	0,7907	0,884	1,659E-06
8	0,089	0,0809	0,0001	0,8716	0,884	0,0033
9	0,079	0,0046	0,0000090	0,8762	0,8841	0,0737
10	0,063	0,0000080	0,0574	0,8762	0,9414	8,857E-07
11	0,056	0,0352	0,0000042	0,9113	0,9414	0,0009

❖ **Commentaire**

D'après les résultats du tableau, on constate que :

$T_{dyn}$  : la période obtenue par ETABS ( $T_{dyn} = 0.72$  sec)

$T$  : la période fondamentale calculée par les méthodes empiriques ( $T_{XRPA} = 0,65$  sec)

( $T_{YRPA} = 0.79$ sec )

- La période fondamentale  $T_{dyn} = 0.72$  sec
- La période donnée par ETABS ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique de plus de 30%,  $T_{dyn} < 1,3T_{XRPA}$

$T_{X_{dyn}} = 0.72\text{sec} < 1,3 (0,65) = 0.84$  sec  $\Rightarrow$  condition vérifiée.

$T_{Y_{dyn}} = 0.64\text{sec} < 1,3 (0,79) = 1.02$  sec  $\Rightarrow$  condition vérifiée.

- **Le premier mode** : C'est un mode de translation selon (y-y) avec un coefficient de participation modale égale à **55.96** %
- **Le deuxième mode** : C'est un mode de translation selon (x-x) avec un coefficient de participation modale égale à **53.45** %.
- **Le troisième mode** : C'est un mode de torsion (de faible participation massique) avec un coefficient de participation modale égale à **3.88** % selon (x-x) et **2.99** % selon le sens (y-y).

**IV.8.2. Vérification de l'effort normal réduit**

L'article (7.4.3.1) du RPA 2003 exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton. et comme cette vérification est vérifiée sous charges statiques donc on doit refaire la vérification sous charge dynamique, La vérification s'effectue par la formule suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :  $N_d$  : l'effort normal maximal ;  $B_c$  : section du poteau

$f_{c28}$  : résistance caractéristique du béton

**Tableau IV. 2: Vérification de l'effort normal réduit.**

Niveau	section	nd	b	v	Remarque
Sous-sol /RDC	65*65	2778,332	0,4225	-0,282	vérifier
E srv/1 <sup>ème</sup> étage	60*60	2261,623	0,36	-0,258	vérifier
2/3 <sup>ème</sup> étage	55*55	1936,307	0,3025	-0,276	vérifier
4/5/6 <sup>ème</sup> étage	50*50	1507,102	0,25	-0,24	vérifier
7/8 <sup>ème</sup> étage	45*45	762,9662	0,2025	-0,126	vérifier
9/10/11 <sup>ème</sup> étage	40*40	334,4372	0,16	-0,093	vérifier

**IV.8.3. Caractéristique massique**

**Tableau IV. 3: Excentricité théorique.**

Story	Mass (ton)	XCCM (m)	YCCM (m)	XCR (m)	YCR (m)	EX (m)	EY (m)
sous-sol	1131,280	15,824	11,004	15,809	11,291	0,015	0,2868
RDC	1093,588	15,784	11,264	15,799	11,478	-0,015	0,2143
ET Srv	959,448	15,791	10,669	15,800	11,640	-0,009	0,9713
ET1	821,154	15,791	10,870	15,817	11,729	-0,026	0,8589
ET2	809,475	15,783	10,862	15,836	11,784	-0,052	0,9215
ET3	798,931	15,790	10,857	15,853	11,811	-0,062	0,9541
ET4	789,242	15,790	10,852	15,869	11,820	-0,079	0,9672
ET5	789,242	15,790	10,852	15,884	11,818	-0,093	0,9655
ET6	779,237	15,790	10,848	15,897	11,808	-0,107	0,9606
ET7	770,602	15,790	10,844	15,909	11,790	-0,119	0,9465
ET8	761,650	15,790	10,839	15,920	11,763	-0,130	0,9235

Tableau IV. 4: Excentricité théorique (suite)

Story	Mass (ton)	XCCM (m)	YCCM (m)	XCR (m)	YCR (m)	EX (m)	EY (m)
ET9	750,464	15,787	10,820	15,928	11,724	-0,140	0,9044
ET10	702,810	15,788	10,764	15,930	11,668	-0,142	0,9039

IV.8.4. Schéma des modes de vibrations

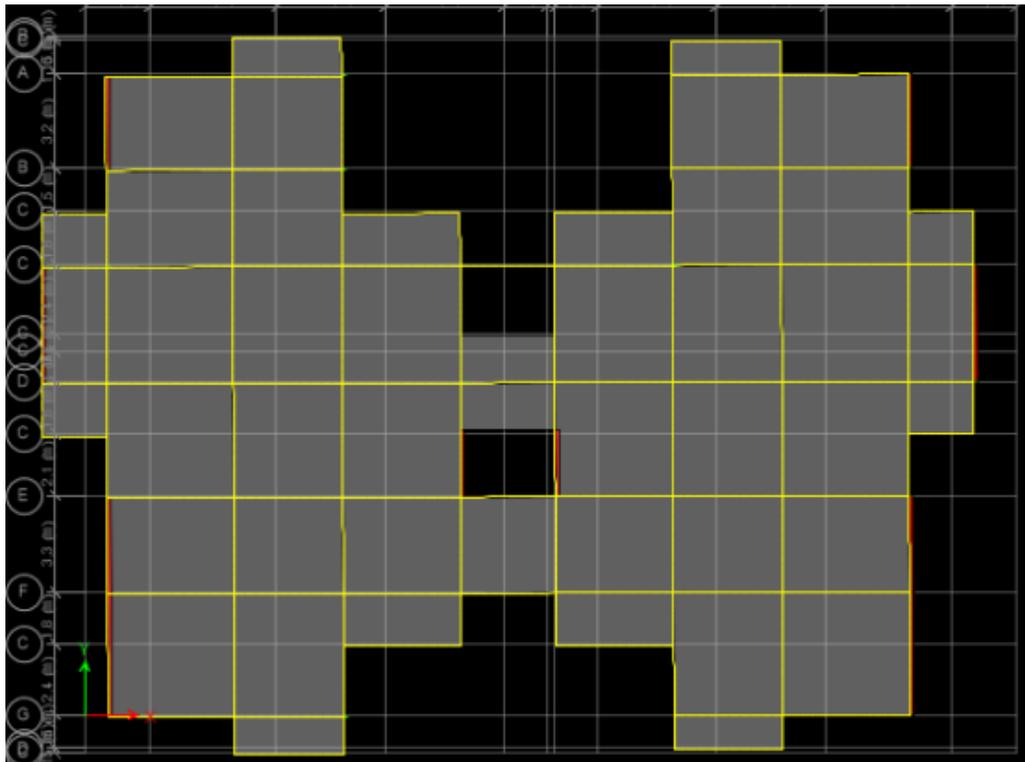


Figure IV. 4: Premier mode de vibration translation (x-x).



## IV.9. Étude sismique

### IV.9.1. Généralité

Les tremblements de terre présentent depuis toujours un des plus graves désastres pour l'humanité. Leur apparition brusque et surtout imprévue, la violence des forces mises en jeu, l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations.

Parfois, les dommages sont comparables à un budget national annuel pour un pays, surtout si ses ressources sont limitées.

Une catastrophe sismique peut engendrer une grave crise économique, ou au moins une brusque diminution du niveau de vie dans toute une région pendant une longue période.

L'une des questions qui se posent est : Comment limiter les endommagements causés aux constructions par le séisme ?

Il est donc nécessaire de construire des structures résistant aux séismes en zone sismique

### IV.9.2. Introduction

Selon le RPA 2003 notre structure est implantée en zone sismique (IIa) et vu les dégâts énormes que peut engendrer un séisme, une étude sismique s'impose. Ainsi, le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme repose sur l'évaluation des charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel *ETABS* en utilisant une approche dynamique basée sur le principe de la superposition modale.

### IV.9.3. Justification du système de contreventement

Pour un système de contreventement mixte, il y a lieu de vérifier ce qui suit :

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.
- Pour un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé :
- Les voiles reprennent plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.
- La sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

## IV.9.3.1. Sous charges horizontales

Tableau IV. 5: Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles et les portiques.

Niv	portiques		voiles		Portiques (%)		Voiles (%)	
	V <sub>x</sub> (kN)	V <sub>y</sub> (kN)	V <sub>x</sub> (kN)	V <sub>y</sub> (kN)	Sens (xx)	Sens (yy)	Sens (xx)	Sens (yy)
Base	2727.6	1327.8	4404.77	6021.73	38.53	18.07	62.23	81.95

## IV.9.3.2. Sous charges verticales

Tableau IV. 6: Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles et les portiques.

Niv	Charges (kN)		Pourcentages (%)	
	portiques	voiles	portiques	voiles
Base	67285.49	39765.58	62.85	37.15

❖ **Commentaire**

D'après les résultats on remarque que les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues au charges verticales et on a un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton arme selon le RPA 2003. Donc un coefficient de comportement de **R = 3,5**.

**IV.9.4. Choix de la méthode de calcul :(R.P.A 2003) :**

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

**IV.9.4.1. La méthode statique équivalente**❖ **Principe de la méthode**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

### ❖ Conditions d'application

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les structures qui satisfont aux conditions de régularité en plan et en élévation (Art 3.5 RPA) avec une hauteur au plus égale à 65 m en zone IIa.

#### IV.9.4.2. La méthode modale spectrale

### ❖ Principe de la méthode

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

### ❖ Conditions d'application

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans les cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

#### IV.9.4.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

#### IV.9.5. Choix de la méthode de calcul

Dans notre structure la méthode statique équivalente est applicable mais pour des raisons de simplicité des calculs et comme nous avons besoin de l'effort tranchant à la base de la méthode modale spectral donc on fait les calculs par la méthode d'analyse modale spectrale.

#### IV.9.6. Méthode d'analyse modale spectrale

##### IV.9.6.1. Spectre de réponse de calcul

Le RPA99/2003 impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante :

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

Avec :

- $g$  : accélération de la pesanteur.
- $A$  : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment

Dans notre cas, on est dans une Zone de type (**IIa**) et un Groupe d'usage **2**.

Nous trouverons :  $A = 0.15$

- $\eta$  : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

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

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

$\xi$  est donnée par le tableau 4.2 du RPA99 :

Nous avons une structure mixte (portique et voiles) avec un remplissage dense, Donc  $\xi = 10 \%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} = \sqrt{\frac{7}{(2 + 10)}} = 0,763$$

- $R$  : coefficient de comportement de la structure donnée par le tableau 4.3 du RPA99,

Dans notre cas on a un système de contreventement (mixte portiques/voiles avec interaction) en béton armé, donc d'après le tableau  $R=3.5$

- $T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, elles sont données par le tableau 4.7 du RPA99/ version 2003

Notre structure est construite dans un site ferme (**S2**) donc  $T_1= 0.15\text{sec}$ ,  $T_2= 0.40\text{sec}$

#### ❖ Le facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- La redondance et la géométrie des éléments qui la constituent
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de  $Q$  est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité "q" est satisfait ou non.

Tableau IV. 7: Valeur de pénalités.

Critère « q »	P <sub>q</sub>	
	Sens XX	Sens YY
Condition minimales sur les files de	0,00	0,00
Redondance en plan.	0,05	0,00
Régularité en plan.	0,00	0,00
Régularité en élévation.	0,00	0,00
Contrôle de la qualité des matériaux.	0,05	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution.	0,10	0,10
Facteur de qualité (Q)	1,20	1,15

#### IV.9.7. Spectre de réponse

Pour le calcul du spectre de réponse on utilise le logiciel **Spectre 99 V 2003**

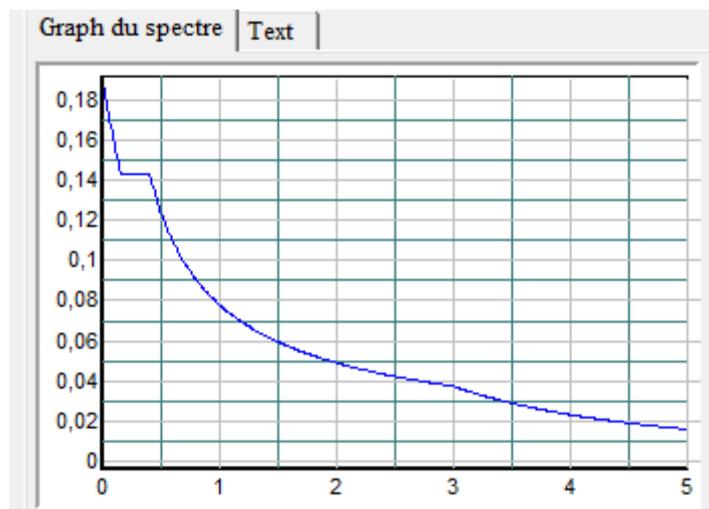


Figure IV. 7: Spectre de réponse de calcul.

#### ❖ Calcul de l'effort tranchant à la base

$$V_i = \frac{S_a}{g} \times \alpha_i \times W$$

Avec :

$V_i$  : l'effort tranchant modale à la base.

$\alpha_i$  : coefficient de participation massique.

$W$  : poids total de la structure.

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

## ❖ Sens longitudinal (x-x)

Tableau IV. 8: Calcul de l'effort tranchant modal à la base dans le sens longitudinal.

Mode	Période	Cas	$\alpha_i$ %	$W_t$ (kN)	$S_a/g$	$V_i$ (kN)
1	0,72	3	55.96	110362.3	0,082	5064.21
2	0,64	3	0.02	110362.3	0,089	1.96
3	0,621	3	3.88	110362.3	0,091	389.66
4	0,188	2	17.73	110362.3	0,122	2387.20
5	0,184	2	0.29	110362.3	0,122	39.04
6	0,167	2	1.18	110362.3	0,122	158.87
7	0,094	1	0.01	110362.3	0,146	1.61
8	0,089	1	8.09	110362.3	0,148	1321.38
9	0,079	1	0.46	110362.3	0,153	77.67
10	0,063	1	0.00080	110362.3	0,160	0.14
11	0,056	1	3.52	110362.3	0,163	633.21

## ❖ Sens transversal (y-y)

Tableau IV. 9: Calcul de l'effort tranchant modal à la base dans le sens transversal.

Mode	Période	Cas	$\alpha_i$ %	$W_t$ (kN)	$S_a/g$	$V_i$ (kN)
1	0,72	3	0.01	110362.3	0,082	9.04
2	0,64	3	53.45	110362.3	0,089	5249.98
3	0,621	3	2.99	110362.3	0,091	300.28
4	0,188	2	0.33	110362.3	0,122	44.43
5	0,184	2	17.34	110362.3	0,122	2334.69
6	0,167	2	0.02	110362.3	0,122	2.69
7	0,094	1	14.17	110362.3	0,146	2283.19
8	0,089	1	0.01	110362.3	0,148	1.63
9	0,079	1	0.00090	110362.3	0,153	0.15
10	0,063	1	5.74	110362.3	0,160	1013.56
11	0,056	1	0.00042	110362.3	0,163	0.07

❖ **Combinaison des réponses modales**

Les réponses de deux modes de vibration  $i$  et  $j$  de périodes  $T_i, T_j$  d'amortissement  $\xi_i, \xi_j$  sont considérées comme indépendantes si la condition suivante est vérifiée :

$$r = \frac{T_i}{T_j} \leq \frac{10}{10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}} \quad \text{avec } T_i < T_j$$

Dans le cas où toutes les réponses modale retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$$

Dans le cas où deux réponses modale ne sont pas indépendantes,  $E_1$  et  $E_2$  par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^k E_i^2}$$

Les résultats de la vérification de l'indépendance des modes obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV. 10: Combinaisons des réponses modales.**

Mode	Période	R	$10 / (10 + \sqrt{\xi_i \xi_j})$	Vérification
1	0,72	0,88	0,99	CV
2	0,64	0,97	0,99	CV
3	0,621	0,30	0,99	CV
4	0,188	0,97	0,99	CV
5	0,184	0,90	0,99	CV
6	0,167	0,56	0,99	CV
7	0,094	0,94	0,99	CV
8	0,089	0,88	0,99	CV
9	0,079	0,79	0,99	CV
10	0,063	0,88	0,99	CV
11	0,056	/	0,99	CV

❖ **Commentaire**

Toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres donc la réponse totale est donnée par :

$$E_{x,dyn} = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_{x,i}^2} = \pm 6524.68kN$$

$$E_{y,dyn} = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_{y,i}^2} = \pm 5533.43kN$$

$$E_{x,ETABS} = 7229.33 kN$$

$$E_{y,ETABS} = 7574.30 kN$$

Dans ce qui suit, on utilise les valeurs trouvées par ETABS

**IV.9.8. Méthode statique équivalente**

**IV.9.8.1. Principe**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statique fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique

**IV.9.8.2. Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalent.**

D'après l'art 4.2.3 de RPA99/version 2003, la force sismique totale **V** qui s'applique à la base de la structure, doit être calculé successivement dans deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

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

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

$$D = \begin{cases} 2.5\eta \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} \dots\dots\dots T \geq 3.00s \end{cases}$$

Dans le cas où la structure est contreventée par des voiles en béton armé en plus de la formule (4.6 R.P.A 2003), on peut également utiliser aussi la formule 4.7 R.P.A 2003

$$T = \frac{0,09h_N}{\sqrt{D}}$$

- $D$  : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul.

Sens longitudinale :  $D_x = 31.6 \text{ m} \longrightarrow T_x = 1.03 \text{ sec}$

Sens transversale :  $D_y = 21.9 \text{ m} \longrightarrow T_y = 1.14 \text{ sec}$

D'après RPA99/version 2003, il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (4.6) et (4.7).

Donc:  $T_x = \min (T, T_x) = 0.65 \text{ sec}$

$T_y = \min (T, T_y) = 0.79 \text{ sec}$

On a:  $T_1 = 0.15 \text{ sec}$

$T_2 = 0.40 \text{ sec}$

$$0.15 < T_x < 3s \quad \text{donc } D = 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$0.15 < T_y < 3s \quad \text{donc } D = 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

D'où :

$$D_x = 2,5 \times 0,76 \times \left( \frac{0,40}{0,65} \right)^{2/3} = 1,37$$

$$D_y = 2,5 \times 0,76 \times \left( \frac{0,40}{0,79} \right)^{2/3} = 1,20$$

- $W$  : poids total de la structure.

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

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + 0.2W_{Qi} \quad (\text{formule 4-5 R.P.A2003})$$

$W_{Gi}$  : Poids du aux charges permanents.

$W_{Qi}$  : Charge d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau (4.5 du RPA99 version 2003).

Dans notre cas, (le bâtiment à usage d'habitation)  $\beta = 0,20$ .

Donc à chaque niveau :  $W_i = W_{Gi} + 0.2W_{Qi}$

La masse totale calculée par ETAPS :

**Wt=110362.3ton**

❖ **Conclusion**

Paramètres	A	$\eta$	$Q_x$	$Q_y$	$D_x$	$D_y$	R	$W_T(KN)$	$V_x(KN)$	$V_y(KN)$
Valeurs	0.15	0.763	1.20	1.15	1.37	1.20	3.5	110362.3	7229.33	7574.30

**IV9.8.3 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :**

D’après le RPA99/version2003 (art 4.3.6), la résultante  $V_t$  des forces obtenues à la base par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminés par la méthode statique équivalente  $V$ .

Il faut que  $V_{dynamique} \geq 0.8 * V_{statique}$

	$V_{dynamique} (KN)$	$0.8 * V_{statique} (KN)$	OBS
Sens X-X	7229.33	5219.74	vérifier
Sens Y-Y	7574.30	4426.75	Vérifier

❖ **Vérification des déplacements latéraux inter-étage**

L’une des vérifications préconise par le RPA 99/2003, concernant les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l’article (5.10) du RPA99/2003, l’inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} < 1\% h_{étage} \quad \delta_k = R\delta_{ek}$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques

R : Coefficient de comportement

**Nb** : les déplacements sont majorés dans le sens YY car l’effort tranchant à la base obtenue par la combinaison des réponses modale est inférieur à 80% de la résultante des forces sismiques déterminé par la méthode statique équivalente.

$$\delta_{ek,maj} = 1,04\delta_{ek}$$

Les résultats obtenus sont résumée dans les tableaux suivants :

Tableau IV. 11: Déplacement inter-étage dans le sens XX.

Niveaux	X-Dir	R	$\Delta$	Delta X	1%H etage	<1%Hetage
ET10	0,0183	3,5	0,0642	0,0063	0,0306	cv
ET9	0,0165	3,5	0,0579	0,0064	0,0306	cv
ET8	0,0147	3,5	0,0515	0,0064	0,0306	cv
ET7	0,0129	3,5	0,0451	0,0065	0,0306	cv
ET6	0,0110	3,5	0,0386	0,0064	0,0306	cv
ET5	0,0092	3,5	0,0322	0,0063	0,0306	cv
ET4	0,0074	3,5	0,0259	0,0060	0,0306	cv
ET3	0,0057	3,5	0,0199	0,0055	0,0306	cv
ET2	0,0041	3,5	0,0144	0,0049	0,0306	cv
ET1	0,0027	3,5	0,0095	0,0040	0,0306	cv
ET SRV	0,0016	3,5	0,0054	0,0026	0,0340	cv
RDC	0,0008	3,5	0,0028	0,0024	0,0408	cv
sous-sol	0,0001	3,5	0,0004	0,0004	0,0300	cv

Tableau IV. 12: Déplacement inter-étage dans le sens YY.

Niveaux	Y-Dir	R	$\Delta$	Delta Y	1%H etage	<1%Hetage
ET10	0,0008	3,5	0,0029	0,0003	0,0306	cv
ET9	0,0008	3,5	0,0026	0,0003	0,0306	cv
ET8	0,0007	3,5	0,0023	0,0003	0,0306	cv
ET7	0,0006	3,5	0,0021	0,0003	0,0306	cv
ET6	0,0005	3,5	0,0018	0,0003	0,0306	cv
ET5	0,0004	3,5	0,0015	0,0003	0,0306	cv
ET4	0,0003	3,5	0,0012	0,0003	0,0306	cv
ET3	0,0003	3,5	0,0009	0,0002	0,0306	cv
ET2	0,0002	3,5	0,0007	0,0002	0,0306	cv
ET1	0,0001	3,5	0,0004	0,0002	0,0306	cv
ET SRV	0,0001	3,5	0,0003	0,0001	0,0340	cv
RDC	0,0000	3,5	0,0001	0,0001	0,0408	cv
sous-sol	0,0000	3,5	0,0000	0,0000	0,0300	cv

❖ **Commentaire**

Les résultats obtenus montrent que les déplacements relatifs inter-étages sont inférieurs à 1% de la hauteur d'étage  $\Rightarrow \Delta_k < 1\% h_k$

❖ **Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ**

Les effets de 2° ordre ou l'effet P-Δ peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaisante à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0,10$$

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k »

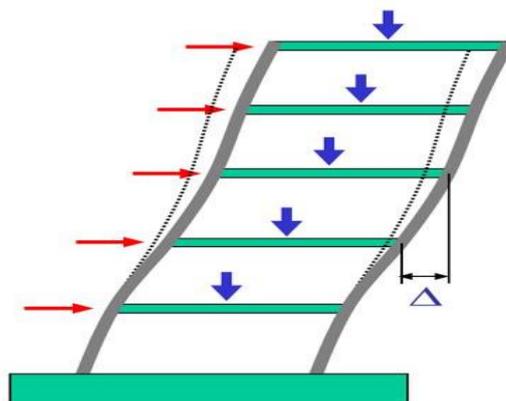
$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau « k »

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k - 1 »

$h_k$  : Hauteur d'étage « k »

Si  $0,10 < \theta \leq 0,20$  les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur  $1/(1 - \theta)$ .

Si  $\theta > 0,20$  la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.



**Figure IV. 8: Présentation de l'effet P-Δ sur la structure.**

Tableau IV. 13: Vérification de l'effet P- $\Delta$  dans le sens XX.

Niveau	Pk	Delta kx	Pk*Delta kx	Vkx	Hk	Vkx*Hk	$\theta_x$	< 0,1
ET10	8038,48	0,006	50,3611	1451,44	3,06	4441,4321	0,011	cv
ET9	15433,36	0,006	98,1485	2465,028	3,06	7542,9872	0,013	cv
ET8	22990,382	0,006	147,8167	3225,310	3,06	9869,4507	0,015	cv
ET7	30547,405	0,006	198,5429	3857,178	3,06	11802,966	0,016	cv
ET6	38287,225	0,006	246,0337	4413,811	3,06	13506,264	0,018	cv
ET5	46027,046	0,006	289,4871	4915,348	3,06	15040,967	0,019	cv
ET4	53766,866	0,006	322,7356	5364,389	3,06	16415,033	0,019	cv
ET3	61710,138	0,005	340,1771	5770,364	3,06	17657,314	0,019	cv
ET2	69648,380	0,004	342,0084	6134,648	3,06	18772,024	0,018	cv
ET1	77820,537	0,004	313,5000	6455,259	3,06	19753,095	0,015	cv
ETS	87615,145	0,002	230,2964	6777,077	3,4	23042,062	0,010	cv
RDC	99452,128	0,002	236,3480	7080,083	4,08	28886,739	0,008	cv
So-sol	110362,28	0,004	47,8972	7229,333	3,00	21688,000	0,002	cv

Tableau IV. 14: Vérification de l'effet P- $\Delta$  dans le sens YY.

Niveau	Pk	Delta ky	Pk*Delta ky	Vky	Hk	Vky*Hk	$\theta_y$	< 0,1
ET10	8038,48	0,0003	2,2508	1537,9874	3,06	4706,2414	0,0005	cv
ET9	15433,3602	0,0003	4,4294	2574,5774	3,06	7878,2068	0,0006	cv
ET8	22990,3829	0,0003	6,6787	3335,6086	3,06	10206,962	0,0007	cv
ET7	30547,4056	0,0003	8,9809	4011,4136	3,06	12274,9256	0,0007	cv
ET6	38287,2258	0,0003	11,1224	4638,7683	3,06	14194,6310	0,0008	cv
ET5	46027,046	0,0003	13,0487	5187,3438	3,06	15873,2720	0,0008	cv
ET4	53766,8661	0,0003	14,6784	5641,3972	3,06	17262,6754	0,0009	cv
ET3	61710,1388	0,0002	15,3350	6026,119	3,06	18439,9241	0,0008	cv
ET2	69648,3805	0,0002	15,3575	6356,4177	3,06	19450,6382	0,0008	cv
ET1	77820,5374	0,0002	14,7081	6630,1871	3,06	20288,3725	0,0007	cv
ETS	87615,1454	0,0001	10,1195	6913,3228	3,4	23505,2975	0,0004	cv
RDC	99452,1285	0,0001	11,8348	7351,5472	4,08	29994,3126	0,0004	cv
So-sol	110362,2896	0,0000	2,3176	7574,3042	3	22722,9126	0,0001	cv

❖ **Commentaire**

La condition  $\theta < 0,10$  est vérifiée.

Donc : l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

❖ **Vérification vis-à-vis du renversement**

Cette condition se réfère à la stabilité de l'ensemble ou de l'ouvrage soumis à des effets de renversement, pour que notre structure stable au renversement il faut que :

$$\frac{M_{\text{Stabilisateur}}}{M_{\text{Renversement}}} \geq 1,5$$

❖ **Méthode de calcul Selon D.T.R.B.C2-48 Art. 4.2.5**

$$\frac{(V - Ft) * Wk * Hk}{\sum Wk * Hk}$$

$$Ft = 0,07 * T * V$$

T : période de la structure

V : force sismique totale statique

Wk : LE poids calculé à chaque niveau (k)

Hk : La hauteur de l'étage K

Les résultats obtenus sont résumée dans le tableau suivant :

Tableau IV. 15: Moment de renversement selon x-x.

Niveaux	(v-ft)	wi	hi	wi* hi	FK	Wi*Xcm	FK*HI
ET10	6818,312	7722,271	38,08	294064,0873	1001,064081	122013	38120,5202
ET9	6818,312	7394,88	35,02	258968,7046	881,5910525	116966	30873,31866
ET8	6818,312	7557,023	31,96	241522,4455	822,1998378	119670	26277,50682
ET7	6818,312	7557,023	28,9	218397,956	743,4785768	119800	21486,53087
ET6	6818,312	7739,82	25,84	199996,954	680,83719	122822	17592,83299
ET5	6818,312	7739,82	22,78	176313,1042	600,2117333	122937	13672,82329
ET4	6818,312	7739,82	19,72	152629,2524	519,5862699	123041	10246,24124
ET3	6818,312	7943,273	16,66	132334,9232	450,4995474	126372	7505,32246
ET2	6818,312	7938,242	13,6	107960,0871	367,5218092	126375	4998,296605
ET1	6818,312	8172,157	10,54	86134,53373	293,2224354	130164	3090,564469
ET SE	6818,312	9794,608	7,48	73263,66784	249,4069472	156029	1865,563965
RDC	6818,312	11836,98	4,08	48294,89105	164,4072935	187334	670,7817576
somme				2002889,437		1578519	178222,1944

❖ Vérification

$$\frac{Ms}{Mr} \geq 1.5 \rightarrow \frac{\sum Wi*Xcm}{\sum Fk*hi} \geq 1.5 \rightarrow \frac{1578519}{178222,1944} = 8.85 \geq 1.5 \dots\dots\dots C.V$$

Tableau IV. 16: Moment de renversement selon y-y.

Niveaux	(v-ft)	wi	hi	wi* hi	FK	Wi*Ycm	FK*HI
<b>ET10</b>	7144,841	7722,3	38,08	294064,0873	1049,01	82385,0503	39946,11
<b>ET9</b>	7144,841	7394,9	35,02	258968,7046	923,81	80379,38982	32351,84
<b>ET8</b>	7144,841	7557	31,96	241522,4455	861,575	82087,40338	27535,93
<b>ET7</b>	7144,841	7557	28,9	218397,956	779,084	82044,32835	22515,52
<b>ET6</b>	7144,841	7739,8	25,84	199996,954	713,443	83994,85076	18435,35
<b>ET5</b>	7144,841	7739,8	22,78	176313,1042	628,956	83994,85076	14327,61
<b>ET4</b>	7144,841	7739,8	19,72	152629,2524	544,469	83959,2465	10736,93
<b>ET3</b>	7144,841	7943,3	16,66	132334,9232	472,074	86132,87752	7864,752
<b>ET2</b>	7144,841	7938,2	13,6	107960,0871	385,122	86044,98326	5237,665
<b>ET1</b>	7144,841	8172,2	10,54	86134,53373	307,265	88422,73766	3238,571
<b>ET SE</b>	7144,841	9794,6	7,48	73263,66784	261,351	105432,0989	1954,908
<b>RDC</b>	7144,841	11837	4,08	48294,89105	172,281	107293,9659	702,9055
<b>Somme</b>				2002889,437		1055733,433	186757,2

❖ Vérification

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5 \rightarrow \frac{\sum W_i * Y_{cm}}{\sum F_k * h_i} \geq 1.5 \rightarrow \frac{1055733,433}{186757,2} = 5.65 \geq 1.5 \dots\dots\dots C. V$$

***CHAPITRE V : Etude  
des éléments principaux.***

### V.1.Introduction

Après le calcul des sollicitations, nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments porteurs de notre structure. Le calcul des sections sera mené selon les règles du calcul de béton armé (CBA93, BAEL91/99) et les règles parasismiques algériennes (RPA99/2003).

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont les poutres soumises à la flexion simple dans un plan, les poteaux soumis à la flexion composée dans les deux plans et les voiles soumis à la flexion composée dans un seul plan.

Pour pouvoir ferrailer ces éléments, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (ETABS), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

### V.2.Ferraillage des poteaux

#### V.2.1. Introduction

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations et le contreventement de la structure.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée qui est due à l'excentricité de l'effort normal par rapport aux axes symétrie, et à un moment fléchissant dans le sens longitudinale et transversal dû à l'action horizontale.

Une section soumise à la flexion composée peut se calculer comme :

- Une section en compression centrée **CC**.
- Une section entièrement tendue **ET**
- Une section entièrement comprimée **EC**.
- Une section partiellement comprimée **PC**.

Les armatures sont calculées à l'état limite ultime sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

**Tableau V. 1 : caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans les différentes situations**

Situation	Béton				Acier		
	$\theta$	$\gamma_b$	$f_{c28} (MPa)$	$f_{bu}$	$\gamma_s$	$f_e (MPa)$	$\sigma_s (MPa)$
<b>Durable</b>	1	1,5	25	14,17	1,15	400	348
<b>Accidentelle</b>	0.85	1,15	25	18,48	1	400	400

### V.2.2. Combinaisons d'actions

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons des différentes combinaisons suivantes :

❖ **Selon BAEL91/99**

- ELU :  $1,35G + 1,5Q$  (situation durable)
- ELS :  $G + Q$  (situation durable)

❖ **Selon RPA99/2003**

- $G + Q \pm E$  (situation accidentelle)
- $0,8G \pm E$  (situation accidentelle)

**Avec**

G : Charges permanent

Q : Surcharges d'exploitation.

E : Action sismique.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas de sollicitation suivants :

$$N_{\max} \Rightarrow M_{\text{correspondant}}$$

$$N_{\min} \Rightarrow M_{\text{correspondant}}$$

$$M_{\max} \Rightarrow N_{\text{correspondant}}$$

### V.2.3. Calcul des armatures

Le calcul des armatures sera effectuer par zone, elles seront définies comme suit :

- **Zone 1** : S-SOL et RDC.
- **Zone 2** : Etage service et 1<sup>eme</sup> étage d'habitation
- **Zone 3** : 2<sup>eme</sup> et 3<sup>eme</sup> étage.
- **Zone 4** : 4<sup>eme</sup> et 5<sup>eme</sup> et 6<sup>eme</sup> étage.
- **Zone 5** : 7<sup>eme</sup> et 8<sup>eme</sup> étage.
- **Zone 6** : 9<sup>eme</sup> et 10<sup>eme</sup>

Les sollicitations dans chaque zone sont obtenues par le logiciel **ETABS**, puis elles seront triées par **EXCEL** pour avoir les valeurs les plus grandes ou les plus petites selon le cas voulu.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

❖ Situation accidentelle

Tableau V. 2 : Ferrailage des poteaux en situation accidentelle

Zones	N, M	Section (cm <sup>2</sup> )	N (KN)	M2 (KN.m)	M3 (KN.m)	A3	A2
						(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )
Zone6	N <sub>max</sub> M <sub>corr</sub>	40X40	-334,43	-114,4559	-17,1914	4.37	0.00
	N <sub>min</sub> M <sub>corr</sub>		76,747	40,5938	1,913	1.85	0.00
	M <sub>3max</sub> N <sub>corr</sub>		-194,50	-5,457	-183,6708	0.00	11.9
	M <sub>2max</sub> N <sub>corr</sub>		-309,87	-140,0056	-8,6323	6.81	0.00
Zone5	N <sub>max</sub> M <sub>corr</sub>	45X45	-762,95	-200,265	-25,1451	4.62	0.00
	N <sub>min</sub> M <sub>corr</sub>		-26,901	81,3592	17,1518	4.74	0.69
	M <sub>3max</sub> N <sub>corr</sub>		-467,42	-4,3514	278,2587	0.00	13..92
	M <sub>2max</sub> N <sub>corr</sub>		-420,50	233,574	20,9883	10.8	0.00
Zone4	N <sub>max</sub> M <sub>corr</sub>	50X50	-1456,4	-284,9499	-33,5781	1.66	0.00
	N <sub>min</sub> M <sub>corr</sub>		-191,4	57,3431	47,221	0.64	0.06
	M <sub>3max</sub> N <sub>corr</sub>		-582,49	-5,8942	365,6832	0.00	15.47
	M <sub>2max</sub> N <sub>corr</sub>		-407,80	318,3886	26,3341	14.21	0.00
Zone3	N <sub>max</sub> M <sub>corr</sub>	55X55	-1936,3	-306,7847	-36,7202	0.00	0.00
	N <sub>min</sub> M <sub>corr</sub>		-282,5	41,2988	-5,3875	0.00	0.00
	M <sub>3max</sub> N <sub>corr</sub>		- 918,9	-4,7423	427,4609	0.00	12.03

	$M_{2max}$ $N_{corr}$		-1539,3	-358,3411	-26,6378	2.47	0.00
<b>Zone2</b>	$N_{max} M_{corr}$	60X60	-2261,6	-17,1769	-20,7938	0.00	0.00
	$N_{min} M_{corr}$		-69,296	-2,6408	14,4664	0.00	0.00
	$M_{3max}$ $N_{corr}$		-1853,3	-36,9768	-847,7255	0.00	29.02
	$M_{2max}$ $N_{corr}$		-1168,4	244,1824	22,03	0.00	0.00
<b>Zone 1</b>	$N_{max} M_{corr}$	65x65	-2778,4	1,458	-17,2827	0.00	0.00
	$N_{min} M_{corr}$		-167,17	14,5703	4,6935	0.00	0.73
	$M_{3max}$ $N_{corr}$		-1684,0	-10,6246	-551,0643	0.00	9.57

❖ Situation durable

Tableau V. 3 : Ferrailage des poteaux en situation durable

Zones	N, M	Section (cm <sup>2</sup> )	N (KN)	M2 (KN.m)	M3 (KN.m)	A3	A2
						(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )
<b>Zone6</b>	$N_{max}$ $M_{corr}$	40X40	-345,13	6,2578	-2,4728	0.00	0.00
	$N_{min}$ $M_{corr}$		14,8036	-1,1952	-6,2065	0.00	0.26
	$M_{3max}$ $N_{corr}$		-86,192	11,8746	36,0168	0.00	1.65
	$M_{2max}$ $N_{corr}$		-331,67	32,268	7,6763	0.00	0.00
<b>Zone5</b>	$N_{max}$ $M_{corr}$	45X45	-794,83	2,464	5,305	0.00	0.00
	$N_{min}$ $M_{corr}$		-232,34	-13,112	-24,939	0.00	0.00
	$M_{3max}$ $N_{corr}$		-346,33	-14,742	-53,334	0.00	0.00

	$M_{2max}$ $N_{corr}$		-337,50	-51,892	-19,651	0.00	0.00
<b>Zone4</b>	$N_{max}$ $M_{corr}$	50X50	-1507,0	-0,0578	9,4038	0.00	0.00
	$N_{min}$ $M_{corr}$		-397,2	-11,390	-24,61	0.00	0.00
	$M_{3max}$ $N_{corr}$		-582,09	-12,059	-51,876	0.00	0.00
	$M_{2max}$ $N_{corr}$		-636,29	-49,451	-20,499	0.00	0.00
	$N_{max}$ $M_{corr}$		-2041,5	0,0364	3,3776	0.00	0.00
<b>Zone3</b>	$N_{min}$ $M_{corr}$	55X55	-685,5	-7,1899	-21,075	0.00	0.00
	$M_{3max}$ $N_{corr}$		-991,2	-7,0057	-44,06	0.00	0.00
	$M_{2max}$ $N_{corr}$		-1107,8	-38,241	-21,75	0.00	0.00
	$N_{max}$ $M_{corr}$		-2456,8	-12,351	-7,9979	0.00	0.00
<b>Zone2</b>	$N_{min}$ $M_{corr}$	60X60	-107,5	-16,188	17,0332	0.00	0.00
	$M_{3max}$ $N_{corr}$		-1966,1	-14,93	-63,65	0.00	0.00
	$M_{2max}$ $N_{corr}$		-1443,1	-37,136	-28,449	0.00	0.00
	$N_{max}$ $M_{corr}$		-2892,2	4,2227	13,6069	0.00	0.00
<b>Zone 1</b>	$N_{min}$ $M_{corr}$	65x65	-262,32	-2,606	7,7125	0.00	0.00
	$M_{3max}$ $N_{corr}$		-2008,3	-0,70	-43,24	0.00	0.00

❖ **Nb** : pour le choix des barres on utilise les valeurs maximales de  $A_3$  et  $A_2$  dans chaque zone.

### V.2.4. Calcul des armatures longitudinales

#### V.2.4.1. Ferrailage minimum d'après le CBA93

Condition de non fragilité :

$$A_{CNF} \geq \frac{0,23 f_{t28}}{f_e} d \cdot b \frac{e - 0,45d}{e - 0,185d}$$

#### V.2.4.2. Recommandations du «BAEL99/V2003»

$$\begin{cases} A_{\min} = \max\left(4cm^2/ml, \frac{2B}{1000}\right) \\ A_{\max} = \frac{5B}{100} \end{cases}$$

B : section du béton = b × h. (b = h = côtes du poteau, d = 0,9h)

#### V.2.4.3. Recommandations selon RPA99/2003

D'après RPA99/2003, pour une zone sismique IIa, les armatures longitudinales doivent être à haut adhérence, droites et sans crochet :

- Le pourcentage minimal des armatures longitudinales sera de **0,8%** (zone IIa).
- Leur pourcentage est limité par :

$$0,8\% < \frac{A_s}{B} < 3\% \quad \text{en zone courante}$$

$$0,8\% < \frac{A_s}{B} < 6\% \quad \text{en zone de recouvrement}$$

Avec :

$A_s$  : section d'acier et  $B$  : section du béton

- Le diamètre minimal est de 12 mm.
- La longueur de recouvrement minimale est de  $40\phi$ .
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critiques).

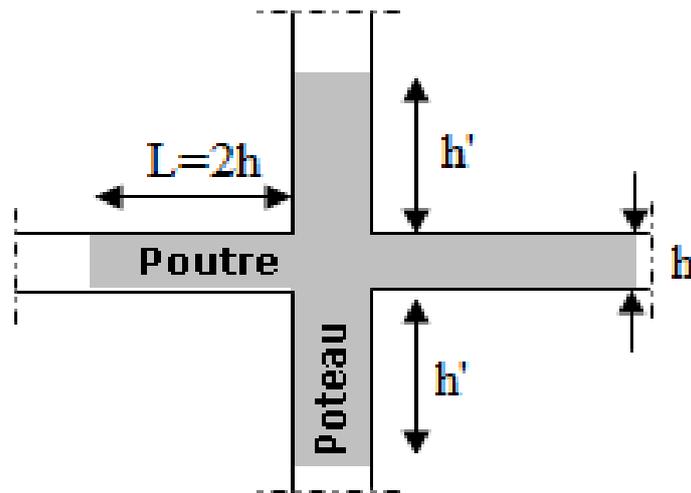


Figure V. 1: zone nodale.

Tableau V. 4 : les Armatures longitudinal adopté pour les poteaux

Zones	Section (cm <sup>2</sup> )	BAEL 91		CBA93	RPA99/V2003		
		A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>CNF</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) zone courante	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) zone de recouvrement
<b>Zone 1</b>	65×65	8,45	211,25	4.79	33,8	126,75	253,5
<b>Zone 2</b>	60×60	7,2	180	3.91	28,8	108	216
<b>Zone 3</b>	55×55	6,05	151.25	3.28	24,2	90,75	181,5
<b>Zone 4</b>	50×50	5	125	2.71	20	75	150
<b>Zone 5</b>	45×45	4.05	101.25	2.20	16.2	60.75	121.5
<b>Zone 6</b>	40×40	3.2	80	1.73	12,8	48	96

**V.2.4.4. Exemple de calcul**

Soient un poteau de (55x55) cm<sup>2</sup> (Situation durable) :

$$\left\{ \begin{array}{l} C = C' = 4\text{cm.} \\ L = 3,06 \text{ m.} \\ f_{bu} = 14,17 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$$

$M_{2max} = 21.07 \text{ kN.m}$

$N_{corr} = 685,5\text{kN}$

La position du centre de pression est :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{21.07}{685,5} = 0,03 \text{ m}$$

$$e_A = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,03 + \left(0.49 - \frac{0,03}{2}\right) = 0,50 \text{ m}$$

$e_A$ : Distance entre centre de pression et le centre de gravité de la section des armatures,

$$M_A = N \times e_A = 345.92 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bc} = \frac{0,8h}{d} \left( 1 - \frac{0,4h}{d} \right) = 0,493$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{bd^2 f_{bu}} = \frac{345.92 \times 10^{-3}}{0,55 \times 0,495^2 \times 14,17} = 0,181$$

$$\mu_{bu} < \mu_{bc} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

Le calcul sera effectué en flexion simple sous l'effet du moment  $M_A$  puis sera ramené en flexion composée.

#### ❖ Calcul des aciers en flexion simple

On a :  $f_e E400$  donc :  $\mu_l = 0,392$

$$\mu_{bu} = 0,181$$

$$\mu_{bu} = 0,181 < \mu_l = 0,392$$

La section est armée par des armatures inférieures tendues ( $A_s' = 0$ )

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,30$$

$$A_s = \frac{0,8\alpha.d.b.f_{bu}}{f_{su}} = \frac{0,8 \times 0,3 \times 49,5 \times 40 \times 14,17}{348} = 19.34 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 19.34 \text{ cm}^2$$

#### ❖ En flexion composée les armatures réelles sont

$$A_1 = A_s' = 0$$

$$A_2 = A_s - \frac{N_u}{f_{su}} = 19.34 - \frac{685,5 \times 10^{-3}}{348} \times 10^4 = -0.35 \text{ cm}^2$$

#### ❖ Conclusion

$$A_{\text{adopté}} = \max(A_{\text{Cal}}; A_{\text{CNF}}; A_{\text{min(RPA)}})$$

Les résultats du ferrailage longitudinal sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V. 5 : Ferrailage longitudinal adopté pour les poteaux

Zones	Section (cm <sup>2</sup> )	combinaison	A <sub>CAL</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>CNF</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min(RPA)</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix de ferrailage	A adoptée (cm <sup>2</sup> )
Zone 1	65×65	durable	00	4.59	33,8	12HA20	37.70
		accidentelle	9.57				
Zone 2	60×60	durable	00	3.91	28,8	12HA20	37.70
		accidentelle	29.02				
Zone 3	55×55	durable	00	3.28	24,2	4HA20+8HA14	24.88
		accidentelle	12.03				
Zone 4	50×50	durable	00	2.71	20	4HA20+8HA14	24.88
		accidentelle	15.47				
Zone 5	45×45	durable	00	2.20	16.2	4HA16+8HA14	20.36
		accidentelle	13.92				
Zone 6	40×40	durable	00	1.73	12,8	4HA16+4HA14	14.20
		accidentelle	11.9				

#### ❖ Calcul d'armature transversale

Selon RPA les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

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

$V_U$  : est l'effort tranchant de calcul.

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_a$  : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égale:

$\rho_a = 2.5$  si l'élançement géométrique  $\lambda_g \geq 5$ .

$\rho_a = 3.75$  si l'élançement géométrique  $\lambda_g < 5$ .

$t$  : est l'espacement des armatures transversales

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale :  $t \leq \min(10\phi, 15\text{cm})$  en zone IIa

$$t = 8\text{cm}$$

- Dans la zone courante :  $t' \leq 15\phi$  en zone IIa

$$t' = 10\text{cm}$$

Où  $\phi$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On adopte un espacement de **8cm** en zone nodale et **10cm** en zone courante.

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par  $\frac{A_t}{t.b_1}$  en % est donnée comme

suit :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \quad 0.3\%$$

$$\text{Si } \lambda_g \geq 3 \quad 0.8\%$$

$$\text{Si } 3 < \lambda_g < 5 \quad \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes}$$

$\lambda_g$  : est l'élancement géométrique du poteau est donnée par :

$$\lambda_g = \left( \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

Avec "a" et "b", dimensions de la section droite du poteau dans la déformation considérée, et "L<sub>f</sub>" longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de 10  $\phi$

#### ❖ Au niveau de 1<sup>ère</sup> Zone (S-SOL et RDC)

- **Zone courante**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0,7 \times 4.08}{0,65} = 4.39$$

$$\lambda_g = 4.39 < 5 \quad \text{donc : } \rho_a = 3,75$$

$$A_t = \frac{10 \times 3,75 \times 25.49 \times 10^3}{65 \times 400 \times 10^2} = 0.55 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix des barres : 1cadre } 4\phi 8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par  $\frac{A_t}{t.b_1}$  en % est donnée comme suit :

$$\text{On a : } 3 < \lambda_g = 4.39 < 5$$

Donc par interpolation on trouve :  $\frac{A_t}{t.b_1} > 0,45\%$

$$\frac{2.51}{10 \times 65} = 0,38\% < 0,45\% \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

On prend  $A_t = 6\phi 10 = 6.28 \text{ cm}^2$

$$\frac{4.71}{10 \times 65} = 0,72\% > 0,45\% \quad \text{Condition Vérifiée}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochés à  $135^\circ$  ayant une longueur de  $10\phi_t = 10 \text{ mm}$ .

• **Zone nodale**

$$\lambda_g = 4.39 < 5 \quad \text{donc : } \rho_a = 3,75$$

$$A_t = \frac{8 \times 3,75 \times 25.47 \times 10^3}{65 \times 400 \times 10^2} = 0.294 \text{ cm}^2$$

Choix des barres :  $6\phi 10 = 4.71 \text{ cm}^2$

La quantité d'armatures transversales minimale :

$$\text{On a : } 3 < \lambda_g = 3,17 < 5$$

Donc par interpolation on trouve :  $\frac{A_t}{t b_1} > 0,45\%$

$$\frac{4.71}{8 \times 65} = 0.90\% > 0,45\% \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochés à  $135^\circ$  ayant une longueur de  $10\phi_t = 10 \text{ mm}$ .

**Tableau V. 6: Ferrailage transversal adopté pour les poteaux.**

Zones	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t</sub> zone courante	A <sub>t</sub> zone nodale	St (courante)cm	St (nodale)cm
<b>Zone 1</b>	65x65	6φ10	6φ10	10	8
<b>Zone 2</b>	60x60	6φ10	6φ10	10	8
<b>Zone 3</b>	55x55	4φ10	4φ10	10	8
<b>Zone 4</b>	50x50	4φ10	4φ10	10	8
<b>Zone 5</b>	45x45	4φ10	4φ10	10	8
<b>Zone 5</b>	40x40	4φ10	4φ10	10	8

**V.1.3. Vérifications diverses**

❖ **Sollicitations tangentés**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \dots \dots \dots \text{dans le cas contraire} \end{cases}$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

❖ **Vérification des contraintes à L'ELS**

• **Vérification d'une section entièrement comprimée**

Le calcul et s'effectue comme suit :

✓ On calcule l'aire de la section homogène totale :

$$S = b \cdot h + 15 \left( A_s + A_s' \right)$$

✓ La position du centre de gravité résistant qui est située à une distance  $X_G$  au-dessus du centre de gravité géométrique.

$$X_G = 15 \frac{A_s' \left( \frac{h}{2} - d' \right) - A_s \left( d - \frac{h}{2} \right)}{b \cdot h + 15 \cdot (A_s + A_s')}$$

✓ L'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bh \cdot X_G^2 + 15 \left[ A_s' \left( \frac{h}{2} - d' - X_G \right)^2 + A_s \left( d - \frac{h}{2} + X_G \right)^2 \right]$$

✓ Calcul des contraintes

Les contraintes dans le béton valent  $\sigma_{sup}$  sur la fibre supérieure et  $\sigma_{inf}$  sur la fibre inférieure :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser} (e_{ser} - X_G) \cdot \left( \frac{h}{2} - X_G \right)}{I} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser} (e_{ser} - X_G) \cdot \left( \frac{h}{2} + X_G \right)}{I} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28}$$

Les résultats des vérifications de l'effort tranchant et des contraintes sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau V. 7: Vérification des contraintes à l'ELS.

Section	N <sub>Ser</sub> (KN)	M <sub>Ser</sub> (KNm)	$\sigma_{\text{inf}}$ (MPa)	$\sigma_{\text{sup}}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observ
65x65	2164.41	23.28	3.48	8.96	15	1	Vérifiée
60x60	1855.39	46.10	4.11	8.29	15	1	Vérifiée
55x55	1548.01	28.46	3.40	8.72	15	1	Vérifiée
50x50	1153.33	32.22	2.81	7.9	15	1	Vérifiée
45x45	621.69	36.56	1.57	5.68	15	1	Vérifiée
40x40	307.85	34.33	0.54	4.1	15	1.87	Vérifiée

### V.2.5. Justification à l'effort normal ultime

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement. L'expression de l'effort normal ultime est:

$$N_u = \alpha \left[ \frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$\alpha$ : Coefficient en fonction de l'élanement  $\lambda$ .

$B_r$  : Section réduite du béton.

$A$  : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

**Nb** : Nous effectuerons la vérification au flambement du poteau le plus sollicité.

#### ❖ Calcul de $\alpha$

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \Rightarrow \text{si } \lambda < 50 \\ 0,6 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \Rightarrow \text{si } \lambda > 50 \end{cases}$$

#### ❖ Calcul de $\lambda$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \quad \text{avec : } i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad \text{et } L_f = k \times h_0$$

$\lambda$ : Longueur de flambement

$i$ : Rayon de giration

$B$ : L'aire de la section

$I$  : Moment d'inertie de la section

$$B = 0,65 \times 0,65 = 0,422 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{b \times a^3}{12} = \frac{0,65 \times 0,65^3}{12} = 0,0148 \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{0,0148}{0,422}} = 0,187 \text{ m.}$$

$$\lambda = \frac{0,7 \times 4,08}{0,187} = 15,27 < 50 \Rightarrow \alpha = 0,818$$

❖ Calcul de  $B_r$

$$B_r = (a - C)(b - C') = (0,65 - 0,02)^2 = 0,39 \text{ m}^2$$

❖ Calcul de  $N_u$

$$N_u = 10917,07 \text{ kN}$$

$$N_{u,max} = 3712,1 \text{ kN} < N_u = 10917,07 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

V.2.6. Schémas de ferrailage des poteaux

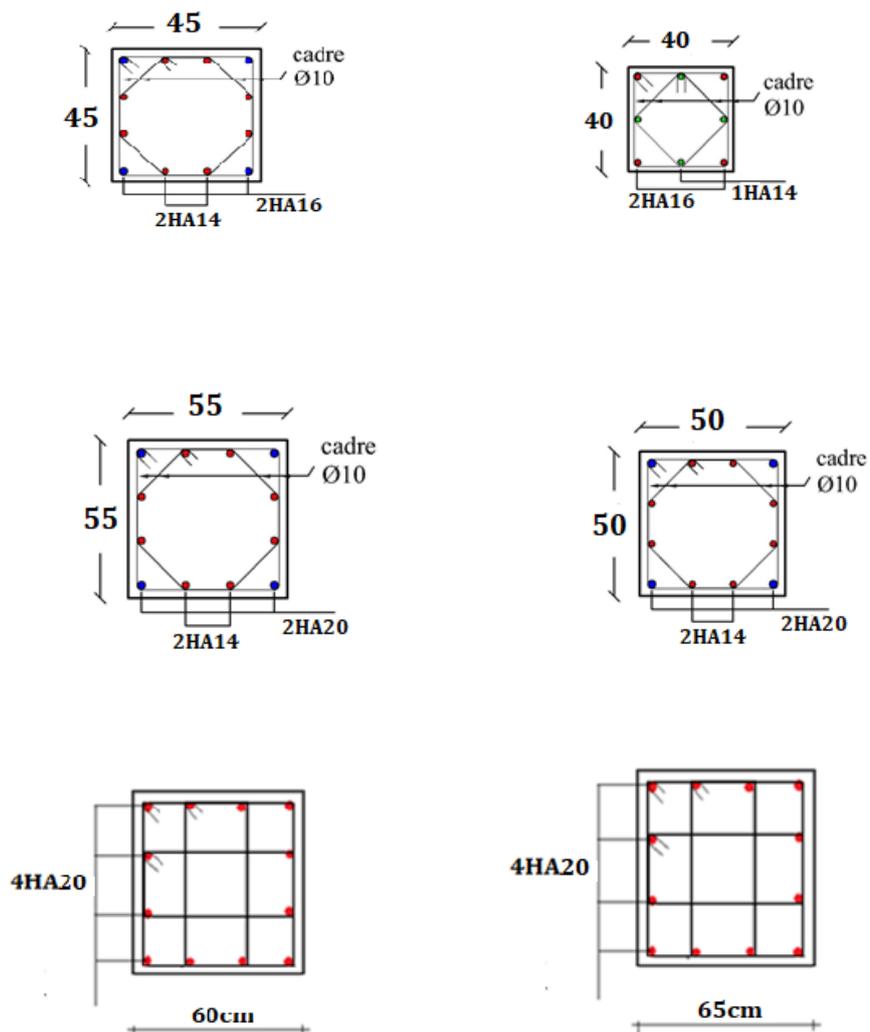


Figure V. 2 : Schéma de ferrailage des poteaux

### V.3. Ferrailage des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts du plancher vers les poteaux. Elles sont sollicitées par un moment fléchissant et un effort tranchant. Leur ferrailage donc sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime (ELU), puis vérifiées à l'état limite de service (ELS), suivant les recommandations du RPA 99/version 2003.

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par l'ETABS 2018, qui résultent des combinaisons les plus défavorables, présenté par le RPA et le BAEL 91 :

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

$$G+Q$$

$$G+Q\pm E$$

$$0,8G\pm E$$

#### V.3.1. Recommandations du RPA99 version 2003

##### ❖ Armatures longitudinales

- Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0,5% en toute section.
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
  - ✓ 4% en zone courante.
  - ✓ 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40\phi$  en zone IIa.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .

##### ❖ Armatures transversales

- La quantité minimale des armatures transversales est de :
- $A_t = 0,003 \times S_t$
- L'espace maximum entre les armatures transversales est de :
- $S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \phi\right)$  en zone nodale.

Avec

- $\phi$  : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales
- Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

#### V.3.2. Les combinaisons de calcul

- $1,35 G + 1,5 Q$  selon BAEL91/99/
- $G + Q$  selon BAEL91/99

- $G + Q \pm E$  selon RPA99/2003
- $0,8 G \pm E$  selon RPA99/2003

**V.3.3. Ferrailage longitudinal des poutres**

❖ **Ferrailage des poutres principales**

- **Zone 1** : S-SOL et RDC.
- **Zone 2** : Etage service et 1<sup>ème</sup> étage d’habitation
- **Zone 3** : 2<sup>ème</sup> jusque 10<sup>ème</sup> étage.

**Tableau V. 8: Ferrailage poutres principales.**

Poutre		M (KN.m)			As (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> cm <sup>2</sup>	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
Zone 01	PP (30×40)	Sur appuis	Sup	51,8	5.02	4T16+2T14	11.12	6	48	11.12
			Inf	53,04	5.14	4T16+2T14	11.12			
		En travée		102.3	10.42	4T16+2T14	11.12	6	48	11.12
Zone 02	PP (30×40)	Sur appuis	Sup	79,72	7.93	4T16+2T14	11.12	6	48	11.12
			Inf	72,0	7.11	4T16+2T14	11.12			
		En travée		99.5	10.11	4T16+2T14	11.12	6	48	11.12
Zone 03	PP (30×40)	Sur appuis	Sup	112,5	11.59	4T20	12.57	6	48	12.57
			Inf	106,1	10.86	4T20	12.57			
		En travée		152	16.44	4T20+2T16	16.59	6	48	16.59

**V.3.3.1. Ferrailage des poutres secondaires**

**Tableau V. 9: Ferrailage poutres secondaires.**

Poutre		M (KN.m)			As (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> cm <sup>2</sup>	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
Zone 01	PS (30×35)	Sur appuis	Sup	-34,7	3.32	3T16	6.03	5.25	42	6.03
			Inf	-32,8	3.14	3T16				
		En travée		-97,3	10.01	3T16+3T14	10.65	5.25	42	10.65
Zone 02	PP (30×35)	Sur appuis	Sup	-79,7	8.02	3T16+3T14	10.65	5.25	42	10.65
			Inf	67,36	6.68	3T16+3T14				
		En travée		90,57	9.24	3T16+3T14	10.65	5.25	42	10.65
Zone 03	PS (30×35)	Sur appuis	Sup	99.08	10.22	3T16+3T14	10.65	5.25	42	10.65
			Inf	100.8	10.42	3T16+3T14				
		En travée		89.15	9.08	3T16+3T14	10.65	5.25	42	10.65

## ❖ Exemple de calcul des armatures longitudinales

On va prendre comme exemple de calcul les poutres PS du Sous-sol +RDC

- **En travée :** (sous la combinaison 1,35G + 1,5Q)

$$\text{On a : } \theta = 1 ; \quad \gamma_b = 1,5 ; \quad \gamma_s = 1,15$$

$$b = 30 \text{ cm} ; \quad h = 35 \text{ cm} ; \quad d = 31.5 \text{ cm}$$

$$M_{tu} = 97.3 \text{ kN.m} ; \quad f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

Moments ultime réduit :

$$\mu_u = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{97.3 \times 10^6}{300 \times 315^2 \times 14,17} = 0,230$$

$$\mu_u = 0,230 < \mu_l = 0,392$$

La section est armée par des armatures inférieures tendues ( $A_s' = 0$ )

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,230}) = 0,332$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 315(1 - 0,4 \times 0,332) = 273.09 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{97.3 \times 10^6}{273.09 \times 348} = 10.23 \text{ cm}^2$$

- **En appuis « nappe supérieur » :** (sous la combinaison 0,8G ± E)

$$\text{On a : } \theta = 0.85 ; \quad \gamma_b = 1,15 ; \quad \gamma_s = 1$$

$$M_{a,sup} = 109.4 \text{ kN.m} ; \quad f_{bc} = 18.48 \text{ MPa} ; \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

Moments ultime réduit :

$$\mu_u = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{34.7 \times 10^6}{300 \times 315^2 \times 18,48} = 0,063$$

$$\mu_u = 0,063 < \mu_l = 0,392$$

La section est armée par des armatures inférieures tendues ( $A_s' = 0$ )

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,063}) = 0,081$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 315(1 - 0,4 \times 0,081) = 304.72 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{34.7 \times 10^6}{304.72 \times 400} = 2.84 \text{ cm}^2$$

- **En appuis « nappe inférieur »** (sous la combinaison G + Q ± E)

On a :  $\theta = 0.85$  ;  $\gamma_b = 1.15$  ;  $\gamma_s = 1$

$M_{a,inf} = 32.8 \text{ kN.m}$  ;  $f_{bc} = 18.48 \text{ MPa}$  ;  $f_e = 400 \text{ MPa}$

Moments ultime réduit :

$$\mu_u = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{32.8 \times 10^6}{300 \times 315^2 \times 18.48} = 0.059$$

$$\mu_u = 0.059 < \mu_l = 0.392$$

La section est armée par des armatures inférieures tendues ( $A_s' = 0$ )

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.059}) = 0.076$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) = 315(1 - 0.4 \times 0.166) = 305.31 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{32.8 \times 10^6}{305.31 \times 400} = 2.68 \text{ cm}^2$$

- ❖ **Condition de non fragilité (BAEL91)**

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 31.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.14 \text{ cm}^2.$$

$$A_s > A_{min} = 1.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- ❖ **Pourcentage exigé par RPA99/version 2003**

$$A_{s \text{ RPA min}} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2 > A_s \text{ calculée en appuis « nappe inférieure ».}$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone courante})$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone de recouvrement})$$

- ❖ **Longueur de recouvrement**

La longueur minimale de recouvrement est de :

$$L_r = 40\emptyset$$

Pour : HA20..... $L_r = 80 \text{ cm.}$

Pour : HA16..... $L_r = 64 \text{ cm.}$

Pour : HA14..... $L_r = 56 \text{ cm.}$

### V.3.4. Calcul des armatures transversales

- ❖ **Selon le BAEL91 (Art 7-4-2-4)**

La section minimale  $A_t$  doit vérifier :  $A_t \geq \frac{0.4 \cdot b \cdot S_t}{f_e}$

Avec :

b : largeur de la poutre.

$S_t$  : l'espacement des cours d'armatures transversales :  $S_t \leq \min(0,9d, 40\text{cm})$ .

Donc:  $S_t \leq \min(36 ; 40\text{cm}) = 36$  on adopte un espacement  $\Rightarrow S_t = 20\text{cm}$ .

$$A_t \geq \frac{0,4 \times 30 \times 20}{400} \Rightarrow A_t \geq 0,06 \text{ cm}^2.$$

Diamètre des armatures d'âme (BAEL Art 7-4-2-3) :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{l,\min} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1,4 \right\} = 1,14 \text{ cm.}$$

Soit :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$ .

❖ Selon le RPA99/version 2003

La section minimale  $A_t$  doit vérifier :  $A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$

L'espacement maximal :

- En zone nodale :  $S_t \leq \min(h/4 ; 12\phi_t) = 10 \text{ cm}$
- En zone courante :  $S_t \leq h/2 = 20\text{cm}$

On adopte les espacements suivants :

- En zone nodale  $\Rightarrow S_t = 10\text{cm}$
- En zone courante  $\Rightarrow S_t = 15\text{cm}$

On aura alors :  $A_t = 0,003 \times S_t \times b = 1,35\text{cm}^2 > 0,06 \text{ cm}^2$

Le choix des barres est le suivant : **4Ø8**  $\Rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

On aura un cadre et un étrier de diamètre «Ø84 N ».

**V.3.5. Vérification au cisaillement**

La contrainte tangentielle conventionnelle :  $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} < \bar{\tau}_u$

La contrainte tangentielle admissible : en fissuration peut préjudiciable avec des armatures droit ( $\alpha = 90^\circ$ ) on aura :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right)$$

**Tableau V. 10 : Vérification du cisaillement du béton**

Les poutres	$V_u$ (kN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
PP (30×40)	296.93	2.32	3,33	CV
PS (30×35)	183.5	1.84	3,33	CV

**IV.3.6 Vérification de La flèche (Art B.6.5, 1) BAEL91/99**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche, si les trois conditions sont satisfaites :

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right)$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}}\right)$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4,2}{f_e}\right)$$

Avec : L : portée de la travée entre nus d'appuis.

$M_t$  : Moment fléchissant maximal en travée.

$M_0$  : Moment statique.

$A_s$  : Section d'armatures tendue.

❖ **Poutre principale**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{430} = 0,093 > 0,0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{40}{430} = 0,093 > \frac{1}{10} \cdot \frac{53,04}{102,3} = 0,051 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} (MPa) \Rightarrow \frac{11,12}{30 \cdot 36} = 0,0102 < 0,0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Poutre secondaire**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{4,00} = 0,0875 > 0,0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{35}{4,00} = 0,0875 > \frac{1}{10} \cdot \frac{97,3}{34,7} = 0,028 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} (MPa) \Rightarrow \frac{6,03}{30 \cdot 31,5} = 0,0063 < 0,0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**V.3.7. Vérification des contraintes à l'ELS**

La fissuration est peu nuisible dans les sections des poutres, donc la seule vérification à faire est la contrainte de compression du béton, cela pour le cas de sollicitations les plus défavorables.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec

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

$$I = \frac{b y^3}{3} + 15 A_s (d - y)^2 + 15 A'_s (y - C')^2$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{b(d A_s + C' A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Où :  $A_s$  : section d'armatures tendue.

$A'_s$  : section d'armatures comprimées.

$n$  : 15 coefficient d'équivalence.

Les résultats de cette vérification sont résumés dans les tableaux suivant :

❖ **Poutres principales**

- **Zone 1** : S-SOL et RDC.
- **Zone 2** : Etage service et 1<sup>eme</sup> étage d'habitation
- **Zone 3** : 2<sup>eme</sup> jusque 10<sup>eme</sup> étage.

**Tableau V. 11** : Vérification des poutres principales à l'ELS

Poutre		$M_{ser}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$Y$ (cm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	
Zone 1	PP (30×40)	Sur appuis	37.21	11.12	9.41	1458706.81	3.60
		En travée	35.75	11.12	9.41	1458706.81	3.51
Zone 2	PP (30×40)	Sur appuis	34.63	11.12	9.41	1458706.81	3.39
		En travée	32.31	11.12	9.41	1458706.81	3.28
Zone3	PP (30×40)	Sur appuis	42.71	12.57	15,47	253787,89	3.19
		En travée	42.56	16.59	8.19	111583.34	3.00

❖ **Conclusion** : On constate que tous les valeurs de la contrainte dans le béton sont inférieures à la valeur admissible donc vérifié

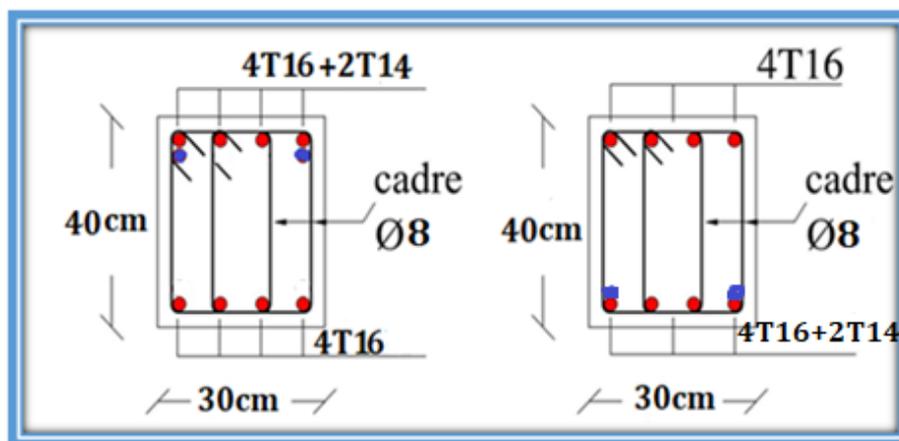
❖ **Poutres secondaires**

- **Zone 1** : S-SOL et RDC.
- **Zone 2** : étage service et 1<sup>eme</sup> étage d'habitation
- **Zone 3** : 2<sup>eme</sup> jusque 10<sup>eme</sup> étage.

Tableau V. 12 : Vérification des poutres secondaire à l'ELS

Poutre		M <sub>ser</sub> (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	
Zone 3	PP (30×40)	Sur appuis	10.42	10.65	8.56	104974.81	2.9
		En travée	9.85	6.88	7.09	73371.51	3.55
Zone 2	PP2 (30×40)	Sur appuis	35.46	10.65	8.56	104974.81	2.95
		En travée	32.79	6.88	7.09	73371.51	4.33
Zone 3	PP1 (30×40)	Sur appuis	37.07	10.65	8.56	104974.81	2.93
		En travée	41.83	6.88	7.09	73371.51	4.07

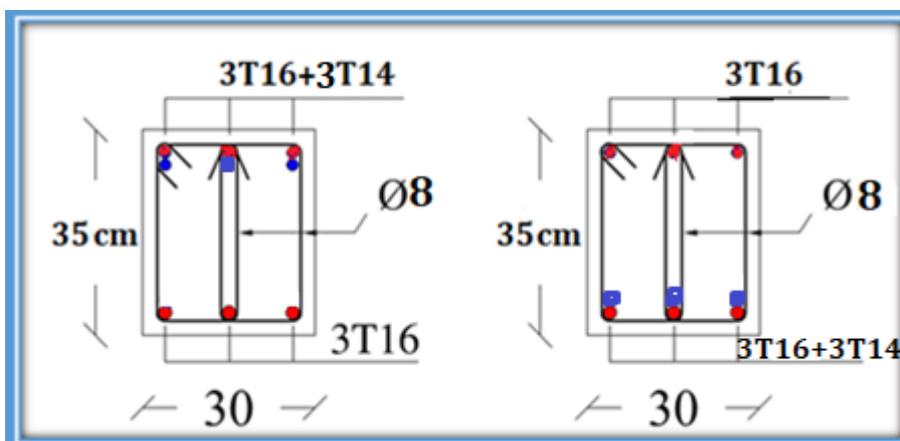
❖ **Conclusion** : On constate que tous les valeurs de la contrainte dans le béton sont inférieures à la valeur admissible.



Sur appuis

Sur travée

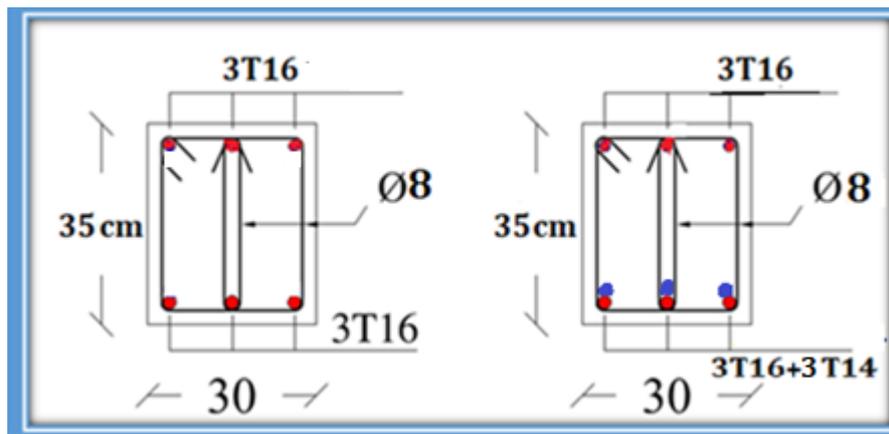
Figure V. 3: Ferrailage de poutre principale tous les type.



Sur appuis

Sur travée

Figure V. 4: Ferrailage de poutre secondaire zone3



Sur appuis

Sur travée

Figure V. 5: Ferrailage de la poutre secondaire zone 1+2

#### V.4.Ferrailage des voiles

##### V.4.7. Introduction

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003 Sous l'action des forces horizontales du séisme qui sont supérieure à celles du vent et sous les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Notre ouvrage comprend quatre (11) types de voiles :

**Type 1** : L = 4.00 m ; **Type 2** : L = 3.30 m ; **Type 3** : L = 4.30 m ;

**Type 4** : L = 3.30 m **Type 5** : L = 1.50 m ; **Type 6** : L = 2.10m

**Type 7** : L = 2.40 m ;

Nous allons ferrailer par zone. Car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau.

- **Zone 1** : S-SOL et RDC.
- **Zone 2** : Etage service et 1<sup>eme</sup> étage d'habitation
- **Zone 3** : 2<sup>eme</sup> et 10<sup>eme</sup> étage.

#### V.4.8. Recommandations du RPA99/2003

##### ❖ Armatures verticales

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0,20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) du largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

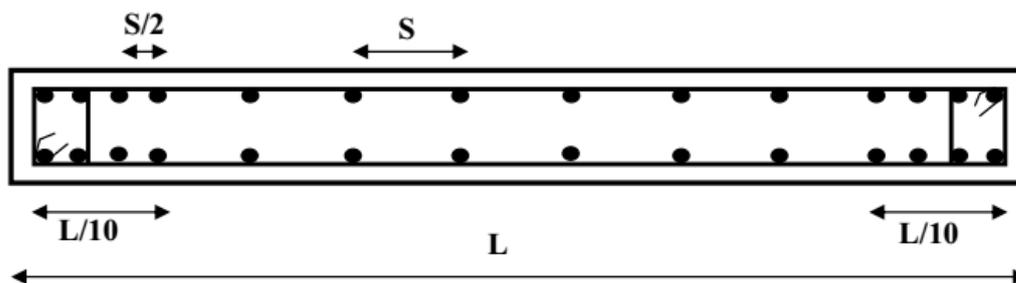


Figure V. 6 : Disposition des armatures verticales dans le voile

##### ❖ Armatures horizontales

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munie de crochets à (135°) ayant une longueur de  $10\Phi$ .

Ces armatures reprennent les sollicitations de l'effort tranchant.

##### ❖ Armatures transversales

Les armatures transversales doivent respecter les dispositions suivantes :

- L'espacement des barres verticales et horizontales doivent être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1,5 e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

e : épaisseur du voile

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingle au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
  - ✓ **40Ø** pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles.
  - ✓ **20Ø** pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

#### ❖ Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad \text{Avec : } T = 1,4 V_u$$

$V_u$  : Effort tranchant calculée au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

#### ❖ Armatures de potelet

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4HA10$  ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

#### V.4.9. Combinaisons de calcul

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\begin{array}{l} \text{Selon le BAEL91/99} \\ \text{Selon le RPA99/2003} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} 1,35 G + 1,5 Q \\ G + Q \\ G + Q + E \\ 0,8G + E \end{array} \right.$$

#### V.4.10. Calcul du ferrailage des voiles

Le calcul des armatures sera fait par la méthode des contraintes et vérifiée, selon RPA99/2003 sous les sollicitations suivantes :

1.  $N_{compression}^{max}, M_{corr}$
2.  $N_{traction}^{max}, M_{corr}$

3.  $M_{max}, N_{corr}$ **V.4.4.1. Présentation de la méthode de calcul**

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M.)

$$\sigma_{1;2} = \frac{N}{B} \pm \frac{MV}{I}$$

Avec:

N : effort normal appliqué,

M : moment fléchissant appliqué.

B : section du voile,

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

**NB :** L'ETABS donne les efforts de compression avec un signe négatif et les efforts de traction avec un signe positif donc pour faire les calculs on doit renverser les signes des efforts.

**On distingue 3 cas****❖ 1<sup>er</sup> cas**

Si  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$  : la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times L_c \times e$$

$L_c$  : longueur de la section comprimée.

$$L_c = L$$

$$A_v = \frac{F - B f_{bc}}{f_e}$$

F : volume de contrainte.

**❖ 2<sup>ème</sup> cas**

Si  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$  : la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée "

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times L_T \times e$$

$L_T$  : longueur de la section tendue.

$$L_T = L$$

$$A_v = F/f_e$$

**❖ 3<sup>ème</sup> cas**

Si  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$  sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

$$F = \frac{\sigma_2}{2} \times e \times L_T$$

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} L$$

$$A_v = F/f_e$$

- Si  $A_v < A_{\min}$ , on ferraille avec la section minimale.
- Si  $A_v > A_{\min}$ , on ferraille avec  $A_v$ .

#### V.4.4.2. Exemple de calcul

Nous proposons le calcul détaillé en prenant le voile (Type4; Zone 1) de ( $L = 4.00$  m;  $e = 20$  cm).

##### ❖ Détermination des sollicitations

$$❖ N_{\min} = 59,59 \text{ kN}$$

$$❖ M_{\text{cor}} = 696,4 \text{ kN.m}$$

$$❖ V = 1214,61 \text{ kN}$$

$$B = L \times e = 0,8 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{eL^3}{12} = 1,06 \text{ m}^4$$

$$V = \frac{L}{2} = 2,00 \text{ m}$$

D'où :

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} = \frac{59,59}{0,8} + \frac{696,4 \times 2}{1,06} = +2002,7 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{MV}{I} = \frac{59,59}{0,8} - \frac{696,4 \times 2}{1,06} = -1822,7 \text{ kN/m}^2$$

⇒ La section est partiellement tendue.

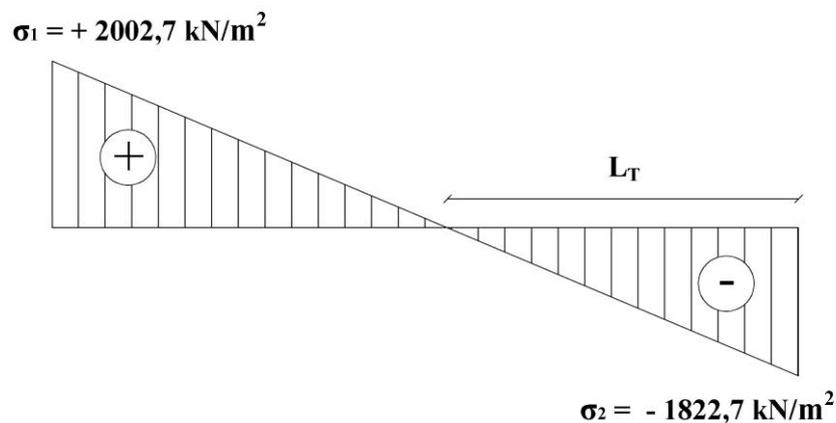


Figure V. 7 : Diagramme des contraintes d'une section partiellement tendue

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \times L = \frac{1822,7}{2002,7 + 1822,7} \times 4 = 1,58 \text{ m}$$

$$F = \frac{\sigma_2}{2} \times e \times L_T = \frac{1822,7}{2} \times 0,2 \times 1,58 = 288 \text{ kN}$$

✓ **Armature verticale**

$$A_v = \frac{F}{f_e} = \frac{288 \times 10}{400} = 7,2 \text{ cm}^2$$

$$A_v / \text{Face} = 7,2/2 = 3,6 \text{ cm}^2.$$

✓ **Armature minimale**

$$A_{\min} = \max\left(0,2\% e L_T; \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}\right)$$

e : épaisseur du voile.

$L_T$  : longueur de la section tendue.

$$A_{\min} = \max(6,2 ; 42) = 42 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} / \text{Face} = 42/2 = 21 \text{ cm}^2.$$

✓ **Armatures de coutures**

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,4V}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 1214,61 \times 10}{400} = 46,76 \text{ cm}^2$$

On prévoit des armatures de couture si on a une reprise de bétonnage dans notre cas nous n'avons pas de reprise de bétonnage donc on n'ajoute pas les armatures de coutures avec les armatures verticales.

$$\text{Donc : } A_{SV} = \text{Max}(A_v; A_{\min}) = 21 \text{ cm}^2/\text{face}$$

Le ferrailage adopté:

En zone d'about : **Soit 6HA12** ( $A_s = 6,79 \text{ cm}^2$ )

En zone courante : **Soit 10HA12** ( $A_s = 11,3 \text{ cm}^2$ )

Donc  $A_s$  adopté :  $A_s = 27,71$  /face.

✓ **Espacement**

En zone courante :  $S_t \leq \min(1,5e ; 30) = 30 \text{ cm}$

$$\text{Soit : } S_{tc} = 20 \text{ cm}$$

En zone d'about :  $\frac{L}{10} = \frac{400}{10} = 44 \text{ cm}$  Avec :  $S_{ta} = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm}$

✓ **Armatures horizontales**

D'après le BAEL91/99 :  $A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{18,09}{4} = 4,52 \text{ cm}^2$

D'après le RPA :  $A_H = 0,15 \% B = 0,0015 \times 20 \times 331 = 9,93 \text{ cm}^2$

$$A_H = \max\left(\frac{A_v}{4}; 0,15 \% B\right) = 9,93 \text{ cm}^2$$

Soit 15HA10 = 11,85 cm<sup>2</sup>/nappe avec : S<sub>h</sub> = 20 cm

✓ **Armatures transversales**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré, soit : 4Ø8.

✓ **Vérification des contraintes de cisaillement**

**Selon le RPA99**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b = \frac{1,4V}{e.d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 1214,61 \times 10^{-3}}{0,20 \times 0,9 \times 4} = 2,85 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b < \bar{\tau}_b \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**Selon le BAEL**

$$\tau_u = \frac{V_u}{e.d} = \frac{1214,61 \times 10^{-3}}{0,20 \times 0,9 \times 4} = 2,04 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ **Vérification à l'ELS**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A_s} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2132,75 \times 10^{-3}}{0,8 + (15 \times 36,18 \times 10^{-4})} = 3,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Les résultats de calcul pour tous les voiles sont regroupés dans les tableaux ci-après :

Tableau V. 13 : Ferrailage verticale du voile type 01

Zone	sollicitations	N (kN)	M (kN.m)	$\sigma_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (kN/m <sup>2</sup> )	Nature	L <sub>c</sub> (m)	L <sub>T</sub> (m)	F (kN)	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )
Zone 3	N <sup>min</sup>	59,59	696,4	2002,7	-1822,7	SPT	1,73	0,67	288	7,2
	N <sup>max</sup>	2911	75,65	4604,43	4190,14	SEC	2,40	00	2911	-162
	M <sup>max</sup>	1378,7	5852,2	18107,13	-13942	SPT	1,44	0,96	2007,5	20,3
ZONE 2	N <sup>min</sup>	156,5	127,64	585,91	-113,1	SPT	2,03	0,37	6,06	0,15
	N <sup>max</sup>	2789,9	14,4	4253,8	4174,9	SEC	2,40	00	2789,9	-165
	M <sup>max</sup>	1292,2	5147,3	16046,3	-12142	SPT	1,43	0,96	1731,3	18,3
Zone1	N <sup>min</sup>	236,5	178,45	845,9	-131,4	SPT	1,66	0,74	5,85	0,15
	N <sup>max</sup>	2174,9	45,72	3410,54	3160,16	SEC	4,00	00	2174,9	-180
	M <sup>max</sup>	974,5	2723,54	8929,65	-5985,5	SPT	1,98	0,42	795,07	19,88

NB : Concernant le choix des barres La section à prendre et celle correspondante au maximum des valeurs calculées avec N<sup>max</sup> ; N<sup>min</sup> ; M<sup>max</sup>.

Tableau V. 14 : Choix des barres du voile type 01

Choix des barres / nappe											
Zone	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	Zone courant	St (cm)	Zone D'about	St (cm)	A <sub>H</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>H</sub> adop (cm <sup>2</sup> )	choix	St (cm)
3	20.3	42	27.71	12T14	20	6T14	10	12	14.70	13T12	20
2	18.3	42	27.71	12T14	20	6T14	10	12	14.70	13T12	20
1	19.88	42	27.71	12T14	20	6T14	10	12	13.57	12T12	20

Tableau V. 15 : Ferrailage verticale du voile type 02

Zone	sollicitations	N (kN)	M (kN.m)	$\sigma_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (kN/m <sup>2</sup> )	Nature	L <sub>c</sub> (m)	L <sub>T</sub> (m)	F (kN)	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )
Zone 3	N <sup>min</sup>	-252,1	195,85	435,9	-1444,3	SPT	1,92	1,38	277,36	6,93
	N <sup>max</sup>	2801,4	990,5	9757,2	248,4	SEC	3,3	00	2501,4	-114
	M <sup>max</sup>	1529,5	3834,94	21466,7	-15349	SPT	1,98	1,32	1599,76	25,1
Zone 2	N <sup>min</sup>	-209,85	101,6	67,98	-907,4	SPT	0,18	3,12	211,03	5,28
	N <sup>max</sup>	2761,31	903,72	9860,48	1184,8	SEC	3,3	00	2761,31	-108
	M <sup>max</sup>	1642,6	3025,7	17808,56	-11238	SPT	1,64	1,66	1087,01	27,17
Z <sub>0</sub>	N <sup>min</sup>	-42,34	115,5	469,72	-639,1	SPT	1,53	1,77	92,09	2,3

	$N^{\max}$	2073,6	456,9	6340,32	1954,1	SEC	2,5	00	2073,6	-126
	$M^{\max}$	1298,03	1652	10525,7	-5333,5	SPT	1,66	0,84	448,43	11,21

Tableau V. 16 : Choix des barres du voile type 02

Choix des barres / nappe											
Zone	$A_v$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{adop}}$ (cm <sup>2</sup> )	Zone courant	St (cm)	Zone D'about	St (cm)	$A_H$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{H\text{adop}}$ (cm <sup>2</sup> )	choix	St (cm)
3	25.1	34,65	19.23	11T12	20	6T12	10	9,9	10.21	13T10	20
2	27.17	34,65	19,23	11T12	20	6T12	10	9,9	10.21	13T10	20
1	11.21	34.65	19.23	11T12	20	6T12	10	9.9	10.21	13T10	20

Tableau V. 17 : Ferrailage verticale du voile type 03

Zone	sollicitations	N (kN)	M (kN.m)	$\sigma_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (kN/m <sup>2</sup> )	Nature	$L_c$ (m)	$L_T$ (m)	F (kN)	$A_v$ (cm <sup>2</sup> )
Zone 3	$N^{\min}$	-709,41	134,06	1138.13	635.4	SEC	4.30	00	709.41	-281
	$N^{\max}$	-2218,48	-2218,48	6932.75	-1386	SPT	3.33	0.97	92.43	2,31
	$M^{\max}$	-2218,48	-2218,48	6932.75	1386	SPT	3.33	0.97	92.43	2,31
ZONE 2	$N^{\min}$	-804,23	206,22	1391.95	618.62	SEC	4.30	00	804.22	-281
	$N^{\max}$	-2426,34	5,47	3043.18	3022.6	SEC	4.30	00	2426.31	-281
	$M^{\max}$	-1670,75	1744,38	5359.15	-1182	SPT	3.28	1.02	67.65	1,69
Zone1	$N^{\min}$	-714,86	105,82	1091.99	695.16	SEC	4.30	00	714.86	-281
	$N^{\max}$	-2150,15	19,71	2724.64	2650.7	SEC	4.30	0	2150.14	-278
	$M^{\max}$	-1565,58	927,59	3696.21	217.74	SEC	4.30	00	1565.53	-279

Tableau V. 18 : Choix des barres du voile type 03

Choix des barres / nappe											
Zone	$A_v$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{adop}}$ (cm <sup>2</sup> )	Zone courant	St (cm)	Zone D'about	St (cm)	$A_H$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{H\text{adop}}$ (cm <sup>2</sup> )	choix	St (cm)
3	2.31	45.15	28.34	14T12	20	6T12	10	12.9	14.70	13T12	20
2	1.69	45.15	28.34	14T12	20	6T12	10	12.9	14.70	13T12	20

1	0	45.15	28.34	14T14	20	6T12	10	12.9	14.70	13T12	20
---	---	-------	-------	-------	----	------	----	------	-------	-------	----

Tableau V. 19 : Ferrailage verticale du voile type 04

Zone	sollicitations	N (kN)	M (kN.m)	$\sigma_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (kN/m <sup>2</sup> )	Nature	L <sub>c</sub> (m)	L <sub>T</sub> (m)	F (kN)	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )
Zone 3	N <sup>min</sup>	83,48	152,81	483.34	-5.8	SPT	3.17	0.13	0.02	0,00
	N <sup>max</sup>	-2345,30	-59,02	3847.44	3491.62	SEC	3.3	00	2348.49	-220
	M <sup>max</sup>	-1038,65	857,42	4134.86	-889.08	SPT	2.64	0.66	50.34	1,26
ZONE 2	N <sup>min</sup>	186,06	75,27	511.24	70.20	SEC	3.3	00	186.06	-226
	N <sup>max</sup>	-2554,01	-5,01	4005.32	3975.96	SEC	3.3	0	2554.09	-220
	M <sup>max</sup>	-1101,22	1006,58	4669.62	-1228.3	SPT	2.54	0.76	81.85	2,05
Zone1	N <sup>min</sup>	-140,83	165,56	2057.82	1087.74	SEC	3.3	00	1006.57	-224
	N <sup>max</sup>	-2270,98	46,77	3685.43	3411.38	SEC	3.3	0	2270.97	-221
	M <sup>max</sup>	-1316,98	600,98	3818.46	294.04	SEC	3.3	00	1316.97	-223

Tableau V. 20 : Choix des barres du voile type 04

Choix des barres / nappe											
Zone	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	Zone courant	St (cm)	Zone D'about	St (cm)	A <sub>H</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>Hadop</sub> (cm <sup>2</sup> )	choix	St (cm)
3	1.26	34.65	19.23	11T12	20	6T12	10	9,9	10.21	13T10	20
2	2.05	34.65	19,23	11T12	20	6T12	10	9,9	10.21	13T10	20
1	0	34.65	19.23	11T12	20	6T12	10	9.9	10.21	13T10	20

NB : on a changé les zones

- ✓ Zone 1 : RDC.
- ✓ Zone 2 : Etage service et 1<sup>eme</sup> étage d'habitation
- ✓ Zone 3 : 2<sup>eme</sup> et 3<sup>eme</sup> étage.

Tableau V. 21 : Ferrailage verticale du voile type 05

Zone	sollicitations	N (kN)	M (kN.m)	$\sigma_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (kN/m <sup>2</sup> )	Nature	Lc (m)	L <sub>T</sub> (m)	F (kN)	Av (cm <sup>2</sup> )
Zone 3	N <sup>min</sup>	1524	205,24	7478.96	2353.29	SEC	1.50	0	2362.2	-103.9
	N <sup>max</sup>	2062,92	256,88	9848.28	3454.94	SEC	1.50	00	3196.1	-101.8
	M <sup>max</sup>	1585,15	1658,52	25441.7	-15215	SPT	0.97	0.53	882.64	22.06
Zone 2	N <sup>min</sup>	279,17	135,33	2585.74	-785.74	SPT	1.19	0.31	28.38	0.70
	N <sup>max</sup>	1944,42	150,00	8144.02	4397.91	SEC	1.50	00	3013.2	-102.2
	M <sup>max</sup>	1738,42	1480,05	24087.2	-12874	SPT	1.01	0.49	695.07	17.37
Zone 1	N <sup>min</sup>	777,90	72,37	11122.5	845.14	SEC	1.50	00	505.63	-44.78
	N <sup>max</sup>	1521,04	66,57	16427.1	6973.44	SEC	1.50	00	988.67	-43.58
	M <sup>max</sup>	1384,69	985,04	80559.1	-59292	SPT	1.06	0.44	386	9.66

Tableau V. 22 : Choix des barres du voile type 05

Choix des barres / nappe											
Zone	Av (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	Zone courant	St (cm)	Zone D'about	St (cm)	A <sub>H</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>Hadop</sub> (cm <sup>2</sup> )	choix	St (cm)
6	35.41	15.75	19.16	8T16	15	2T14	10	4.5	12,64	16T10	20
5	27.04	15.75	15.39	8T14	15	2T14	10	4.5	12,64	16T10	20
4	22.06	15.75	15.39	8T14	15	2T14	10	4.5	12,64	16T10	20

Tableau V. 23: Ferrailage verticale du voile type 06

Zone	Sollicitations	N (kN)	M (kN.m)	$\sigma_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (kN/m <sup>2</sup> )	Nature	Lc (m)	L <sub>T</sub> (m)	F (kN)	Av (cm <sup>2</sup> )
Zone 3	N <sup>min</sup>	191,44	43,68	1873,32	-179,15	SPT	1,03	1,37	1,77	0,04
	N <sup>max</sup>	1018,5	92,94	6690,22	2323,07	SEC	2.4	00	1018,5	-54,6
	M <sup>max</sup>	580,8	390,91	11754,1	-6614,2	SPT	1,72	0,68	269,14	6,73
ZONE 2	N <sup>min</sup>	32,85	39,81	1080,67	-790	SPT	1,65	0,75	37,7	0,94
	N <sup>max</sup>	633,2	108,25	5345,04	258,5	SEC	2.4	00	633,2	-64,2
	M <sup>max</sup>	339	289,6	8303,98	-5304	SPT	1,69	0,71	233,61	5,84

Zone1	N <sup>min</sup>	-22,76	99,95	4542,91	-4827,4	SPT	1,39	0,41	198,96	4,97
	N <sup>max</sup>	416,97	294,83	16426,22	-11214	SPT	1.65	0.75	363,98	9,1
	M <sup>max</sup>	417,97	294,83	16426,22	-11214	SPT	1.31	1.09	363,98	9,1

Tableau V. 24: Choix des barres du voile type 06

Choix des barres / nappe											
Zone	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	Zone courant	St (cm)	Zone D'about	St (cm)	A <sub>H</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>Hadop</sub> (cm <sup>2</sup> )	choix	St (cm)
3	6.73	25.2	19.23	11T12	20	6T12	10	7.2	12,64	16T10	20
2	5.84	25.2	19.23	11T12	20	6T12	10	7.2	12,64	16T10	20
1	9.1	25.2	19.23	11T12	20	6T12	10	7.2	12,64	16T10	20

Tableau V. 25: Ferrailage verticale du voile type 07

Zone	Sollicitations	N (kN)	M (kN.m)	σ <sub>1</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	σ <sub>2</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	Nature	L <sub>c</sub> (m)	L <sub>T</sub> (m)	F (kN)	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )
Zone 3	N <sup>min</sup>	146,5	155,6	2623	-1526,3	SPT	0,95	1.15	84,22	2,11
	N <sup>max</sup>	1102,8	12,5	3842,67	3509,33	SEC	2.1	00	1102,8	-78,7
	M <sup>max</sup>	850	474,8	9164	-3497,3	SPT	1,09	1.01	144,91	3,62
ZONE 2	N <sup>min</sup>	32,85	39,81	1080,67	-790	SPT	1,65	0.45	37,7	0,94
	N <sup>max</sup>	633,2	108,25	5345,04	258,5	SEC	2.1	00	633,2	-64,2
	M <sup>max</sup>	339	289,6	8303,98	-5304	SPT	1,69	0.41	233,61	5,84
Zone1	N <sup>min</sup>	191,44	43,68	1873,32	-179,15	SPT	1,83	0,27	1,77	0,04
	N <sup>max</sup>	1018,5	92,94	6690,22	2323,07	SEC	2.1	00	1018,5	-54,6
	M <sup>max</sup>	580,8	390,91	11754,1	-6614,2	SPT	1,72	0.38	269,14	6,73

Tableau V. 26: Choix des barres du voile type 07

Choix des barres / nappe											
Zone	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	Zone courant	St (cm)	Zone D'about	St (cm)	A <sub>H</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>Hadop</sub> (cm <sup>2</sup> )	choix	St (cm)
3	3.62	22.05	12,94	6T12	20	6T12	10	6.3	12,64	16T10	20

2	5.84	22.05	12,94	6T12	20	6T12	10	6.3	12,64	16T10	20
1	6.73	22.05	12,94	6T12	20	6T12	10	6.3	12,64	16T10	20

V.4.5. Vérifications à ELS et de contrainte de cisaillement

Tableau V. 27 : Les vérifications à ELS et de contrainte de cisaillement

			Vérification de contraintes de cisaillement						vérification à l'ELS			
Voile	Zone	V	$\tau_b$	$\bar{\tau}_b$	OBS	$\tau_u$	$\bar{\tau}_u$	OBS	Ns	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS
Type 01	1	1201,8	2,82	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	2,02	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	2132,75	2,88	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	2	1376,1	3,23	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	2,31	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	2042,07	2,81	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	3	923,4	2,17	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	1,55	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1590,34	2,21	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Type 02	1	979,3	3,05	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	2,18	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1513,9	2,66	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	2	1109	3,45	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	2,46	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1523,1	2,76	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	3	637,6	1,98	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	1,42	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1205,15	2,19	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Type 03	1	591,4	3,07	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	2,19	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1531,7	4,52	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	2	382,6	1,98	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	1,42	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1401,3	4,19	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	3	330,6	1,71	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	1,22	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1108,6	3,32	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Type 04	1	443	3,04	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	2,17	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1137	4,15	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	2	444,7	3,05	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	2,18	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1074,8	4,25	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	3	277,7	1,91	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	1,36	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	910,3	3,59	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Type 05	1	466,2	4,53	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	3,23	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	517,65	2,63	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	2	454,6	4,42	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	3,16	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	425,32	2,30	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	3	344,1	3,34	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	2,39	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	250,2	1,39	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Type 06	1	233.11	2.23	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	3,23	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1591,64	10,65	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	2	210.3	1.74	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	3,16	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1841,55	5,17	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	3	107.43	1.06	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	2,39	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1593,63	4,47	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Type 07	1	95.66	0.78	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	3,23	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1591,64	10,65	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	2	88.78	0.28	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	3,16	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1841,55	5,17	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	3	71.78	0.36	5	$\tau_b < \bar{\tau}_b$	2,39	2,5	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	1593,63	4,47	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

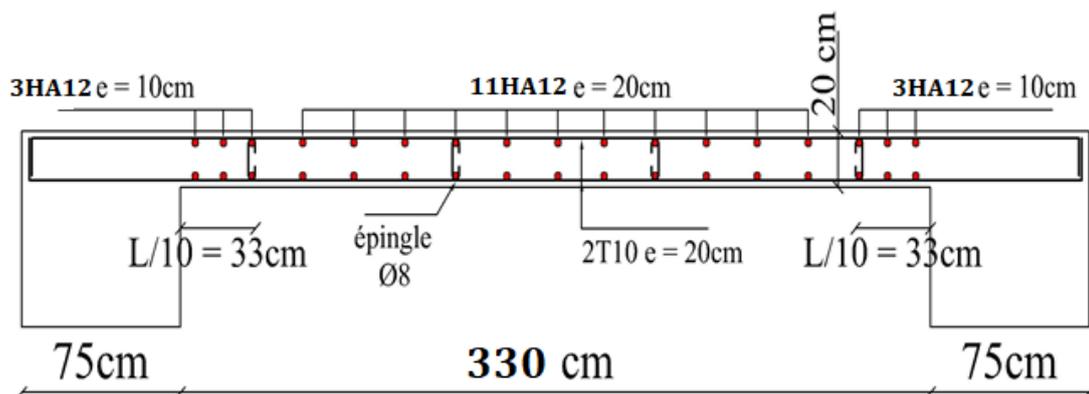


Figure V. 8: Schéma de ferrailage de voile type 02.

#### V.4.6. Ferrailages des linteaux

##### V.4.6.1. Introduction

Les linteaux sont des poutres courtes parfaitement encastées en leurs extrémités aux trumeaux, leur conception doit être faite de manière à éviter la rupture, ils seront calculés à la flexion simple à l'ELU en situation accidentelle.

On a 2 types de linteaux

Type01 linteaux RDC, Type02 linteaux étage courent

##### V.4.6.2. Vérification des contraintes tangentielles dans les linteaux de RDC :

La contrainte de cisaillement dans les linteaux est limitée comme suit :

$$\tau_b = \frac{1,4V}{e.d} < \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28}$$

e : épaisseur du linteau ; d : hauteur utile = 0.9h ; h : la hauteur total de la section brute

Tableau V. 23 : Contraintes tangentielles dans les linteaux

Type	$V_{calcul}$ (KN)	d (m)	e × d (m <sup>2</sup> )	$\tau_b$ (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	Observations
01	378.75	0,612	0,122	3.10	5	Vérifier
02	267.62	0.567	0.113	3.30	5	Vérifier

##### V.4.6.3. Ferrailage

Les linteaux seront ferrailés conformément au règlement RPA99, d'après l'article 7.7.3 du RPA99 ; deux cas peuvent se présenter :

- ❖ Premier cas  $\tau_b \leq 0,06 f_{c28}$ 
  - Aciers longitudinaux (A<sub>l</sub>)

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_l \geq \frac{M}{Z \cdot f_e}$$

Avec :  $Z = h - 2d'$

$h$  : La hauteur totale du linteau.

$d'$  : La distance d'enrobage.

$M$  : Moment dû à l'effort tranchant ( $\bar{V} = 1,4 V_{\text{calcul}}$ ).

- **Aciers transversaux**

- ✓ **Linteaux longs ( $\lambda_g = \frac{l}{h} > 1$ )**

On a :

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot Z}{\bar{V}}$$

Avec:

$S_t$ : Espacement des courts d'armatures transversales.

$A$  : Section d'un court d'armatures transversales.

$$Z = h - 2d'$$

$$\bar{V} = 1,4 V_{\text{calcul}}$$

$L$  : Portée de linteau.

- ✓ **Linteaux courts ( $\lambda_g \leq 1$ )**

On doit avoir :

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot l}{V + A_t \cdot f_e}$$

$$V = \min (V_1, V_2)$$

$$V_2 = 2V_u \text{ Calcul} \quad \text{et} \quad V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

Avec :  $M_{ci}$  et  $M_{cj}$  moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite de linteau de portée  $l_{ij}$ .

$$M_c = A_l \cdot f_e \cdot Z$$

- ❖ **Deuxième cas  $\tau_b \geq 0,06 f_{c28}$**

Dans ce cas, il y a lieu de disposer le ferrailage longitudinal (supérieure et inférieure), transversale et de la partie courante suivant le minimum réglementaire.

Les sollicitations ( $M, V$ ) sont reprises suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales ( $A_D$ ).

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2 f_e \sin \alpha}$$

Avec :  $\tan \alpha = \frac{h - 2d'}{l}$  et  $V$  de calcul (sans majoration).

- **Ferrailage minimal**

✓ **Armatures longitudinale**

$$(A_L, A_L') \geq 0,0015 \times b \times h \quad (0,15\%)$$

✓ **Armatures transversales**

$$- \text{ Pour } \tau_b \leq 0,025 f_{c28} : A_t \geq 0,0015.b.s \quad (0,15\%).$$

$$- \text{ Pour } \tau_b > 0,025 f_{c28} : A_t \geq 0,0025.b.s \quad (0,25\%).$$

✓ **Armatures en section courante (armatures de peau)**

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau  $A_c$  (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0,20 %.

$$A_c \geq 0,002 \times b \times h$$

**V.4.6.4. Exemple de calcul**

- $h = 0,63 \text{ m}$
- $L = 1.2 \text{ m}$
- $e = 0,20 \text{ m}$
- $V = 267.62 \text{ kN}$

On a:  $\tau_b = 3.30 > 0,06 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}$  selon le **RPA99/2003** on est dans le **2<sup>eme</sup>** cas.

❖ **Aciers longitudinaux**

$$A_L = A_L' = 0,0015b \times h = 0,0015 \times 20 \times 0.63 = 1.89 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures diagonales**

$$A_D = \frac{V}{2 f_e \sin \alpha}$$

$$\tan \alpha = \frac{h-2d'}{l} = \frac{63-2 \times 6.3}{100} = 0,50 \Rightarrow \alpha = 26.56$$

$$A_D = \frac{267.62 \times 10^3}{2 \times 400 \times \sin 26.56} = 7.48 \text{ cm}^2$$

Section minimale exigée par le RPA 99 / Version 2003 :

$$A_D = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 20 \times 0.63 = 1.89 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_D = \max (A_D \text{ calculé}, A_D \text{ RPA})$

$$A_D = 7.48 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures transversales**

$$\bar{\tau}_b = 0,025 \times f_{c28} = 0,025 \times 25 = 0,625 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 3.30 \text{ MPa} > \bar{\tau}_b = 0,625 \text{ MPa}$$

Condition minimale des **RPA 99 / Version 2003**

$$A_t \geq 0,0025 \times b \times S \text{ avec : } S = 15 \text{ cm}$$

$$A_t \geq 0,0025 \times 20 \times 15 = 0,75 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures de peau**

$$A_c \geq 0,002 \times b \times h = 0,002 \times 20 \times 63 = 2.52 \text{ cm}^2$$

**❖ Ferrailage final**

Le ferrailage final de ce linteau se résume comme suit :

- $A_l = A_l' = 1.89 \text{ cm}^2$  soit : **2T16** = 4,02 cm<sup>2</sup>.
- $A_t = 0,75 \text{ cm}^2$  soit : **6T12** = 6,79 cm<sup>2</sup> (St = 15 cm).
- $A_c = 2.52 \text{ cm}^2$  soit : **10T14** = 15,4 cm<sup>2</sup> (St = 15 cm).

$$A_D = 7.48 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } \mathbf{8T14} = 12,32 \text{ cm}^2 + \mathbf{Cadre T8} \text{ (St = 15 cm)}.$$

***CHAPITRE VI : Etude  
de l'infrastructure.***

**VI.1. Généralité**

L'infrastructure d'un bâtiment est l'ensemble des parties du bâtiment se trouvant au-dessous du niveau d'encastrement arrêté dans la phase étude, elle est composée de :

- Fondations.
- Amorces poteaux et voiles.
- Voile périphérique s'il est prévu.
- Longrines ou éléments de solidarisation des points d'appui des éléments structuraux verticaux.

Selon le code parasismique Algérien (RPA 99 / Version 2003), toute infrastructure d'une construction doit remplir les conditions suivantes :

- Les éléments précités dans la définition doivent former un ensemble résistant et rigide.
- L'infrastructure doit prendre appui sur des formations de sol compactes et homogènes, de préférence hors eau et sur une assise horizontale.
- L'infrastructure doit être capable de transmettre les charges horizontales (sismiques et du vent) ainsi que les charges verticales (charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- Elle doit pouvoir limiter les tassements uniformes et différentiels.
- Elle doit empêcher les déplacements horizontaux relatifs des points d'appui.
- Son système de fondation doit être homogène avec un seul mode de fondation par bloc de construction.

**VI.2. Etude des fondations****VI.2.1.Introduction**

Les fondations sont les points de contact de la construction avec le sol, elles ont pour rôle de transmettre toutes les charges horizontales et verticales ramenées par les points d'appui (poteaux et voiles) et d'éviter au sol un poinçonnement important ou un enfoncement uniforme ou dissymétrique (tassement uniforme ou tassement différentiel).

Pour remplir son rôle, les fondations doivent transmettre au sol une pression inférieure à sa capacité portante.

**VI.2.2.Différents types des fondations**

En fonction de leur profondeur d'ancrage les fondations sont répertoriées dans des ensembles dits systèmes de fondation :

1. **Système de fondation superficiel** : Semelles isolées centrées et excentrées, semelles filantes et les différents radiers (rigides et souples),  $H/B < 5$  avec  $H \leq 03$  m.
2. **Système de fondation semi profond** : Puits armés et non armés,  $H/B > 5$  avec :  $3\text{m} < H < 6\text{m}$ .
3. **Système de fondation profond** : Pieux battus (vibro forcés) ou forés (moulés),  $H/B > 6$  avec :  $H > 6$  m.
4. **Système de fondation spéciale** : Parois moulées et barrettes,  $H/B > 10$ .

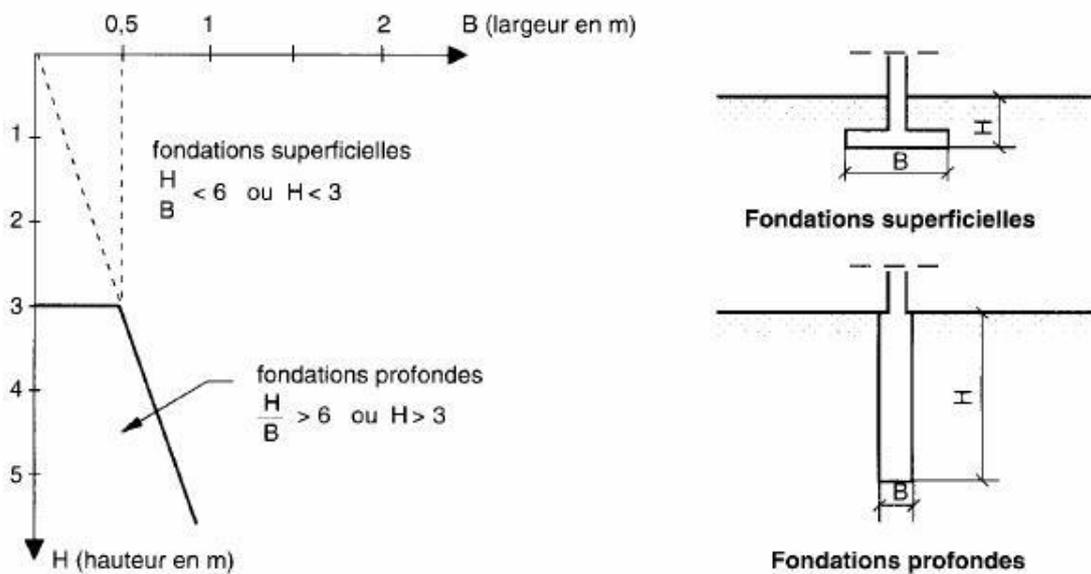


Figure VI. 1 : les différents systèmes de fondation

### VI.2.3. Etude de sol

La valeur de la contrainte du sol est donnée par l'expérience, en raison de la connaissance que l'on peut avoir du terrain sur lequel des ouvrages ont déjà été réalisés, soit à partir des résultats de sondages effectués au laboratoire. L'étude de sol a donné la valeur de la contrainte admissible du sol :  $\overline{\sigma_{sol}} = 0,2 \text{ Mpa}$ .

### VI.2.4. Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres.

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation et sa profondeur.

En ce qui concerne notre ouvrage, nous avons le choix entre :

- Semelle isolée

- Semelles continues (semelles filantes)
- Radier général

Nous proposons en premier lieu des semelles isolées :

### VI.2.5. Vérification de semelle isolée

La vérification à faire est :  $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N : l'effort normal agissant sur la semelle calculée selon les combinaisons.

S : surface d'appui de la semelle.

$\overline{\sigma_{sol}}$  : Contrainte admissible du sol.

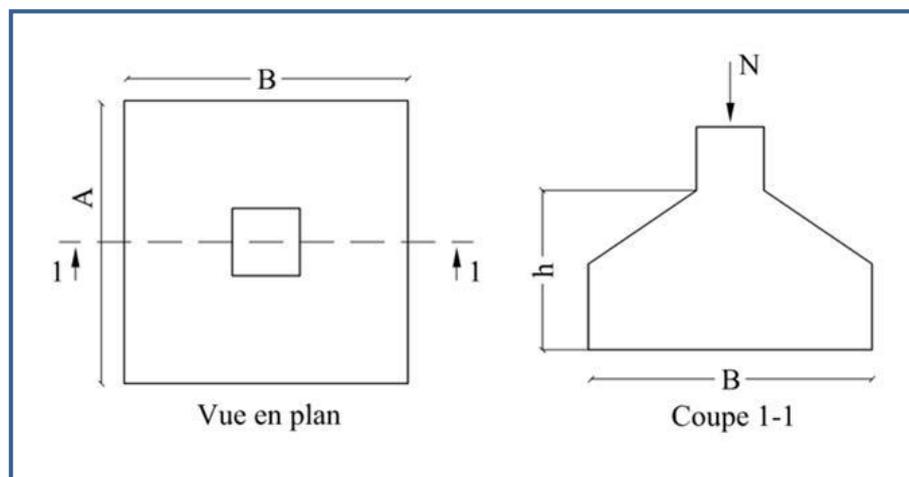


Figure VI. 2 : Semelle isolée

On a :

$$N = 2378,23 \text{ KN} \quad \text{et} \quad \overline{\sigma_{sol}} = 0,2 \text{ Mpa}$$

$$\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow A^2 \leq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}} \Rightarrow A = \sqrt{\frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}}} = \sqrt{\frac{2378,23 \times 10^{-3}}{2 \times 10^{-1}}} = 3,51 \text{ m}$$

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, en tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

### VI.2.6. Vérification des semelles filantes

Tableau VI. 1 : Calcul des semelles filantes

Files	$N_i$ (kN)	$L_F$ (m)	$\bar{\sigma}_{sol}$ (kN/m <sup>2</sup> )	B (m)
01	5236.78	23.40	200	0.98
02	1889.11	23.40	200	2.91
03	16871,97	23.40	200	2.14
04	12741,76	23.40	200	2.83
05	8201.33	23.40	200	1.78
06	8214.71	23.40	200	1.99
07	25871.21	23.40	200	2.66
08	15478.45	23.40	200	2.67
09	17856.32	23.40	200	3.04
10	5687.14	23.40	200	1.111
$\sum N_i$ (kN)	104871.02			

$L_F = \sum L_i + 2d \Rightarrow$  Longueur de la file plus le débord.

$$B \geq \frac{N_i}{\bar{\sigma}_{sol} \times L}$$

$$S = \frac{\sum N_i}{\bar{\sigma}_{sol}} = 104871.02 = 524.33 \text{ m}^2$$

On a:  $S_{\text{batiment}} = 692.04 \text{ m}^2$

$$\text{Donc : } \frac{S_{\text{semelles}}}{S_{\text{batiment}}} = \frac{524.33}{692.04} = 0,75 \Rightarrow \frac{S_s}{S_b} = 75\% > 50\%$$

#### ❖ Conclusion

La surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment, cela nous conduit à opter pour un type de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser : c'est le radier.

### VI.3. Etude du radier

Un radier général est une fondation superficielle occupant la totalité de la surface de la construction.

Il existe deux principaux types de radier général :

- **Le radier général épais** : il comporte seulement une dalle épaisse sur laquelle les charges sont descendues par les murs et les poteaux, en l'absence de toute partie intermédiaire.
- **Le radier général nervuré** : ce type de radier général constitué par un plancher nervuré composé d'un réseau de poutre principales relié par des goussets de poutres secondaires. Le tout supporte la réaction du sol appliquée à une dalle inférieure en béton armé.

#### VI.3.1. Pré dimensionnement du radier

##### VI.3.1.1. Détermination de l'épaisseur de la dalle du radier:

L'épaisseur de la dalle doit satisfaire la condition suivante :

##### ❖ Condition forfaitaire

$$\frac{L_{\max}}{25} \leq h_1 \leq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec

$L_{\max}$ : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 4,30m \Rightarrow 17.20cm \leq h_1 \leq 21.5cm$$

##### ❖ Condition de la raideur

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante:  $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$\text{Avec: } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

I: Inertie de la section transversale du radier  $\left( I = \frac{bh^3}{12} \right)$

E = 32164,159 MPa (module de young du béton).

b: Largeur de la semelle par bande d'un mètre (b=1m).

K: Coefficient de raideur du sol ( $0,5kg/cm^3 \leq K \leq 12kg/cm^3$ ).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K=0,5[kg/cm^3]$  → pour un très mauvais sol.
- $K=4[kg/cm^3]$  → pour un sol de densité moyenne.

- $K=12[\text{kg}/\text{cm}^3] \rightarrow$  pour un très bon sol.

$$\text{On aura: } h_{r2} \geq \sqrt[3]{\frac{3K \left(\frac{2L_{\max}}{\pi}\right)^4}{E}} \Rightarrow h_{r2} \geq 27.58\text{cm}$$

$$\Rightarrow h_{r2} = 27.58\text{cm}$$

On prend  $H_{\text{radier}} = 40 \text{ cm}$

### VI.3.2. Dimensionnement des nervures

#### ❖ Largeur des nervures

- Condition de coffrage

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{10} \geq \frac{4.30}{10} = 0.43 \text{ m}$$

#### ❖ Hauteur des nervures

- Condition de non poinçonnement

Il faut vérifier :

$$N_u \leq 0,045 U_c h_{n2} f_{c28} \dots [1]$$

$N_u$  : Effort normal ultime à la base du poteau du sous-sol,  $N_u = 3071.32 \text{ KN}$

$U_c$  : Périmètre du contour au niveau du feuiller moyen avec :

$$U_c = 2[(a + b) + 2h]$$

a, b : les dimensions du poteau du sous-sol (65 × 65).

D'après l'équation (1) on a :

$$N_u \leq 0,045 (4a + 4h) h_{n1} f_{c28}$$

$$h_{n1} \geq 52.8\text{cm} \quad \text{On prend : } h_{n1} = 60\text{cm.}$$

- Condition de la flèche

La hauteur des nervures se calcule par la formule qui suit:

$$\frac{L_{\max}}{15} < h_{n3} < \frac{L_{\max}}{10}$$

On a :  $L_{\max} = 4.30 \text{ m}$

$$\Rightarrow 28.66\text{cm} < h_{n3} < 43\text{cm}$$

On prend:  $h_{n3} = 45\text{cm}$

$$\text{Donc: } h_N \geq \max(h_{n1}; h_{n2}; h_{n3}) = 60\text{cm} \Rightarrow h_N = 60 \text{ cm}$$

❖ **Conclusion**

Pour satisfaire toutes les conditions précédentes on prend comme hauteur de radier :

$$h = 0.40 \text{ m.}$$

Pour satisfaire la condition précédente on prend comme largeur de nervures :

$$b = 0.65 \text{ m}$$

Pour satisfaire la condition précédente on prend comme hauteur de nervures :

$$h = 0.60 \text{ m}$$

❖ **Surface minimale du radier**

La surface d'emprise du bâtiment est égale à :  $S_{\text{bât}} = 692.04 \text{ m}^2$

Il faut que la surface du radier vérifie la condition suivante :

$$\text{➤ A l'ELS : } S_{\text{rad}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{adm}}} = \frac{104871.02}{200} = 524.35 \text{ m}^2$$

❖ **Caractéristiques géométriques du radier**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suit :

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i}$$

**Avec**

$S_i$  : Aire de panneau considéré

$(X_i; Y_i)$  : Centre de gravité du panneau considéré

Donc les coordonnées de centre de gravité du radier sont :

$$X_G = 15.80 \text{ m}$$

$$Y_G = 11.29 \text{ m}$$

D'autre part on a les coordonnées de centre d'application des résultants des charges de la superstructure sont :

$$X_{\text{sup}} = 15.807 \text{ m}$$

$$Y_{\text{sup}} = 11.821 \text{ m}$$

Calcul de l'excentricité entre le centre d'application des résultantes des efforts de la superstructure et le centre de masse de radier :

$$e_x = |X_{G \text{ str}} - X_{G \text{ rad}}| = |15.80 - 15.807| = 0,007 \text{ m}$$

$$e_y = |Y_{G \text{ str}} - Y_{G \text{ rad}}| = |11.29 - 11.82| = 0,53 \text{ m}$$

• **Moment d'inertie**

L'inertie du radier par rapport aux axes passant par son centre de gravité est :

$$I_{xx} = 57586.95 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 45751.47 \text{ m}^4$$

**VI.3.3. Vérification de la stabilité du radier**

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux.

Le rapport  $\frac{M_s}{M_R}$  doit être supérieur au coefficient de sécurité 1.5  $\left( \frac{M_s}{M_R} > 1.5 \right)$

Avec:

$M_s$ : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre.

$M_R$ : Moment de renversement dû aux forces sismique.

Avec:  $M_R = \sum M_0 + V_0 h$

$M_0$ : Moment à la base de la structure.

$V_0$ : L'effort tranchant à la base de la structure.

$h$ : Profondeur de l'ouvrage de la structure.

❖ **Sens x-x**

$M_0 = 177826,90 \text{ kNm}$  ;  $V_0 = 6885.67 \text{ kN}$  ;  $h = 3.00 \text{ m}$

Donc:  $M_R = 198483.91 \text{ KN}$

$$N_G = N_{G1} + N_{G2} + N_{G3}$$

Avec:

$N_{G1}$ : Poids propre de la superstructure.

$N_{G2}$ : Poids propre de l'infrastructure

$N_{G3}$ : Poids propre du radier.

On a:  $N_{G1} = 90762.28 \text{ KN}$

$$N_{G2} = 11311.27$$

$$N_{G3} = \rho_b \cdot S \cdot h = 25 \times 692.04 \times 0.40 = 6920.4 \text{ KN}$$

Donc:  $N_G = 108993.95 \text{ KN}$

$M_s = N_G \cdot X_G = 108993.95 \times 15.82 = 1724284.289 \text{ KN.m}$

$$\frac{M_s}{M_R} = 8.68 > 1.5 \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

❖ **Sens y-y**

$M_0 = 127004,09 \text{ kN.m}$  ;  $V_0 = 7404.78 \text{ kN}$  ;  $h = 3.00 \text{ m}$

Donc:  $M_R = 149218.43 \text{ KN.m}$

$M_s = N_G \cdot Y_G = 1192393.813 \text{ KN.m}$

$$\frac{M_s}{M_R} = 7.99 > 1.5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

❖ Conclusion

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5; donc notre structure est stable dans les deux sens.

**VI.3.4. Vérification des contraintes dans le sol**

On doit vérifier la contrainte du sol

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rod}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{11806403}{692.04} = 1.70bar < 2.0bar \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

On doit vérifier aussi les contraintes sous le radier ( $\sigma_1, \sigma_2$ ) avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_r \times V_{max}}{I}$$

Avec :  $\sigma_1$  : Contrainte maximale du sol.

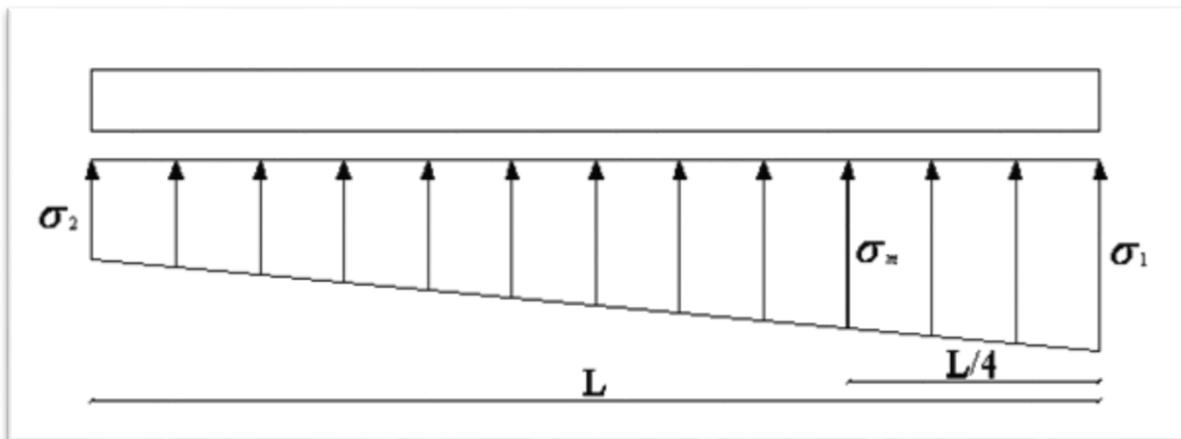
$\sigma_2$  : Contrainte minimale du sol.

On vérifie que :

$\sigma_1$  : Ne doit pas dépasser  $1.5\sigma_{sol}$

$\sigma_2$  : Reste toujours positive pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \dots \dots \dots \text{Reste toujours inférieur à } 1.33 \sigma_{sol}.$$



**Figure VI. 3 : Diagramme des contraintes**

❖ **ELU**

On a:  $N_u = 15145.101kN$ ;  $S = 692.04m^2$

• **Sens x-x**

$$X_G = 15.80m$$

$$I_{xx} = 57586.95m^4$$

$$M_{rev} = 177826.90kN.m$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M_{rev}}{I_{xx}} X_G$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = 282.58kpa \\ \sigma_2 = 184.88KPa \end{cases}$$

• **Sens y-y**

$$Y_G = 11.29m$$

$$I_{yy} = 45751.47m^4$$

$$M_{rev} = 127004.09kN.m$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = 264.10kPa \\ \sigma_2 = 203.36kPa \end{cases}$$

Le tableau suivant regroupe tous les résultats:

**Tableau VI. 2: Vérification des contraintes à l'ELU.**

	$\sigma_1(kPa)$	$\sigma_2(kpa)$	$\sigma_m(kpa)$
<b>Sens x-x</b>	282.58	184.88	258.15
<b>Sens y-y</b>	264.10	203.36	248.91
<b><math>\sigma_{adm}(kpa)</math></b>	300	300	300
<b>Vérification</b>	Vérifié	Vérifié	Vérifié

❖ **ELS**

On a :

$N_s = 137078.11 KN$   $S = 692.04 m^2$

- Sens x-x

$$X_G = 15.80m$$

$$I_{xx} = 57586.95m^4$$

$$M_{rev} = 177826.90kN.m$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M_{rev}}{I_{xx}} X_G$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = 219.45kpa \\ \sigma_2 = 121.75KPa \end{cases}$$

- Sens y-y

$$Y_G = 11.29m$$

$$I_{yy} = 45751.47m^4$$

$$M_{rev} = 127004.09kN.m$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = 200.97kPa \\ \sigma_2 = 140.23kPa \end{cases}$$

Le tableau suivant regroupe tous les résultats:

**Tableau VI. 3: Vérification des contraintes à l'ELS.**

	$\sigma_1 (kPa)$	$\sigma_2 (kPa)$	$\sigma_m (kPa)$
<b>Sens x-x</b>	219.45	121.75	195.02
<b>Sens y-y</b>	200.97	140.23	185.78
<b><math>\sigma_{adm} (kPa)</math></b>	300	300	300

**Vérification :** les contrent sont-ils vérifier

**VI.4. Ferrailage de la dalle du radier****VI.4.1. Détermination des efforts[1]**

- Si  $0.4 < \frac{L_x}{L_y} < 1.0 \Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la

dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots\dots\dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots\dots\dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

**❖ Panneau de rive**

- Moment en travée:  $M_{tx} = 0.85M_x$

$$M_{ty} = 0.85M_y$$

- Moment sur appuis:  $M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_x$  (appui de rive)

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x \quad (\text{autre appui})$$

**❖ Panneau intermédiaire**

- Moment en travée:  $M_{tx} = 0.75M_x$

$$M_{ty} = 0.75M_y$$

- Moment sur appuis:  $M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x$

- Si  $\frac{L_x}{L_y} < 0.4 \Rightarrow$  La dalle travaille dans un seul sens.

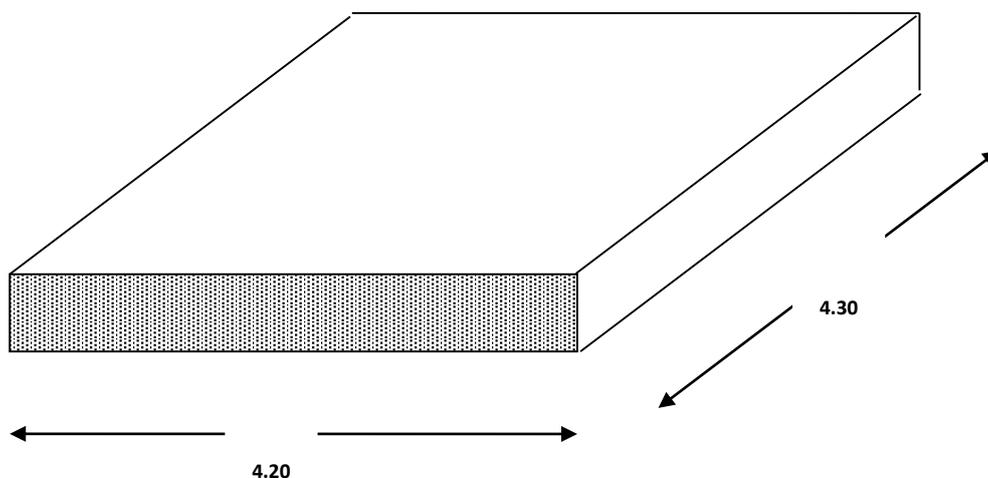
- Moment en travée:  $M_t = 0.85M_0$

- Moment sur appuis:  $M_a = 0.5M_0$

Avec:  $M_0 = \frac{q l^2}{8}$

**VI.4.2. Valeur de la pression sous radier**

ELU:  $q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 248.91\text{KN/m}$



**Figure VI. 4: Vue en plan illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité.**

ELS:  $q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 195.02\text{KN/m}$

**VI.4.3. Calcul des moments**

**VI.4.3.1. Moment en travée et sur appuis à l'ELU (v=0)**

On a le rapport des panneaux  $0.4 < \frac{L_x}{L_y} < 1.0 \Rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments du panneau le plus sollicité sont regroupés dans le tableau suivant:

**Tableau VI. 4: Calcul des moments à l'ELU.**

Panneaux	$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$L_x/L_y$	$\mu_x$	$\mu_y$	$q_u$ (kN/m)	$M_x$ (kNm)	$M_{tx}$ (kNm)	$M_y$ (kNm)	$M_{ty}$ (kNm)	$M_a$ (kNm)
<b>P</b>	4.20	4.30	0.98	0.0384	0.9545	248.91	168.06	142.86	160.41	136.35	84.03

**VI.4.3.2. Moment en travée et sur appuis à l'ELS (v=0.2)**

On a le rapport des panneaux  $0.4 < \frac{L_x}{L_y} < 1.0 \Rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 5: Calcul des moments à l'ELS.

Panneaux	L <sub>x</sub> (m)	L <sub>y</sub> (m)	L <sub>x</sub> /L <sub>y</sub>	μ <sub>x</sub>	μ <sub>y</sub>	q <sub>s</sub> (kN/m)	M <sub>x</sub> (kNm)	M <sub>tx</sub> (kNm)	M <sub>y</sub> (kNm)	M <sub>ty</sub> (kNm)	M <sub>a</sub> (kNm)
P	4.20	4.30	0.98	0.0407	0.9543	165.02	133.03	113.08	128.96	109.62	66.52

**VI.4.4. Calcul du ferrailage**

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple (organigramme I, voire annexe).

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

f<sub>c28</sub>=25MPa ; f<sub>t28</sub>=2.1MPa ; σ<sub>bc</sub>=14.17MPa ; f<sub>e</sub>=400MPa ; σ<sub>s</sub>=348MPa ; b=100cm ; h=40cm ; d=0.9h=36cm

Tableau VI. 6: Ferrailage des panneaux du radier.

	Sens	M <sub>u</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub> (cm)
Travée	x-x	143.32	11.58	7T20	21.99	14
	y-y	136.80	11.03	7T20	14.07	14
Appui	x-x	84.03	6.70	7T16	14.07	14
	y-y					

❖ Espacement [1]

• Travée

Sens x-x :  $esp = \frac{100}{7} = 14.28cm < Min(3h;33cm) = 33cm \dots \dots \dots V\acute{e}rifi\acute{e}e$

Sens y-y :  $esp = \frac{100}{7} = 14.28cm < Min(4h;45cm) = 45cm \dots \dots \dots V\acute{e}rifi\acute{e}e$

• Appuis

Sens x-x :  $esp = \frac{100}{7} = 14.28cm < Min(3h;33cm) = 33cm \dots \dots \dots V\acute{e}rifi\acute{e}e$

Sens y-y :  $esp = \frac{100}{7} = 14.28cm < Min(4h;45cm) = 45cm \dots \dots \dots V\acute{e}rifi\acute{e}e$

**VI.4.5. Vérifications nécessaires pour le ferrailage de radier**

❖ Condition de non fragilité [2]

$A_s^{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 6.52cm^2 < 6.79cm^2$

❖ Vérification des contraintes à l'ELS[2]

Tableau VI. 7: Vérification des contraintes des panneaux de radier.

	Sens	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	obs
Travée	x-x	113.03	21.99	12.46	247261.74	5.69	15	161.40	201.63	V
	y-y	128.96	21.99	12.46	247261.74	6.49	15	184.15	201.63	V
Appuis	x-x	66.52	14.07	10.39	175809.174	3.93	15	145.31	201.63	V
	y-y									

VI.4.6.Ferrailage des nervures

❖ Calcul des efforts

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire "BAEL91 modifié 99"[2].

On a :  $M_0 = \frac{qL^2}{8}$

- En travée :  $M_t = 0.85M_0$

Sur appuis :  $M_t = 0.50M_0$

❖ Calcul des armatures

b =65cm; h=65cm; d=58.5cm; L=4.30m; q=248.91 kN/ml

Tableau VI. 8: Ferrailage des nervures.

	M <sub>u</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
Travée	488.99	23.80	5T25+5T20	40.25
Appuis	287.64	13.71	5T20+5T16	25.76

VI.4.6.1. Vérifications nécessaires nervures

❖ Condition de non fragilité :

$A_s^{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.26cm^2 < 18.10cm^2 \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}e [2]$

❖ Vérification des contraintes à l'ELS [2]

Tableau VII.13. : Vérification des contraintes des nervures

	M <sub>ser</sub> (kN)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	OBS
Travée	383.12	40.25	24.96	1016096.72	9.41	15	189.68	201.63	V
Appuis	162.82	25.76	21.08	744015.85	4.61	15	122.80	201.63	V

Les contraintes dans les aciers ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la section d'armature.

VI.4.6.2. Vérification de la contrainte tangentielle du béton

On doit vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0.1f_{c28}; 4MPa) = 2.5MPa$

Avec :

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

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{248.91 \times 4.30}{2} = 535.15kN$$

$$\tau_u = \frac{535.15 \cdot 10^3}{500 \times 450} = 2.3MPa < \bar{\tau}_u = 2.5MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

❖ Armatures transversales

• BAEL 91 modifié 99 [2]

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{tj} K}{0.8f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0.9d; 40cm) = 40cm$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4MPa\right) = 0.78MPa$$

• RPA99 version 2003 [1]

$$A_t \geq 0.003b_0 S_t$$

$$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = 17.5cm \dots \dots \dots \text{Zonenodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 35cm \dots \dots \dots \text{Zoncourante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1.6\text{cm}$$

$f_e = 400\text{MPa}$  ;  $\tau_u = 2.3\text{ Mpa}$  ;  $f_{t28} = 2.1\text{Mpa}$  ;  $b = 65\text{cm}$  ;  $d = 58.5\text{cm}$

On trouve :

$S_t = 15\text{cm}$ .....Zone nodale.

$S_t = 30\text{cm}$ .....Zone courante.

$$A_t \geq 2.25\text{cm}^2$$

On adopté

$$6\text{HA}8 = 3.02\text{cm}^2$$

❖ **Armature de peau**

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration .En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures .Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que le ronds lisses

Pour le bâtiment courant on a  $1\text{ cm}^2 / \text{m}$  pour les armatures de peau [3]

On opte  $4\text{T}12 = 4.52\text{ cm}^2$

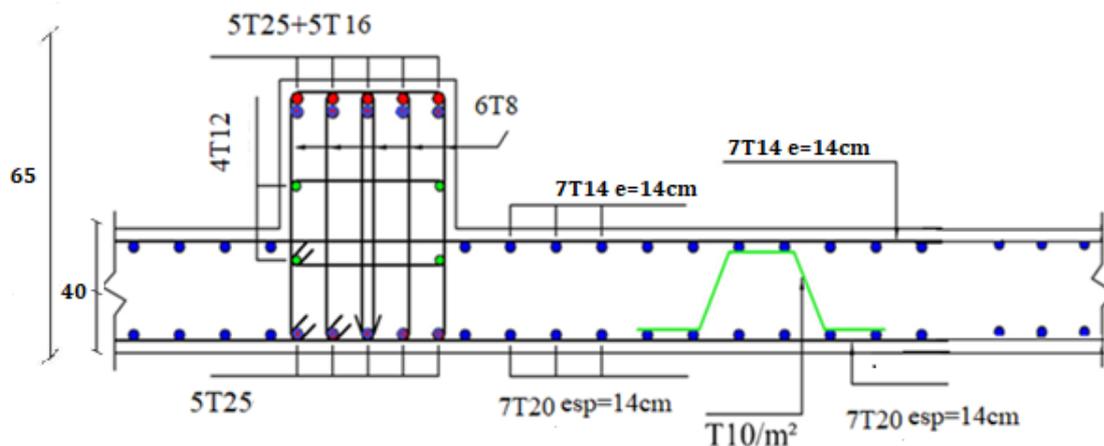


Figure VI. 5: ferrailage de la dalle du radier et la nervure en appuis

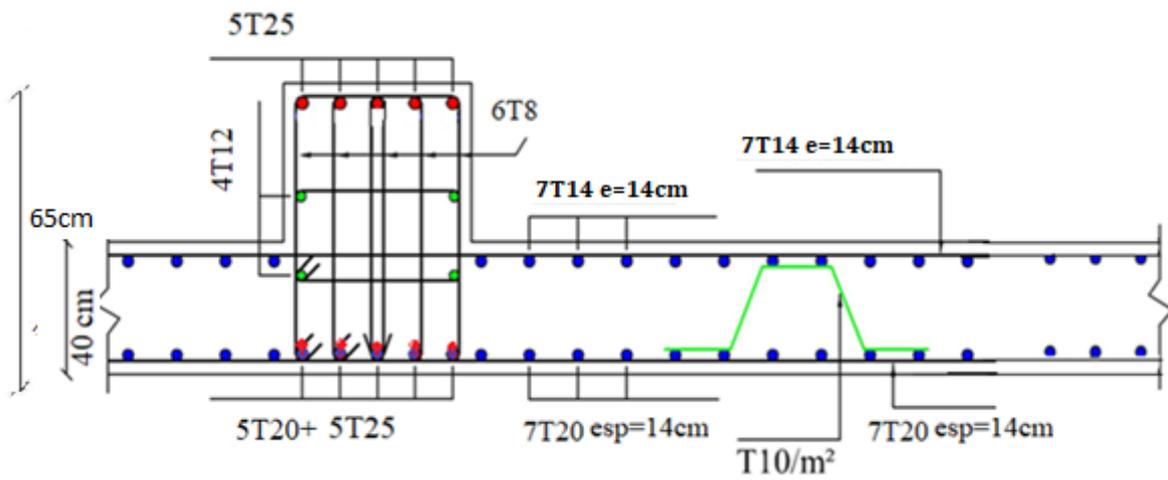


Figure VI. 6: ferrailage de la dalle du radier et la nervure en travée

## VI.5. Étude de voile périphérique

### VI.5.1.Introduction

Comme notre ouvrage est situé en zone **IIa** et conformément à l'article **10.1.2** du **RPA2003**, il doit comporter donc un voile périphérique continu entre le niveau des fondations (radier) et le niveau de base.

Le voile périphérique est une paroi verticale en béton armé, rectiligne effectué sur une profondeur de 3,4 m pour permettre la réalisation d'un sous-sol, il assure à la fois un bon encastrement et bonne stabilité de l'ouvrage ainsi qu'il limite les tassements différentielle a une valeur acceptable.

### VI.5.2.Préconisation du RPA 99 (Art-10-1-2)

D'après l'article **10.1.2** du **RPA2003**, le voile périphérique doit avoir la caractéristique minimale ci-dessous :

- L'épaisseur du voile doit être supérieur ou égale 15cm.
- Les armatures sont constituées de 2 nappes
- Le pourcentage minimum est de 0,1 % dans les deux sens
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

### VI.5.3.Dimensionnement du voile

Le voile périphérique de notre structure a les dimensions suivantes :

Épaisseur de : 20 cm

Hauteur de : 2,6 m

### VI.5.4.Détermination des sollicitations

Dans notre cas, le voile n'est plus un élément porteur, donc on est en présence d'un voile écran travaillant comme étant une dalle pleine dont les charges qui lui sont appliquées sont les poussées des terres. Le voile périphérique est conçu de telle façon à retenir la totalité des poussés des terres.

#### VI.5.4.1. Caractéristiques mécaniques et physiques du sol

- Surcharges éventuelle :  $q = 5 \text{ kN /m}^2$ .
- Poids volumique :  $\gamma = 18 \text{ kN /m}^3$ .
- Angle de frottement interne :  $\varphi = 30^\circ$
- Cohérence :  $C = 0$ .

#### VI.5.4.2. Contrainte de la poussée des terres

$$\sigma_{h1} = K_a \times \gamma \times H$$

$K_a$  : Coefficient de poussée des terres

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$k_a = 0,33$$

$$\sigma_{h1} = 0,33 \times 18 \times H$$

$$H = 0,0 \text{ m} \Rightarrow \sigma_{h1} = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$H = 3,00 \text{ m} \Rightarrow \sigma_{h1} = 17,82 \text{ kN/m}^2$$

#### VI.5.4.3. Contrainte de la poussée horizontale due à la surcharge

$$\sigma_{h2} = K_q \times q$$

$k_q$  : Coefficient de poussée due à la surcharge.

$$k_q = \frac{k_a}{\cos(\beta - \lambda)}$$

On prend  $\beta = \lambda = 0$ .

$$k_q = 0,33$$

$$\sigma_{h2} = 0,33 \times 5 = 1,65 \text{ kN/m}^2$$

#### VI.5.5. Méthode de calcul

Le ferrailage des voiles périphériques, sera calculé comme étant une dalle encastrée sur quatre côtes.

##### VI.5.5.1. Contrainte totale

Les contraintes totales aux quelles est soumis le voile d'infrastructure deviennent alors :

##### ❖ A I'ELU

$$Z = 0 \text{ m} : \sigma_u(0) = 1,35\sigma_h(0) + 1,5\sigma_q = 2,48 \text{ kN/m}^2$$

$$Z = 2 \text{ m} : \sigma_u(3,00) = 1,35\sigma_h(3,00) + 1,5\sigma_q = 20,30 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{umoy} = 15,84 \text{ kN/m}^2$$

##### ❖ A I'ELS

$$Z = 0 \text{ m} : \sigma_{ser}(0) = \sigma_h(0) + \sigma_q = 1,65 \text{ kN/m}^2$$

$$Z = 2 \text{ m} : \sigma_{ser}(3,00) = \sigma_h(3,00) + \sigma_q = 19,47 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{sermoy} = 15,01 \text{ kN/m}^2$$

#### VI.5.6. Ferrailage du voile

Le ferrailage sera calculé pour le panneau le plus sollicité en flexion simple avec une fissuration préjudiciable, le calcul se fait pour une bande de 1 m.

$$\alpha = \frac{L_X}{L_Y} = \frac{2,6}{4,30} = 0,60$$

$0,4 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow$  Le panneau porte sur les deux sens.

Les valeurs de  $\mu_X$  et  $\mu_Y$  sont prise par le tableau dans le (BAEL, ANNEXE 1) :

$M_{0X} = \mu_X \times \sigma \times L_X^2 \Rightarrow$  Dans le sens de la petite portée.

$M_{0Y} = \mu_Y \times M_{0X} \Rightarrow$  Dans le sens de la grande portée.

❖ **Panneau (intermédiaire)**

- Moment en travée :  $M_t = 0,75M_0$
- Moment sur appuis :  $M_a = -0,5M_0$

❖ **Panneau (rive)**

- Moment en travée :  $M_t = 0,85M_0$
- Moment sur appuis :  $M_a = -0,3M_0$

On a :  $\alpha = 0,60$

Les résultats de calcul des moments sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau VI. 9 : Moment selon les deux sens**

	ELU		ELS	
	Sens XX	Sens YY	Sens XX	Sens YY
$\mu$	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
<b>M(KN. m)</b>	11.42	3.36	11.75	5.48
<b>M<sub>t</sub>(KN. m)</b>	9.71	2.86	9.98	4,66
<b>M<sub>a</sub>(KN. m)</b>	5,71	1,68	5.87	2.74

Les résultats de ferrailage du voile périphérique sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 10 : Ferrailage du voile selon les deux sens

	Sense X-X		Sense Y-Y	
	En travée	Sur appuis	En travée	Sur appuis
$M_u$ (KN.m)	9.71	5.71	2.86	1.68
$A_s'$ (cm <sup>2</sup> /ml)	0	0	0	0
$A_s$ (cm <sup>2</sup> /ml)	1.56	0,91	0,46	0,26
Choix des barres	4T12	4T12	4T10	4T10
$A_s$ adopté	4.52	4.52	3,14	3,14
Espacement (cm)	25	25	25	25

❖ Ferrailage minimal

Selon le **RPA2003 (Art. 10.1.2)**, le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens et en deux nappes ce qui nous donne :

$$A_{RPA} \geq 0,1\% \times b \times h = 0,001 \times 20 \times 100 \Rightarrow A_{RPA} \geq 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Selon le **BAEL 91**, le ferrailage minimal est de :

$$A_{\min} \geq 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 20 \times 100 \Rightarrow A_{\min} \geq 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**VI.5.6.1. Vérification de l'effort tranchant**

Selon le « Pratique de BAEL p 356 » on a :

$$\tau_{U_{\max}} = \frac{V_{U_{\max}}}{d} < \left(0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\right) = 1,17 \text{ MPa}$$

❖ Au milieu de grand coté

$$V_u = \frac{q_u l_x}{2} \frac{1}{1+\frac{\alpha}{2}} = \frac{15,84 \times 2,6}{2} \frac{1}{1+\frac{0,6}{2}} = 15,84 \text{ kN}$$

❖ Au milieu du petit coté

$$V_u = \frac{q_u l_x}{3} = \frac{15,48 \times 2,6}{3} = 13,41 \text{ kN}$$

$$\tau_{U_{\max}} = \frac{15,84 \times 10^{-3}}{0,17} = 0,093 \text{ MPa} < \left(0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\right) = 1,17 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**VI.5.6.2. Vérification des contraintes à l'ELS**

Il faut faire la vérification des contraintes suivantes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{serY}}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration préjudiciable}$$

❖ Position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A'_s(y - c') - 15A_s(d - y) = 0$$

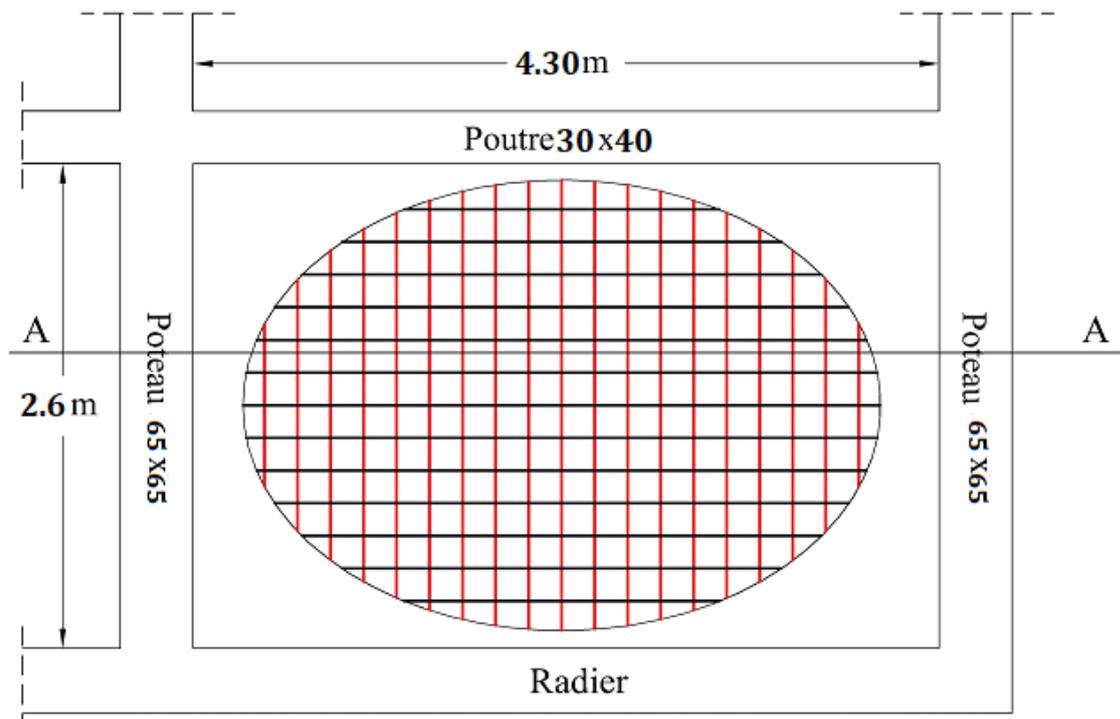
La solution de cette équation est donnée par la formule suivante :

$$y = \frac{n(A_s + A'_s)}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{b(dA_s + C/A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d - y)^2 + nA'_s(y - C')^2$$

Tableau VI. 11 : Tableau récapitulatif de vérification de voile à l'ELS

		$M_{ser}$ (kN. m)	y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st}$ (MPa)	Observation
Sense X-X	Travée	9.98	4,52	15375.64	2,93	127,54	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
	Appuis	5.87	4,52	15375.64	1,72	45,01	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
Sense Y-Y	Travée	4.66	3,14	11319.62	1,29	76,89	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
	Appuis	2.74	3,14	11319.62	0,76	27,21	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$



Coupe A-A

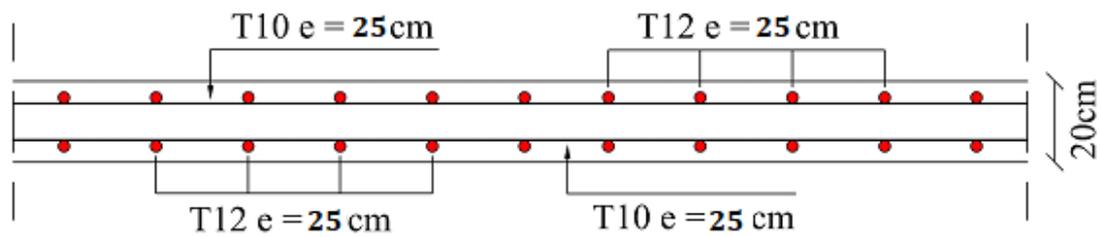


Figure VI. 7 : Ferrailage du voile périphérique

# *Conclusion générale*

### **Conclusion générale**

Ce projet de fin d'étude était une occasion pour nous d'appliquer les connaissances théoriques acquises durant notre cursus universitaire et des formations, cette expérience nous a permis d'acquérir et d'approfondir nos connaissances concernant le domaine de bâtiment en se basant sur les documents et règlements techniques, et nous a permis de toucher aux véritables difficultés que peut rencontrer un ingénieur pour le choix du modèle de calcul à considérer pour l'étude de la structure. Parmi ces difficultés on cite la disposition des voiles, et cela est dû à la forme géométrique en plan de notre structure. Celle-ci était dictée par des contraintes architecturales.

Par ailleurs cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

Le choix des matériaux est très important pour la réalisation d'une structure plus au moins résistante.

Pour une bonne étude d'une structure, il faut comprendre son comportement.

La modélisation doit, autant que possible, englober tous les éléments de la structure secondaires soient ils ou principaux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel, en utilisant le logiciel ETABS 2018. Qui permet d'effectuer un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs.

Partager la structure en zones nous a permis d'économiser de la matière (facteur économique).

On a constaté que la disposition des voiles est un facteur beaucoup plus important que la quantité des voiles placées dans la structure, et elle joue un rôle déterminant dans le comportement de ce dernier vis-à-vis du séisme.

Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99/ V2003, cela veut dire que le RPA99 valorise la sécurité avant l'économie.

Le choix de type de fondation s'est avéré important tout en respectant les mesures de préventions imposées pour la stabilité de la structure, cela nous a conduit à opter pour un radier nervuré qui peut assurer la stabilité de notre structure.

Enfin, le travail que nous présentons est le couronnement de cinq années d'études. Espérons d'avoir atteint nos objectifs et permettons d'exploiter ces connaissances dans la vie pratique. Et souhaitons qu'il soit d'une grande utilité pour les promotions à venir.

*Références  
bibliographiques*

### Références bibliographiques

#### ➤ Règlements

- ❖ [1] Règles Parasismiques Algériennes (R.P.A99/2003).
- ❖ [2] Béton Armé aux états limites (BAEL 91/ Modifier 99).
- ❖ [3] Règles De Conception Et De Calcul Des Structures En Béton Armé (CBA93).
- ❖ [4] Document technique réglementaire (charges et Surcharges DTR B.C.2.2)
- ❖ [5] **Belazougui. M**, Calcul Des Ouvrages En Béton Armé, office des publications universitaires, Alger 2004.
- ❖ [6] **H Renaud & J Lamirault**, Précis de calcul de béton armé.
- ❖ [7] **H Renaud & J Lamirault**, Béton Armé, Guide de Calcul Bâtiment et Génie Civil.
- ❖ [8] **Jean Perchât & Jean Roux**, Pratique du BAEL91 cours avec exercices corrigés, édition Eyrolles.
- ❖ [9] **Henry. Thonier**, Conception Et Calcul Des Structures De Bâtiment (Tome 1), Editions Presses De l'école Nationale Des Ponts Et Chaussées, PARIS 1992.
- ❖ [10] **Henry. Thonier**, Conception Et Calcul Des Structures De Bâtiment (Tome 2), Editions Presses De l'école Nationale Des Ponts Et Chaussées, PARIS 1993.
- ❖ [11] **Henry. Thonier**, Conception Et Calcul Des Structures De Bâtiment (Tome 3), Editions Presses De l'école Nationale Des Ponts Et Chaussées, PARIS 1995.
- ❖ [12] **Henry. Thonier**, Conception Et Calcul Des Structures De Bâtiment (Tome 4), Editions Presses De l'école Nationale Des Ponts Et Chaussées, PARIS 1996.
- ❖ [13] **Henry. Thonier**, Conception Et Calcul Des Structures De Bâtiment (Tome 5), Editions Presses De l'école Nationale Des Ponts Et Chaussées, PARIS 1998.
- ❖ [14] **Henry. Thonier**, Conception Et Calcul Des Structures De Bâtiment (Tome 6), Editions Presses De l'école Nationale Des Ponts Et Chaussées, PARIS 1999.